

1 01183

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**MODELO PROBABILÍSTICO DISTRIBUIDO
PARA LA ESTIMACIÓN DE AVENIDAS**

TESIS

PRESENTADA POR:

MEDARDO MEZA OLEA

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE:

**DOCTOR EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

DIRIGIDA POR:

DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.
NOMBRE: MEDARDO MEZA OLEA

FECHA: 14/NOV/2002
FIRMA: [Signature]

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

NOVIEMBRE 2002



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Índice

Introducción	1	
Capítulo 1	Análisis de Modelos Digitales de Terreno	5
1.1	Conceptos básicos de modelos	6
1.1.1	Concepto y tipos de modelos	6
1.1.2	Modelos Digitales del Terreno	9
1.1.3	Mapas y modelos digitales del terreno	9
1.1.4	El modelo digital de elevaciones	10
1.1.4.1	La construcción del MDE	12
1.2	Generación de líneas de flujo	13
1.3	Definición de cuenca hidrológica	15
1.4	La conservación de la continuidad hidrológica	16
Capítulo 2	Análisis de frecuencia de eventos extremos	19
2.1	Estadística hidrológica (Conceptos básicos)	19
2.1.1	Variables aleatorias y axiomas de probabilidad	20
2.1.2	Conceptos de función de distribución de probabilidad	22
2.1.3	Análisis de confiabilidad	25
2.1.4	Estimación de los parámetros estadísticos	26
2.1.4.1	Método de momentos	28
2.1.4.2	Método de Máxima Verosimilitud	28
2.1.4.3	Método de momentos de probabilidad pesada	30
2.1.4.4	Método de momentos-L	31
2.2	Funciones de distribución de probabilidad univariadas	34
2.2.1	Distribución Normal	35
2.2.2	Distribución Lognormal de 2 parámetros	35
2.2.3	Distribución Lognormal de 3 parámetros	36
2.2.4	Distribución Gamma de 2 parámetros	36
2.2.5	Distribución Gamma de 3 parámetros (Pearson tipo III)	37
2.2.6	Distribución Log-pearson Tipo III	37
2.2.7	Distribución General de valores extremos GVE tipo I (Gumbel)	38
2.2.8	Distribución General de valores extremos GVE	38
2.2.9	Distribución Gumbel Mixta	39
Capítulo 3	Análisis Regional Hidrológico	40
3.1	Identificación de regiones homogéneas	42
3.1.1	Método Geográfico	43
3.1.2	Método Trazos Multidimensionales	43
3.1.3	Método coeficientes de variación de gastos máximos anuales	45
3.1.4	Método Región de Influencia	47

3.2	Técnicas regionales	51
3.2.1	Técnicas de estaciones-año	52
3.2.2	Técnica de correlación y regresión múltiple	54
3.2.3	Técnica de Avenida-Índice	58
Capítulo 4	Modelo propuesto	61
4.1	Método racional	62
4.1.1	Coefficiente de escurrimiento C_e	64
4.1.2	Intensidad de lluvia	66
4.2	Tratamiento de la información de lluvia	67
4.2.1	Corrección del valor de lluvia representativo para la cuenca	67
4.2.2	Metodología para obtener curvas de Precipitación-Duración-Periodo de Retorno a partir de registros de lluvia máxima diaria	68
4.3	Interpolación espacial de la lluvia	73
4.3.1	Obtención de la duración para la intensidad de diseño (tiempo de concentración)	74
4.4	Obtención de gastos (síntesis de la metodología)	76
4.5	Tránsito hidrológico en ríos (<i>método de Muskingum</i>)	80
Capítulo 5	Aplicación del modelo	82
5.1.	Primera aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Pijijiapan	82
5.1.1.	Extracción de las características geomorfológicas de la cuenca de Pijijiapan	83
5.1.2.	Coefficiente de escurrimiento C_e	85
5.1.3.	Tratamiento de la información de lluvia	87
5.1.3.1.	Análisis de Frecuencia para la Información de lluvia	87
5.1.4.	Calibración del modelo	91
5.1.5.	Tratamiento de la información de gastos máximos	92
5.1.5.1	Análisis de Frecuencia para la información de gastos máximos, Pijijiapan	95
5.2.	Segunda aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Xiquila	96
5.2.1.	Extracción de las características geomorfológicas de la cuenca de Xiquila	97
5.2.2.	Coefficientes de escurrimiento calibrados para la cuenca de Xiquila	101
5.2.3.	Tratamiento de la información de lluvia	102
5.2.3.1	Análisis de Frecuencia para la información de lluvia de la cuenca de Xiquila	103
5.2.4.	Tratamiento de la información de gastos máximos, cuenca de Xiquila	104
5.2.4.1.	Análisis de frecuencia para la información de $Q_{m\acute{a}x.}$ de la cuenca de Xiquila	104

5.2.5.	Resultados obtenidos de la aplicación del modelo a la cuenca de Xiquila	105
5.3.	Tercera aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Huites	107
5.3.1.	Extracción de las características geomorfológicas de la cuenca de Huites	109
5.3.2.	Coefficientes de escurrimiento calibrados para la cuenca de Huites	118
5.3.3.	Tratamiento de la información de lluvia	121
5.3.3.1.	Análisis de frecuencia para la información de lluvia de la cuenca de Huites	122
5.3.4.	Tratamiento de la información de gastos máximos, cuenca de Huites	127
5.3.4.1.	Análisis de frecuencia para la información de Q máx. de la cuenca de Huites	128
5.4.	Aplicación de las técnicas regionales a la cuenca de Huites	130
5.4.1	Técnica estaciones-año	131
5.4.2	Técnica avenida índice	136
5.4.3	Técnica de correlación y regresión múltiple	140
Conclusiones		155
Bibliografía		161
Anexos	Disco de 3.5"	

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Dedicatoria

Dedico este trabajo con todo mi cariño:

A Esther, por estar siempre a mi lado.

A mi hijo Isaac por su gracia.

A mis padres, por el hecho de serlos.

Especialmente a Jesús y Esther, por su gran apoyo.

A mis hermanos y cuñados.

A mis maestros y a la Universidad Nacional Autónoma de México,
por la oportunidad de aprender.

Agradecimientos

A mi director de tesis, Dr. Carlos Escalante, por su ayuda en la realización de este trabajo, a quien para expresarle mi agradecimiento, no encuentro las palabras suficientes.

A mis sinodales, Dr. Carlos Cruickshank, Dr. Jesús Gracia, Dr. Oscar Fuentes Mariles, Dr. Rodolfo Silva, Dr. Gabriel Echavez y al Dr. Rolando Springall, quienes amablemente accedieron a leer y calificar este trabajo, gracias por sus sugerencias.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT
por la beca otorgada para la realización del doctorado.

A los amigos que me ofrecieron su apoyo.



Lista de Tablas

- Tabla 2.1. Parámetros de una población y estadísticos de una muestra.
- Tabla 4.1. Coeficiente de escurrimiento para ser usado en el método racional (Chow et al., 1988).
- Tabla 4.2. Fórmula para calcular los tiempos de concentración.
- Tabla 4.3. Valores de la relación $P(t)/P(1h)$, Para las láminas menores a una hora.
- Tabla 5.1. Características de la cuenca de Pijijiapan
- Tabla 5.2. Coeficientes de escurrimiento, ponderados para cada una de las subcuencas del Pijijiapan.
- Tabla 5.3. Registros de lluvia máxima en 24 hrs., de la estación Pijijiapan.
- Tabla 5.4. Eventos de lluvia de diseño modelados mediante la función Gumbel, estación Pijijiapan.
- Tabla 5.5. Curvas Intensidad-Duración Periodo de retorno. Estación analizada: Pijijiapan
- Tabla 5.6. Información de gastos directos de la estación hidrométrica Pijijiapan.
- Tabla 5.7. Función de distribución de probabilidad Gumbel, eventos de gastos directos (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos, hidrométrica Pijijiapan.
- Tabla 5.8. Comparación de los resultados obtenidos por el modelo propuesto con los eventos extrapolados de los reales, así como, contra los eventos transitados mediante el método de Muskingum.
- Tabla 5.9. Características de la cuenca de Xiquila.
- Tabla 5.10. Coeficientes de escurrimiento ponderados para cada una de las subcuencas de Xiquila.
- Tabla 5.11. Registros de lluvia máxima en 24 hrs. de las estaciones pluviométricas involucradas en el estudio.
- Tabla 5.12. Eventos de lluvia extrapolados mediante la función Gamma de dos parámetros por máxima verosimilitud.
- Tabla 5.13. Información de gastos directos de las estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación
- Tabla 5.14. Eventos extrapolados a partir de datos medidos, en las estaciones hidrométricas analizadas.
- Tabla 5.15. Comparación de los resultados obtenidos por el modelo propuesto, con los eventos extrapolados de los reales, así como con los eventos transitados mediante el método de Muskingum.
- Tabla 5.16. Eventos de diseño obtenidos por el modelo propuesto para toda la red de drenaje.
- Tabla 5.17. Características fisiográficas de la cuenca de Chinipas
- Tabla 5.18. Coeficientes de escurrimiento ponderados para cada una de las subcuencas de Chinipas.
- Tabla 5.19. Información de hp máximas en 24 horas.

Tabla 5.20. Eventos de diseño para periodos de retorno asignados, estación Chinipas.

Tabla 5.21. Curvas Intensidad-Duración Periodo de retorno. Estación analizada: Chinipas

Tabla 5.22. Eventos de lluvia extrapolados mediante la función Gamma 3P, estimación de parámetros por MPP.

Tabla 5.23. Información de gastos directos de las estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación.

Tabla 5.24. Hidrométrica Chinipas, eventos de Q directo (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tabla 5.25. Hidrométrica Palo Dulce, eventos de Q directo (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tabla 5.26. Hidrométrica San Francisco, eventos de Q directo (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tabla 5.27. Hidrométrica San Ignacio, eventos de Q directo (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tabla 5.28. Hidrométrica Guerachic, eventos de Q directo (m^3/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tabla 5.29. Región homogénea A, área de la cuenca de Huites

Tabla 5.30. Gastos de escurrimiento directo de la región homogénea A.

Tabla 5.31. Modulación de las muestras de la región homogénea A.

Tabla 5.32. Resumen del análisis de frecuencia que se aplicó al registro único modulado (18 estaciones).

Tabla 5.33. Gastos de escurrimiento directo de la región homogénea A.

Tabla 5.34. Modulación de las muestras ($Q/Q_{2.33}$), después del ajuste de la función Gumbel.

Tabla 5.35. Características fisiográficas de las estaciones de la región A.

Tabla 5.36. Eventos obtenidos con la función Gamma 3 parámetros por MPP.

Tabla 5.37. Valores que intervienen en la regresión para determinar la ecuación regional de $Tr = 2$.

Tabla 5.38. Regresión con 15 características y con Q de $Tr = 2$.

Tabla 5.39. Regresión con 15 características y con Q de $Tr = 2$.

Tabla 5.40. Regresión con 15 características y con Q de $Tr = 2$.

Tabla 5.41. Regresión con 15 características y con Q de $Tr = 2$.

Tabla 5.42. Regresión con 15 características y con Q de $Tr = 2$.

Tabla 5.43. Eventos obtenidos por el modelo propuesto y las tres técnicas regionales.

Tabla 5.44. Primer caso.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.45. Primer caso

Tabla 5.46. Segundo caso.

Tabla 5.47. Segundo caso.

Tabla 5.48. Sitio: hidrométrica Huites (área de 26142 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tabla 5.49. Sitio: hidrométrica Palo dulce (área de 6422 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tabla 5.50. Sitio: hidrométrica Chinipas (área de 5264 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tabla 5.51. Sitio: hidrométrica San Francisco (área de 17633 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tabla 5.52. Sitio: hidrométrica San Ignacio (área de 12129 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tabla 5.53. Sitio: hidrométrica Guerachic (área de 6251 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Lista de Figuras

- Figura 1.1. Polilíneas de altitud constante, más puntos acotados.
- Figura 1.2. Estructura raster representando el relieve del terreno (Cotas distribuidas sobre una malla cuadrada)
- Figura 1.3. Procesamiento de un archivo MDT; en la figura se muestran las elevaciones de cada celda, así como la dirección del flujo asociada: a) MDT original con depresión; b) MDT con áreas planas, creadas mediante el llenado de depresiones.
- Figura 1.4. MDT con relieve impuesto sobre áreas planas (incrementos a las cotas de las celdas).
- Figura 2.1. Ilustración de las distribuciones de probabilidad de una variable aleatoria continua.
- Figura 2.2. Formas más comunes de las funciones de densidad de probabilidades
- Figura 2.3. Definición de los límites de confianza
- Figura 4.1. Gsto de equilibrio.
- Figura 4.2. Obtención de la duración de la lluvia para cada subcuenca.
- Figura 4.3. Visión global de las consideraciones en que se basa el modelo propuesto.
- Figura 4.4. Sistema de tres subcuencas. Obtención de tiempos de concentración, intensidades y gastos.
- Figura 4.5. Hidrograma en el punto A de la figura 4.4. ($T_r = 2$).
- Figura 4.6. Hidrograma en el punto B de la figura 4.4. ($T_r = 2$).
- Figura 4.7. Almacenamiento en prisma y en cuña durante el paso de una avenida.
- Figura 5.1. Trazo de la red de drenaje, cuenca y subcuencas e identificación de los tramos de ríos de la cuenca del río Pijijiapan, área de 186 km².
- Figura 5.2. Cubierta vegetal de la cuenca de Pijijiapan.
- Figura 5.3. Sobreposición de imágenes para la obtención del Coeficiente de escurrimiento.
- Figura 5.4. Graficado de los puntos h_p de 1 hora y de 24 horas. Se trazaron rectas por los puntos definidos para obtener la distribución en el tiempo de la lluvia en 24 hrs.
- Figura 5.5. Separación del gasto base y del gasto directo, a partir del hidrograma del año de 1988.
- Figura 5.6. Ubicación del área de la cuenca de Xiquila.
- Figura 5.7. Trazo de la red de drenaje, cuenca y subcuencas e identificación de los tramos de ríos.
- Figura 5.8. Cubierta vegetal, cuenca de Xiquila.
- Figura 5.9. Localización de las estaciones hidrométricas y pluviométricas así como el trazo de los polígonos de Thiessen, cuenca de Xiquila.

Figura 5.10. Ubicación del área de estudio, cuenca de Huites.

Figura 5.11. Mapa topográfico en el que se observa el relieve de una parte de la cuenca Huites (subcuencas de Palo Dulce y Chinipas).

Figura 5.12. La cuenca de Huites dividida en cuatro secciones.

Figura 5.13. Trazo de la red de drenaje de la cuenca de Huites.

Figura 5.14. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección I.

Figura 5.15. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección II.

Figura 5.16. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección III.

Figura 5.17. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección IV.

Figura 5.18. Cubierta vegetal de la cuenca de Huites.

Figura 5.19. Localización de las estaciones hidrométricas y pluviométricas así como el trazo de los polígonos de Thiessen.

Figura 5.20. Ajuste de Q medio contra sus áreas drenadas, de las 18 estaciones involucradas.

Figura 5.21. Ajuste de $Q_{2.33}$ contra sus áreas drenadas, de las 9 estaciones involucradas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Introducción

Desde hace varias décadas, el análisis y la estimación de eventos de diseño han sido tema de numerosas investigaciones, en el campo de la hidrología. Al pretender estimar eventos de diseño mas allá de los periodos de retorno registrados, nos enfrentamos, en principio, con el desconocimiento de su magnitud y ocurrencia, que son datos fundamentales para el dimensionamiento de cualquier estructura hidráulica, esto sin perder de vista que los resultados de las estimaciones se aceptan siempre bajo un cierto riesgo hidrológico, pues se trabaja con variables aleatorias.

Para la estimación de los eventos de diseño, se ha utilizado desde hace varios años el análisis de frecuencia de gastos máximos anuales, a partir del cual se obtiene la distribución de probabilidad que mejor represente a la muestra, proporcionando así, el evento de diseño para el periodo de retorno deseado. En la práctica se ha vuelto común el empleo de estas funciones de distribución de probabilidad univariada, pero en la actualidad tienden a ser sustituidas o mejoradas por otras funciones o por una combinación de ellas. Un ejemplo de esto son las funciones de distribución de probabilidad multivariada sobre las que podemos mencionar los trabajos de Escalante y Raynal (1994), Raynal y Salas (1987) y Rueda (1981), en los que se ha comprobado que existe una mejora significativa tanto en la fase de estimación de parámetros, como en la fase de eventos de diseño, cuando se usan distribuciones multivariadas de valores extremos. La diferencia radica en que las distribuciones univariadas no toman en cuenta el suceso en otros sitios, porque se basan en los registros de una estación. En cambio, las multivariadas consideran la información que otra u otras estaciones pudieran proporcionar, con lo que es posible mejorar la estimación de los eventos a calcular.

No obstante, a menudo el especialista se enfrenta con sitios donde se cuenta con escasa o nula información para el diseño de obras hidráulicas. Para estos casos –respecto a los cuales es necesario conocer la magnitud de las avenidas para obtener eventos de diseño en sitios no aforados o con periodos cortos de registro histórico-, se recurre a las técnicas de estimación regional (Cunnane, 1988), las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio, representando así una buena alternativa. Generalmente estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, sin embargo han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño. Las técnicas utilizadas en la práctica

con mayor frecuencia, son las de estaciones-año, avenida índice y correlación y regresión múltiple. Existen otras, como por ejemplo, el método de los momentos adimensionales, el método bayesiano, etcétera.

Uno de los requerimientos en la aplicación de métodos estadísticos basados en información hidrométrica, implica que el sitio de interés esté aforado y que cuente con una longitud de registro relativamente amplia, para garantizar una buena estimación. Además, estos métodos sirven a su vez, de apoyo para el desarrollo de modelos regionales (Escalante y Reyes, 2000).

Existen métodos para estimación de avenidas como los anteriormente citados, los cuales utilizan información hidrométrica y se trabajan mediante técnicas estadísticas. Por otra parte, dichas estimaciones de avenidas también pueden ser inferidas a partir de información hidrometeorológica (datos de precipitación), esto mediante modelos de lluvia-escurrimiento. Una de las limitaciones que se pueden señalar respecto a la estimación de avenidas a partir de información hidrométrica, como ya se mencionó anteriormente, es que se requiere de una longitud de registro relativamente largo, además, en México contamos con una red hidrométrica poco extensa, y en general las estaciones de aforo existentes se han instalado para medir grandes áreas drenadas, de varios cientos o miles de km², dejando sin aforar las cuencas de menores dimensiones, por lo cual, con frecuencia es más fácil acceder a información climatológica que a información hidrométrica (Campos, 1992).

Ya que en la República Mexicana se cuenta con un total de 2,924 estaciones pluviométricas y solo el 13 % de las estaciones climatológicas cuentan con pluviógrafos (Escalante y Domínguez, 2001), se tendría mucho mejores condiciones para disponer de información de precipitación tanto en cuencas grandes como en cuencas pequeñas o en sus cercanías. Por lo anterior, el cálculo hidrológico de las avenidas de diseño en cuencas no aforadas, se puede basar en el análisis de la información disponible de la zona de interés sobre lluvias máximas en 24 horas, así como, en las características fisiográficas de la cuenca.

Respecto al modelo hidrológico propuesto para desarrollar el presente trabajo, se pensó en utilizar modelos de parámetros concentrados, como componentes de un modelo de parámetros distribuidos (Martínez, 1996), en el que la precipitación fuera la fuente de entrada principal para este tipo de modelo lluvia-escurrimiento. Asimismo, se planteó que una vez suministrada la información de

lluvia, así como las características de la cuenca (área, longitud y pendiente de los tramos de la red de río, tipo de vegetación, etc.) al modelo, se podrían obtener estimaciones aproximadas de gastos de diseño en cualquier punto a lo largo de la red de drenaje.

Uno de los pasos importantes en la construcción del modelo mencionado, es la discretización del área de estudio en subcuencas. Como parte de dicha discretización, la extracción de las características geomorfológicas de las cuencas hidrológicas (áreas, pendientes, trazado de la red de drenaje y de subcuencas) se realizó utilizando el TOPographic PArameteriZation (TOPAZ) (Garbrecht, 1993) que es un software que extrae automáticamente las características fisiográficas de una cuenca, para el que los modelos digitales del elevación (MDE) representan la información primaria requerida; además se utilizó el Sistema de Información Geográfica (SIG) IDRISI para todo lo relativo a la visualización, manipulación y operación entre imágenes.

Una vez obtenidos los parámetros necesarios para alimentar el modelo, se procede a trabajar la información de lluvia. Con los datos de lluvia máxima en 24 horas se construyeron las curvas *i-d-T*, que nos sirvieron para conocer la intensidad de precipitación correspondiente a cada una de las subcuencas, dependiendo de su tiempo de concentración. Como se sabe, la precipitación varía en el espacio, por lo que se intentó reproducir el patrón de la lluvia lo mejor posible por medio de la interpolación, para de esta manera inferir con un buen grado de aproximación la lluvia que le corresponde a cada una de las subcuencas.

Una vez caracterizada la cuenca y estimadas las intensidades, el siguiente paso fue aplicar la fórmula racional para calcular los gastos, de lo que se obtuvo -a la salida de la cuenca-, los eventos de diseño para los diferentes periodos de retorno asignados. Hemos hecho diferentes aplicaciones del método propuesto con el fin de comparar los resultados obtenidos a partir del mismo, y para ello se seleccionaron cuencas con estaciones hidrométricas correspondientes a diferentes puntos del área de estudio, pudiendo así verificar si los resultados obtenidos coincidían o no con los datos medidos.

En el primer capítulo se presentan ciertas bases conceptuales de los MDE con el fin de abordar posteriormente los aspectos relativos a su manejo e integración en los sistemas de información geográfica. Asimismo, se puede advertir cómo a partir de la información de los MDE se pueden obtener características de las cuencas, como por ejemplo, la red de drenaje de una cuenca,

áreas, longitud y pendientes de los tramos de ríos, etc., siendo esta parte del proceso, muy significativa para el desarrollo del trabajo.

Por otro lado, en el segundo capítulo se presenta la teoría de funciones de distribución de probabilidad de eventos extremos, que es también una parte sustantiva de la tesis, con la cual trabajaremos tanto la información de lluvias máximas, como la información de gastos máximos, estos últimos únicamente con fines comparativos.

En el tercer capítulo se detallan las técnicas de análisis regional mas frecuentemente utilizadas en hidrología, tales como las de estaciones-año, avenida índice y la de correlación y regresión múltiple; dichas técnicas se incluyen en el trabajo con el fin de hacer una comparación entre los eventos estimados con esta metodología y los eventos obtenidos con el modelo propuesto, mencionándose también otras técnicas que son utilizadas para este tipo de análisis.

En el cuarto capítulo se presenta el modelo propuesto. El desarrollo de la metodología para la aplicación del modelo se presenta en el quinto y último capítulo. Finalmente, se describen las conclusiones y recomendaciones mas importantes, obtenidas durante la realización del estudio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 1

Análisis de Modelos Digitales del Terreno

Antecedentes

Desde principios de siglo, la medición cuantitativa de las formas terrestres (geomorfometría) ha generado un creciente interés dentro de la geomorfología. Las mediciones geomorfométricas tradicionales se han llevado a cabo bajo el supuesto de que las variables operan sobre una superficie horizontal o un plano bidimensional (mapas en papel), esto se debe a la complejidad que supone trabajar en el espacio que es verdaderamente tridimensional. Además, hacerlo en la forma tradicional implica un proceso de trabajo sumamente arduo y prolongado. A partir de los años sesenta, con la generalización del uso de las computadoras, la tecnología permitió el desarrollo de programas informáticos que con la información necesaria, realizan de manera automática, la extracción de las características de las cuencas hidrológicas. No obstante, los estudios geomorfométricos basados en este último tipo de tecnología han recibido menos atención. Una parte del proyecto que se presenta, se desarrolla en base a ésta.

Para realizar las mediciones geomorfométricas ha sido necesario apoyarse en el programa "TOPAZ" (TOPographic PArameteriZation) (Garbrecht et al., 1993), un software que extrae automáticamente las características fisiográficas de una cuenca; y también en el SIG "IDRISI" que es un Sistema de Información Geográfica y tratamiento digital de imágenes (desarrollado por la Graduate School of Geography, de la Universidad Clark de Massachussetts, USA). En este trabajo se utilizan estos paquetes informáticos para extraer las características geomorfométricas de una cuenca hidrológica. Los modelos digitales de elevación (MDE) son la parte sustantiva de la información requerida por estos programas, por eso se ha considerado importante conocer más acerca de ellos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.1. Conceptos básicos de modelos

Los sistemas de información geográfica (SIG) manejan información territorial de diversos tipos en función de los modelos de datos y de la naturaleza de las variables. Es frecuente, sin embargo, que los textos sobre SIG mantengan siempre en primer plano la información y el tratamiento de variables nominales, considerando sólo de forma anecdótica todo un conjunto de información territorial de naturaleza intrínsecamente cuantitativa (Felicísimo, 1994).

El motivo de ello es probablemente que los SIG comenzaron traduciendo la información preexistente, reflejada en su mayor parte en forma de mapas temáticos de naturaleza intrínsecamente nominal. La traducción de este tipo de información se realizó en su momento de una forma bastante directa y, por lo tanto, poco traumática, a pesar del cambio de métodos de trabajo; sin embargo este enfoque inicial se reveló pronto insuficiente, por lo que comenzaron las adaptaciones y la introducción de conceptos nuevos, inexistentes en la cartografía convencional, como por ejemplo, los relativos a vinculación con bases de datos o a la consideración de las propiedades topológicas de los elementos gráficos. Actualmente el cambio sigue y las tendencias van aparentemente hacia la tecnología orientada tanto a objetos como a sistemas distribuidos, ambos conceptos nacidos en el campo de la informática. Con todo esto, la separación entre el mapa convencional y el mapa virtual de los SIG se hace cada vez más distante (Felicísimo, 1994).

A continuación se presenta un panorama del manejo de los MDT, sus principios conceptuales, así como los métodos que, importados a veces desde otras áreas del conocimiento, se están mostrando como herramientas idóneas para el análisis y extracción de información territorial.

1.1.1. Concepto y tipos de modelo

Los modelos digitales del terreno son una parte importante de la información integrante de los Sistemas de Información Geográfica. Este apartado tiene por objeto mostrar algunos conceptos básicos de los modelos, para después abordar los aspectos relativos a su manejo.



Una definición de modelo bastante generalizada, originada en el campo geográfico, es la que dice un modelo es "una representación simplificada de la realidad en la que aparecen algunas de sus propiedades" (Joly, 1988).

Existen varias clasificaciones de modelos basadas en diferentes criterios, a continuación se exponen dos de éstas. En la primera, según Turner (1970), se distinguen tres tipos básicos de modelos: icónicos, análogos y simbólicos, que están en función de las reglas de construcción del modelo, es decir, de la forma de establecer la relación de correspondencia con la realidad.

En los modelos icónicos, la relación de correspondencia se establece a través de las propiedades morfométricas, por ejemplo, realizando un cambio de escala y conservando el resto de las propiedades topológicas. Un ejemplo de modelo icónico es una maqueta, en la que se establece una reducción de tamaño conservando las relaciones dimensionales básicas. Sin embargo, este proceso de modelado tiene implicaciones menos obvias que, según los casos, pueden tener importancia. Por ejemplo, en el caso de una maqueta del terreno, la rugosidad de la superficie es una propiedad que no se conservará ya que depende de la escala; en consecuencia, su relación con la rugosidad real puede ser difícil de definir.

Los modelos análogos poseen algunas propiedades similares a los objetos representados, pero sin ser una réplica morfológica de los mismos. Normalmente, en su construcción se utiliza un conjunto de convenciones que sintetizan y codifican propiedades del objeto real para facilitar la lectura e interpretación de las mismas.

Un ejemplo de modelo análogo es un mapa impreso, que se construye mediante un conjunto de convenciones cartográficas relativamente complejas, que conducen a un resultado final claramente distinto del objeto representado. Mediante esta transformación se persigue hacer legible propiedades tales como las altitudes, distancias, localización física de objetos geográficos, sus relaciones e importancia, etcétera.

Los modelos simbólicos se construyen mediante reglas notablemente más abstractas ya que esta denominación suele aplicarse a los casos en los que el objeto real se representa mediante una codificación matemática (geometría, estadística, etcétera).

Un ejemplo de modelo simbólico es la representación de un edificio mediante la identificación y codificación de sus elementos básicos, en una estructura geométrica. El modelo así construido permite la aplicación de algoritmos para, por ejemplo, estimar los esfuerzos a que está sometido.

La segunda clasificación de modelos que interesa a los objetivos de este trabajo, implica una división en modelos digitales y modelos analógicos (Haan et al., 1982). La diferencia básica entre modelos digitales y modelos analógicos radica en que los primeros están codificados en cifras, lo que -entre otros aspectos- permite su tratamiento informático. Los modelos digitales son por tanto modelos simbólicos, y para construirlos es necesario un proceso de codificación de la información que permita una representación virtual manejable por medios informáticos. Los modelos analógicos son modelo físicos, como los ya mencionados de una maqueta como modelo icónico, o un mapa convencional como modelo analógico.

Los modelos digitales presentan propiedades inherentes a su naturaleza numérica, tales como:

- No-ambigüedad. Cada elemento del modelo tiene propiedades y valores específicos y explícitos.
- Verificabilidad. Los resultados se construyen mediante pasos explícitos y concretos que pueden ser analizados uno a uno y comprobados en todas las fases del proceso.
- Repetibilidad. Los resultados no están sometidos, a menos que se diseñe expresamente, a factores aleatorios o incontrolados, y pueden ser comprobados y replicados las veces que se desee.

Sin embargo, aunque la codificación en cifras permite una representación con una elevada precisión teórica, no garantiza la exactitud de los resultados. Es necesario tener siempre presente, que un modelo es una descripción aproximada que, en última instancia, se construye mediante la aplicación de supuestos mas o menos adaptados a la realidad, pero que no son exactos.

1.1.2. Modelos digitales del terreno

La definición formal es la siguiente: Un modelo digital del terreno es una estructura de datos numéricos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua (Felicísimo, 1994).

Los modelos digitales del terreno o MDT son, por lo tanto, modelos simbólicos, ya que las relaciones de correspondencia que se establecen con el objeto real tienen la forma de algoritmos matemáticos. En función de la definición anterior se exponen a continuación las propiedades básicas de los MDT:

- Las relaciones de correspondencia con la realidad se establecen mediante algoritmos.
- Los MDT son conjuntos de datos con una estructura interna.
- Ésta se refleja en la forma lógica -en el sentido informático- de almacenar y vincular las unidades de información de datos entre sí, de manera que representa la relación espacial entre los datos.
- Los MDT representan la distribución espacial de una variable cuantitativa y de distribución continua.

La definición general de MDT no hace referencia explícita a la variable representada, por tanto, puede ser cualquiera que cumpla con los requisitos de la misma. Aunque este aspecto puede parecer obvio, es importante mencionarlo, porque es habitual identificar los MDT con los MDE o modelos digitales de elevación, cuando en realidad pueden ser representadas muchas otras propiedades del terreno, como por ejemplo, los modelos digitales de pendientes.

1.1.3. Mapas y modelos digitales del terreno

Los modelos digitales del terreno tienen una versión analógica en los mapas que pueden representar las mismas variables, pero codificándolas sobre un soporte físico mediante convenciones gráficas. Estos mapas constituyen, por extensión del concepto de MDT, un tipo de modelo analógico del terreno (MAT). Actualmente, ambos tipos de modelos se complementan en diferentes aspectos y en

muchas ocasiones es importante complementar y corroborar alguna información adicional; esto puede hacerse desde un MDT a un MDA, o viceversa.

Algunas ventajas importantes de los MDT sobre los MAT, son:

- La posibilidad de tratamiento numérico de los datos.
- La posibilidad de realizar simulación de procesos.

El mayor problema es que el manejo de los MDT es complejo, ya que:

- Necesita equipo informático que obliga a un entrenamiento especializado.
- La interpretación de la información es indirecta.
- La elaboración de modelos requiere del dominio de lenguajes de programación o la intervención de especialistas en el tema.

1.1.4. El modelo digital de elevaciones

En la cartografía convencional, la descripción de las elevaciones a través de un mapa topográfico constituye la infraestructura básica del resto de los mapas. El papel equivalente en los MDT lo desempeña el modelo digital de elevaciones o MDE. Un MDE es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno.

En general, la unidad básica de información de un MDE es un punto acotado, definido por una terna compuesta de un valor de altitud z , al que acompañan los valores correspondientes de x e y . Las variantes aparecen cuando estos datos elementales se organizan en estructuras que representan las relaciones espaciales y topológicas. Mientras que los mapas impresos usan casi exclusivamente una única convención -las curvas de nivel- para la representación de la superficie del terreno, en los MDE se han utilizado alternativas algo más variadas.

Históricamente, las estructuras de datos más importantes en los Sistemas de Información Geográfica y por extensión, en los modelos digitales del terreno, se han dividido en dos modelos de

datos que están en función de la concepción básica de la representación de los datos, estos son: vectorial y raster.

- Modelo de datos vectorial. En el modelo vectorial los atributos del terreno se representan mediante puntos acotados, líneas o polígonos. Los puntos se definen mediante un par de valores de coordenadas con un atributo de altitud, las líneas mediante un vector de puntos -de altitud única o no- y los polígonos mediante una agrupación de líneas (Figura 1.1.).

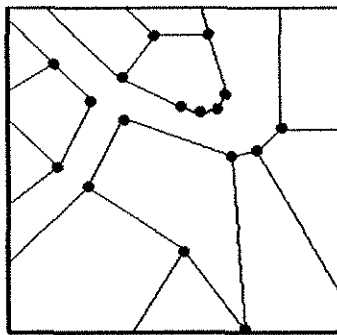


Figura 1.1 Polilíneas de altitud constante, más puntos acotados.

- Modelo de datos raster (Modelo matricial). Las matrices regulares se construyen superponiendo una retícula sobre el terreno y extrayendo la altitud media de cada celda. Normalmente, la retícula es una red rectangular de malla cuadrada, en la que la localización espacial de cada dato está determinada de forma implícita por su ubicación en la matriz, definida por el origen y el valor del intervalo entre filas y columnas. La matriz regular es la estructura más utilizada para construir los MDE, debido a su cómodo manejo informático (Figura 1.2.).

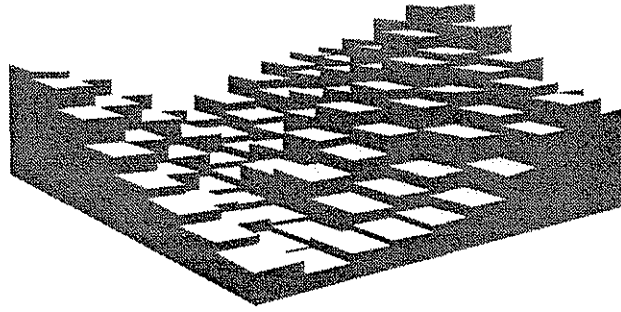


Figura 1.2 Estructura raster representando el relieve del terreno (Cotas distribuidas sobre una malla cuadrada)

1.1.4.1. La construcción del MDE

La captura de información hipsométrica constituye el paso inicial en el proceso de construcción del MDE, e incluye la fase de transformación de la realidad geográfica a la estructura digital de datos. Se trata de una fase trascendente porque la calidad de los datos es el principal factor limitante para los tratamientos que se realicen posteriormente.

Los métodos básicos para conseguir los datos de altitudes pueden dividirse en dos grupos:

Métodos directos (cuando las medidas se realizan directamente sobre el terreno):

- Altimetría: altímetros transportados por plataformas aéreas o satélites.
- GPS: *global positioning system*, sistema global de localización mediante satélite.
- Radargrametría: imágenes de radar.
- Topografía: estaciones topográficas con grabación de datos.

Métodos indirectos (cuando se utilizan documentos analógicos o digitales elaborados previamente):

- Digitalización automática (escáner).
- Digitalización manual (tablero digitalizador)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.2. Generación de líneas de flujo

Uno de los aspectos más importantes de los modelos digitales del terreno, es la posibilidad de realizar simulaciones de procesos. Las características topográficas de una ladera determinan las pautas por las cuales el agua circula sobre ella. El modelo digital de elevaciones contiene información suficiente para definir, al menos en una primera aproximación, las propiedades de la red de drenaje superficial (*stream network*) y, por extensión de la cuenca hidrológica (*watershed*).

Se denomina línea de flujo al trayecto que, a partir de un punto inicial, sigue el escurrimiento superficial sobre el terreno. Las líneas de flujo dentro del MDE siguen las líneas de máxima pendiente y sólo finalizan en los supuestos de desembocar en el mar o llegar al borde del modelo y, optativamente de alcanzar una concavidad topográfica. A partir del trazado de las líneas de flujo es posible definir la red hidrológica, el área de aportación hacia una celda y por extensión, las cuencas hidrológicas.

A continuación se muestra un modelo matemático que genera líneas de flujo a partir de los datos de altitud del MDE. Sus características son las siguientes:

- Estados: se trata de un modelo matemático binario donde las celdas pueden tomar sólo dos valores {0, 1}

$$a^t = 0 \Rightarrow a \notin L$$

$$a^t = 1 \Rightarrow a \in L$$

donde L es las líneas de flujo.

- Entorno: los 8 vecinos más próximos y la propia celda.
- Variables auxiliares: z , altitud.
- Reglas de propagación:

-el inicio es una única celda donde $a^0_{i,j} = 1$,

-la propagación se realiza a la celda que cumpla la condición de pendiente máxima negativa desde la celda anterior.

- Tiempo: el modelo matemático funciona hasta que la celda a la que se propaga pertenece a la línea de flujo o no existe candidata con pendiente negativa (lo que implica una concavidad o una zona plana sin trayectoria definida).

En este caso puede observarse que la pendiente se define con signo, para diferenciar la pendiente ladera arriba (positiva) de la de ladera abajo (negativa).

El proceso se puede representar de la forma siguiente: se señala una celda origen de la línea de flujo $a^0_{i,j} = 1$:

	ESTADO, α			VARIABLE, v			TIEMPO, t
	j-1	j	j+1	j-1	j	j+1	
i-1	0	0	0	z ₈	z ₁	z ₂	
i	0	1	0	z ₇	z ₀	z ₃	0
i+1	0	0	0	z ₆	z ₅	z ₄	

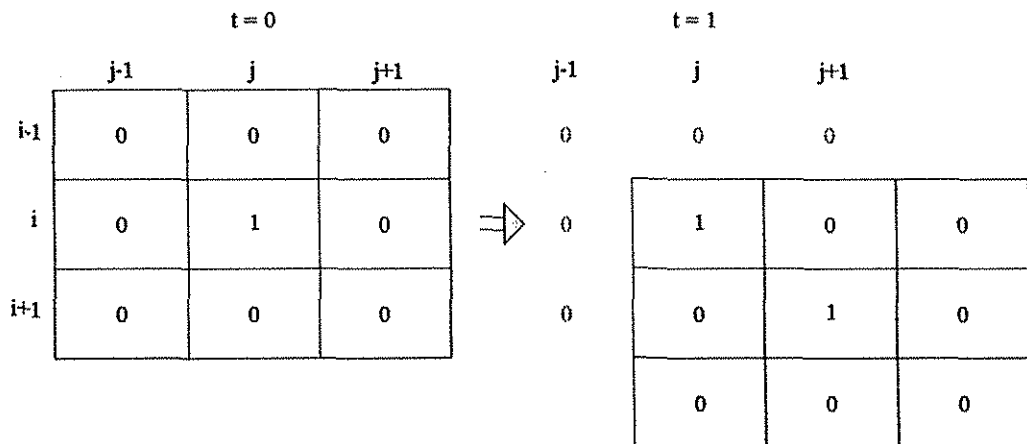
Se definen los valores de la variable auxiliar para la celda y su entorno y se calculan los valores de las pendientes locales:

$$p_1 = \text{tg}^{-1} \frac{z_0 - z_1}{d}; p_2 = \text{tg}^{-1} \frac{z_0 - z_2}{\sqrt{2}d}; \dots; p_8 = \text{tg}^{-1} \frac{z_0 - z_8}{\sqrt{2}d}$$

La regla de propagación define la celda que cambiará de estado en función de los valores de la pendiente que, en este caso, tiene signo:

$$a_m^{t+1} \leftarrow 1 \Rightarrow \rho_m < \rho_{m \neq m}$$

Suponiendo que $m = 4$, es decir, que la pendiente máxima ladera abajo señala la diagonal inferior derecha, la transición será:



El modelo matemático anterior genera líneas que crecen sobre la matriz y cuya longitud depende de las iteraciones necesarias para llegar a que se cumplan algunas de las condiciones de finalización. En cada iteración se calcula, para cada celda, un sentido de flujo, es decir, la dirección de máxima pendiente ladera abajo en su entorno inmediato. Una línea de flujo esta compuesta, por lo tanto, por una secuencia ordenada de sentidos de flujo.

1.3. Definición de cuenca hidrológica

La delimitación de una cuenca hidrológica se entiende mediante dos conceptos:

- Se define el área de aportación de una celda como el conjunto de elementos del MDE cuyas líneas de flujo convergen en ella.
- Por extensión, una cuenca hidrológica está formada por el área de aportación de una celda singular, que actúa como sumidero.

Por lo tanto, el área de aportación puede establecerse para cualquier celda del MDE, mientras que no todas las celdas son sumidero de una cuenca hidrológica.

Ciertas investigaciones llevadas a cabo en décadas pasadas, han demostrado la posibilidad de obtener información topográfica de interés hidrológico directamente de los modelos digitales de elevación. Mediante estas técnicas se pueden extraer características como la red de drenaje, áreas de cuencas y subcuencas, longitudes y pendientes de los tramos de río, etcétera (Jenson y Dominique, 1988; Mark, 1988; Moore et al., 1991; Martz y Garbrecht, 1992). Esta tecnología permite extraer de manera más rápida y con mayor precisión, dichas características hidrológicas, en comparación con la forma tradicional (manual) que se aplicaba en los mapas topográficos (Tribe, 1991). El TOPAZ es un software provisto con una serie de algoritmos que permiten obtener en forma automatizada las características de una cuenca, además, tiene la ventaja de generar datos digitales listos para ser importados y analizados por algunos Sistemas de Información Geográficos (SIG).

1.4. La conservación de la continuidad hidrológica

Un problema característico en la creación de los MDE es la aparición de concavidades o depresiones en el fondo de los valles. Este tipo de situación se genera por el uso de funciones de interpolación de grado superior, en zonas conflictivas.

La presencia de las concavidades tiene importancia en el caso de la simulación de procesos hidrológicos, ya que interrumpen las líneas de flujo. La corrección de concavidades en los MDE es posible mediante algoritmos que simulan la inundación y el relleno de las depresiones (Mark, 1988; Fairchild y Leymarie, 1991, Martz y Garbrecht, 1992). Este proceso modifica el modelo de elevación original.

Conceptos fundamentales del programa (TOPAZ)

El objetivo principal del programa, es proveer rápida y automáticamente, algunas propiedades geomorfométricas de la cuenca a partir del procesamiento de un archivo raster, MDE.

En principio se traza la red de drenaje. El trazado de la red es una parte muy importante del programa ya que a partir de ahí se derivan otras extracciones de parámetros, como por ejemplo el delineado (parteaguas) de cuencas y subcuencas, áreas, pendientes y longitudes de los tramos de ríos, etcétera. Este trazado se lleva a cabo mediante algoritmos que simulan el flujo superficial. En principio, el programa procesa el MDE para el tratamiento de las depresiones y áreas planas -sin modificar otras partes del MDE- y este procedimiento supone dos etapas:

La primera corrige las depresiones "cerradas" de los MDE mediante algoritmos que simulan la inundación y el relleno de las celdas (Mark, 1988; Fairchild y Leymarie, 1991; Martz y Garbrecht, 1992). La depresión va a ser llenada hasta alcanzar la elevación de la salida local de la misma, usando el método de Martz y Jong (1988), (Figura 1.3). Este proceso modifica el modelo de elevación original.

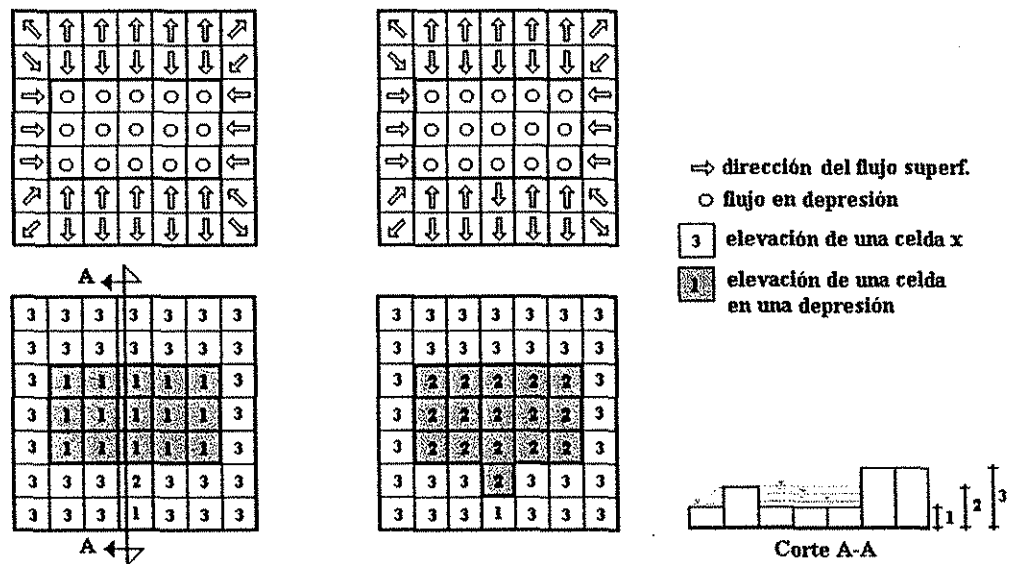


Figura 1.3 Procesamiento de un archivo MDT; en la figura se muestran las elevaciones de cada celda, así como la dirección del flujo asociada: a) MDT original con depresión; b) MDT con áreas planas, creadas mediante el llenado de depresiones.

La segunda fase remueve áreas planas (áreas planas inherentes al MDE y áreas creadas por el llenado de depresiones de la primera fase), asignándole un relieve a todas y cada una de éstas, con el fin de permitir una mejor definición de las líneas de flujo al momento de ejecutar el algoritmo de simulación de flujo. La asignación del relieve se lleva a cabo mediante un incremento en la altura

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

original de cada celda, dándose un mayor incremento a las celdas que están mas alejadas de la salida de dichas áreas y disminuyendo éste hasta asignar un incremento menor a las celdas que están cerca de la salida, para poder conectar y continuar con el trazado de las líneas de flujo (Martz y Garbrecht, 1992), (Figura 1.4).

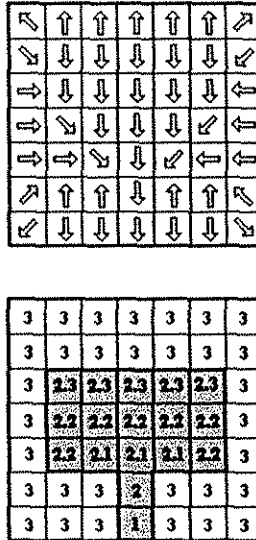


Figura 1.4 MDT con relieve impuesto sobre áreas planas (incrementos a las cotas de las celdas).

Es importante señalar que el avance en la discretización de la cuenca y la obtención de sus características geomorfométricas se logró mediante la aplicación del software TOPAZ y con apoyo del SIG IDRISI, para todo lo que tiene que ver con la visualización, manipulación y operación entre imágenes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 2

Análisis de frecuencia de eventos extremos

Introducción

Como se mencionó anteriormente, el diseño y la planeación de obras hidráulicas están siempre relacionados con eventos hidrológicos futuros. La complejidad de los procesos físicos de estos eventos hidrológicos, hace imposible, en la mayoría de los casos, una estimación confiable de los eventos de diseño basados en las leyes de la mecánica o la física, ya sea porque esos métodos son insuficientes o porque el modelo matemático resultante sería muy grande, complicado y difícil de manejar (Aparicio, 1989). Es por eso que las técnicas estadísticas aplicadas a la solución de diversos problemas hidrológicos, juegan un papel central en este tipo de análisis, que en la literatura se conoce comúnmente como análisis de frecuencia.

Para estimar eventos de diseño, se ha utilizado desde hace varios años el análisis de frecuencia de gastos máximos anuales, a partir del cual se obtiene la distribución de probabilidad que mejor representa los datos de la muestra, proporcionando así, una extrapolación confiable. En la práctica se ha vuelto común el empleo de estas funciones de distribución de probabilidad univariada, pero en la actualidad tienden a ser sustituidas o mejoradas por otras funciones o por una combinación de ellas, como por ejemplo las funciones de probabilidad multivariadas.

A continuación se exponen los conceptos referentes al análisis de frecuencia y a las distribuciones de probabilidad univariadas, los cuales son fundamentales en el desarrollo del trabajo, tanto para el análisis de lluvias como para el de gastos.

2.1. Estadística hidrológica (conceptos básicos)

La estadística es la rama de las matemáticas que señala las reglas para recabar, presentar y procesar los datos o eventos obtenidos al repetir varias veces un experimento, definido éste, como el proceso de observación y registro de un cierto fenómeno. Respecto a los datos procedentes de un

experimento, estos pueden ser determinísticos o aleatorios, los primeros pueden ser previstos y los segundos no; la estadística trata precisamente con los datos aleatorios (Rascón, et al., 1972).

Al conjunto de observaciones x_1, x_2, \dots, x_n de la variable aleatoria, se le denomina muestra. Cuyo número de datos n se conoce como tamaño de la muestra. Se supone que las muestras son obtenidas de una *población hipotética* infinita que posee propiedades estadísticas constantes. Al conjunto de todas las muestras posibles que pueden extraerse de una población, se conoce como el espacio muestral, y un evento es un subconjunto del espacio muestral (Montgomery et al., 1996).

2.1.1. Variable aleatoria y axiomas de probabilidad

Una definición de variable aleatoria es la siguiente, cualquier cantidad X es una variable aleatoria si para un número x existe una probabilidad P , de que X sea igual o menor que x , o sea: $P(X \leq x) =$ probabilidad. Lógicamente las variables aleatorias son la respuesta a los fenómenos aleatorios, cuyos posibles resultados integran el denominado espacio de eventos de tal fenómeno. Se entiende por probabilidad a una función P que aplicada al evento A le asigna un número real $P(A)$ (Montgomery et al., 1996), definido por:

$$P(A) = \frac{N_{cf}}{N_{cp}}$$

2.1

Donde:

N_{cf} es el número de casos favorables al evento A

N_{cp} es el número de casos posible

y que satisfacen los axiomas siguientes:

$$P(A) \geq 0$$

2.2



$$P(E) = 1$$

2.3

$$P(A + B) = P(A) + P(B); \quad (\text{si los eventos } A \text{ y } B \text{ son mutuamente excluyentes})$$

2.4

De los axiomas 2.2 y 2.3 se deduce que la probabilidad de un fenómeno aleatorio cualquiera, es un número comprendido en el intervalo abierto de cero a uno. En términos de los axiomas anteriores se puede demostrar que si A y B son dos eventos cualesquiera, entonces la probabilidad de su unión (\cup) se evalúa mediante la fórmula:

$$P(A \cup B) = P(A) + P(B) - P(A \cap B)$$

2.5

Conviene notar que si A y B son eventos mutuamente excluyentes, su intersección será nula, entonces $P(A \cap B) = 0$ y la ecuación 2.5 se reduce al axioma 2.4.

Un concepto práctico significativo es el de probabilidad condicional del evento A , dado que el B ha ocurrido; si $P(B)$ es diferente de cero, entonces

$$P(A/B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)}$$

2.6

Se puede deducir que si dos eventos son independientes, la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos no se verá afectada debido a que el otro haya ocurrido o no; esto nos conduce a la definición de independencia estadística, que de acuerdo a la ecuación anterior, será igual a:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$P(A/B) = P(A)$$

2.7

lo cual implica que

$$P(A \cap B) = P(A).P(B)$$

2.8

2.1.2. Conceptos de función de distribución de probabilidad

Toda variable aleatoria (discreta o continua) se define o describe completamente mediante su rango de posibles valores y su ley de probabilidades, la cual se puede expresar de varias formas, la más común es la forma de la denominada Función de Distribución de Probabilidades Acumuladas.

Tomando en cuenta que la probabilidad de que una variable aleatoria continua tome un valor dado cualquiera, es cero, se debe llevar a cabo un artificio para transformar la variable continua en discreta, el cual consiste en dividir su campo o rango en un número infinito de tramos pequeños (diferenciales dx), de manera que se pueda aceptar la probabilidad media de que la variable aleatoria continua esté en alguno de tales intervalos.

Se define como función de densidad de probabilidad $f(x)$, el modelo matemático de la variable aleatoria continua, es decir, la curva límite del histograma cuando se tiene infinitos intervalos de clase y que posee las propiedades siguientes:

$$f(x) \geq 0;$$

-la curva es positiva

2.9

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx = 1;$$

-el área bajo la curva es igual a 1

2.10

$$\int_a^b f(x)dx = P(a \leq X \leq b); \quad -a \text{ y } b \text{ son valores cualesquiera de } x, \text{ siempre que: } a < b$$

2.11

lo anterior se ilustra en la Figura 2.1.

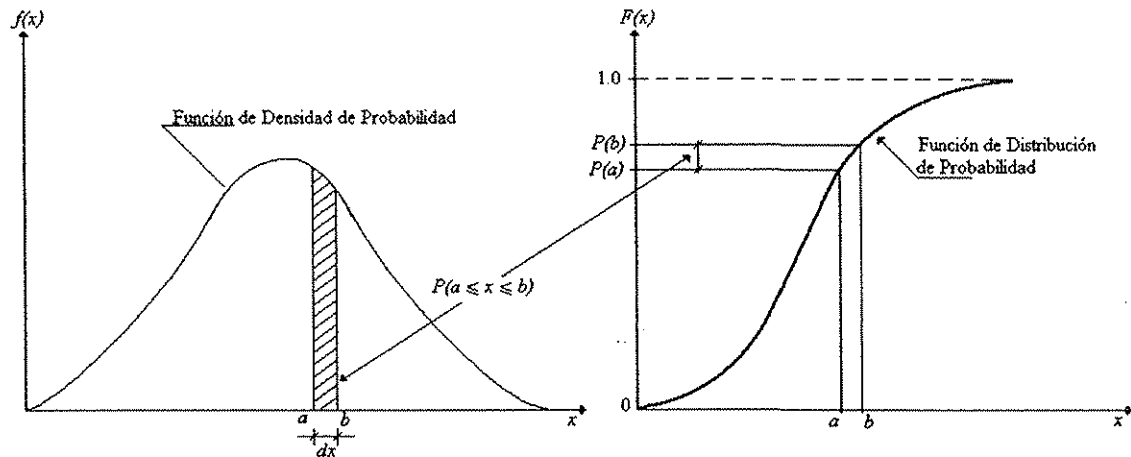


Figura 2.1 Ilustración de las distribuciones de probabilidad de una variable aleatoria continua.

La Función de Distribución de Probabilidad Acumulada $F(x)$ o simplemente Distribución de Probabilidad se define como la probabilidad de que la variable X tome valores menores o iguales de x , esto es:

$$F(x) = F(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx$$

2.12

con las propiedades siguientes:

$$0 \leq F(x) \leq 1,$$

$$F(-\infty) = 0,$$

$$F(\infty) = 1,$$

$$F(x + e) \geq F(x), \text{ si } e \geq 0,$$

$$F(a \leq x \leq b) = F(b) - F(a).$$

Si observamos, en realidad tanto $f(x)$ como $F(x)$ están satisfaciendo los tres axiomas de la probabilidad.

También se puede demostrar matemáticamente que la función de densidad $f(x)$, es la derivada de la función de distribución $F(x)$.

$$\frac{d(F(x))}{dx} = f(x)$$

2.13

A continuación, en la Figura 2.2, se muestran los efectos en la función de densidad de probabilidad causados por cambios en la desviación estándar σ y el coeficiente de asimetría C_s .

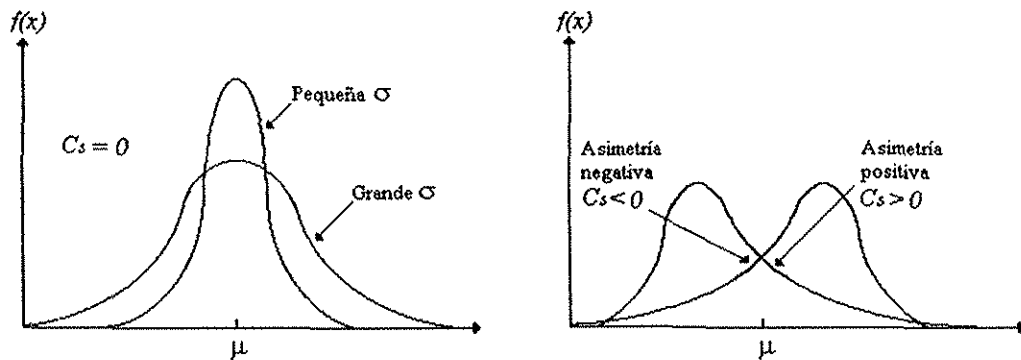


Figura 2.2 Formas más comunes de la funciones de densidad de probabilidades

Concepto de periodo de retorno. En un análisis de frecuencia de datos hidrológicos, el primer objetivo es determinar el intervalo de recurrencia o periodo de retorno Tr de un evento hidrológico, dada una magnitud x . El periodo de retorno se define como el número de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada x sea igualado o excedido por lo menos una vez. Si un evento hidrológico X igual o mayor a x ocurre una vez en Tr años, su probabilidad de excedencia es $P(X \geq x) = 1/Tr$, y análogamente

$$Tr = \frac{1}{P(X \geq x)} = \frac{1}{[1 - P(X \leq x)]}$$

2.14

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.1.3. Análisis de confiabilidad

La confiabilidad de los resultados de un análisis de frecuencia depende de qué tan bien se ajuste el supuesto modelo probabilístico a un conjunto de datos hidrológicos.

Los estimadores estadísticos usualmente se presentan con un rango, o intervalo de confianza, dentro del cual razonablemente puede esperarse que caiga el valor correcto. El tamaño del intervalo de confianza depende del nivel de confianza β . Los valores extremos superior e inferior del intervalo de confianza se conocen como los límites de confianza (Figura 2.3). A cada nivel de confianza β corresponde un nivel de significancia α , dado por:

$$\alpha = (1 - \beta) / 2 \tag{2.15}$$

por ejemplo, si $\beta = 90\%$, entonces $\alpha = (1 - 0.9) / 2 = 0.05$ o 5%.

Para estimar la magnitud del evento con un periodo de retorno T_r , el límite superior $L_{T,\alpha}$ y el límite inferior $U_{T,\alpha}$ pueden especificarse ajustando la ecuación del factor de frecuencia

$$U_{T,\alpha} = \bar{y} + s_y K_{T,\alpha}^U \tag{2.16}$$

$$L_{T,\alpha} = \bar{y} + s_y K_{T,\alpha}^L \tag{2.17}$$

donde los $K_{T,\alpha}^U$ y $K_{T,\alpha}^L$ son los factores de los límites de confianza superior e inferior.

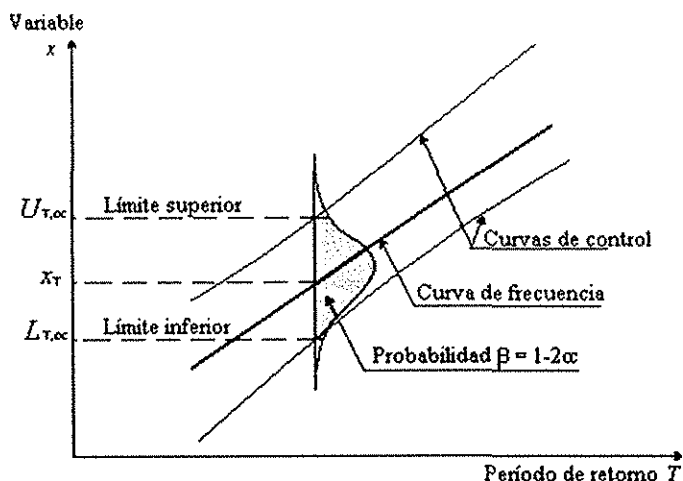


Figura 2.3 Definición de los límites de confianza

Método del Error Estándar de Ajuste. Este método consiste en calcular, para cada función de distribución ajustada, el error cuadrático e de la ecuación 2.10, donde x_{ei} es el i -ésimo dato estimado y x_{oi} es el i -ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis, n es el tamaño de la muestra y p es el número de parámetros de la función de distribución.

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2}{n - p} \right]^{1/2}$$

2.18

2.1.4. Estimación de los parámetros estadísticos

Como la distribución de probabilidades de la mayoría de las variable hidrológicas es desconocida, es necesario investigar de entre todos los modelos teóricos conocidos, cual es el que mejor representa estadísticamente los datos, para poder llegar a hacer inferencias mas allá del periodo de datos registrado, reduciendo así, la incertidumbre. Ya que todas las distribuciones de probabilidad están definidas por determinados parámetros estadísticos, surge la necesidad de estimar sus valores a partir de los datos históricos registrados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El objetivo de la estadística es precisamente extraer la información esencial de un conjunto de datos. Los estadísticos son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. Los parámetros estadísticos son las características de una población, como por ejemplo μ , σ , que simbolizan la media y la desviación estándar de la población, respectivamente. La Tabla 2.1 resume las ecuaciones para algunos parámetros de una población, así como los estadísticos de una muestra.

Tabla 2.1. Parámetros de una población y estadísticos de una muestra.

Parámetros de la población	Estadísticos de la muestra
1. Medida de tendencia central	
Media aritmética	
$P(X \leq x) = F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
2. Medidas de dispersión	
Varianza	
$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2]$	$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$
Desviación estándar	
$\sigma = \left\{ E[(x - \mu)^2] \right\}^{1/2}$	$s = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
Coefficiente de variación	
$Cv = \frac{\sigma}{\mu}$	$Cv = \frac{s}{\bar{x}}$
3. Medidas de Simetría	
Coefficiente de asimetría	
$\gamma = \frac{E[(x - \mu)^3]}{\sigma^3}$	$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3}$

En la literatura existe una gran variedad de métodos para estimar los parámetros de las funciones de distribución, de los cuales, se pueden mencionar el de momentos, máxima verosimilitud, momentos-L, promedios de probabilidad pesada, mínimos cuadrados, entre otros. Los primeros cuatro métodos se utilizan en este trabajo, y se describen a continuación.

2.1.4.1. Método de momentos

El método de momentos fue desarrollado por Kar Pearson en 1902 (Chow, et al., 1988). Él consideró que unos buenos estimadores de los parámetros de una función de probabilidad son aquellos para los cuales los momentos de la función de densidad de probabilidad alrededor del origen son iguales a los momentos correspondientes de la información de la muestra. Esto es equivalente al centroide de un cuerpo. El centroide correspondiente de la función de probabilidad, es:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \tag{2.19}$$

De la misma manera, el segundo y tercer momentos en la distribución de probabilidad pueden igualarse a los valores de la muestra para determinar los valores de los parámetros de la distribución de probabilidad. En principio, Pearson sólo consideró momentos alrededor del origen, pero posteriormente se volvió común el uso de la varianza como el segundo momento central, la cual es:

$$\sigma^2 = E[(x - \mu)^2] \tag{2.20}$$

y el coeficiente de asimetría como el tercer momento central estandarizado,

$$\gamma = E[(x - \mu)^3] / \sigma^3 \tag{2.21}$$

los cuales determinaban el segundo y tercer parámetros de la distribución.

2.1.4.2. Método de máxima verosimilitud

El método de máxima verosimilitud fue desarrollado por R. A. Fisher en 1922 (Chow, et al., 1988). Él decía que el mejor valor de un parámetro de una distribución de probabilidad debería ser el valor que maximizara la verosimilitud o probabilidad conjunta de ocurrencia de la muestra observada.

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

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

2.22

Debido a que muchas funciones de densidad de probabilidad son exponenciales, algunas veces es conveniente trabajar con la función logaritmo de la verosimilitud.

Para poder resolver esta expresión, es necesario maximizar la función L , y dado que una función alcanza su máximo en el mismo lugar que lo hace su logaritmo, por facilidad se maximiza la función logarítmica de verosimilitud.

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

2.23

El máximo valor de $\ln L$ ocurre cuando $\partial(\ln L)/\partial\lambda = 0$.

Finalmente, al derivar esta expresión con respecto a cada uno de los parámetros, se obtienen tantas ecuaciones como parámetros tenga la función. Y al igualar las ecuaciones a cero, se despejan los parámetros.

2.1.4.3 Método de momentos de probabilidad pesada

Greenwood et al. (1979), introdujeron el método y mostraron su utilidad en la estimación de parámetros de distribuciones cuyas formas inversas $x = x(F)$ se definen explícitamente. Si $F(x) = P(X \leq x)$, entonces, los momentos de probabilidad pesada se definen como:

$$M_{i,j,k} = E[x^i F^j (1-F)^k] = \int_0^1 [x(F)]^i F^j (1-F)^k dF \quad 2.24$$

Donde $M_{i,j,k}$ es el momento de probabilidad pesada de orden (i,j,k) , $E[\cdot]$ es el operador esperanza, e i,j,k son números reales. Si $M_{i,j,k} = 0$ e i es un entero no negativo, entonces $M_{i,0,0}$ representa el momento convencional de orden i con respecto al origen.

$$M_k = \int_{-\infty}^{\infty} x^k f(x) dx \quad 2.25$$

Si $M_{i,0,0}$ existe y x es una función continua de F , entonces $M_{i,j,k}$ existe para todos los números reales no negativos j y k . Para valores enteros no negativos de j,k se tiene:

$$M_{i,0,k} = \sum_{j=0}^k \binom{k}{j} (-1)^j M_{i,j,0} \quad 2.26$$

$$M_{i,j,0} = \sum_{k=0}^j \binom{j}{k} (-1)^k M_{i,0,k} \quad 2.27$$

Si $M_{i,0,k}$ existe y x es una función continua de F , entonces $M_{i,j,0}$ también existe. Si $M_{1,0,k} = M_k$ se puede obtener un estimador no sesgado para M_k y $k =$ entero no negativo si $x_i, i = 1, \dots, n$ son los valores ordenados de mayor a menor como:

$$\hat{M}_k = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n-k} x_j \binom{n-i}{k} / \binom{n-1}{k} \quad 2.28$$

$$\hat{M}_0 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_j \quad 2.29$$

$$\hat{M}_1 = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{j=1}^{n-1} x_j (n-i) \quad 2.30$$

$$\hat{M}_2 = \frac{1}{n(n-1)(n-2)} \sum_{j=1}^{n-2} x_j (n-i)(n-i-1) \quad 2.31$$

$$\hat{M}_3 = \frac{1}{n(n-1)(n-2)(n-3)} \sum_{j=1}^{n-3} x_j (n-i)(n-i-1)(n-i-2) \quad 2.32$$

2.1.4.4. Método de los momentos-L

Los momentos-L son análogos a los números convencionales, sin embargo, tienen cierta ventaja sobre aquellos, ya que son capaces de caracterizar a un mayor número de distribuciones, además de estar virtualmente libres de sesgo aún para muestras pequeñas (Hosking, 1990). El primer estimador por momentos-L es la media, y se define como:

$$\lambda_1 = E[X]$$

2.33

Sea $x(i|n)$ la i -ésima observación en una muestra de tamaño n , ordenada de mayor a menor.

Entonces, para cualquier distribución de probabilidad, el segundo momento-L es una descripción de escala basada en la diferencia esperada entre dos observaciones seleccionadas de forma aleatoria.

$$\lambda_2 = \frac{1}{2} E[X_{(1|2)} - X_{(2|2)}]$$

2.34

De forma similar el sesgo y la curtosis se pueden obtener como:

$$\lambda_3 = \frac{1}{2} E[X_{(1|3)} - 2X_{(2|3)} + X_{(3|3)}]$$

2.35

$$\lambda_4 = \frac{1}{2} E[X_{(1|4)} - 3X_{(2|4)} + 3X_{(3|4)} - X_{(4|4)}]$$

2.36

Así como la varianza o el coeficiente de asimetría de una distribución son función de las esperanzas $E[X]$, $E[X^2]$, $E[X^3]$, los momentos-L pueden estimarse en función de los momentos de probabilidad pesada.

$$\beta_r = E\{X[F(X)]^r\}$$

2.37

Los primeros cuatro momentos-L son:

$$\lambda_1 = \beta_0 \tag{2.38}$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0 \tag{2.39}$$

$$\lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0 \tag{2.40}$$

$$\lambda_4 = 20\beta_3 - 30\beta_2 + 12\beta_1 - \beta_0 \tag{2.41}$$

Donde

$$\beta_r = M_{i,r,0} = \int_0^1 xF^r dF \tag{2.42}$$

Los estimadores muestrales de los momentos-L pueden obtenerse al sustituir los estimadores insesgados de las ecuaciones (2.7) a (2.10) en las ecuaciones (2.16) a (2.19). Los primeros momentos-L poblacionales se pueden obtener mediante la expresión (2.20), de la forma siguiente:

$$\lambda_1 = \int_0^1 x(F)dF \tag{2.43}$$

$$\lambda_2 = \int_0^1 x(F)(2F - 1)dF \tag{2.44}$$

$$\lambda_3 = \int_0^1 x(F)(6F^2 - 6F + 1)dF$$

2.45

$$\lambda_4 = \int_0^1 x(F)(20F^2 - 30F^2 + 12F - 1)dF$$

2.46

Una vez conocidas las λ_1 , λ_2 , λ_3 y λ_4 se pueden obtener las relaciones de los momentos-L.

$$\text{Coeficiente de variaci3n-L} = \tau_2 = \lambda_2/\lambda_1$$

2.47

$$\text{Coeficiente de sesgo-L} = \tau_3 = \lambda_3/\lambda_2$$

2.48

$$\text{Coeficiente de curtosis-L} = \tau_4 = \lambda_4/\lambda_2$$

2.49

2.2. Funciones de distribuci3n de probabilidad univariadas

En hidrología estadística existe una gran variedad de funciones de distribuci3n de probabilidad, y cada una de ellas cuenta con sus parámetros. Dentro de la extensa variedad de distribuciones de probabilidad disponibles para la modelaci3n de muestras de datos en hidrología se han seleccionado las siguientes, dado que ellas son las de uso más com3n en esta área.

Distribuci3n Normal

Distribuci3n Lognormal con 2 parámetros

Distribuci3n Log-normal con 3 parámetros

Distribución Gamma con 2 parámetros

Distribución Gamma con 3 parámetros

Distribución Log-Pearson tipo III

Distribución Gumbel

General de Valores Extremos

Gumbel Mixta

A continuación se presentan dichas funciones de distribución de probabilidad $F(x)$ y de densidad $f(x)$, así como sus parámetros:

2.2.1. Distribución Normal

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-1/2 \left[\frac{x-\mu}{\sigma} \right]^2} dx$$

2.50

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-1/2 \left[\frac{x-\mu}{\sigma} \right]^2}; \quad -\infty < x < \infty$$

2.51

Donde

μ parámetro de ubicación (media)

σ parámetro de escala (desviación estándar)

2.2.2. Distribución Lognormal de 2 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x \sigma_y}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2}$$

2.52

Donde

μ_y parámetro de ubicación

σ_y parámetro de escala

coeficiente de asimetría > 0 (Kite, 1977)

2.2.3. Distribución Log-normal de 3 parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}$$

2.53

Donde

x_0 parámetro de ubicación

μ_y parámetro de ubicación

σ_y parámetro de escala

coeficiente de asimetría > 0 y $x > x_0$ (Kite, 1977)

2.2.4. Distribución Gamma de 2 parámetros

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)}; \quad \alpha > 0, \gamma > 0$$

2.54

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-\frac{x}{\alpha}}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)}$$

2.55

Donde

α parámetro de escala

β parámetro de ubicación

γ_x coeficiente de asimetría poblacional

coeficiente de asimetría muestral < 2 (Kite, 1977)

2.2.5. Distribución Gamma de 3 parámetros (Pearson tipo III)

$$f(x) = \frac{1}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \left[\frac{x - x_0}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{x-x_0}{\alpha} \right]}; \quad \alpha > 0, \gamma_x > 0, x_0 \leq x < \infty$$

2.56

Donde

x_0 parámetro de ubicación

α parámetro de escala

β parámetro de ubicación

γ_x coeficiente de asimetría poblacional

coeficiente de asimetría muestral < 2 (Kite, 1977)

2.2.6. Distribución Log-Pearson tipo III

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left[\frac{\ln x - y_0}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln x - y_0}{\alpha} \right]}$$

2.57

Donde

y_0 parámetro de ubicación

α parámetro de escala

β parámetro de ubicación

γ coeficiente de asimetría poblacional
coeficiente de asimetría muestral < 2 (Kite, 1977)

2.2.7 Distribución general de valores extremos Tipo I (Gumbel)

$$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}}; \quad \alpha > 0, x > 0$$

2.58

Donde

μ parámetro de ubicación

α parámetros de escala

2.2.8 Distribución general de valores extremos "GVE"

$$F(x) = e^{-\left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/\beta}}; \quad \alpha > 0, x > 0$$

2.59

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/(\beta-1)} e^{-\left[1 - \left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/\beta}}; \quad -3 \leq x \leq 4$$

2.60

Donde

μ, α, β parámetros de ubicación, de escala y de forma, respectivamente.

Tipo I, Gumbel $\beta \rightarrow 0, -\infty < x < \infty$ y coeficiente de asimetría = 1.14

Tipo II, Frechet $\beta < 0, \mu + \alpha/\beta < x < \infty$ y coeficiente de asimetría > 1.14

Tipo III, Weibull $\beta > 0, -\infty < x < \mu + \alpha/\beta$ y coeficiente de asimetría $\gamma_x < 1.14$ (Kite, 1977)

2.2.9. Distribución Gumbel Mixta

$$F(x) = p.e^{-\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} + (1-p).e^{-\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)}$$

2.61

$$f(x) = \frac{p}{\alpha_1} e^{-\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} e^{-\left(\frac{x-\mu_1}{\alpha_1}\right)} + \left(\frac{1-p}{\alpha_2}\right) e^{-\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)} e^{-\left(\frac{x-\mu_2}{\alpha_2}\right)}$$

2.62

para $\alpha_1 > 0$, $x > 0$, $0 < p < 1$

donde

- μ_1 parámetro de ubicación de la primera población
- α_1 parámetro de escala de la primera población
- μ_2 parámetro de ubicación de la segunda población
- α_2 parámetro de escala de la segunda población
- p parámetro de asociación

Capítulo 3

Análisis regional hidrológico

Introducción

El objetivo básico de un estudio hidrológico es lograr un entendimiento adecuado del comportamiento de la variable hidrológica de interés. En el caso del diseño de obras hidráulicas lo que en general se quiere analizar es el comportamiento de esas obras para condiciones extremas y se entiende que si su comportamiento es adecuado para esas condiciones, se puede asumir que la estructura tendrá un comportamiento seguro.

En general, para lograr su objetivo, un estudio hidrológico usa información registrada, en base a la cual se trata de inferir el comportamiento de la avenida hidrológica de interés. Por lo regular, este proceso tradicional de inferencia concluye con la selección de un modelo, o de un conjunto de modelos hidrológicos que se utilizarán para estimar las condiciones hidrológicas críticas que son requeridas para el diseño. Los modelos y los valores estimados con ellos serán tan buenos como la calidad de la información utilizada (Vélez et al., 1995).

La calidad de la información hidrológica se asocia a varias circunstancias, a saber: la calidad del proceso de recolección de información, la longitud de los registros, la representatividad de la información recolectada, entre otras. Cuando los procesos de recolección de información son adecuados, se puede decir que una serie de registros hidrológicos de longitud considerable, puede ser bastante representativa del comportamiento de la variable hidrológica asociada. No obstante, con frecuencia se ignora en la práctica, que las series anuales de avenidas resultan demasiado pequeñas para obtener una buena fiabilidad en la estimación de los eventos extremos, cuando sólo se hace uso de datos locales (Cavadias, 1999, WMO, 1989).

En nuestro país, desafortunadamente muy a menudo, la información disponible es poca relativamente, llegando a obtenerse en el mejor de los casos, datos sólo para unos cuantos años.

Como es obvio, la falta o escasez de información en general, conduce a despertar grandes dudas sobre los resultados obtenidos.

Las posibilidades de solucionar el problema de falta o escasez de información son numerosas, y en todas ellas se ve el ingenio de los investigadores para enfrentar este tipo de situaciones. Entre las herramientas más utilizadas para enfrentar este problema, se encuentra la técnica para aumentar información hidrométrica de un registro corto, mediante un análisis de regresión y correlación en base a un registro largo (Salas, 1980). La extensión de un registro corto puede no dar siempre resultados satisfactorios; por ello es necesario que la secuencia larga de gastos máximos conduzca a mejores estimaciones estadísticas de los parámetros, lo cual depende del grado de asociación entre los registros en cuestión. Otra forma de aumentar registros cortos o estimar eventos de diseño en cuencas con poca o nula información, es mediante la aplicación de métodos multivariados. En nuestro país las primeras aplicaciones de las distribuciones multivariadas, datan de los inicios de los años noventa (Raynal y Salas, 1987; Escalante, 1991), donde el análisis de frecuencia utilizando distribuciones bivariadas y trivariadas, ha demostrado ser una buena opción de modelado con un mejor uso de la información hidrométrica regional (Escalante et al., 1994), así como también en relación con la búsqueda y obtención de otras características asociadas a las crecientes (Escalante, 1996).

Por otra parte, cuando se requiere estimar eventos de diseño en un sitio en particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica, se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico (Cunnane, 1988, GREHYS, 1996a), las cuales han sido ampliamente utilizadas en la práctica hidrológica y se basan principalmente en la transferencia de información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Generalmente, estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, la cual en muchas ocasiones no es fácil de obtener; sin embargo, han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño (Cunnane, 1988, GREHYS, 1996a). Bobeé y Rasmussen (1995), hicieron una interesante revisión acerca de métodos de cálculo y avances logrados en el análisis regional de frecuencias durante los años noventa, destacando que el empleo de éste, a diferencia del clásico método de análisis de frecuencia local, resulta más viable para intentar mejorar la estimación de los eventos extremos.

3.1. Identificación de regiones homogéneas

La mayoría de los métodos de análisis regional, requieren de que la zona donde se aplican este integrada por estaciones hidrométricas cuyo comportamiento estadístico es homogéneo y de alguna forma cuantificable. El análisis regional explota esta homogeneidad para producir estimaciones que en la mayoría de los casos son más confiables que aquellas obtenidas al utilizar únicamente los datos de una sola estación hidrométrica (Escalante, 1994, GREHYS, 1996b).

Sin embargo, la heterogeneidad de regiones, es un gran inconveniente cuando se trata de regionalizar cuencas y, por lo tanto, la misma heterogeneidad hace de esto una tarea difícil. Mosley (1981), estudió los problemas relacionados con la regionalización y notó que tanto la teoría como la práctica de esta técnica han recibido la atención de muchos investigadores de las ciencias geográficas, pero no se ha logrado obtener una metodología general para identificar regiones que pueden ser utilizadas en los análisis hidrológicos.

En términos generales, se puede decir que el primer paso en la metodología de análisis regional, es delimitar las zonas homogéneas en el área de estudio. Una parte importante en cualquier análisis regional hidrológico es la selección del número de estaciones que deberán proporcionar la información para la construcción del mejor modelo de estimación. Es importante subrayar que para dividir un área de estudio en subregiones homogéneas, se necesita considerar que éstas tendrán un comportamiento hidrológicamente similar (Burn, 1988, Gingras et al., 1993). La forma en que se delimitan las regiones homogéneas, es central para la transferencia de información, pues de la selección del método más apropiado y de la técnica de análisis regional para estimar los eventos de diseño, depende la calidad de los resultados para cuencas no aforadas. Tomando en cuenta lo anterior, se escogieron algunos métodos que implican distintos niveles de eficiencia (según estudios anteriores). A continuación se presentan cuatro métodos de delimitación regional, el geográfico, el de trazos multidimensionales, el de coeficientes de variación de gastos máximos anuales y el de región de influencia.

3.1.1. Método geográfico

Esta técnica se basa en el supuesto de que una región es hidrológicamente homogénea, dada la aproximada de sus cuencas, y la delimitación se puede realizar trazando radios de 70 a 80 kilómetros entre estaciones, o bien estimando subdivisiones referidas a fronteras geográficas, políticas, administrativas o fisiográficas.

3.1.2. Método trazos multidimensionales

Si se considera que un conjunto de variables es capaz de especificar la semejanza hidrológica entre diferentes cuencas, entonces, cada cuenca y sus correspondientes características fisiográficas pueden ser dibujadas en un diagrama a escala, que revela las similitudes (o agrupaciones) entre cada una de ellas. Además, como el método considera una discriminación previa de variables, servirá para resaltar la importancia de cada una de ellas. A esta técnica se le conoce con el nombre de trazo multidimensional en dos dimensiones (Andrews, 1972).

A continuación se presenta el procedimiento y las recomendaciones para predecir el peso de cada una de las variables que se emplean:

- a) Obtener una serie de variables que se consideren significativas para la predicción de diferentes grupos (características fisiográficas).
- b) Identificar las variables más relevantes del problema a través de un análisis de varianza.
- c) Seleccionar un peso para cada variable, acorde a su relativa importancia. Este procedimiento se lleva a cabo probando el estadístico t de student para cada característica.
- d) Obtener las curvas propuestas por Andrews para cada una de las cuencas, en base a las características seleccionadas, representándolas por una curva en dos dimensiones a través de la función siguiente:

$$f(x) = \frac{x_1}{\sqrt{2}} + x_2 \sin(t) + x_3 \cos(t) + x_4 \sin(2t) + \dots$$

3.1

Donde

x_1, x_2, \dots representan a cada una de las variables fisiográficas de la cuenca.

t se dibuja en un rango entre $-\pi$ a $+\pi$.

Una característica del método que no se identifica inmediatamente, consiste en que los resultados que se obtienen dependen de la clase de las variables que se seleccionan. Las primeras variables se asocian a componentes cíclicos de baja frecuencia y las últimas a componentes de frecuencia altas. Esto puede ayudar a asociar las variables por su importancia. Las bajas frecuencias son más fáciles de observar, de esta manera x_1 representa la variable mas importante, x_2 la segunda en importancia y así sucesivamente.

- a) A partir de las curvas de Andrews se discriminan envolventes, intentando formar conjuntos de curvas similares y derivando de esto una curva media que represente los atributos físicos de cada grupo.
- b) Reintentar la agrupación óptima obtenida en el punto anterior, a través de una comparación de la curva de cada cuenca con los diferentes grupos de asignación.
- c) Finalmente se prueban los criterios SEUCLID (SS) y COSINE(CS), en las curvas donde se tiene la incertidumbre del grupo al que pertenece, tal como se indica a continuación.

Uno de los criterios objetivos para asignar los miembros de cada grupo, se obtiene al sumar el cuadrado de las diferencias (SS) entre los puntos (i) que forman la curva característica del j -ésimo grupo (S_j) y la curva de la k -ésima cuenca (T_k) en consideración.

$$SS = \sum (S_{ji} - T_{ki})^2$$

3.2



La cuenca es localizada en el grupo con el menor valor de SS. El segundo criterio (CS) es la medida de unión entre estaciones, y aunque este procedimiento se basa en un análisis gráfico, puede considerarse que el criterio (CS) sirve como un patrón similar al empleado en un análisis por racimos.

$$CS = \frac{\sum (S_{ji} * T_{ki})}{\sqrt{\sum (S_{ji}^2) \sum T_{ki}^2}}$$

3.3

El criterio CS varía entre -1 y +1, donde la perfecta correlación entre dos curvas se indica con un valor cercano a +1.

El hecho de que estos estadísticos consideren las diferencias entre la curva de una cuenca y la curva media de un grupo, los hace conceptualmente similares a una técnica de unión entre estaciones, denominados en la literatura como *métodos de liga*.

3.1.3. Método coeficientes de variación de los gastos máximos anuales

Un algoritmo por racimos, es el que automáticamente agrupa cuencas en grupos acordes a un criterio específico. En Nueva Zelanda, Mosley (1981) fue el primero en realizar un análisis por racimo para formar grupos de cuencas similares en base no sólo a características fisiográficas o a su ubicación geográfica; sino que empleó las características de los gastos medios anuales y su correspondiente coeficiente de variación.

Siguiendo la iniciativa de Mosley, se presenta un procedimiento de ubicación iterativa de estaciones, empleando un algoritmo en base a pruebas estadísticas.

- a) Localizar en una gráfica a escala, una cuenca en forma individual a través de su área (AREA) y de dos de sus estadísticos de su serie de escurrimiento: el escurrimiento medio anual (QBAR) y su coeficiente de variación (CV). Se considera que estos dos estadísticos por si solos, son capaces de describir mucho de lo que representa para el ingeniero una curva de frecuencias. QBAR describe la intensidad espacial de un gasto

máximo promedio; mientras que *CV* caracteriza su máxima variación año por año, es decir, la variabilidad de una serie de escurrimientos máximos anuales. El coeficiente de variación (*CV*) se define como:

$$CV = \frac{S_x}{\bar{X}}$$

3.4

Donde:

S_x desviación estandar de la muestra (isesgada)

\bar{X} media aritmética de la serie

Una interpretación de los objetivos de esta técnica es que, la diferencia de los coeficientes de variación dentro de un grupo de cuencas, debe ser minimizada, mientras que las variaciones entre grupos, deben ser maximizadas.

La gráfica se construye colocando los *CV* en el eje de las ordenadas y la relación *QBAR/ REA* en las abscisas. Las cuencas que se localizan cerca unas de otras pueden ser reunidas formando grupos (racimos).

Esta técnica con dos estadísticos, prevee que los valores de *QBAR* y *CV* para cada cuenca sean obtenidos de registros con distribución normal, de tal manera que ninguna de las dos variables tenga una influencia que pueda desproporcionar a la otra.

Este procedimiento de dibujar los estadísticos es preferible a aquellos que sólo jerarquizan el agrupamiento inicial, a través de un número arbitrario, tendiendo a producir un gran y dominante grupo o un conjunto de pequeños satélites localizados en los límites del espacio de datos. Estos procedimientos que parten de una división arbitraria, deben ser ajustados después por un modelo, en el que intervengan el total de las características fisiográficas de áreas contiguas. Para esto debe considerarse que

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

cada subregión producto de un análisis de este tipo es homogénea en términos de su respuesta hidrológica, pero esto no puede garantizarse para cuencas vecinas con características fisiográficas diferentes.

- b) En esta segunda etapa es necesario probar la significancia de cada grupo formado. Para ello debe aceptarse que un grupo de cuencas presenta dos propiedades principales:
- 1.- Puede separarse o distinguirse de otros grupos de cuencas.
 - 2.- La homogeneidad en las características de sus escurrimientos, permite definir curvas de frecuencias similares.
- c) Si se observa que el valor de F excede al valor crítico de $(mk-1)$ grados de libertad, la hipótesis es rechazada y por lo tanto debe aceptarse que existen diferencias significativas entre el sitio (CV) y la región en cuestión. Deberán entonces recomendarse los grupos para buscar disminuir las diferencias entre cada estación, y sobre todo lograr un incremento en el valor de F, lo que garantiza que un grupo en particular es homogéneo.
- d) Repetir los pasos (b) y (c) para una agrupación diferente.
- e) Examinar las variaciones de los resultados de las pruebas estadísticas con las diferentes particiones, de tal manera que se encuentre una eficiente partición dentro de grupos homogéneos y distintos. Ello se hace donde sea necesario o donde se requiera repetir los pasos (b) y (c) para converger a la solución óptima.

3.1.4. Método región de influencia

La presente técnica describe una metodología alternativa con la intención de eficientar la transferencia de información desde las estaciones vecinas para la estimación de eventos extremos en un sitio. A esta metodología se le conoce como el método región de influencia -RDI por sus siglas en inglés- (Wiltshire et al., 1987b; Acreman, 1986). La premisa de esta técnica es que cada sitio a ser estimado

tiene un solo grupo de estaciones que constituyen la "región" para el sitio en cuestión. Sin embargo, no existen fronteras entre regiones ni tampoco es necesario usar un área en particular con el mismo número de estaciones en la estimación de eventos extremos en el sitio.

Asignación de sitios a una región. La asignación de un sitio de interés no aforado a una de las regiones, ha sido tradicionalmente una decisión crucial en el análisis regional de frecuencias de avenidas. Con nuestro actual conocimiento del medio físico, no es posible adecuar un modelo a la multitud de procesos e interacciones que influyen en las características de la frecuencia de avenidas en cualquier sitio. Sin embargo, a través del proceso de regionalización es posible determinar cuáles características de la cuenca juegan un papel de influencia en el proceso de generación de avenidas.

Asignar un sitio no aforado a una región, es trivial, si los sitios son agrupados sobre bases de regiones geográficas o límites políticos. En estas situaciones las fronteras entre regiones están claramente definidas y la asignación se determina por la localización física del sitio no aforado. Sin embargo, la similitud hidrológica de las regiones definidas en este sentido, es poco aceptable (Cavadias, 1999). Cuando las regiones que han sido delineadas no representan un grupo contiguo de estaciones aforadas, el proceso de asignación no es como el que se mencionó antes. Si las regiones fueron definidas en términos de las características de la cuenca, el sitio no aforado puede ser asignado a una región basado en esta localización mediante datos espaciales de las características de la cuenca. Aunque es un proceso simple, no garantiza que la similitud en términos de las características de la cuenca, implique similitud hidrológica. De esta manera el sitio no aforado puede ser hidrológicamente diferente a las estaciones aforadas en la región en estudio.

Metodología

El fundamento de esta técnica es identificar una región de influencia para cada estación aforada, la cual se conforma de un grupo de sitios aforados próximos a la estación base. Esta proximidad se mide por la distancia Euclidiana dentro de un espacio " p " de atributos, que son medidas pertinentes para la identificación de estaciones con respuesta similar de gastos extremos. La distancia métrica usada se define mediante la ecuación siguiente:



$$D_{ij} = \left[\sum_{k=1}^p \left(\frac{X_{ik} - X_{jk}}{sd(X_k)} \right)^2 \right]^{1/2}$$

3.5

Donde

- D_{ij} distancia Euclidiana desde la estación i hasta la estación j , ($j = 1, 2, \dots, n$)
- p número de características fisigráficas (atributos) necesarias para calcular D_{ij} .
- X_k representa la k -ésima característica.
- $sd(X_k)$ desviación estandar para X_k .
- x_{ik} valor de X_k en la estación no aforada
- x_{jk} valor de X_k en la estación aforada j .

El proceso de estandarización elimina las unidades de cada atributo y reduce cualquier diferencia dentro del rango de los valores de los atributos. Este procedimiento se involucra para prevenir la introducción de errores dados por las diferencias de escala para los atributos. El valor de la distancia de la ecuación 3.5 proveerá de este modo una medida de la cercanía en que se encuentra una estación de otra, (es decir, resulta una matriz simétrica de medida de distancias NS por NS).

La determinación de un grupo de atributos apropiados para incluir en la medida de la distancia está en función de los datos disponibles para la red de estaciones. Aunque la selección de los atributos requieren un juicio ingenieril, se puede obtener una guía para seleccionarlos, al examinar la correlación entre los atributos potenciales y las medidas de los gastos extremos en el sitio. Los atributos pueden ser derivados de los datos de gastos extremos (e.g. coeficiente de variación, varianza), o pueden consistir en medidas de características físicas de la cuenca, como por ejemplo área, tipo de suelo, etcétera.

El siguiente paso dentro del proceso para identificar la región de influencia, implica seleccionar un valor de tolerancia que está en función de cómo acotar la medida de la distancia. Todas las estaciones que tengan una distancia más grande que el valor promedio desde el sitio base, deben ser excluidas de la región de influencia de ese sitio. La elección de un valor promedio se

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

parece a la selección del número de regiones a dividir en una red de estaciones aforadas, empleando las técnicas convencionales de regionalización. Los grandes valores promedio resultan en un incremento del número de sitios incluidos en la región de influencia, pero la homogeneidad del grupo de estaciones puede disminuir. Contrariamente, un promedio pequeño resulta en un incremento en la homogeneidad de las estaciones incluidas, pero la transferencia de información puede disminuir debido al pequeño número de estaciones. El valor promedio se puede ajustar hasta que se alcance el un óptimo. Un criterio usual para la selección de la tolerancia es la correlación entre el sitio candidato y los sitios en o cerca del valor de la tolerancia. Si se especifica el objetivo de la correlación, la tolerancia se escoge para minimizar las desviaciones entre las correlaciones de la tolerancia y el valor especificado para los sitios incluidos en la región de influencia.

Dado que no todas las estaciones están incluidas en la región de influencia cerca del sitio para el cual se estima ésta, se requiere una función ponderada para reflejar la importancia relativa de cada estación en la estimación de los gastos extremos en el sitio. La función ponderada es de la forma:

$$WF_{jk} = 1 - \left[\frac{D_{jk}}{THL} \right]^n$$

3.6

Donde WF_{jk} es la ponderación para la estación k en la región de influencia para el sitio j , THL es un parámetro y n es una constante positiva. El efecto del parámetro THL es asignar un valor de tolerancia a la función ponderada para las estaciones. Por esta razón, el valor del THL debe ser lógicamente mayor o igual al valor de la tolerancia. Si THL es igual a la tolerancia, entonces las estaciones en el umbral no contribuyen a la determinación de los gastos extremos en el sitio; los valores mayores incrementan la ponderación de todas las estaciones incluidas en la región de influencia. El valor de la constante n determina el rango de decremento de los valores ponderados, conforme fueron consideradas las estaciones mas lejanas del sitio (en términos de la medida de la distancia). Usando el procedimiento arriba indicado, pueden determinarse las estaciones que constituyen la región de influencia para cada sitio, y se puede advertir la importancia relativa de cada miembro de la RDI en la estimación de los valores de gastos extremos en sitio.

Una vez determinada la región de influencia para cada sitio, se pueden estimar en un punto de interés, los valores de gastos extremos, incorporando información desde todas las estaciones que son miembros de la región de influencia.

3.2. Técnicas regionales

Una vez que se concluye la fase de delimitación de regiones hidrológicamente homogéneas, se puede estar seguro de que las cuencas tendrán un comportamiento similar y además de que los datos requeridos serán inferidos con buena precisión. El siguiente paso es aplicar los métodos regionales de transferencia de información.

En la literatura existe una gran variedad de técnicas de análisis regional que han sido ampliamente probadas y aceptadas. Hay algunas que se adaptan mejor a las condiciones del sitio en estudio dependiendo tanto de las características del área, así como de la información con que se cuenta (Cunnane, 1988). Entre las técnicas más importantes se pueden mencionar las siguientes:

- Método estaciones-año.
- Método avenida índice.
- Método correlación y regresión múltiple.
- Método basado en los momentos adimensionales.
- Método de extensión de registro (estimación común).
- Método del United States Water Resources Council.
- Método de inferencia Bayesiana.
- Método basado en la estandarización de los momentos de probabilidad pesada (PWMs).
- Método que utiliza la distribución de valores extremos de dos componentes (TCEV).
- Aplicación regional de la transformación normalizante de BOX-COX (de 1ra. y 2da. potencia).
- Estimación simultánea de los parámetros en el sitio y en la región.

En este trabajo se usan las técnicas de estaciones-año, avenida índice y la de correlación y regresión múltiple, por ser éstas las más utilizadas en la práctica hidrológica. Esto con el fin de obtener estimaciones regionales de eventos de diseño y poder hacer una comparación con los

resultados del modelo propuesto. A continuación se listan las características generales de estos tres métodos.

3.2.1. Técnicas de estaciones-año

Una de las primeras descripciones de este método se debe a Chow (1964). Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro estandarizado de eventos, el cual una vez que se construye, se ajusta a un conjunto de distribuciones de probabilidad. Esta técnica regional a diferencia de otras no requiere que las muestras utilizadas tengan una longitud de registro común (Cunanan, 1988). Respecto al tamaño de muestra aceptable en cada muestra participante en el análisis, se recomienda que al menos se tengan diez años. Esta recomendación no es del todo estricta, ya que si se tiene un sitio, por ejemplo, con nueve años, pero dentro de éste están eventos extremos que puedan afectar el comportamiento del fenómeno en la región, entonces se deberán incluir en el estudio.

Existe otra recomendación en cuanto al número de estaciones-año que se requieren para una estimación correcta del evento \hat{Q}_T , y es que $L \geq 5Tr$ donde Tr es el periodo de retorno en años. La secuencia puede resumirse como sigue:

Paso 1. Probar dentro de la región analizada la homogeneidad de las series de datos.

Paso 2. Obtener los estadísticos muestrales de las series $Q_i^j: \bar{x}_j, S_j^2, S_j, g_j, k_j, Cv_j$ para $j = 1, \dots, ms$.

Paso 3. Para cada serie j se verifica mediante la prueba de Anderson la independencia de eventos, mediante la construcción del correlograma (Salas, et al., 1988).

Paso 4. Para cada serie de datos j se genera una muestra modulada de la forma:

$$q_j^i = \frac{Q_j^i}{x_j}$$

3.7

Paso 5. Se forma el registro llamado estaciones-año, de tamaño $n_T = \sum_{j=1}^{ms} n_j$ con todos los eventos q_j^i .

Paso 6. El registro se ordena de mayor a menor y se le asigna un periodo de retorno [$Tr = (n_T + 1)/m$] y una probabilidad de no-excedencia [$P(X \leq x) = P = 1 - (1/Tr)$], donde Tr es el periodo de retorno en años, n_T el tamaño de muestra del registro estaciones-años, m es el número de orden del registro desde $m = 1, \dots, n_T$ y P la probabilidad de no-excedencia.

Paso 7. Al registro formado en el paso cinco se le ajustan las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos: Normal, Lognormal con dos y tres parámetros, Gamma con dos y tres parámetros, Logpearson tipo III, Gumbel, General de valores extremos, Valores extremos de dos componentes, y Gumbel mixta, y se selecciona aquel que proporciona el mínimo error estándar de ajuste (Kite, 1988).

Paso 8. Una vez obtenida la función de distribución probabilidad de mejor ajuste, es posible estimar los eventos regionales r para diferentes periodos, los cuales son válidos para cualquier punto dentro de la zona analizada.

$$(q)_T^R = \left(\frac{Q}{x} \right)_T^R, \quad Tr = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 \text{ y } 10000 \text{ años}$$

3.8

Paso 8. Si se quiere obtener un evento Q_j^i en un sitio j con escasa información, basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior por el correspondiente valor \bar{x}_j . Por otra parte, si se desea estimar un evento Q_j^e en un sitio no aforado (e) que esté dentro

de la región, se debe construir la relación $\bar{x}_e - A_j$, donde $A_j, j = 1, \dots, ms$ son las áreas drenadas, para que a partir de ellas se pueda inferir el valor correspondiente de \bar{x}_e para el A_e del sitio (e). Esta última relación puede ser de tipo lineal, potencial o polinomial.

3.2.2. Técnica de correlación y regresión múltiple

Las características en la frecuencia de los gastos máximos anuales se pueden expresar en términos de índices geomorfológicos y factores de clima de una cuenca (Escalante y Raynal, 1990). La dependencia o independencia de las variables se estima para cada sitio aforado mediante un proceso de correlación y regresión discriminante, donde la aportación de cada variable independiente es probada hasta lograr un modelo de regresión, en el cual todas las variables que intervienen, deben ser estadísticamente significativas (prueba del estadístico *t* de *Student*) para la estimación de la variable dependiente analizada (Hann, 1977). En la práctica el número de variables independientes no debe exceder aproximadamente un tercio del número de observaciones. Por lo tanto, se debe tener cuidado de no arriesgar la confiabilidad de la estimación de los coeficientes por incluir más variables de las recomendadas.

El modelo de regresión puede ser del tipo:

$$Y = a + b_1 X_1 + \dots + b_s X_s \tag{3.9}$$

o también:

$$Y = a X_1^{b_1}, X_2^{b_2}, \dots, X_s^{b_s} \tag{3.10}$$

Donde

- Y variable dependiente
- X_k características fisiográficas y/o climatológicas del sitio en estudio ($k = 1, \dots, s$)
- a, b_k conjunto de parámetros a estimarse de los datos $Y = a X_1^{b_1}, X_2^{b_2}, \dots, X_s^{b_s}$

La secuencia de cálculo es la siguiente:

Paso 1. Recabar la información sobre los eventos por ser analizados en cada una de las estaciones de la región, así como la determinación de sus características fisiográficas y climatológicas.

Paso 2. Probar dentro de la región analizada la homogeneidad de las series de datos.

Paso 3. Obtener los estadísticos muestrales de las series $Q_i^j: \bar{x}_j, S_j^2, S_j, g_j, k_j, Cv_j$ para $j = 1, \dots, ms$.

Paso 4. A cada serie j se verifica mediante la prueba de Anderson la independencia de eventos.

Paso 5. A cada una de las series Q_i^j se le ajustan las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos: Normal, Lognormal con dos y tres parámetros, Gamma con dos y tres parámetros, Logpearson tipo III, Gumbel, General de valores extremos, Valores extremos de dos componentes, y Gumbel mixta, y se selecciona aquel que proporciona el mínimo error estándar de ajuste.

Paso 6. Una vez que se obtiene la distribución de probabilidad de mejor ajuste para cada uno de los sitios $j = 1, \dots, ms$, es posible calcular los eventos Q_T^j para los periodos de retorno $Tr = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000, 10000$ años.

Paso 7. Para cada periodo de retorno analizado se plantea un sistema de ecuaciones.

$$Q_T = a + b_1 X_1 + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_4$$

3.11

Por ejemplo, si $T = 50$ años y se tienen seis sitios aforados y cuatro características fisiográficas, el sistema es el siguiente:

$$\hat{Q}_{50}^1 = a + b_1 A^1 + b_2 E_c^1 + b_3 L_{cp}^1 + b_4 D_d^1$$

$$\hat{Q}_{50}^2 = a + b_1 A^2 + b_2 E_c^2 + b_3 L_{cp}^2 + b_4 D_d^2$$

$$\hat{Q}_{50}^3 = a + b_1 A^3 + b_2 E_c^3 + b_3 L_{cp}^3 + b_4 D_d^3$$

$$\hat{Q}_{50}^4 = a + b_1 A^4 + b_2 E_c^4 + b_3 L_{cp}^4 + b_4 D_d^4$$

$$\hat{Q}_{50}^5 = a + b_1 A^5 + b_2 E_c^5 + b_3 L_{cp}^5 + b_4 D_d^5$$

$$\hat{Q}_{50}^6 = a + b_1 A^6 + b_2 E_c^6 + b_3 L_{cp}^6 + b_4 D_d^6$$

3.12

Paso 8. Para resolver el sistema de ecuaciones se debe recordar que las series involucradas deben ser normales. Para probar esto se deben obtener los estadísticos muestrales para cada una de las series del sistema. Si esto no se cumple se procede a transformarlas, una de las técnicas de transformación puede ser Box-Cox.

Paso 9. Una vez que se plantea el sistema de ecuaciones normales, se debe realizar un análisis discriminario para determinar cuantas variables independientes deben incluirse finalmente en el modelo de regresión. Así, se puede tener una ecuación regional donde una de las cuatro variables iniciales no es significativa para la estimación del evento con periodo de retorno $Tr = 50$ años.

$$\hat{Q}_{50}^R = \hat{a} + \hat{b}_1 A + \hat{b}_2 E_c + \hat{b}_3 D_d$$

3.13

Paso 10. Si se quiere obtener un evento \hat{Q}_{50}^j en un sitio j que tiene escasa información, basta sustituir las características fisiográficas A^j, E_c^j y D_d^j en la ecuación regional obtenida en el paso anterior. Por otra parte, si se desea calcular el evento \hat{Q}_{50}^e en un sitio no aforado (e) que esté dentro de la región, se deben obtener las características A^e, E_c^e y D_d^e y sustituirla en la misma ecuación. Este procedimiento se debe de realizar tantas veces como periodos de retorno se analicen.

Una forma de simplificar el método es considerar como variables dependientes los parámetros de la distribución característica de la región. Por ejemplo, si se tienen los mismos seis sitios y la distribución característica es del tipo Gumbel con parámetro de ubicación $\hat{\mu}$ y escala $\hat{\alpha}$, entonces se tendrían que resolver los siguientes dos sistemas de ecuaciones normales:

$$\begin{aligned}\mu^1 &= a + b_1A^1 + b_2E_c^1 + b_3L_{cp}^1 + b_4D_d^1 \\ \mu^2 &= a + b_1A^2 + b_2E_c^2 + b_3L_{cp}^2 + b_4D_d^2 \\ \mu^3 &= a + b_1A^3 + b_2E_c^3 + b_3L_{cp}^3 + b_4D_d^3 \\ \mu^4 &= a + b_1A^4 + b_2E_c^4 + b_3L_{cp}^4 + b_4D_d^4 \\ \mu^5 &= a + b_1A^5 + b_2E_c^5 + b_3L_{cp}^5 + b_4D_d^5 \\ \mu^6 &= a + b_1A^6 + b_2E_c^6 + b_3L_{cp}^6 + b_4D_d^6\end{aligned}$$

3.14

$$\begin{aligned}\hat{\alpha}^1 &= a + b_1A^1 + b_2E_c^1 + b_3L_{cp}^1 + b_4D_d^1 \\ \hat{\alpha}^2 &= a + b_1A^2 + b_2E_c^2 + b_3L_{cp}^2 + b_4D_d^2 \\ \hat{\alpha}^3 &= a + b_1A^3 + b_2E_c^3 + b_3L_{cp}^3 + b_4D_d^3 \\ \hat{\alpha}^4 &= a + b_1A^4 + b_2E_c^4 + b_3L_{cp}^4 + b_4D_d^4 \\ \hat{\alpha}^5 &= a + b_1A^5 + b_2E_c^5 + b_3L_{cp}^5 + b_4D_d^5 \\ \hat{\alpha}^6 &= a + b_1A^6 + b_2E_c^6 + b_3L_{cp}^6 + b_4D_d^6\end{aligned}$$

3.15

Al resolver el sistema y verificar que las cuatro características son significativas para la estimación de la variable dependiente, en este caso, los parámetros $\hat{\mu}$ y $\hat{\alpha}$, se tendrían las ecuaciones regionales siguientes:

$$\mu_R = \hat{a} + \hat{b}_1A + \hat{b}_2E_c + \hat{b}_3L_{cp} + \hat{b}_4D_d$$

3.16

$$\alpha_R = \hat{a} + \hat{b}_1 A + \hat{b}_2 E_c + \hat{b}_3 L_{cp} + \hat{b}_4 D_d$$

3.17

Si se requiere estimar un evento de diseño en una cuenca con escasa o nula información, sólo será necesario sustituir las características fisiográficas y/o climatológicas en las ecuaciones regionales para obtener los parámetros de ubicación y escala de la distribución Gumbel; finalmente, basta sustituir estos valores en esta distribución para obtener un evento de cierto periodo de retorno.

3.2.3. Técnica avenida índice

El método de la avenida índice fue propuesto por Darlymple en 1960. Ha sido establecido como un procedimiento formal del *U.S. Geological Survey*, y por ello en algunas ocasiones así se le designa. Es el método regional más difundido quizás debido a su sencillez. Esta técnica permite estimar eventos extremos con escasa o nula información. En nuestro país ha sido aplicado por Escalante y Raynal (1990), Escalante y Reyes (2000). Un requisito para esta técnica es que las muestras tengan igual longitud de registro $n_1 = n_2 = \dots = n_{ms} = n_{común}$. La secuencia de cálculo es la siguiente:

Paso 1. Recabar la información sobre los eventos por ser analizados en cada una de las estaciones de la región y proponer una longitud de registro $n_{común}$.

Paso 2. Probar dentro de la región analizada la homogeneidad de las series de datos.

Paso 3. Obtener los estadísticos muestrales de las series $Q_i^j : \bar{x}_j, S_j^2, S_j, g_j, k_j, Cv_j$, para $j = 1, \dots, ms$.

Paso 4. Para cada serie j se verifica mediante la prueba de Anderson la independencia de eventos, mediante la construcción del correlograma.

Paso 5. Para cada una de las series Q_i^j , el registro se ordena de mayor a menor y se le asigna un periodo de retorno $[T^i = (n_{común} + 1)/m]$ y una probabilidad de no-excedencia $[P^i = 1$

- $(1/T))$], donde T es el periodo de retorno en años, m es el número de orden del registro desde $m = 1, \dots, n_{común}$ y P^i la probabilidad de no-excedencia para cada evento i .

Paso 6. Para cada una de las series Q_i^j , se le ajustan la distribución Gumbel y se estiman los eventos para $T = 2.33$ años y para los periodos de retorno asignados a la muestra $T^i = 1, \dots, n_{común}$.

Paso 7. Cada una de las series j se estandariza de la forma $X_T^j = Q_T^j / Q_{2.33}^j$

Paso 8. Para cada periodo de retorno T se obtiene el valor de la mediana \bar{X}_T del conjunto $SX = \{X_T^1, X_T^2, \dots, X_T^{ms}\}$. Para obtener la mediana de cada periodo T , el conjunto SX se debe ordenar de mayor a menor. Si ms es par, entonces la mediana será el promedio de los dos valores que dividen a la muestra ordenada, Si ms es impar, la mediana es el valor que queda exactamente dividiendo a la muestra.

Paso 9. Los valores \bar{X}_T se ubican con sus correspondientes periodos de retorno T en papel de probabilidad Gumbel.

Paso 10. Los puntos ubicados en el paso 9, son ajustados mediante una curva suavizada para generar la curva regional $X_T^r - T$.

Paso 11. Una vez obtenida la curva regional es posible estimar los eventos X_T^r para los periodos de retorno $T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000$ y 10000 años.

Paso 12. Si se requiere estimar un evento \hat{Q}_T^j en un sitio j que tiene escasa información, basta multiplicar la relación regional X_T^r obtenida en el paso anterior, por el valor de $\hat{Q}_{2.33}^j$.

Por otra parte, si se desea estimar el evento \hat{Q}_T^e en un sitio no aforado (e) que esté dentro de la región, se debe construir la relación $\hat{Q}_{2.33}^j - A_j$, donde $A_j, j = 1, \dots, ms$ son las áreas

drenadas, para que a partir de ella se pueda inferir el valor correspondiente de $\hat{Q}_{2.33}^e$ para el A_e del sitio (e). Esta última relación puede ser de tipo lineal, potencial o polinomial.

Capítulo 4

Modelo propuesto

Introducción

Se han utilizado varios criterios para desarrollar un sistema de clasificación de modelos. En muchos casos estos criterios reflejan los intereses o las necesidades específicas de una disciplina en particular. Los fenómenos hidrológicos varían en las tres dimensiones espaciales, y tener en cuenta estas variaciones puede hacer que el modelo sea muy complicado; por lo que en general, desde un punto de vista práctico se recurre a simplificar el modelo despreciando algunas de éstas. Los modelos hidrológicos pueden clasificarse teniendo en cuenta la forma en que se lleva a cabo la simplificación (Haan, et al, 1982). A continuación mencionamos tres definiciones de clasificación de modelos para tratar de ubicar el tipo de modelo que trabajamos.

Los *modelos de parámetros concentrados*, son modelos que ignoran la variación espacial de los parámetros, generalmente son estructurados para utilizar valores promedio de las características de la cuenca, afectando así el volumen de escurrimiento (esto quiere decir que al promediar un parámetro se "promedia implícitamente" el proceso que se desea representar), (Anderson y Burt, 1985).

Los *modelos de parámetros distribuidos*, son aquellos en que los parámetros varían espacialmente en una cuenca; esto permite el modelado de características espaciales, como por ejemplo lluvia espacialmente variada, escurrimientos, erosión del suelo, contaminación difusa, etc., (Anderson y Burt, 1985).

Por otra parte, los modelos de parámetros concentrados pueden ser usados como componentes de un modelo parámetros distribuidos (Martínez, 1996); lo cual sería una forma de conjuntar los dos conceptos antes mencionados y dar lugar a un modelo de parámetros distribuidos probabilístico; es de esta manera como se visualiza el modelo lluvia-escurrimiento que desarrollamos.

La información de precipitación es la fuente principal con que se alimenta este modelo, seguido de las características físicas y de vegetación. En principio se trabaja con la información de lluvia y una vez obtenida la relación *intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-T)*, se infiere la intensidad de lluvia que corresponde a cada una de las subcuencas, esto, de acuerdo a la distribución espacial de la lluvia y también a la ubicación geográfica de las subcuencas. Una vez determinado lo anterior, se calcula vía *fórmula racional* el gasto que se origina en cada una de dichas subcuencas para el periodo de retorno analizado.

Para el modelo propuesto, la fórmula matemática para simular el fenómeno del escurrimiento es la ya conocida *fórmula racional*; a continuación se expone parte de la teoría en que se basa el método racional.

4.1. Método racional

El método racional empezó a utilizarse a mediados del siglo XIX y es –probablemente- el método más utilizado hoy en día en el ámbito de la hidrología urbana, para el diseño de alcantarillado pluvial (Pilgrim, 1986; Linsley, 1986).

El modelo matemático para simular el fenómeno del escurrimiento es la fórmula racional, y se expresa como sigue:

$$Q = C_e i A$$

4.1

Donde

- C_e representa a la fracción de la lluvia que escurre en forma directa (adimensional).
- i* intensidad de la lluvia (in/h).
- A área de la cuenca (acres).
- Q es el gasto máximo posible que puede producirse con una lluvia de intensidad *i* (ft³/s)

En el sistema métrico, cuando i tiene unidades de (mm/h) y A se da en km^2 la ecuación de la fórmula racional necesita multiplicarse por el factor de conversión de 0.278 para obtener Q en (m^3/s), quedando la fórmula como sigue:

$$Q = 0.278 C e i A$$

4.2

Consideraciones en que se basa el método racional: En una cuenca impermeable cae uniformemente la lluvia con una intensidad constante durante un periodo de tiempo prolongado. Al iniciar la lluvia, el gasto que sale de la cuenca se va incrementando en el tiempo, hasta llegar un momento en que se alcanza un gasto de equilibrio (Figura 4.1.). El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio, se denomina tiempo de concentración t_c .

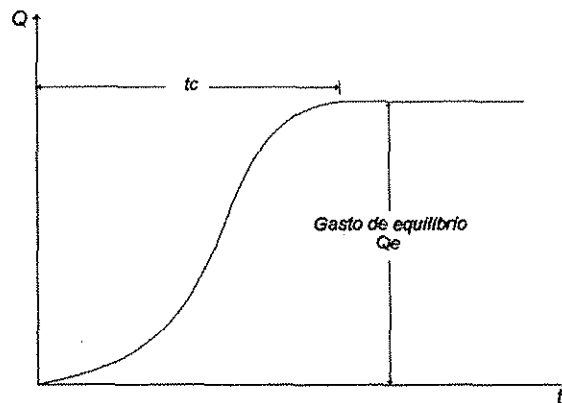


Figura 4.1. Gasto de equilibrio.

En la cuenca, sólo una parte de la lluvia con intensidad i escurre directamente hasta la salida. Asimismo, se considera que durante la lluvia o una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, el suelo se satura y la capacidad de infiltración es mínima y ya no cambia.

El método supone que toda el área contribuye al gasto en la salida después de que transcurre el mayor tiempo de concentración.

El tiempo de concentración de cada subcuenca es su duración de diseño, la cual se utiliza para asignar la intensidad que corresponde a cada área de drenaje (subcuenca), para lo cual se usan las

curvas $i-d-T$, que son gráficas en las que se representan las características de la tormenta de la zona o región, con respecto a las variables magnitud, duración y frecuencia.

A continuación se describirán con mayor detalle los parámetros que intervienen en la fórmula racional.

4.1.1. Coeficiente de escurrimiento C_e

El coeficiente de escurrimiento C_e es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escurrimiento pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo que en la realidad no ocurre así. El coeficiente de escurrimiento depende de las características y condiciones del suelo; a continuación haremos mención de algunos de los procesos más importantes del ciclo hidrológico para reconocer la cantidad de factores involucrados en el C_e ; en principio, tenemos: intercepción, detención superficial, almacenamiento de la humedad en el suelo, escurrimiento superficial, infiltración, flujo subsuperficial, evapotranspiración, percolación. Donde la intercepción es el primer proceso que actúa redistribuyendo y modificando la precipitación sobre un área. La cantidad de precipitación que finalmente llega a la superficie del terreno depende en gran parte de la naturaleza y de la densidad de la cubierta vegetal, si esta existe, o de las características de la cobertura artificial (casas, edificios, estacionamientos y carreteras con pavimentos, etc.). La cobertura, sea natural o artificial, intercepta parte de la precipitación, deteniéndola temporalmente en su superficie, de donde se evapora para regresar a la atmósfera durante o después de la tormenta, o bien cae al terreno (Johnson, et al., 1993).

Para el caso del proceso de almacenamiento en depresiones, que se define como el volumen de agua necesario para llenar las pequeñas depresiones naturales del terreno, este volumen de agua es generado por la precipitación que llega al suelo. Una vez que la intensidad de lluvia excede la capacidad de infiltración, entonces una parte de la lluvia que no se infiltra ni se evapora (lluvia en exceso), sino que empieza a llenar huecos, zanjas y otras depresiones. Si el proceso de precipitación continúa, el resto de ella comienza a cubrir la superficie del suelo con una delgada película de agua, denominada detención superficial, iniciándose el escurrimiento superficial hacia cauces ya establecidos (Johnson, et al., 1993).

Una vez que el agua comienza a penetrar en el suelo, a través de su superficie, puede quedar retenida en él, alcanzar la zona de agua subterránea o reaparecer eventualmente en ríos, lagos o mares en forma de flujo base (Johnson, et al., 1993).

Otros factores que influyen en este coeficiente, son: intensidad de la lluvia, pendiente del terreno, proximidad del nivel freático; por todo lo anterior, debe seleccionarse con rigurosidad un coeficiente de escurrimiento razonable que logre representar los efectos integrados de todos estos factores. Existen coeficientes de escurrimiento ya definidos para diferentes tipos de superficie, los cuales pueden ser usados directamente o tomarse como parámetros de referencia para cuando se requiera obtenerlos para un sitio en particular. En la Tabla 4.1 se dan algunos coeficientes escogidos para diferentes tipos de superficies, los cuales son utilizados en Austin, Texas (Chow et al., 1988).

Tabla 4.1. Coeficiente de escurrimiento para ser usado en el método racional (Chow et al., 1988).

Características de la superficie	Periodo de retorno						
	2	5	10	25	50	100	500
Área desarrollada							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto < del 50% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cubierta de pasto > del 75% del área)</i>							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Área no desarrollada							
Área de cultivo							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.36	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

4.1.2. Intensidad de lluvia

La intensidad de precipitación i es la tasa temporal de lluvia, es decir, la altura de lluvia se convierte en intensidad cuando se divide por la duración de la precipitación, que se expresa como:

$$i = \frac{hp}{td}$$

4.3

Donde hp es la altura de lluvia en (mm o in) y td es la duración, dada generalmente en horas. La intensidad se selecciona con base en la duración de la lluvia y el periodo de retorno. Donde la duración es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración. El periodo de retorno se establece utilizando estándares de diseño o es escogido por el hidrólogo como un parámetro de diseño.

Se supone que el escurrimiento alcanza su pico en el tiempo de concentración t_c cuando toda la cuenca está contribuyendo al flujo en su salida. El t_c puede obtenerse mediante observaciones experimentales o puede estimarse mediante fórmulas. Existen diferentes fórmulas para estimar el tiempo de concentración, entre las cuales se encuentran, por ejemplo, la fórmula de Kirpich (1940), la California Culverts Practice (1942), Izzard (1946), la Ecuación de retraso SCS (1973), entre otras (Tabla 4.2). Pueden existir varias rutas posibles de flujo en la red de drenaje de una cuenca; donde se supone que el mayor tiempo de concentración de entre todos los tiempos para las diferentes rutas, es el tiempo de concentración crítico del área drenada.

Tabla 4.2 Fórmula para calcular los tiempos de concentración.

Método y año	Fórmula para t_c (min.)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, ft S = pendiente del cauce principal ft/ft	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe de hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culvert Practice (1942)	$t_c = 60(11.9L^3 / H)^{0.385}$ L = longitud del ruta de agua mas largo, mi. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, ft	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrolladas para pequeñas cuencas montañosas en California.

Izzard (1946)	$tc = \frac{41.025(0.0007i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de la lluvia, in/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, ft S = pendiente de la trayectoria de flujo, ft/ft</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Road para flujo superficial en caminos y área de césped; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.007 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubierta de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 500 .
Federal Aviation Administration (1970)	$tc = 1.8(1.1 - C)L^{0.5} / S^{0.333}$ <p>C = coeficiente de escurrimiento del método racional L = longitud del flujo superficial, ft S = pendiente de la superficie, en %</p>	Desarrollada de información sobre drenajes de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usada para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuación de la onda Cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$tc = \frac{0.94L^{0.6}n^{0.6}}{(S^{0.3}i^{0.4})}$ <p>i = intensidad de la lluvia, in/h n = coeficiente de rugosidad de Manning L = longitud del flujo superficial, ft S = pendiente promedio del terreno, ft/ft</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de la onda cinemática de escurrimiento superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto i como tc son desconocidos; la superposición de una curva de intensidad-duración-frecuencia da una solución gráfica directa para tc .
Ecuación de retraso SCS (1973)	$tc = \frac{100L^{0.8}[(1000/CN) - 9]^{0.7}}{1900S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), ft CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, %</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; a sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrada que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencias a la sobre estimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies.

4.2. Tratamiento de la información de lluvia

El objetivo fundamental de este apartado es describir la técnica de análisis —empleada en el modelo de los registros de precipitación, para calcular su valor promedio para una cierta duración y sobre un área determinada de la cuenca, así como la estimación de su intensidad y la elaboración de gráficas que representan las características de las tormentas de la zona, como son magnitud, duración, periodo de retorno.

4.2.1. Corrección del valor de lluvia representativo para la cuenca

Se realizan correcciones al valor representativo de la lluvia máxima diaria de determinado periodo de retorno adoptado para la cuenca, a fin de adecuarlo lo mejor posible al valor verdadero. Tal corrección, es *corrección por intervalo fijo de observación*.

Corrección por intervalo fijo de observación. En base a un estudio de miles de estaciones-año de datos de lluvia, Weiss (1964) encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas, al ser incrementados en un 13% (WMO, 1973).

De acuerdo con lo anterior, el valor representativo adoptado para la cuenca deberá ser multiplicado por el factor de 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación. Esto se debe a que las tormentas no tienen una duración real de 24 horas, sino que únicamente fueron observadas con intervalos de 24 horas, pues los registros de lluvias máximas diarias, se toman de 8 AM de un día a 8 AM del día siguiente y entonces con tal corrección, la lluvia representativa se convierte en la lluvia máxima diaria de determinado periodo de retorno.

4.2.2. Metodología para obtener curvas de *Precipitación-Duración-Periodo de Retorno* a partir de registros de lluvia máxima diaria

La lluvia se define mediante tres variables: magnitud, duración y frecuencia. La magnitud de la lluvia es la precipitación total ocurrida (en mm) en la duración de la tormenta; la frecuencia de la lluvia es expresada por su periodo de retorno o su intervalo de recurrencia, que es el tiempo promedio en años en el cual, el evento puede ser igualado o excedido por lo menos una vez, en promedio. Las curvas Precipitación-Duración-Periodo de Retorno se expresan por medio de una gráfica en la cual se concentran las características de las tormentas de la zona o región, con respecto a su magnitud o lámina, duración y frecuencia.

La construcción de las curvas Precipitación-Duración-Periodo de Retorno, se realiza de acuerdo con la fuente de información disponible, ya sea pluviográfica o pluviométrica. El segundo caso es el más común ya que en la República Mexicana sólo el 13% de las estaciones climáticas cuentan con pluviógrafo.

La secuencia del análisis es la siguiente:

1. Se recopila la información correspondiente a la lámina de lluvia máxima en 24 horas en la estación analizada, así como el número de días con lluvia apreciable en el año.
2. A la información recabada se le realiza un análisis crítico que consiste en encontrar valores erróneos o dudosos, ya sea por ser demasiado grandes o demasiado pequeños. Para el caso de los valores dudosos se procede a su verificación regional mediante la comparación de los valores que para tales fechas fueron registrados en estaciones cercanas, con lo cual se confirman, corrigen o rechazan dichos valores.
3. Al registro se le realiza un análisis de frecuencia, mediante el ajuste de distribuciones de probabilidad. Las distribuciones de probabilidad univariada que se pueden emplear, son: Normal, Lognormal con dos y tres parámetros, Gamma con dos y tres parámetros, LogPearson tipo III, Valores extremos tipo I (Gumbel), General de Valores Extremos, Gumbel de dos poblaciones. Los métodos de estimación de parámetros aplicados pueden ser el de momentos y el de máxima verosimilitud, momentos de probabilidad pesada y momentos-L. Para llevar a cabo el análisis se debe verificar que la muestra que se modela esté compuesta por variables aleatorias y para probarlo se emplea la prueba de independencia de Anderson (Salas, 1988), la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial para diferentes tiempos de retraso. Se considera que la muestra es independiente, si menos del 10% de estos coeficientes sobrepasan los límites de confianza.

La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso k es:

$$r_k = \frac{C_k}{C_0} = \frac{n \sum_{t=1}^{n-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^n (x_t - \bar{x})^2}$$

4.4

Donde

- x es la media muestral
- x_t es la serie de tiempo ($t = 1$ hasta n)
- n es el tamaño de la muestra
- k es el tiempo de retraso
- C_k es el coeficiente de autocovarianza serial

La gráfica de r_k contra k es llamada correlograma de la muestra.

4. Adicionalmente, se realizan las pruebas de homogeneidad y estacionalidad para la media. Las pruebas de homogeneidad presentan una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla con base en su probabilidad de ocurrencia. Dichas pruebas son las siguientes:

- a) Prueba estadística de Helmer

Esta prueba consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento de la serie con respecto a su valor medio. Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia "S"; de otra forma se considera como un cambio "C".

Si la serie es homogénea, la diferencia entre el número de secuencias y de cambios en el registro, deberá ser cero, dentro de los límites de un error probable, el cual depende de la longitud del registro n empleado en el análisis, esto es:

$$S - C = \pm \sqrt{n-1}$$

4.5

- b) Prueba estadística de la t de Student

Cuando es probable que la causa de la pérdida de homogeneidad de la serie sea un abrupto cambio en la media, la prueba del estadístico t es especialmente útil.

La estadística de la prueba está definida por la siguiente expresión:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}}$$

4.6

Donde

\bar{x}_1 , S^2_1 media y varianza de la primera parte del registro de tamaño n_1

\bar{x}_2 , S^2_2 media y varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2

El valor absoluto de t_d se compara generalmente con el valor de t de la distribución t de Student de dos colas, y con $v = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y con un 5% de nivel de significación.

Si y solo si el valor absoluto de t_d es mayor que el de t se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y la muestra se considera no homogénea.

c) Prueba estadística de Cramer (análisis por bloques)

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar homogeneidad en el registro y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un periodo de tiempo a otro (proceso estacionario para la media). Para este propósito se pueden considerar tres bloques, el primero, del tamaño total de la muestra; el segundo, del 60% de los últimos valores de la muestra; y el tercero, del 30% de los últimos valores de la muestra. Finalmente, se compara el valor de la media con el registro total con cada media de los bloques elegidos. Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa desde el punto de vista

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

estadístico. En la prueba de Cramer, X y S son respectivamente la media y la desviación estándar del registro de n valores. Por otra parte, X_k es la media del subperiodo o bloque de n' valores, es decir que:

$$\bar{X}_k = \frac{\sum_{i=k+1}^{i=k+n} X_i}{n'} \quad 4.7$$

$$\bar{X}_k = \frac{\bar{X}_k - \bar{X}}{S} \quad 4.8$$

$$t_k = \left\{ \frac{n'(n-2)}{n - n'[1 + (\tau_k)^2]} \right\}^{1/2} (\tau_k) \quad 4.9$$

El estadístico t_k tiene distribución t de Student de dos colas con $v = n - 2$ grados de libertad y es utilizado de la misma forma que el estadístico t_d de la prueba del inciso b.

5. Corrección por intervalo fijo de observación. Como se mencionó anteriormente, los valores calculados en el paso 3 deben multiplicarse por 1.13, puesto que los registros de lluvia máxima en 24 horas se toman de 8 A.M. de un día a 8 A.M. del siguiente, y con lo cual se obtienen los valores finales de lluvias máximas diarias para los periodo de retorno seleccionado.
6. Con la lluvia máxima diaria obtenida del punto anterior se procede a obtener las alturas correspondientes para diferentes duraciones. Se utiliza el criterio para obtener la relación $P(1h)/P(24h)$ para un periodo de retorno de 2 años, propuesto por el U.S. Weather Bureau y ampliado por Reich (1963). El procedimiento es el siguiente:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- a) Se obtiene el factor r de acuerdo algún pluviógrafo que se encuentre relativamente cerca del área de estudio.
- b) El valor obtenido en el paso (a), se divide con aquel obtenido para 24 hrs. y periodo de retorno de 2 años, del paso 3. Esta relación se puede utilizar para obtener los valores de la lluvia para una hora y los diferentes periodos de retorno analizados.

El valor de la lámina de lluvia para diferentes duraciones pueden obtenerse por interpolación, utilizando método del *U.S. Soil Conservation Service* para la distribución en el tiempo de la lluvia en 24 hrs.

- 7. Para las láminas menores a una hora se dan los siguientes valores para la relación $P(t)/P(1h)$, de acuerdo con la duración t , de la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Valores de la relación $P(t)/P(1h)$, Para las láminas menores a una hora

Duración (minutos)					
5	10	15	30	45	60
0.30	0.45	0.557	0.79	0.91	1.00

Para la aplicación en una cuenca, se debe considerar que la duración de la tormenta puede ser igual al tiempo de concentración, el cual puede obtenerse a través de la fórmula de Kirpich.

4.3. Interpolación espacial de la lluvia

Continuando con la metodología, el paso siguiente es interpolar espacialmente la lluvia para tratar de inferir con una precisión aceptable la lluvia correspondiente a cada una de las subcuencas. Como se puede imaginar, son muchos los factores que intervienen en la forma cómo se distribuye la precipitación en el espacio; por lo tanto, su estimación depende del número y distribución de las estaciones de medición en el área, así como del método que se emplee para su estimación (Collado, 1988).

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Existe una gran variedad de técnicas de interpolación espacial, entre las que se puede mencionar el método de los polígonos de Thiessen, la clásica interpolación polinomial por mínimos cuadrados, la técnica de Lagrange, el método de la distancia inversa, el de interpolación multicuadrática, la técnica de Kriging, etcétera.

En este trabajo se utiliza la técnica de interpolación polinomial por mínimos cuadrados para lograr una aproximación al patrón de distribución espacial de la lluvia sobre el área de estudio, y poder inferir con un cierto grado de aproximación, la intensidad correspondiente a cada subcuenca localizada en el área de interés.

4.3.1. Obtención de la duración para la intensidad de diseño (tiempo de concentración)

La duración que se considera para la intensidad de diseño asignada a cada subcuenca, es igual a la duración del *tiempo de concentración*, donde el tiempo de concentración es el tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio, y equivale al tiempo que tarda una gota de agua en pasar del punto más alejado de la cuenca hasta la salida de la misma. Debido a que pueden existir varias rutas posibles de flujo, al drenar las diferentes áreas de las subcuencas que forman parte de un sistema de drenaje más grande, el mayor tiempo de concentración de todos los tiempos para las diferentes rutas, se supone que es el tiempo de concentración crítico del área drenada en cuestión.

La duración que se toma en cuenta para obtener la intensidad de diseño para cada una de las subcuencas, es la correspondiente al tiempo de concentración crítico, sumándose además el tiempo que resulte de los tramos localizados aguas abajo, (donde el tiempo que se tarda el agua en fluir en los tramos, se define como el tiempo de traslado). El tiempo de concentración puede obtenerse mediante observaciones experimentales o puede estimarse utilizando ecuaciones como las presentadas en la Tabla 4.2. Se recomienda que todos los tiempos de concentración y de traslado determinados, se verifiquen mediante cálculos directos del escurrimiento superficial en el terreno. Por ejemplo, para el caso de los tributarios de orden uno, el tiempo de concentración crítico es igual al tiempo de concentración que tarda en drenar el área de la subcuenca y que resulta de la aplicación de la fórmula de Kirpich. En la Figura 4.2. se muestra la forma cómo se obtiene la duración para cada subcuenca.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

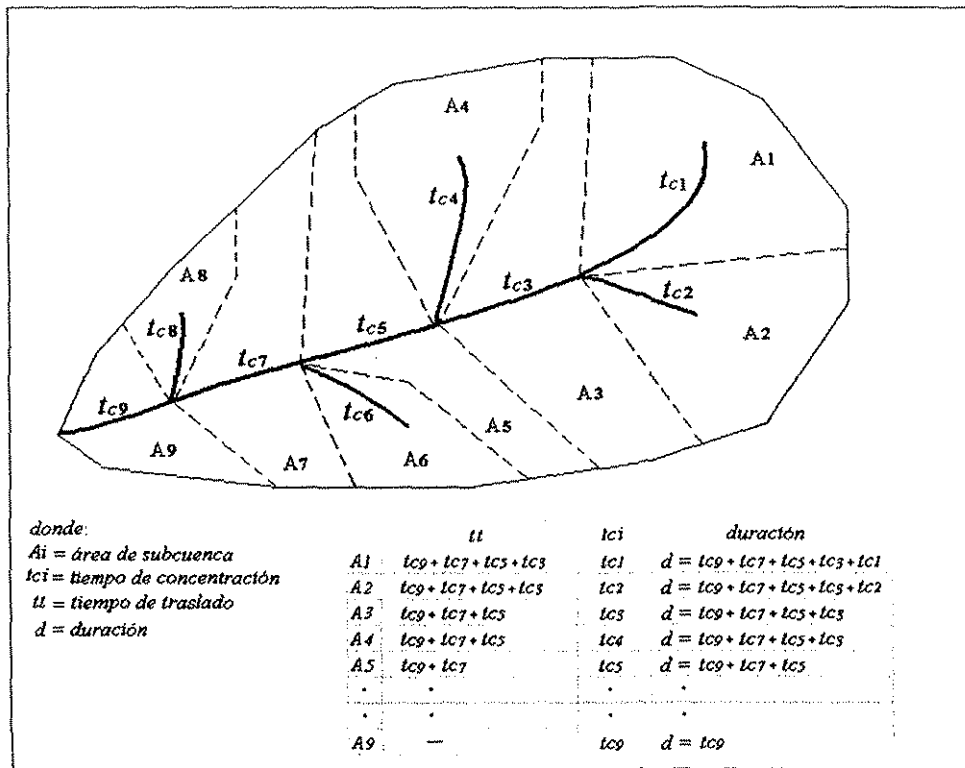


Figura 4.2. Obtención de la duración de la lluvia para cada subcuenca.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

4.4. Obtención de gastos (síntesis de la metodología)

A continuación presentamos –de manera resumida- la secuencia de aplicación del modelo propuesto, a fin de tener una visión global del procedimiento.

Elementos centrales en que se basa el modelo:

1. Se obtienen las características geomorfológicas de la cuenca, como son:
 - trazo de la red de drenaje
 - longitud y pendiente de los tramos de río
 - tiempos de concentración
 - delineado de microcuencas
 - áreas, etcétera.
2. Una vez dividida el área de estudio en sus unidades mínimas (subcuencas), se determina el coeficiente de escurrimiento para cada una de ellas, de acuerdo con la cobertura vegetal, uso de suelo, pendiente del tramo de río y periodo de retorno.
3. Se modela la lluvia y se obtienen las $i-d-T$ para todas las estaciones pluviométricas involucradas.
4. Para cada subcuenca se obtiene el valor de la intensidad asociada al periodo de retorno analizado, mediante técnicas de interpolación.
5. La cuenca se ve afectada en su totalidad por la lluvia asociada al periodo de retorno analizado.
6. Mediante la aplicación de la fórmula racional, se pueden estimar en cualquier tramo de la red de ríos, eventos para diferentes periodos de retorno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

7. Para determinar el grado de confiabilidad de la metodología propuesta se comparan los resultados obtenidos por ésta, con aquellos estimados al modelar los gastos registrados en las estaciones hidrométricas (para los mismos periodos de retorno), además se comprueban los resultados mediante el tránsito de avenidas de Muskingum.

En la fórmula racional, los parámetros requeridos para alimentar el modelo, son el área, el coeficiente de escurrimiento y la intensidad, siendo los dos últimos los más relevantes ya que de la apropiada deducción de estos dependerá la calidad de los resultados.

La selección de los coeficientes de escurrimiento depende de la cobertura vegetal, uso de suelo, pendiente y periodo de retorno. En el proceso de calibración de este parámetro advertimos que había que manejar un periodo común entre la información de lluvia (que alimenta el modelo) y los datos de gastos medidos en las estaciones hidrométricas que fueron seleccionadas con fines comparativos. De esta forma descartamos la posibilidad de incluir en la muestra de lluvia algún evento extraordinario ocurrido en cierto año, y que no se haya registrado en la muestra de gastos para ese mismo año, o viceversa.

Como es lógico suponer, son muchos los factores que intervienen en la forma como se distribuye la precipitación en el espacio; por lo tanto su adecuada estimación depende tanto del número y distribución de las estaciones pluviométricas en el área de estudio, como de un buen análisis de frecuencia.

La intensidad que se asigna a cada subcuenca depende además, de la ubicación geográfica dentro del sistema, del tiempo de concentración el cual es igual a la duración de diseño (y depende de la longitud y de la pendiente de los tramos de río), así como del punto de referencia que es el punto donde se requiere estimar el evento.

En este trabajo se ha utilizado la técnica de interpolación polinomial por mínimos cuadrados, para lograr aproximar el patrón de distribución espacial de la lluvia sobre el área de estudio, y poder inferir la intensidad correspondiente al centroide de cada subcuenca que se encuentra dentro del sistema (Figura 4.3.).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

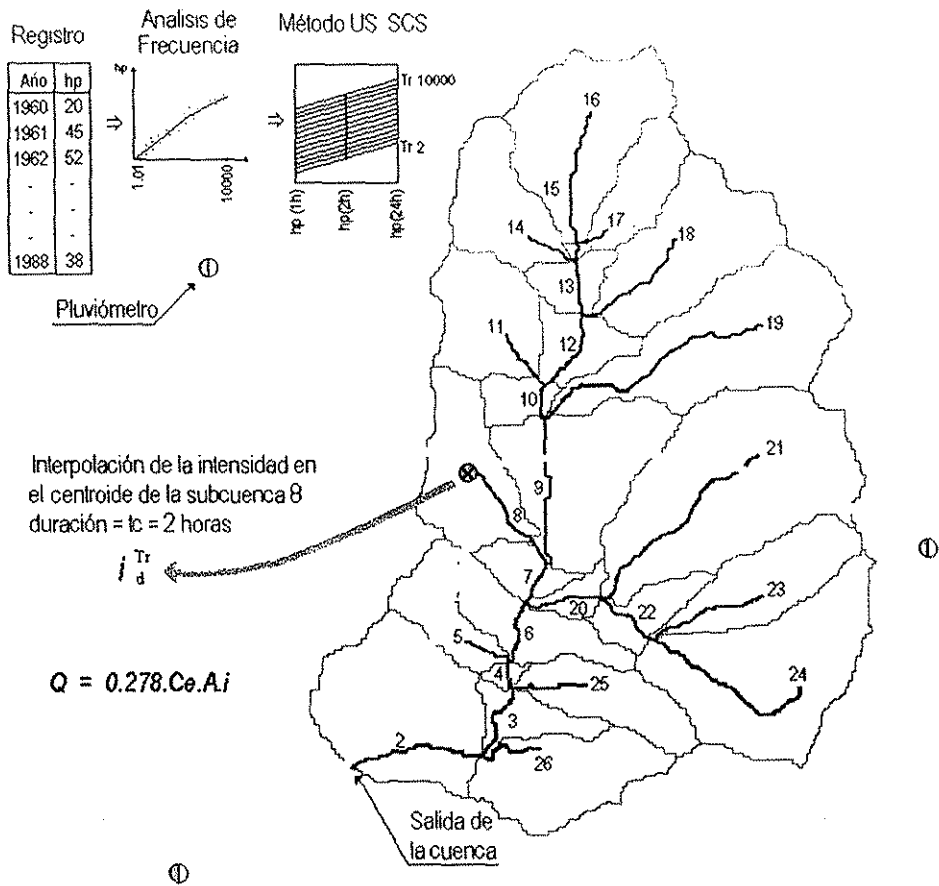
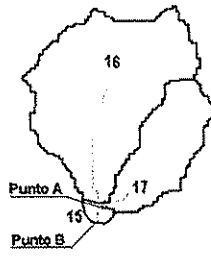


Figura 4.3. Visión global de las consideraciones en que se basa el modelo propuesto.

Observemos la Figura 4.4. Para obtener los eventos de diseño en el punto A (punto de referencia) el área de aportación es el área formada por las subcuenas 16 y 17, y las duraciones de diseño para cada una de ellas son sus propios tiempos de concentración.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Sistema integrado por las tres subcuencas de la figura 4.4.



$$t_{c1} = t_1$$

$$t_{c2} = t_2 + t_1$$

$$t_{c3} = t_3 + t_1$$

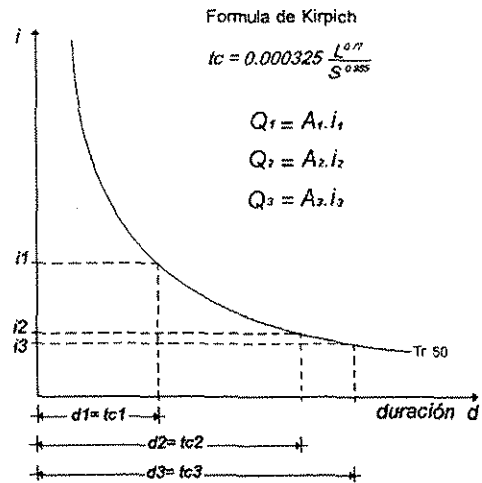


Figura 4.4. Sistema de tres subcuencas. Obtención de tiempos de concentración, intensidades y gastos.

Con estas duraciones se pueden encontrar las intensidades de diseño para cada una de las microcuencas y obtener así el gasto de aportación. Una vez conocidos la duración y el gasto pico de cada subcuenca, se generan sus hidrogramas triangulares y posteriormente se lleva a cabo la superposición de efectos (suma de ordenadas), obteniéndose de esa forma el hidrograma final con su gasto de diseño (Figura 4.5.).

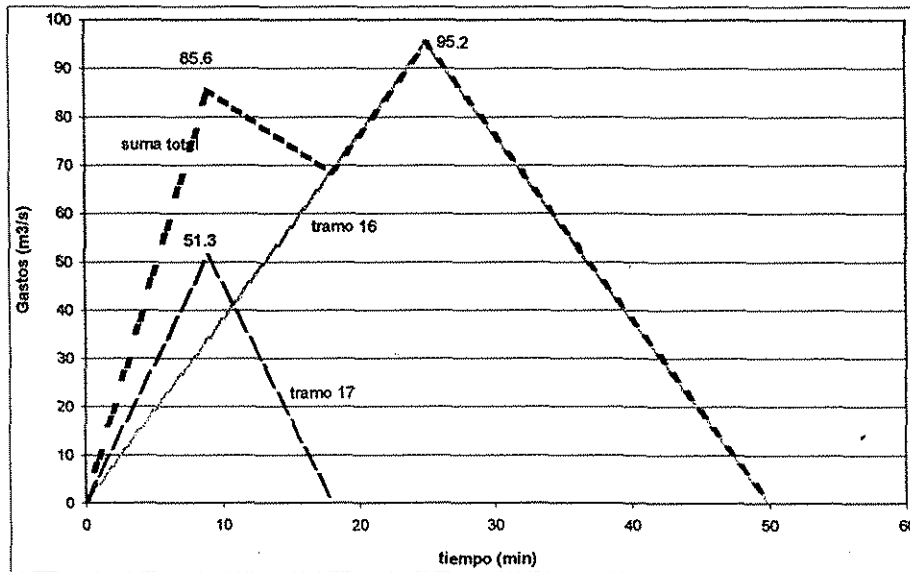


Figura 4.5. Hidrograma en el punto A de la figura 4.4. (Tr = 2).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA

Para obtener los eventos de diseño en el punto B (punto de referencia), las aportaciones van a ser de tres subcuencas. Una vez conocidos la duración y el gasto pico de cada subcuenca, se generan sus hidrogramas triangulares, y posteriormente se lleva a cabo la superposición de efectos, obteniéndose así el hidrograma final (Figura 4.6.).

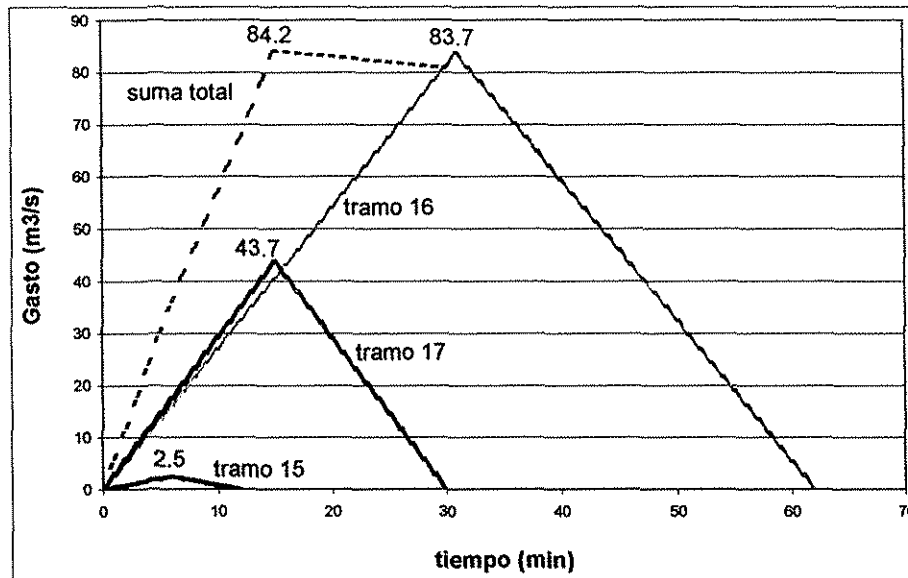


Figura 4.6. Hidrograma en el punto B de la figura 4.4. ($T_r = 2$).

Para determinar el grado de confiabilidad de la metodología propuesta se comparan los resultados obtenidos por ésta (para los mismos periodos de retorno), con aquellos estimados al modelar los gastos registrados en las estaciones hidrométricas que se localizan dentro del sistema. Además, los resultados se han comprobado mediante el tránsito de avenidas de Muskingum para el caso de la cuenca de Pijijiapan, Xiquila.

4.5. Tránsito hidrológico en ríos (método de Muskingum)

Este método fue presentado por primera vez en 1938, por Mc Carthy. Es un método de tránsito hidrológico que modela el almacenamiento volumétrico de una avenida en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma (Figura 4.7). Durante el avance de la onda de la avenida, el gasto de entrada es mayor que el gasto de salida, siendo un almacenamiento en forma de cuña. Durante la recesión, el gasto de salida es mayor que el gasto de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento en forma de prisma que está

formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático (Chow, et. al., 1988).

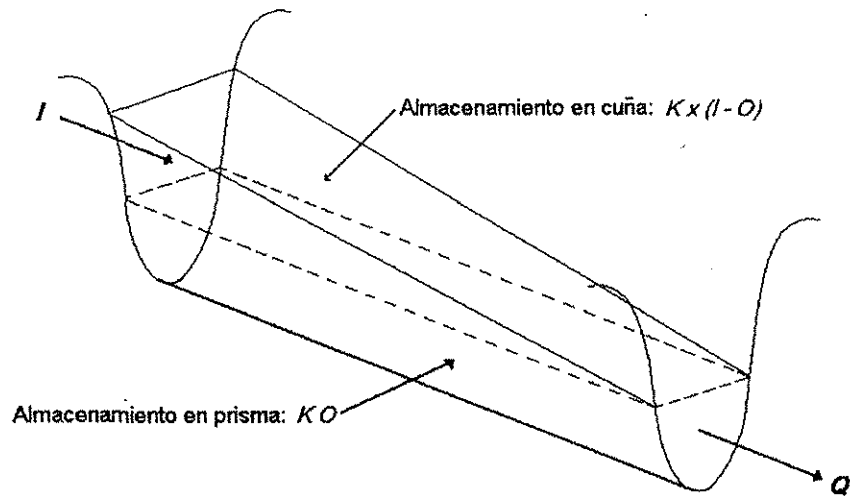


Figura 4.7. Almacenamiento en prisma y en cuña durante el paso de una avenida.

Utiliza la ecuación de continuidad en forma discreta (ec. 4.4), y, además, una relación algebraica entre el almacenamiento V en el tramo de río, y las entradas I y las salidas O (ec. 4.5),

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \Delta t = \Delta V \tag{4.4}$$

$$V = KO + Kx(I - O) \tag{4.5}$$

Donde K es una constante llamada parámetro de almacenamiento, tiene unidades de tiempo y su valor es aproximadamente igual al tiempo de pico de la avenida, y x es un factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo, y fluctúa entre $0 \leq x \leq 0.5$. En términos generales, se puede decir que x se aproxima a cero en cauces muy caudalosos y de pendientes pequeñas, y a 0.5 en caso contrario. A falta de otros datos es recomendable tomar $x = 0.2$ como un valor medio.

Capítulo 5

Aplicación del modelo

Introducción

El modelo propuesto se aplicó a tres cuencas ubicadas en tres diferentes sitios dentro de la República Mexicana, esto con el fin de probarlo en cuencas con características diferentes (por ejemplo tamaño, clima, etc.). La primer aplicación se hizo a la cuenca del río Pijijiapan, que se localiza en el estado de Chiapas y cuenta con un área de 186 km²; la segunda aplicación correspondió a la cuenca del río Xiquila, localizada en la región del Papaloapan (Figura 5.6.), ésta abarca parte de los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz, y tiene un área drenada de 1077 km²; la tercer aplicación se realizó a la cuenca de Huites, que se ubica al norte de la República Mexicana y es parte de la Región Hidrológica N° 10, esta cuenca tiene un área drenada de 26,142 km², si bien se localiza predominantemente en el estado de Chihuahua, abarca pequeñas porciones de los estados de Sonora, Sinaloa y Durango.

En un primer momento se recopiló información disponible del área de estudio, como registros históricos de lluvia de las estaciones pluviométricas, registros de gastos de las hidrométricas que se encuentran dentro y cerca de la cuenca, planos topográficos, de cubierta vegetal, modelos digitales del terreno, etc.

5.1. Primera aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Pijijiapan

Un modelo de parámetros distribuidos es aquel en que los parámetros varían espacialmente dentro de la cuenca. En el modelo propuesto se retoma este concepto, con la variante de que se utiliza el concepto modelo de parámetros concentrados, como componente de un modelo distribuido más grande.

Una de las partes fundamentales del modelo propuesto, es la discretización de las características a nivel de subcuencas, que consideramos es una fase central de éste, ya que a partir de la discretización se asigna a cada subcuenca (de acuerdo a su ubicación dentro del sistema), el

coeficiente de escurrimiento y la intensidad. La deducción apropiada de estos dos parámetros es muy importante, pues de ellos dependerá la calidad de los resultados esperados.

Una vez conocidas las características geomorfológicas de la cuenca y dividida el área de estudio en sus unidades mínimas (subcuencas), se determina el coeficiente de escurrimiento para cada una de ellas de acuerdo con la cobertura vegetal, uso de suelo, pendiente del tramo de río y periodo de retorno. Posteriormente se modela la lluvia y se obtiene la relación *intensidad-duración-periodo de retorno (i-d-T)* para todas las estaciones pluviométricas involucradas. Realizado lo anterior, se infiere -vía interpolación-, la intensidad de lluvia que corresponde a cada una de las subcuencas; esto, de acuerdo a la distribución espacial de la lluvia y también a la ubicación geográfica de las subcuencas dentro del sistema. Obtenida la información anterior, se pueden estimar en cualquier tramo de la red de ríos, los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno mediante la aplicación de la *fórmula racional*. A continuación se detalla la secuencia de la aplicación a la cuenca de Pijijiapan.

5.1.1. Extracción de las características geomorfológicas de la cuenca de Pijijiapan

Para realizar las mediciones geomorfológicas nos apoyamos en los softwares TOPAZ y Sistema de Información Geográfica IDRISI; estos sistemas trabajan con Modelos Digitales del Terreno, los cuales son parte fundamental de la información que requieren.

En una primera etapa se obtuvieron las características geomorfológicas de la cuenca de Pijijiapan: orden de corriente, longitud de tramos de la red de drenaje, cotas de los extremos aguas arriba y aguas abajo de cada uno de los tramos, pendiente, delimitación de cuenca y subcuencas, áreas de las subcuencas, tiempo de concentración, tipo de vegetación de cada subcuenca. A continuación se presenta dicha información tanto en tablas como en forma gráfica, (Tabla 5.1. y Figuras 5.1. y 5.2.).

Tabla 5.1. Características de la cuenca de Pijijiapan

ID	Orden de corriente	Elevación Del río (m)		Longitud del tramo (km)	Pendiente (m/m)	Área de sub-cuenca (km ²)	t _c (min)
		Aguas abajo	Aguas arriba				
2	3	81	96	3.531	0.00425	14.45	86
3	3	96	137	2.371	0.01729	3.20	37
4	3	137	148	0.670	0.01642	0.52	14
5	1	148	177	1.383	0.02097	4.61	23

ID	Orden de corriente	Elevación Del río (m)		Longitud del tramo (km)	Pendiente (m/m)	Área de sub-cuenca (km ²)	t _c (min)
		Aguas abajo	Aguas arriba				
6	3	148	171	1.830	0.01257	5.66	34
7	2	171	187	1.160	0.01380	2.32	23
8	1	187	281	3.462	0.02715	8.46	42
9	2	187	265	3.926	0.01987	12.38	52
10	2	265	285	0.928	0.02156	2.18	17
11	1	285	381	1.718	0.05587	7.62	18
12	2	285	354	2.320	0.02975	3.38	30
13	2	354	420	1.357	0.04862	2.41	16
14	1	420	570	1.486	0.10093	6.97	13
15	2	420	453	0.464	0.07113	0.21	6
16	1	453	900	3.720	0.12016	12.66	25
17	1	453	550	0.954	0.10172	4.69	9
18	1	354	687	3.436	0.09690	11.82	25
19	1	265	981	6.856	0.10444	16.32	42
20	2	171	221	2.036	0.02456	1.34	29
21	1	221	792	6.125	0.09322	22.65	40
22	2	221	287	1.727	0.03822	3.04	21
23	1	287	700	3.436	0.12018	7.58	23
24	1	287	680	5.155	0.07624	16.97	38
25	1	137	280	1.993	0.07175	5.79	19
26	1	96	195	2.053	0.04822	9.02	22

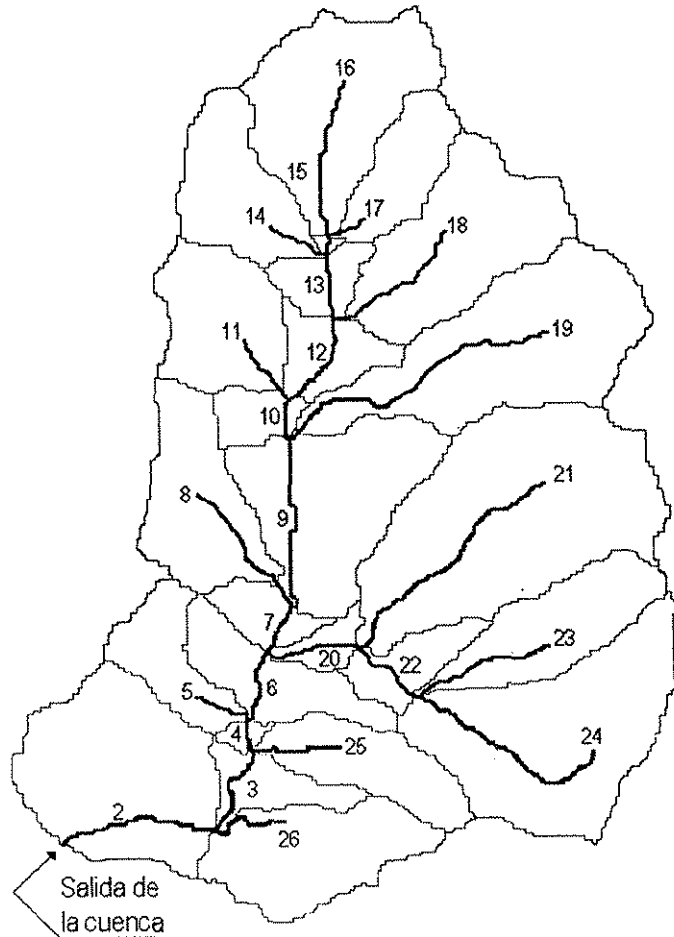


Figura 5.1. Trazo de la red de drenaje, cuenca y subcuencas e identificación de los tramos de ríos de la cuenca del río Pijjiapan, área de 186 km².

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

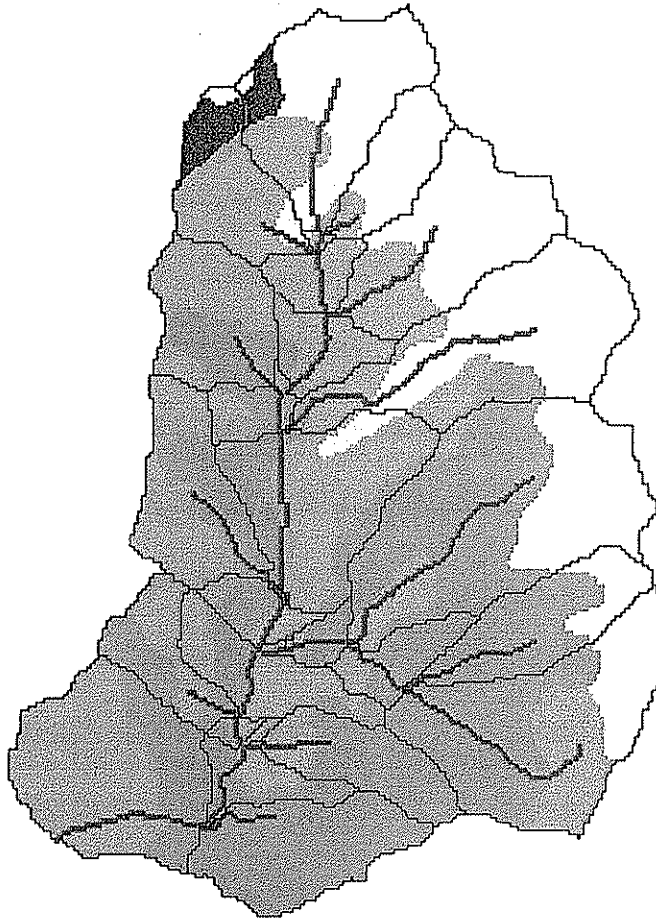


Figura 5.2. Cubierta vegetal de la cuenca de Pijijiapan.

5.1.2. Coeficiente de escurrimiento C_e

El coeficiente de escurrimiento C_e es la variable menos precisa del método racional, pues depende de muchos factores, por lo tanto, la selección adecuada de éste parámetro es muy importante. La forma en que se obtuvieron los coeficientes de escurrimiento para cada una de las subcuencas, fue la siguiente: Se asignó a cada subcuenca un C_e en base a su cubierta vegetal, a su pendiente del tramo de río y al periodo de retorno analizado (según Tabla 4.1.). Para el caso de las subcuencas que tienen diferentes tipos de vegetación, se obtuvo un C_e ponderado, mediante la siguiente expresión

$$C_e = \sum_{j=1}^N C_j \alpha_j \text{ donde se tiene que } \alpha_j = A_j / A, \text{ } A \text{ es el área total de la subcuenca en cuestion y } A_j \text{ es}$$

la subárea que tiene un coeficiente de escurrimiento C_j , ver Figura 5.3. En la Tabla 5.2. se muestran los C_e para cada una de las subcuencas de la cuenca del Pijijiapan.

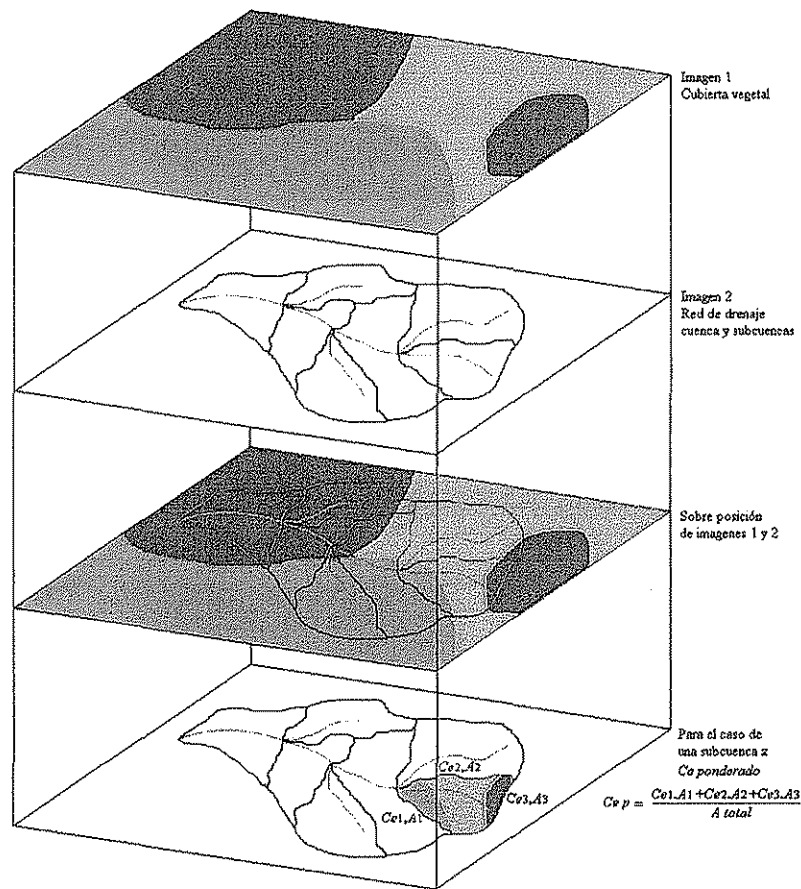


Figura 5.3. Sobreposición de imágenes para la obtención del Coeficiente de escurrimiento.

Tabla 5.2. Coeficientes de escurrimiento, ponderados para cada una de las subcuencas del Pijijiapan.

ID	Orden de corriente	Área de sub-cuenca (km ²)	Pendiente (m/m)	Ce ponderado										
				Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000	
2	3	14.45	0.004	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
3	3	3.20	0.017	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
4	3	0.52	0.016	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
5	1	4.61	0.021	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
6	3	5.66	0.013	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
7	2	2.32	0.014	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
8	1	8.46	0.027	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
9	2	12.38	0.020	0.51	0.57	0.61	0.63	0.65	0.66	0.68	0.69	0.70	0.71	
10	2	2.18	0.022	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
11	1	7.62	0.056	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
12	2	3.38	0.030	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
13	2	2.41	0.049	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
14	1	6.97	0.101	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
15	2	0.21	0.071	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
16	1	12.66	0.120	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
17	1	4.69	0.102	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
18	1	11.82	0.097	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
19	1	16.32	0.104	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
20	2	1.34	0.025	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
21	1	22.65	0.093	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
22	2	3.04	0.038	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	
23	1	7.58	0.120	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
24	1	16.97	0.076	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
25	1	5.79	0.072	0.55	0.61	0.65	0.67	0.69	0.70	0.72	0.73	0.74	0.75	
26	1	9.02	0.048	0.53	0.59	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	

5.1.3. Tratamiento de la información de lluvia

Segunda etapa. Existe una sola estación pluviométrica cerca del área de estudio, por lo que la distribución de la lluvia en el espacio se tomó como uniforme. La modelación de la precipitación se hizo mediante la función de distribución de probabilidad Gumbel.

A la salida de la cuenca del Pijijiapan se cuenta con una estación hidrométrica donde se han registrado datos de gastos, a los que se les ajustó una función de distribución de probabilidad Gumbel y se obtuvieron los eventos para los mismos periodos de retorno. Esto con el fin de poder comparar los gastos obtenidos con el modelo propuesto y los gastos obtenidos mediante el ajuste de la función de probabilidad Gumbel, a los datos de los gastos registrados.

5.1.3.1. Análisis de frecuencia para la información de lluvia

Para el tratamiento de la información de lluvia, utilizamos la técnica que se describió en capítulo 4.2. En lo siguiente, se mostrará el procedimiento completo para el análisis de frecuencia de los datos de la estación pluviométrica Pijijiapan.

Una vez recopilada la información de lluvias máximas en 24 horas (Tabla 5.3.), se realizó un análisis crítico que consistió en encontrar valores erróneos o dudosos, ya sea por ser demasiado grandes o demasiado pequeños. Los valores dudosos se verificaron regionalmente comparando los valores que para tales fechas fueron registrados en estaciones cercanas; con lo cual, se confirmaron, corrigieron o rechazaron.

Tabla 5.3. Registros de lluvia máxima en 24 hrs., de la estación Pijijiapan.

Año	hp (mm)	Año	hp (mm)
1959	80	1972	114
1960	95	1973	102
1961	124	1974	239
1962	201	1975	131
1963	193	1976	96
1964	208	1977	103
1965	99	1978	188
1966	118	1979	126
1967	74	1980	155
1968	86	1981	127
1969	100	1982	69
1970	125	1983	67
1971	126		

Posteriormente, a las series de datos se les aplicó la prueba de independencia de Anderson y las pruebas de homogeneidad. Una vez probada la independencia de las series de datos se procedió con el análisis de frecuencia. Al registro se le ajustó el modelo de distribución de probabilidad Gumbel mencionado en el capítulo 4.2.2.

Tabla 5.4. Eventos de lluvia de diseño modelados mediante la función Gumbel, estación Pijijapan.

Tr	Hp en 24 hrs.	Hp en 1 hr.
2	111	27
5	164	39
10	200	48
20	234	56
50	278	67
100	311	75
500	387	93
1000	420	101
5000	496	119
10000	529	127

Los valores calculados con el modelo Gumbel, columna de las hp en 24 hrs. de la tabla 5.4., fueron multiplicados por el factor de 1.13, con esto se obtuvieron los valores de lluvias máximas diarias finales para cada periodo de retorno seleccionado (última columna de la tabla 5.4.). Este paso fue necesario ya que se ha encontrado que los resultados de un análisis de frecuencia realizado con lluvias máximas anuales -tomadas en un intervalo de observación único y fijo para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas-, da valores más aproximados a los obtenidos en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas, al ser multiplicado por 1.13. Cabe señalar que en nuestro país los registros de lluvia máxima en 24 horas se toman de 8:00 a.m. de un día, a 8:00 a.m. del siguiente.

Con la lluvia máxima diaria obtenida en el paso anterior, se procedió a obtener la distribución en el tiempo de la lluvia en 24 hrs., para lo cual se siguió el criterio propuesto por el *U.S. Weather Bureau*. Un dato importante y necesario para aplicar este método, es la relación $r = P(1h)/P(24h)$ para un periodo de retorno de 2 años. Existe toda una técnica desarrollada en Estados Unidos para obtener el cociente r entre la lluvia de una hora y la de 24 horas; al aplicar esta técnica se utilizan algunas gráficas y tablas generadas con información de aquel país. En la República Mexicana esta técnica se ha aplicado con algunas reservas.

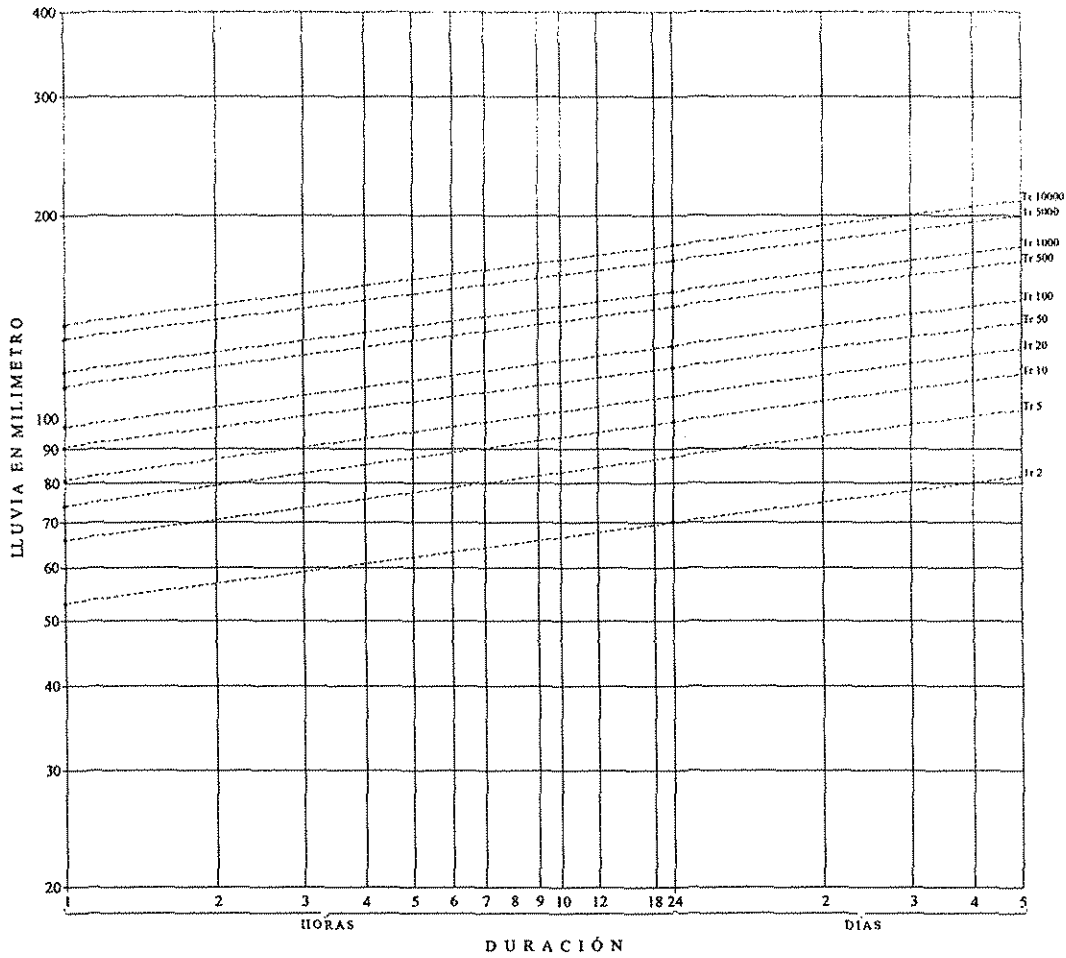
Se sabe que en México son escasos los registros de pluviógrafo por lo que no es tan fácil obtener registros de corta duración para un sitio de interés, y por el contrario, la red pluviométrica

nacional tiene una aceptable densidad de estaciones con una suficiente longitud de registros de lluvias máximas en 24 hrs. Sin embargo, se ha probado que al obtener el cociente r directamente de los registros de algún pluviógrafo que se encuentre razonablemente cerca del área de estudio, da una relación r más apropiada, que la relación obtenida por el criterio del Weather Bureau.

Para lograr una relación r más apropiada para el área de Pijijiapan, se utilizó la información del pluviógrafo Pijijiapan, Chiapas, que está cercano a la zona de interés, con una $r = 0.24$.

Como complemento a las estimaciones de lluvia basadas en el cociente r , se presenta el método del *U.S. Soil Conservation Service*. Este método consiste en dibujar sobre un papel logarítmico, las cantidades de lluvia estimadas para duraciones de una hora, y la correspondiente a 24 horas, para los diferentes periodos de retorno analizados, trazando a continuación -por los puntos definidos-, una línea recta que se prolonga a duraciones mayores (varios días). En la Figura 5.4. se muestran graficadas las hp de 1 hora y las hp de 24 horas, para los datos de la estación pluviométrica Chinipas.

Figura 5.4. Graficado de los puntos hp de 1 hora y de 24 horas. Se trazaron rectas por los puntos definidos para obtener la distribución en el tiempo de la lluvia en 24 hrs.



Finalmente, en la Tabla 5.5 se presentan las curvas de *Intensidad-Duración-Periodo de retomo* (también se acostumbra presentarlas dibujadas en papel).

Tabla 5.5. Curvas Intensidad-Duración Periodo de retomo. Estación analizada: Pijjiapan
 i (mm/h), d (min, horas), T_r (años)

Duración	Periodo de retomo									
	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
10	95.7	142.0	172.6	202.0	240.1	268.6	334.5	362.8	426.6	456.9
20	71.8	106.5	129.5	151.5	180.1	201.4	250.9	272.1	321.4	342.7
30	59.2	87.9	106.8	125.0	148.6	166.2	207.0	224.5	265.2	282.6
40	42.0	62.3	75.8	88.7	105.4	117.9	146.8	159.2	188.1	200.5
50	29.0	43.1	52.4	61.3	72.8	81.5	101.5	110.1	130.0	138.6
1	26.6	39.4	48.0	56.1	66.7	74.6	92.9	100.8	119.0	126.9
1.5	21.3	31.5	38.4	44.9	53.3	59.7	74.3	80.6	95.2	101.5
2	18.1	26.9	32.7	38.3	45.5	50.9	63.4	68.8	81.3	86.6
2.5	16.0	23.8	28.9	33.9	40.3	45.0	56.1	60.8	71.9	76.6
3	14.5	21.5	26.2	30.6	36.4	40.7	50.7	55.0	65.0	69.3
3.5	13.3	19.8	24.0	28.1	33.4	37.4	46.6	50.5	59.7	63.6
4	12.4	18.4	22.3	26.1	31.1	34.8	43.3	47.0	55.5	59.1
4.5	11.6	17.2	20.9	24.5	29.1	32.6	40.6	44.0	52.0	55.4
5	11.0	16.2	19.8	23.1	27.5	30.7	38.3	41.5	49.0	52.3
5.5	10.4	15.4	18.7	21.9	26.1	29.2	36.3	39.4	46.5	49.6
6	9.9	14.7	17.9	20.9	24.9	27.8	34.6	37.6	44.4	47.3
6.5	9.5	14.1	17.1	20.0	23.8	26.6	33.1	35.9	42.4	45.3

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

7	9.1	13.5	16.4	19.2	22.8	25.5	31.8	34.5	40.7	43.4
7.5	8.8	13.0	15.8	18.5	22.0	24.6	30.6	33.2	39.2	41.8
8	8.5	12.5	15.2	17.8	21.2	23.7	29.5	32.1	37.9	40.4
8.5	8.2	12.1	14.7	17.3	20.5	22.9	28.6	31.0	36.6	39.0
9	7.9	11.8	14.3	16.7	19.9	22.2	27.7	30.0	35.5	37.8
9.5	7.7	11.4	13.9	16.2	19.3	21.6	26.9	29.2	34.4	36.7
10	7.5	11.1	13.5	15.8	18.8	21.0	26.1	28.3	33.5	35.7
10.5	7.3	10.8	13.1	15.4	18.3	20.4	25.4	27.6	32.6	34.7
11	7.1	10.5	12.8	15.0	17.8	19.9	24.8	26.9	31.8	33.9
11.5	6.9	10.3	12.5	14.6	17.4	19.4	24.2	26.2	31.0	33.0
12	6.8	10.0	12.2	14.3	17.0	19.0	23.6	25.6	30.3	32.3
12.5	6.6	9.8	11.9	14.0	16.6	18.6	23.1	25.1	29.6	31.6
13	6.5	9.6	11.7	13.7	16.2	18.2	22.6	24.5	29.0	30.9
13.5	6.3	9.4	11.4	13.4	15.9	17.8	22.1	24.0	28.4	30.3
14	6.2	9.2	11.2	13.1	15.6	17.4	21.7	23.5	27.8	29.7
14.5	6.1	9.0	11.0	12.9	15.3	17.1	21.3	23.1	27.3	29.1
15	6.0	8.9	10.8	12.6	15.0	16.8	20.9	22.7	26.8	28.5
15.5	5.9	8.7	10.6	12.4	14.7	16.5	20.5	22.3	26.3	28.0
16	5.8	8.6	10.4	12.2	14.5	16.2	20.2	21.9	25.8	27.5
16.5	5.7	8.4	10.2	12.0	14.2	15.9	19.8	21.5	25.4	27.1
17	5.6	8.3	10.1	11.8	14.0	15.7	19.5	21.2	25.0	26.6
17.5	5.5	8.1	9.9	11.6	13.8	15.4	19.2	20.8	24.6	26.2
18	5.4	8.0	9.8	11.4	13.6	15.2	18.9	20.5	24.2	25.8
18.5	5.3	7.9	9.6	11.2	13.4	15.0	18.6	20.2	23.9	25.4
19	5.2	7.8	9.5	11.1	13.2	14.7	18.3	19.9	23.5	25.1
19.5	5.2	7.7	9.3	10.9	13.0	14.5	18.1	19.6	23.2	24.7
20	5.1	7.6	9.2	10.8	12.8	14.3	17.8	19.3	22.9	24.4
20.5	5.0	7.5	9.1	10.6	12.6	14.1	17.6	19.1	22.5	24.0
21	5.0	7.4	9.0	10.5	12.5	13.9	17.4	18.8	22.2	23.7
21.5	4.9	7.3	8.8	10.4	12.3	13.8	17.1	18.6	22.0	23.4
22	4.8	7.2	8.7	10.2	12.1	13.6	16.9	18.4	21.7	23.1
22.5	4.8	7.1	8.6	10.1	12.0	13.4	16.7	18.1	21.4	22.8
23	4.7	7.0	8.5	10.0	11.9	13.3	16.5	17.9	21.2	22.6
23.5	4.7	6.9	8.4	9.9	11.7	13.1	16.3	17.7	20.9	22.3
24	4.6	6.8	8.3	9.7	11.6	13.0	16.1	17.5	20.7	22.0

Una vez estimadas las intensidades de lluvia para los diferentes periodos de retorno de las estaciones pluviométricas involucradas, y conociendo el área y el coeficiente de escurrimiento C_e para cada una de las subcuencas, se obtiene, vía *fórmula racional*, el gasto que se origina en cada una de ellas. Con este modelo se pueden estimar eventos de diseño en cualquier punto dentro de la cuenca. Una vez localizado el sitio de interés donde se va a proyectar alguna obra hidráulica, se debe obtener un nuevo tiempo de concentración, a partir de ese sitio.

5.1.4. Calibración del modelo

La calibración es una parte importante en la aplicación del modelo: Es el proceso de ajuste de los parámetros, dentro de un rango esperado, hasta que las diferencias entre las predicciones del modelo y las observaciones de campo, estén dentro de los criterios previamente establecidos, a fin de realizar simulaciones más apegadas a la realidad (Donigian et al., 1984).

Advertimos que para hacer una comparación (válida) entre los datos obtenidos por el modelo y los datos medidos en campo, es necesario manejar un *periodo común* entre la información de lluvia (que alimenta el modelo) y los datos de gastos medidos en las estaciones hidrométricas que fueron seleccionadas con fines comparativos. En este caso se trató de hacer coincidir que los años de

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

registro de lluvia fueran los mismos que los años registrados en las hidrométricas, de esta forma descartamos la posibilidad de incluir en la muestra (ya sea por ejemplo, de lluvia), algún evento extraordinario ocurrido en cierto año, y que no estuviera registrado en la muestra (ya sea de gastos) para ese mismo año, o viceversa.

Mas adelante se realizó la calibración de los parámetros de los coeficientes de escurrimiento C_e , y para ello se asignó a cada una de las subcuencas un C_e en base a su cubierta vegetal, al periodo de retorno analizado y a la pendiente del tramo de río correspondiente de acuerdo con la Tabla 4.1. Para el caso de las subcuencas que tienen diferentes tipos de vegetación, se obtuvo un C_e ponderado.

A continuación se obtuvieron los tiempos de concentración individuales para cada subcuenca. Posteriormente, en los puntos de interés (es decir, en los sitios donde hay hidrométricas) para los que se requirió conocer los eventos de diseño, se partió de un tiempo cero desde cada punto y se fue haciendo el acumulado del t_c conforme se avanzaba por el tramo de río de aguas abajo hacia aguas arriba. Definiendo, finalmente, el tiempo de concentración para cada subcuenca, como el tiempo t_c de la propia subcuenca más el tiempo de traslado de los tramos de río que se encuentran interconectados aguas abajo hasta el punto de interés.

Una vez estimadas las intensidades de lluvia para los diferentes periodos de retorno, conocida el área y el coeficiente de escurrimiento C_e para cada una de las subcuencas, se procedió a obtener los gastos que originan cada una de dichas subcuencas, sumando los efectos de los gastos de aguas arriba hacia aguas abajo.

5.1.5. Tratamiento de la información de gastos máximos

Cuando una tormenta se precipita sobre el terreno, da lugar a varios tipos de escurrimientos, como son el flujo sobre el terreno, el escurrimiento en corrientes, el subsuperficial y el subterráneo; los dos primeros integran el escurrimiento superficial. De todos estos escurrimientos es el superficial el que llega más rápido a la salida de la cuenca, por eso se relaciona directamente con las tormentas y se sabe que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que viene a constituir el escurrimiento directo.

Una tormenta provoca una respuesta a la salida de la cuenca, que generalmente se representa en forma gráfica en la que se plasman los gastos contra el tiempo. A esta gráfica se le llama hidrograma y consta de dos componentes, un escurrimiento base y un escurrimiento directo.

Para hacer una comparación válida entre los resultados del modelo propuesto y los datos inferidos de las hidrométricas, fue necesario que a los datos de las series de gastos máximos se les separara el gasto directo del gasto base. La forma como se lleva a cabo esta separación es la siguiente: una vez obtenida la información de gastos máximos diarios de las hidrométricas, se seleccionó un año, por ejemplo el año de 1988, el cual contiene 365 datos, uno por cada día, y enseguida se localizó el dato mayor al que se tomó como el Q máximo diario de ese año. Posteriormente se generó un hidrograma en el que se graficaron los gastos registrados quince días antes y quince días después, a partir del día en que se midió el gasto máximo anual. Enseguida se localizó el punto donde comienza la rama ascendente del hidrograma y se trazó una línea recta horizontal a partir de este punto, la cual permitió separar el gasto base, del gasto directo (Figura 5.5). Fue así como se obtuvieron todas las series de gastos directos de las estaciones hidrométricas involucradas en este estudio. Cabe mencionar que para la aplicación de las técnicas regionales se utilizaron también los gastos directos.

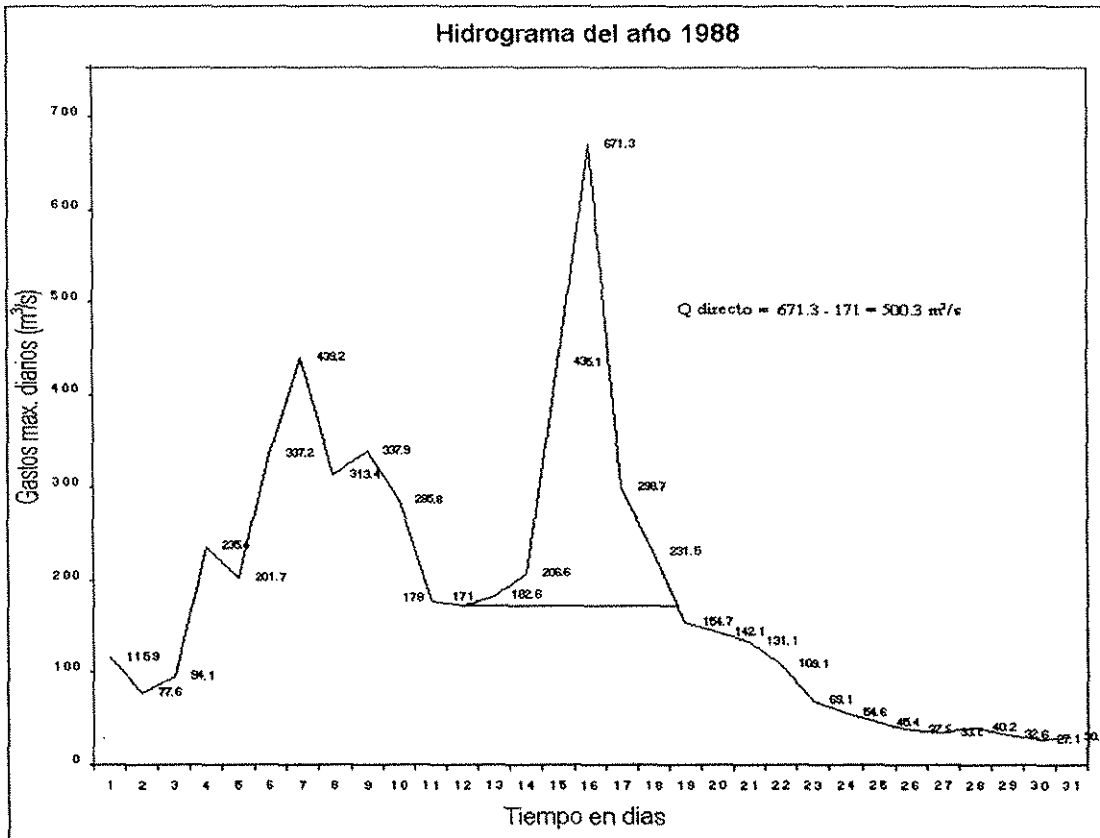


Figura 5.5. Separación del gasto base y del gasto directo, a partir del hidrograma del año de 1988.

Como punto de control y verificación, se tomó la estación hidrométrica Pijijapan, se aprovechó la información aforada de ese sitio, y mediante un análisis de frecuencia se obtuvieron eventos de gastos extrapolados para los periodos de retomo seleccionados, con los que se hizo una comparación contra los eventos de gastos obtenidos por el modelo propuesto. En la Tabla 5.6 se lista la serie de gastos directos registrados de la estación hidrométrica Pijijapan.

Tabla 5.6. Información de gastos directos de la estación hidrométrica Pijijapan.

Año	Q (m³/s)
1969	84
1970	70
1971	387
1972	55
1973	65
1974	61
1975	25
1976	68
1977	83
1978	87
1979	123
1980	31
1981	137
1982	98

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.1.5.1. Análisis de frecuencia para la información de gastos máximos, Pijjiapan

La metodología para obtener los eventos de diseño para cada uno de los sitios aforados, en este caso para la hidrométrica Pijjiapan, es similar a la del análisis de frecuencia de la información de lluvia, presentada en párrafos anteriores.

Una vez recopilada la información correspondiente a gastos máximos directos en la estación analizada, se realiza un análisis crítico a través del cual se buscan valores erróneos o dudosos.

Se debe verificar que la muestra que se modela esté compuesta por variables aleatorias, y para corroborarlo se emplea la prueba de independencia de Anderson.

Ya verificada la prueba de independencia de las series de datos, se realiza un análisis de frecuencia, mediante el ajuste de funciones de distribución de probabilidad.

En la Tabla 5.7 se muestra el resumen del análisis de frecuencia que se realizó para la estación hidrométrica seleccionada como puntos de verificación.

Tabla 5.7. Función de distribución de probabilidad Gumbel, eventos de gastos directos (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos, hidrométrica Pijjiapan.

Tr	Q (m ³ /s)
2	236
5	403
10	514
20	621
50	758
100	861
500	1100
1000	1202
5000	1440
10000	1542

Para determinar el grado de confiabilidad del modelo propuesto, se comparan los resultados obtenidos por ésta, con aquellos estimados al modelar los gastos registrados en las estaciones hidrométricas (para los mismos periodos de retorno), además se comprueban los resultados mediante el tránsito de avenidas de Muskingum.

Tabla 5.8. Comparación de los resultados obtenidos por el modelo propuesto con los eventos extrapolados de los reales, así como contra los eventos transitados mediante el método de Muskingum.

ID	Tr = 2			Tr = 5			Tr = 10			Tr = 20			Tr = 50			Tr = 100		
	Modelo propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)	Modelo Propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)	Modelo propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)	Modelo propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)	Modelo propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)	Modelo propuesto Q (m ³ /s)	Transitado Q (m ³ /s)	Extrapolados de los reales Q (m ³ /s)
2	238	237	237	392	392	391	509	508	507	614	613	612	752	750	749	854	852	850
3	264	263		435	433		565	562		682	678		834	831		947	943	
4	286	275		471	453		610	587		737	709		902	868		1024	985	
5	35	35		58	58		75	75		91	91		111	111		126	126	
6	295	276		487	455		631	590		762	713		933	872		1059	990	
7	177	175		292	288		379	374		458	450		560	551		636	626	
8	41	41		67	67		87	87		105	105		129	129		146	146	
9	173	174		285	287		370	372		447	449		547	551		621	625	
10	129	131		213	216		276	280		333	338		407	413		462	469	
11	64	64		105	105		137	137		165	165		202	202		230	230	
12	140	140		230	231		298	299		360	361		440	441		500	501	
13	117	113		193	186		249	241		301	291		368	356		418	405	
14	69	69		113	113		147	147		177	177		216	216		246	246	
15	84	87		139	143		179	186		217	224		265	274		301	311	
16	95	95		157	157		203	203		245	245		300	300		340	340	
17	51	51		84	84		109	109		132	132		161	161		183	183	
18	88	88		145	145		187	187		226	226		277	277		314	314	
19	81	81		133	133		172	172		208	208		255	255		289	289	
20	163	166		269	273		349	354		420	427		515	523		548	594	
21	115	115		189	189		245	245		296	296		362	362		411	411	
22	94	96		155	158		201	204		243	246		297	302		338	343	
23	59	59		97	97		126	126		151	151		185	185		210	210	
24	98	98		162	162		209	209		253	253		309	309		351	351	
25	50	50		82	82		106	106		128	128		157	157		178	178	
26	69	69		114	114		148	148		179	179		219	219		249	249	

5.2. Segunda aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Xiquila

La cuenca del río Xiquila, se ubica en la región del Papaloapan (Figura 5.6.), abarca parte de los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz, y cuenta con un área drenada de 1077 km². Una vez recabada la información sobre el área de estudio, se prosiguió con la secuencia de la aplicación del modelo, de acuerdo a los incisos 5.1. a 5.1.5.1.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

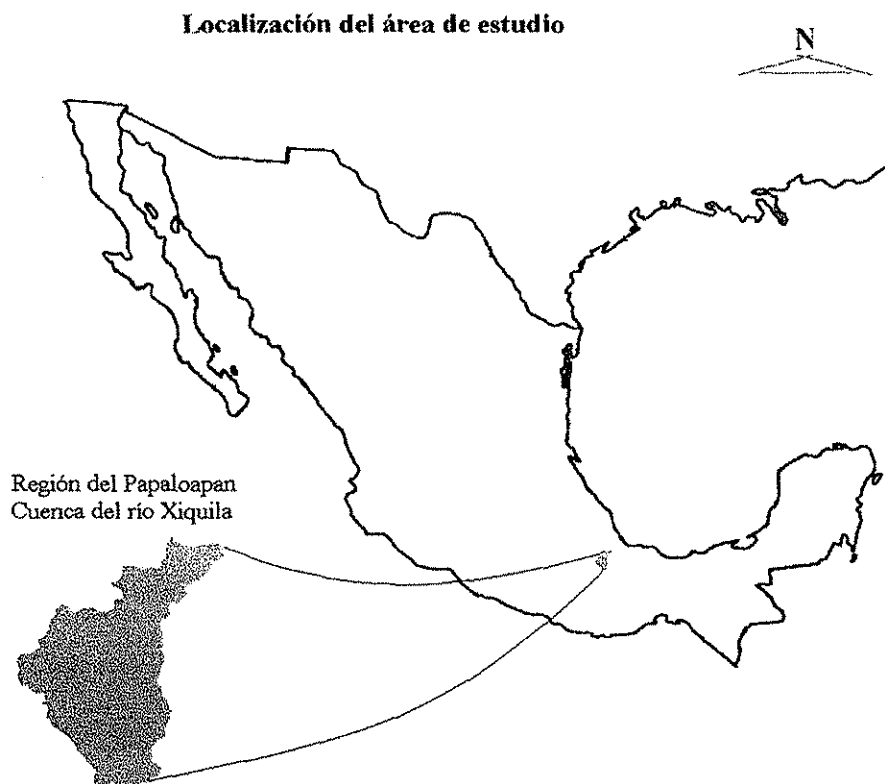


Figura 5.6. Ubicación del área de la cuenca de Xiquila.

5.2.1. Extracción de las características geomorfológicas de la cuenca de Xiquila

Las características geomorfológicas de la cuenca de Xiquila se resumen en la Tabla 5.9 y en las Figuras 5.7 y 5.8 se aprecian el trazo de la red de drenaje, la cuenca y subcuencas y se identifican los tramos de ríos, así como su cubierta vegetal.

Tabla 5.9 Características de la cuenca de Xiquila.

ID	Orden de corriente	Elevación del río (m)		Longitud del tramo (km)	Pendiente (m/m)	Área de sub-cuenca (km ²)	t _c (min)
		Aguas abajo	Aguas arriba				
2	4	684	726	4.522	0.0092	17.53	77.1
3	4	726	810	6.679	0.0125	27.78	92.6
4	1	810	1333	4.079	0.1282	17.53	25.9
5	4	810	1100	6.519	0.0444	30.69	55.9
6	4	1100	1565	8.902	0.0522	39.67	66.8
7	4	1565	1734	4.964	0.0340	18.87	50.2
8	3	1734	1850	5.727	0.0202	27.14	68.5
9	1	1850	1965	2.204	0.0521	14.33	22.8
10	3	1850	1905	3.890	0.0141	20.91	58.4
11	2	1905	1998	5.972	0.0155	19.36	78.3
12	1	1998	2252	5.737	0.0442	24.05	50.7
13	2	1998	2340	18.755	0.0182	71.46	177.8
14	1	2340	2462	6.603	0.0184	25.27	79.2
15	1	2340	2368	2.440	0.0114	11.50	44.2
16	3	1905	1911	1.178	0.0050	0.97	34.5

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ID	Orden de corriente	Elevación del río (m)		Longitud del tramo (km)	Pendiente (m/m)	Área de sub-cuenca (km ²)	t _c (min)
		Aguas abajo	Aguas arriba				
17	3	1911	1975	8.393	0.0076	38.17	133.9
18	2	1975	1988	1.790	0.0072	5.74	41.5
19	2	1988	2005	1.385	0.0122	1.98	27.8
20	1	2005	2274	17.700	0.0151	102.09	182.4
21	2	2005	2054	3.448	0.0142	9.33	53.1
22	1	2054	2161	6.377	0.0167	25.17	80.0
23	1	2054	2155	6.641	0.0152	32.95	85.7
24	1	1988	2189	13.706	0.0146	66.93	151.9
25	2	1975	2005	2.694	0.0111	4.81	48.2
26	1	2005	2098	6.839	0.0135	31.26	91.5
27	1	2005	2060	3.250	0.0169	19.37	47.4
28	1	1911	2060	4.314	0.0345	15.87	44.8
29	3	1734	2025	11.238	0.0258	37.84	104.7
30	2	2025	2055	5.360	0.0065	20.16	106.8
31	2	2055	2075	2.741	0.0072	20.68	57.5
32	2	2075	2094	3.909	0.0048	13.40	88.4
33	2	2094	2135	3.222	0.0127	10.78	52.6
34	1	2135	2158	2.110	0.0109	18.71	40.3
35	2	2135	2165	2.964	0.0126	2.95	41.5
36	1	2165	2174	1.234	0.0072	10.45	31.1
37	1	2165	2190	2.317	0.0107	12.79	43.5
38	1	2094	2164	4.060	0.0172	15.67	55.9
39	1	2075	2121	5.247	0.0087	29.84	88.4
40	1	2055	2098	1.950	0.0220	11.76	28.9
41	2	2025	2130	11.888	0.0088	39.31	165.4
42	1	2130	2150	1.893	0.0105	12.09	37.5
43	1	2130	2148	1.780	0.0101	10.39	36.4
44	1	1565	2096	6.481	0.0819	31.55	44.0
45	1	1100	2235	7.131	0.1591	35.01	36.7
46	1	726	1100	7.272	0.0514	23.12	57.5
Área total =						1077km ²	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

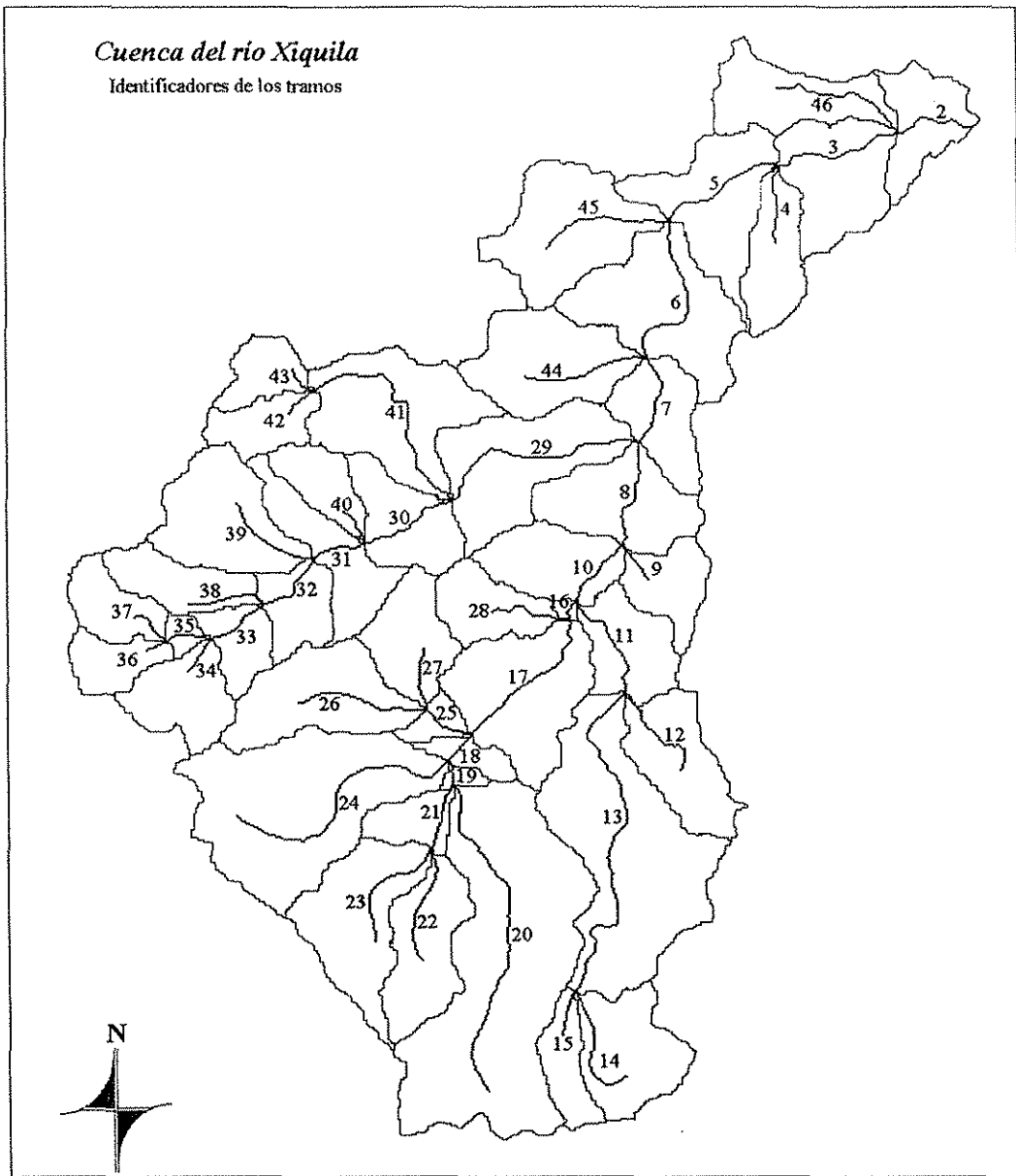


Figura 5.7 Trazo de la red de drenaje, cuenca y subcuencas e identificación de los tramos de ríos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

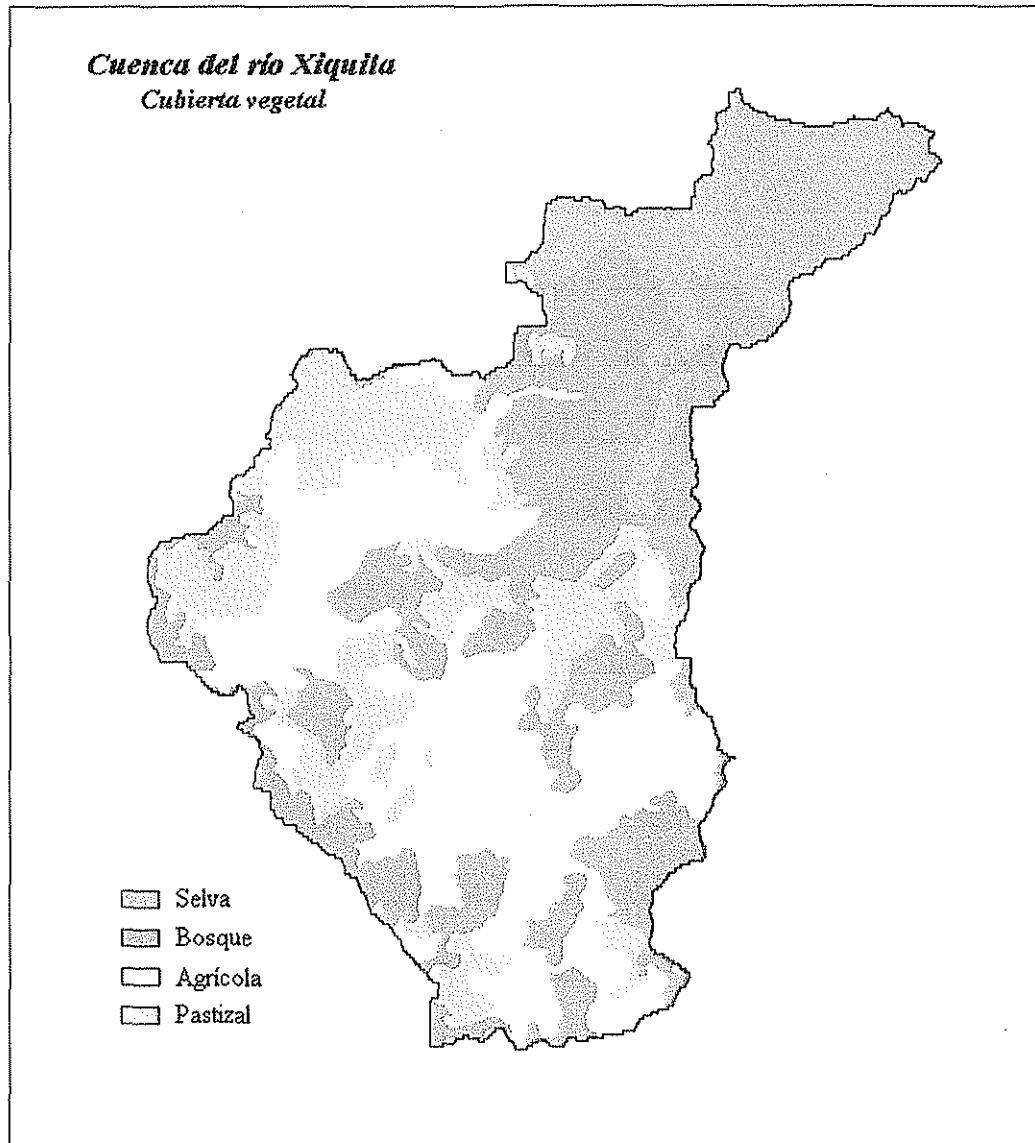


Figura 5.8 Cubierta vegetal.

Para trabajar la información de lluvia, calcular las *i-d-T* y asignar la intensidad a cada subcuenca del área de estudio, se seleccionaron cuatro estaciones pluviométricas. Estas estaciones son: Coixtlahuaca, Sta. María Ixcatlán, Tepelmeme, y Xiquila. Con fines comparativos se tomaron en cuenta los gastos que se aforaron en las estaciones hidrométricas Xiquila, Tepelmeme, Suchixtlahuaca y la Culebra, con áreas drenadas de 1077 km², 167 km², 92 km² y 138 km² respectivamente. La ubicación de las estaciones hidrométricas y pluviométricas así como el trazo de los polígonos de Thiessen se muestran en la Figura 5.9.

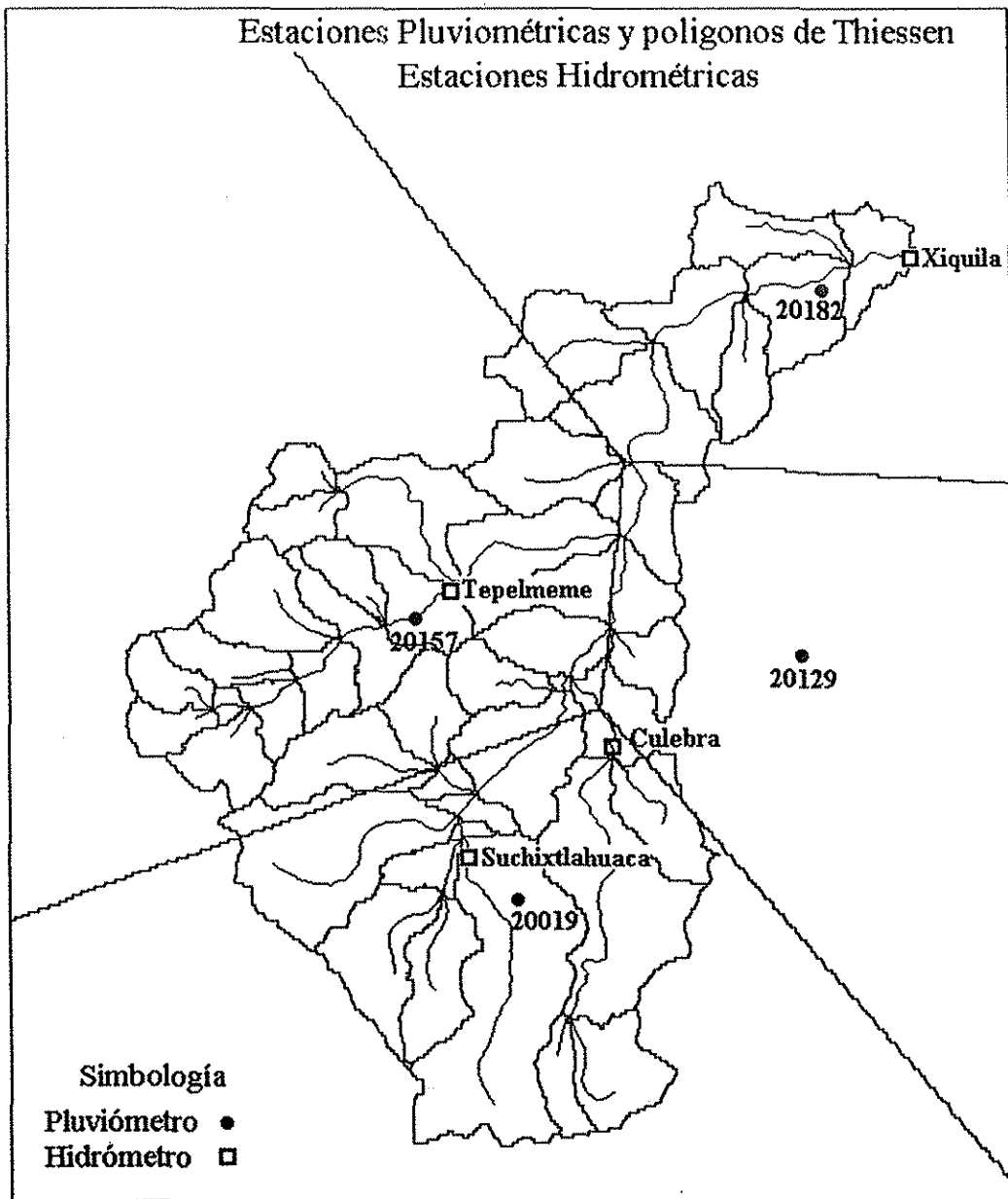


Figura 5.9. Localización de las estaciones hidrométricas y pluviométricas así como el trazo de los polígonos de Thiessen, cuenca de Xiquila.

5.2.2. Coeficientes de escurrimiento calibrados para la cuenca de Xiquila

La calibración es una etapa importante en la aplicación del modelo. La Tabla 5.10 muestra los coeficientes de escurrimiento ponderados para cada una de las subcuencas de Xiquila.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.10. Coeficientes de escurrimiento ponderados para cada una de las subcuencas de Xiquila.

ID	Orden de corriente	Área de sub-cuenca (km ²)	pendiente (m/m)	C _e ponderado									
				Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000
2	4	17.53	0.0093	0.11	0.11	0.11	0.12	0.13	0.13	0.13	0.15	0.17	0.25
3	4	27.78	0.0126	0.11	0.11	0.11	0.12	0.13	0.13	0.13	0.15	0.17	0.25
4	1	17.53	0.1282	0.11	0.17	0.21	0.22	0.23	0.23	0.24	0.25	0.27	0.28
5	4	30.69	0.0445	0.10	0.17	0.18	0.19	0.20	0.20	0.21	0.22	0.25	0.27
6	4	39.67	0.0522	0.14	0.19	0.20	0.21	0.23	0.23	0.23	0.24	0.27	0.28
7	4	18.87	0.0340	0.14	0.19	0.20	0.21	0.23	0.23	0.23	0.24	0.27	0.27
8	3	27.14	0.0203	0.14	0.14	0.14	0.14	0.15	0.15	0.15	0.16	0.19	0.20
9	1	14.33	0.0522	0.32	0.34	0.35	0.37	0.39	0.39	0.39	0.40	0.42	0.42
10	3	20.91	0.0141	0.21	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23	0.24	0.25	0.28	0.28
11	2	19.36	0.0156	0.33	0.34	0.35	0.35	0.36	0.36	0.39	0.40	0.43	0.43
12	1	24.05	0.0443	0.57	0.59	0.60	0.62	0.63	0.63	0.63	0.64	0.66	0.66
13	2	71.46	0.0182	0.44	0.44	0.45	0.45	0.46	0.46	0.48	0.49	0.51	0.51
14	1	25.27	0.0185	0.51	0.51	0.52	0.53	0.54	0.54	0.57	0.58	0.60	0.61
15	1	11.5	0.0115	0.42	0.42	0.43	0.43	0.44	0.44	0.45	0.46	0.49	0.49
16	3	0.97	0.0051	0.38	0.39	0.40	0.41	0.42	0.42	0.46	0.47	0.49	0.50
17	3	38.17	0.0076	0.34	0.35	0.36	0.36	0.37	0.37	0.40	0.41	0.43	0.44
18	2	5.74	0.0073	0.45	0.46	0.47	0.47	0.48	0.48	0.51	0.52	0.54	0.55
19	2	1.98	0.0123	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.53	0.56	0.57	0.59	0.60
20	1	102.09	0.0152	0.40	0.41	0.42	0.42	0.43	0.43	0.46	0.47	0.49	0.50
21	2	9.33	0.0142	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.52	0.56	0.57	0.59	0.60
22	1	25.17	0.0168	0.36	0.36	0.37	0.38	0.39	0.39	0.40	0.41	0.44	0.44
23	1	32.95	0.0152	0.34	0.34	0.35	0.35	0.36	0.36	0.38	0.39	0.42	0.42
24	1	66.93	0.0147	0.36	0.37	0.37	0.38	0.39	0.39	0.42	0.43	0.45	0.45
25	2	4.81	0.0111	0.49	0.50	0.51	0.52	0.53	0.53	0.56	0.57	0.59	0.60
26	1	31.26	0.0136	0.38	0.38	0.39	0.40	0.41	0.41	0.44	0.45	0.47	0.48
27	1	19.37	0.0169	0.32	0.33	0.33	0.34	0.35	0.34	0.37	0.38	0.41	0.41
28	1	15.87	0.0345	0.34	0.37	0.38	0.39	0.41	0.41	0.41	0.42	0.44	0.44
29	3	37.84	0.0259	0.29	0.32	0.33	0.34	0.36	0.35	0.36	0.37	0.39	0.39
30	2	20.16	0.0056	0.59	0.60	0.61	0.62	0.63	0.63	0.66	0.67	0.69	0.70
31	2	20.68	0.0073	0.47	0.48	0.49	0.49	0.50	0.50	0.52	0.53	0.56	0.56
32	2	13.4	0.0049	0.45	0.45	0.46	0.46	0.47	0.47	0.49	0.50	0.52	0.52
33	2	10.78	0.0127	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.65	0.68	0.69	0.71	0.72
34	1	18.71	0.0109	0.54	0.55	0.56	0.56	0.57	0.57	0.60	0.61	0.63	0.64
35	2	2.95	0.0127	0.55	0.56	0.57	0.58	0.59	0.59	0.64	0.65	0.67	0.68
36	1	10.45	0.0073	0.40	0.40	0.40	0.41	0.42	0.41	0.43	0.44	0.47	0.47
37	1	12.79	0.0108	0.49	0.50	0.51	0.51	0.52	0.52	0.56	0.57	0.60	0.60
38	1	15.67	0.0172	0.51	0.52	0.53	0.53	0.54	0.54	0.58	0.59	0.61	0.62
39	1	29.84	0.0088	0.54	0.55	0.56	0.57	0.58	0.58	0.61	0.62	0.64	0.65
40	1	11.76	0.0221	0.64	0.65	0.66	0.68	0.69	0.69	0.70	0.71	0.73	0.73
41	2	39.31	0.0088	0.42	0.43	0.43	0.44	0.45	0.45	0.49	0.50	0.53	0.53
42	1	12.09	0.0106	0.42	0.43	0.44	0.45	0.46	0.46	0.51	0.52	0.54	0.54
43	1	10.39	0.0101	0.40	0.41	0.42	0.43	0.44	0.44	0.49	0.50	0.52	0.53
44	1	31.55	0.0819	0.26	0.27	0.31	0.33	0.34	0.34	0.35	0.36	0.38	0.38
45	1	35.01	0.1592	0.13	0.18	0.23	0.24	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.27
46	1	23.12	0.0514	0.10	0.18	0.19	0.20	0.21	0.21	0.22	0.23	0.26	0.28

5.2.3. Tratamiento de la información de lluvia

Como ha sido mencionado, para trabajar la información de lluvia, calcular las *i-d-T* y asignar la intensidad a cada subcuenca del área de estudio, se seleccionaron cuatro estaciones pluviométricas: Coixtlahuaca (20019), Sta. María Ixcatlan (20129), Tepelmeme (20157), y Xiquila (20182).



Tabla 5.11. Registros de lluvia máxima en 24 hrs. de las estaciones pluviométricas involucradas en el estudio.

	Coixtlahuaca 20019	Sta. Maria Ixcatlan 20129	Tepelmeme 20157	Xiquila 20182
Año	hp (mm)	Hp (mm)	hp (mm)	hp (mm)
1951	42		46	
1952	27		63	
1953	40		38.5	
1954	40	150.5	41	
1955	58.5	74.5	32.7	49
1956	43.5	33	46.5	36.7
1957	40	29.7	56	26.7
1958	43	76	44.7	41.4
1959	84	62.5	60	42.6
1960	33.5	43.2	58.2	36.2
1961	48	52.6	23.3	37.5
1962	51	39.2	56.9	43
1963	29	57.2	32	32.7
1964	31	61.7	61.7	27.5
1965	60	51.1	30.7	38.9
1966	100	42.2	48.2	55.7
1967	53	38.9	76	66.3
1968	42.5	49.4	26	41.6
1969	30	43.5	55.7	28.2
1970	47	50.1	44.3	26
1971	30.8	37.9	26.3	19.2
1972	63	41	28.5	66.4
1973	62	72.8	36	42.2
1974	44	62.2	56	41.7
1975	56	81.5	41.5	56.7
1976	37	41	42	31.5
1977	41	33.5	46	29.2
1978	32	23.5	30.5	21.5
1979	49	42.4	44.6	48.6
1980	75	44	48.5	23.5
1981	76.8	52.6	56.4	39.2
1982	30.5	30.7	32.5	
1983	18	42.2	20.8	
1984	40.6	31	55	

5.2.3.1 Análisis de Frecuencia para la información de lluvia de la cuenca de Xiquila

El análisis de frecuencia para los datos de lluvia registrados en las estaciones pluviométricas seleccionadas para el área de estudio, se efectuó de la siguiente manera: se modeló la lluvia en la zona de estudio y se obtuvo que la función de distribución de probabilidad que mejor representa esa área, fue la Gamma de dos parámetros por máxima verosimilitud (Tabla 5.12).

Tabla 5.12. Eventos de lluvia extrapolados mediante la función Gamma de dos parámetros por máxima verosimilitud.

Estación Pluviométrica	hp (mm)	Periodo de retorno									
		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
Coixtlahuaca 20019	hp (1h)	21	28	33	36	41	45	52	55	61	64
	hp (24h)	45	60	69	77	87	94	109	115	129	135
Sta. Maria Ixcatlan 20129	hp (1h)	23	32	36	41	47	51	60	63	72	75
	hp (24h)	49	67	77	87	99	107	126	133	151	158
Tepelmeme 20157	hp (1h)	20	26	29	32	36	38	44	46	52	54
	hp (24h)	43	55	62	68	76	81	93	98	109	113
Xiquila 20182	hp (1h)	18	23	26	29	32	35	39	42	46	48
	hp (24h)	37	49	55	61	68	73	83	88	97	101

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

5.2.4. Tratamiento de la información de gastos máximos, cuenca de Xiquila

Como puntos de verificación, se seleccionaron cuatro estaciones hidrométricas, y se aprovechó la información de esos sitios aforados, para -mediante un análisis de frecuencia- obtener eventos de gastos extrapolados para los periodos de retorno seleccionados, con los que se logró hacer una comprobación contra los eventos de gastos obtenidos por el modelo propuesto. En la Figura 5.9 se ubican las seis estaciones hidrométricas del área de estudio, y en la Tabla 5.13 se listan sus series de gastos directos registrados.

Tabla 5.13. Información de gastos directos de las estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación

	La Culebra	Suchixtlahuaca	Tepelmeme	Xiquila
Año	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
1961			114	66
1962			196	352
1963			237	263
1964			99	164
1965	74	41	122	138
1966	206	164	135	358
1967	326	163	157	211
1968	172	110	139	176
1969	159	119	121	366
1970	55	58	144	228
1971	82	66	203	294
1972	220	77	66	224
1973	154	89	94	201
1974	162	106	147	342
1975	160	77	56	257
1976	153	68	74	319
1977	113	75	53	127
1978	111	56	105	297

5.2.4.1. Análisis de frecuencia para la información de Q máx. de la cuenca de Xiquila

En la Tabla 5.14 se muestra el resumen del análisis de frecuencia que se realizó para las cuatro estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación.

Tabla 5.14 Eventos extrapolados a partir de datos medidos, en las estaciones hidrométricas analizadas.

XIQUILA		Tr									
DIST. PROB.		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
GUMBEL M		256	329	377	423	483	527	631	675	779	823
GUMBEL MV		259	354	417	478	557	615	751	810	946	1004
GUMBEL ML		255	332	383	432	496	543	653	700	810	857
GUMBEL ME		252	344	404	462	537	593	723	779	909	965
Prom.=		255	340	395	449	518	570	690	741	861	912

TEPELMEME		Tr									
DIST. PROB.		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
GUMBEL M		122	171	203	234	274	304	374	403	473	502
GUMBEL MV		122	173	206	238	280	311	383	414	486	517
GUMBEL ML		122	174	208	241	284	316	390	422	496	528
GUMBEL ME		122	172	205	237	279	310	381	412	484	514
Prom.=		122	172	206	238	279	310	382	413	484	515

SUCHIXTLA		Tr									
DIST. PROB.		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
GUMBEL M		84	118	140	161	188	209	256	277	324	345
GUMBEL MV		84	115	135	155	180	199	242	261	305	323
GUMBEL ML		84	119	142	164	193	214	263	285	334	355
GUMBEL ME		85	117	138	158	184	204	249	268	314	333
Prom.=		84	117	139	159	186	206	253	273	319	339

CULEBRA		Tr									
DIST. PROB.		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
GUMBEL M		142	203	243	282	332	370	457	494	581	618
GUMBEL MV		142	203	244	282	333	370	457	494	581	618
GUMBEL ML		142	204	245	285	336	375	464	502	590	628
GUMBEL ME		142	203	243	281	331	368	454	491	577	614
Prom.=		142	203	244	283	333	371	458	495	582	620

5.2.5. Resultados obtenidos de la aplicación del modelo a la cuenca de Xiquila

Se compararon los resultados obtenidos por la metodología propuesta, con aquellos estimados al modelar los gastos registrados en las estaciones hidrométricas seleccionadas (para los mismos periodos de retorno), y se comprobaron los resultados mediante el tránsito de avenidas de Muskingum.

En la Tabla 5.15 se presentan los resultados obtenidos. Es significativo advertir cómo el promedio de las cuatro funciones de distribución de probabilidad que se ajustaron a las muestras de datos de las estaciones hidrométricas involucradas, mantienen una buena correlación con los datos estimados mediante el modelo propuesto. Asimismo, pudimos comprobar que al transitar las avenidas por medio del método de Muskingum para esos mismos sitios, obteníamos una buena correlación entre los datos extrapolados y los estimados por el modelo.

Tabla 5.15. Comparación de los resultados obtenidos por el modelo propuesto, con los eventos extrapolados de los reales, así como con los eventos transitados mediante el método de Muskingum.

Xiquila	Modelo Propuesto	Extrapolados de los reales	Transitados
Tr	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
2	268	255	272
5	363	340	366
10	428	395	430
20	493	448	495
50	580	518	580
100	632	569	631

Suchixtlahuaca	Modelo Propuesto	Extrapolados de los reales	Transitados
Tr	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
2	112	84	112
5	147	117	147
10	172	138	172
20	196	159	196
50	227	186	227
100	245	206	245

Temporale	Modelo Propuesto	Extrapolados de los reales	Transitados
Tr	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
2	118	122	116
5	163	172	161
10	194	206	192
20	225	237	222
50	266	279	263
100	292	310	289

Culebra	Modelo Propuesto	Extrapolados de los reales	Transitados
Tr	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
2	143	142	143
5	189	203	187
10	220	244	216
20	254	283	243
50	295	333	281
100	318	371	303

Como se advierte, existe una buena correlación de las estimaciones del modelo con respecto a los datos extrapolados de los reales. Considerando lo anterior, con la ayuda del modelo se puede lograr hacer estimaciones en cualquier sitio dentro de la red de drenaje de la cuenca en estudio, a partir de la información de lluvia. A continuación en la Tabla 5.16 se muestran los resultados para cada uno de los tramos de río.

5.16 Eventos de diseño obtenidos por el modelo propuesto para toda la red de drenaje.

ID	Orden de corriente	Área de sub-cuenca (km ²)	T _r =2	T _r =5	T _r =10	T _r =20	T _r =50	T _r =100
			Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
2	4	17.53	268	363	428	493	580	632
3	4	27.78	283	383	451	520	611	665
4	1	17.53	21	42	62	74	89	98
5	4	30.69	304	411	485	558	656	714
6	4	39.67	316	427	503	580	681	742
7	4	18.87	337	455	536	617	723	788
8	3	27.14	232	308	360	411	479	519
9	1	14.33	61	86	102	120	145	158
10	3	20.91	247	327	382	436	508	550
11	2	19.36	114	151	176	202	234	252
12	1	24.05	107	142	165	193	224	241
13	2	71.46	127	166	192	216	250	269
14	1	25.27	78	101	117	132	151	163
15	1	11.5	45	59	67	76	88	94
16	3	0.97	162	217	255	291	341	371
17	3	38.17	171	228	268	307	359	390
18	2	5.74	194	259	303	346	405	440
19	2	1.98	156	207	241	275	319	346
20	1	102.09	124	163	190	217	251	272
21	2	9.33	71	94	110	125	147	160
22	1	25.17	49	65	76	87	102	112
23	1	32.95	56	75	87	100	117	126
24	1	66.93	74	100	118	136	160	174
25	2	4.81	52	70	83	96	113	123
26	1	31.26	51	70	83	96	113	123
27	1	19.37	45	61	72	83	98	106
28	1	15.87	41	59	70	82	98	106
29	3	37.84	139	192	229	267	316	347
30	2	20.16	118	163	194	225	266	292
31	2	20.68	108	149	178	207	244	269
32	2	13.4	87	121	144	166	196	216
33	2	10.78	81	111	133	153	181	199
34	1	18.71	79	108	129	149	175	192
35	2	2.95	45	63	75	87	103	113
36	1	10.45	38	52	62	72	85	93
37	1	12.79	43	60	72	84	100	110
38	1	15.87	46	64	76	89	105	116
39	1	29.84	64	90	108	125	148	163
40	1	11.76	71	99	119	140	165	181

ID	Orden de corriente	Área de sub-cuenca (km ²)	T _r =2	T _r =5	T _r =10	T _r =20	T _r =50	T _r =100
			Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)	Q(m ³ /s)
41	2	39.31	55	78	93	109	130	144
42	1	12.09	37	53	64	75	89	99
43	1	10.39	31	44	53	62	75	83
44	1	31.55	58	81	109	130	154	170
45	1	35.01	35	64	97	116	140	155
46	1	23.12	13	31	38	45	55	61

5.3. Tercera aplicación. Caso de estudio de la cuenca de Huites

Por último, el modelo propuesto también se aplicó a una de las cuencas más importantes de México, pues no sólo abarca una amplia superficie sino que representa una de las zonas agrícolas de mayor productividad a nivel nacional. Para dicha cuenca se han realizado múltiples estudios hidrológicos por contar quizá con suficiente información de precipitación y escurrimiento. En la Figura 5.10, se puede observar la ubicación de la misma.

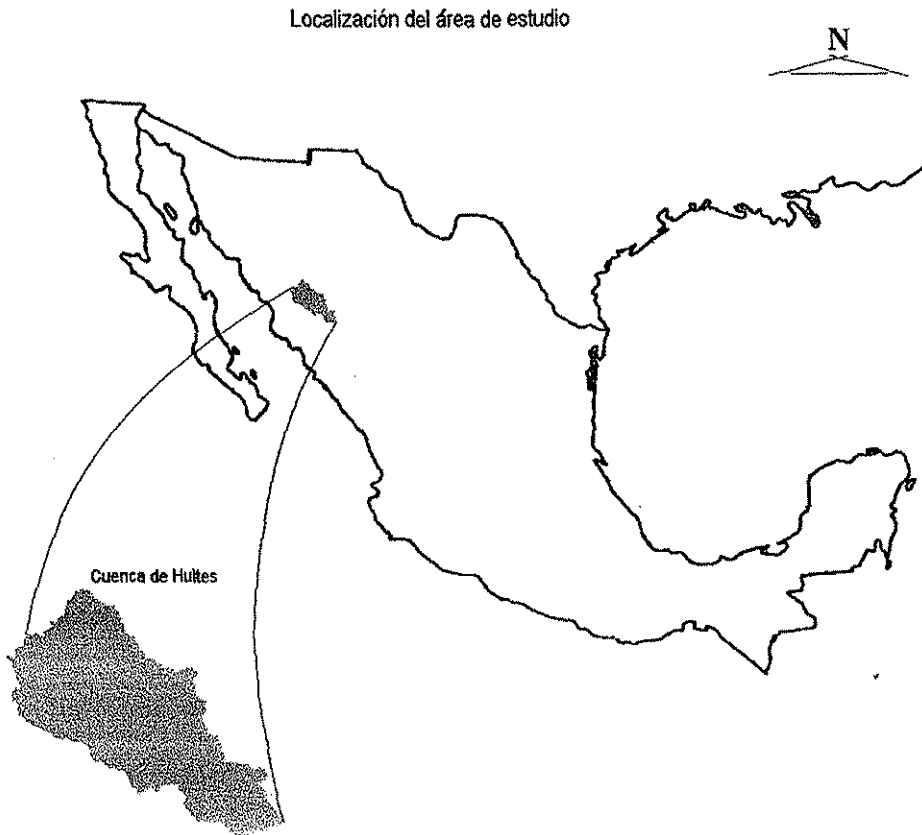


Figura 5.10. Ubicación del área de estudio, cuenca de Huites.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

La cuenca de Huites se localiza al norte de la República Mexicana y es parte de la Región Hidrológica N° 10. Tiene un área drenada de 26,142 km² y se ubica predominantemente en el estado de Chihuahua, abarcando pequeñas porciones de los estados de Sonora, Sinaloa y Durango. Está comprendida entre los 106° y 109° de longitud oeste, y los 25°30' y 28°30' de latitud norte. Por lo que se refiere al sistema pluvial, es una de las regiones más importantes del país, pues las corrientes caudalosas que tienen lugar, dan pie al gran desarrollo agrícola de la zona. En lo que se refiere a la topografía, es una región bastante sinuosa, como se puede apreciar en la Figura 5.11.

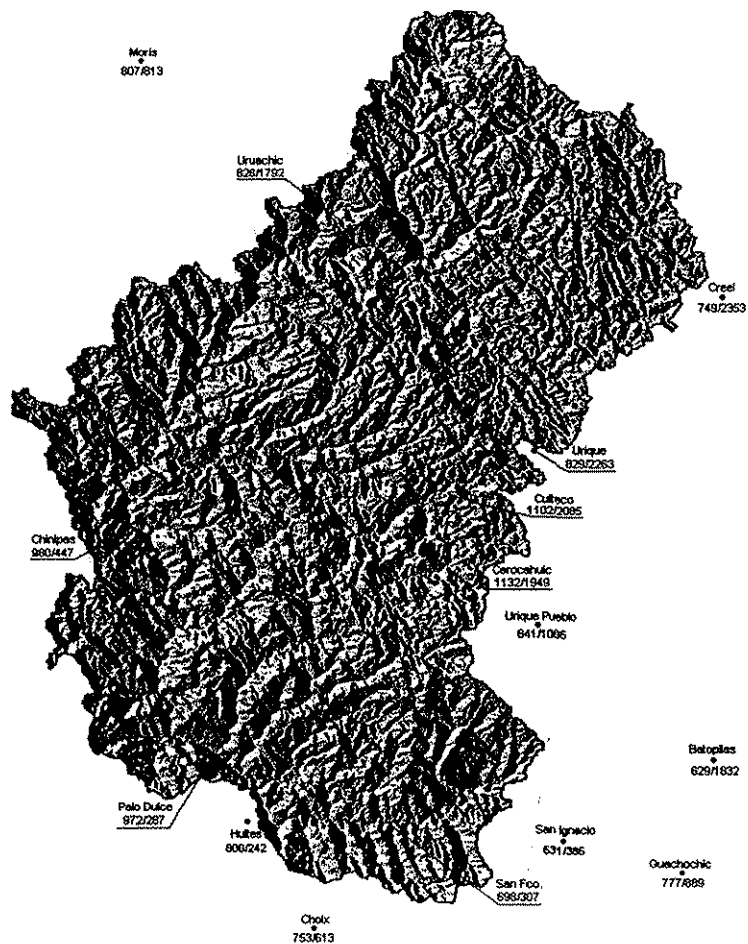


Figura 5.11. Mapa topográfico en el que se observa el relieve de una parte de la cuenca Huites (subcuencas de Palo Dulce y Chinipas).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

A continuación se detalla la secuencia de la aplicación a la cuenca de Huites; cabe señalar que con objeto de tener mayor claridad respecto de la metodología seguida, se pensó en presentar los cálculos hasta el sitio donde se localiza la estación hidrométrica Chinipas, la cual se tomó como punto de verificación para poder comparar los datos inferidos por el modelo, contra los extrapolados de los datos reales. Respecto de los eventos calculados para toda la cuenca, en su momento se referirá al anexo correspondiente.

5.3.1. Extracción de las características geomorfométricas de la cuenca de Huites

Por motivos prácticos, se ha dividido la cuenca de Huites en cuatro secciones, ya que se trata de una cuenca de gran dimensión (26,142 km²); de esta manera es posible tener una visualización más precisa de los detalles en las figuras de mapas.

En una primera etapa se obtuvieron las características geomorfológicas de la cuenca de Huites, tales como orden de corriente, longitud de tramos de la red de drenaje, cotas de los extremos aguas arriba y aguas abajo de cada uno de los tramos, pendiente, áreas de las subcuencas, tiempo de concentración. A continuación, en la Tabla 5.17, se muestran las características fisiográficas, hasta la estación hidrométrica Chinipas. La información correspondiente a toda la cuenca de Huites se concentra en el Anexo I. La delimitación de la cuenca se muestra gráficamente, en las Figuras 5.12. a 5.18, así como el trazo de la red de drenaje y el tipo de vegetación.

Tabla 5.17. Características fisiográficas de la cuenca de Chinipas

ID	Orden de Corriente	Elevación del río (m)		Longitud del río (m)	Pend.	Área sub-cuenca (km ²)	t _c (min) Kárpich
		Aguas abajo	Aguas arriba				
42	5	407	410	3471	0.0020	15.29	114
43	1	410	850	4874	0.0023	14.62	34
44	5	410	414	2180	0.0020	5.20	79
45	5	414	415	593	0.0020	0.55	29
46	5	415	423	2206	0.0036	4.62	64
47	3	423	496	2799	0.0261	6.26	36
48	2	496	496	1020	0.0020	3.22	44
49	1	496	697	4961	0.0441	29.52	43
50	1	496	596	2241	0.0445	10.12	25
51	2	496	509	3017	0.0043	8.39	76
52	2	509	549	2450	0.0163	5.65	39
53	1	549	696	2206	0.0530	10.68	23
54	2	549	606	3540	0.0161	7.54	52
55	1	606	799	2764	0.0698	17.45	24
56	1	606	1305	15888	0.0459	62.65	110
57	1	509	744	2747	0.0856	11.95	22
58	5	423	437	5720	0.0024	19.15	154
59	2	437	535	6287	0.0156	15.17	81
60	1	535	791	5572	0.0459	24.53	49
61	1	535	1353	18513	0.0442	100.38	126
62	5	437	447	3645	0.0027	12.19	104
63	5	447	495	5537	0.0087	16.75	93
64	1	495	595	3226	0.0279	22.56	39
65	5	495	495	2136	0.0020	1.92	78
66	5	495	497	497	0.0040	0.30	19
67	2	497	579	4969	0.0167	15.14	66

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ID	Orden de Corriente	Elevación del río (m)		Longitud del río (m)	Pend	Área sub-buena (km ²)	Ic (mm) Kyrpich
		Aguas abajo	Aguas arriba				
68	1	519	1012	5859	0.0871	21.92	39
69	2	579	642	2703	0.0233	4.10	36
70	1	642	1404	9208	0.0828	21.80	57
71	2	642	700	3750	0.0155	19.91	55
72	2	700	1298	8206	0.0729	23.41	55
73	1	1298	1390	3401	0.0271	25.54	41
74	1	1298	1564	7220	0.0368	42.50	65
75	1	700	1079	4936	0.0768	17.94	37
76	5	497	538	9016	0.0045	25.63	173
77	5	538	577	5014	0.0078	20.49	89
78	2	577	697	5633	0.0195	17.66	69
79	2	697	699	1334	0.0090	2.98	30
80	1	699	1543	8424	0.1002	30.22	90
81	1	699	1661	9165	0.1050	27.66	52
82	1	687	1662	14737	0.0662	38.12	90
83	5	577	584	1334	0.0052	1.76	38
84	5	584	595	11022	0.0020	31.65	276
85	5	585	605	2075	0.0053	5.35	53
86	1	605	1011	3933	0.2555	13.83	19
87	5	606	649	5092	0.0124	23.01	76
88	5	669	759	11728	0.0077	61.62	173
89	1	759	1642	8580	0.1029	38.79	50
90	5	759	759	174	0.0020	0.15	11
91	5	759	774	4282	0.0035	11.00	108
92	2	774	1293	8737	0.0594	30.83	63
93	1	1293	1591	2485	0.1199	18.82	18
94	2	1293	1378	2180	0.0390	9.45	25
95	1	1378	2073	8554	0.0812	34.90	55
96	1	1378	2261	11528	0.0792	39.16	69
97	5	774	876	5720	0.0178	22.86	72
98	5	876	898	8755	0.0025	43.93	212
99	1	898	1279	1992	0.1942	14.38	13
100	5	898	898	2843	0.0020	13.25	97
101	5	898	854	3514	0.0102	12.59	61
102	5	934	989	3540	0.0155	7.63	52
103	4	989	989	846	0.0020	0.64	38
104	4	989	1019	2590	0.0116	6.20	46
105	4	1019	1041	1160	0.0190	3.74	21
106	4	1041	1434	11563	0.0340	46.36	96
107	1	1434	2193	12661	0.0601	57.97	83
108	4	1434	1512	3983	0.0202	7.90	51
109	3	1512	1633	2643	0.0426	7.42	30
110	1	1633	2200	8868	0.0639	21.89	62
111	3	1633	1788	3322	0.0467	8.00	33
112	3	1788	1800	2180	0.0055	12.19	54
113	3	1800	1900	2415	0.0414	5.87	27
114	1	1900	2095	6993	0.0279	22.98	71
115	3	1900	1966	5040	0.0131	19.15	73
116	1	1966	2100	4430	0.0302	20.16	48
117	3	1966	2028	5964	0.0154	19.79	78
118	2	2028	2028	3652	0.0131	8.33	50
119	1	2028	2200	3253	0.0314	15.99	37
120	1	2028	2178	2311	0.0346	12.86	28
121	3	2058	2094	2843	0.0127	15.29	48
122	2	2094	2038	872	0.0045	1.61	28
123	1	2098	2188	2974	0.0303	13.47	35
124	2	2098	2300	5956	0.0339	10.79	56
125	1	2300	2400	2032	0.0492	16.66	22
126	1	2300	2375	2311	0.0325	16.29	28
127	2	2094	2199	3366	0.0312	9.76	39
128	1	2199	2465	4999	0.0542	15.60	42
129	1	2199	2244	2361	0.0189	16.39	36
130	1	1900	2399	15672	0.0259	63.57	161
131	1	1788	2092	3699	0.0824	12.59	28
132	3	1512	1793	8463	0.0331	17.02	77
133	1	1793	2197	6793	0.0595	19.03	52
134	3	1793	1898	3968	0.0265	13.38	47
135	1	1898	2086	2354	0.0799	10.34	20
136	3	1898	1999	16980	0.0093	38.98	145
137	3	1995	2059	3968	0.0161	17.39	56
138	2	2059	2100	2145	0.0191	11.64	33
139	1	2100	2296	6305	0.0311	28.76	63
140	1	2100	2198	3471	0.0282	17.97	41
141	2	2069	2099	2136	0.0187	2.89	33
142	1	2069	2157	3514	0.0194	18.15	48
143	2	2099	2099	1404	0.0020	1.82	57
144	1	2099	2300	9034	0.0222	35.29	94
145	2	2099	2136	3575	0.0103	9.52	62
146	1	2136	2399	4796	0.0465	14.93	43
147	2	2136	2263	5885	0.0216	21.92	68
148	1	2263	2458	6653	0.0293	27.03	67
149	1	2263	2345	2729	0.0300	13.35	33
150	1	1995	2193	3061	0.0647	12.80	27
151	2	1041	1569	4142	0.1323	7.39	26
152	1	1589	1951	8990	0.0403	26.54	74
153	1	1589	1880	4037	0.0721	19.55	32
154	1	1019	1752	4526	0.1620	16.51	26
155	3	989	1015	2450	0.0106	5.14	46
156	3	1015	1268	8842	0.0286	34.26	84
157	2	1268	1288	593	0.0337	0.36	10

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

D	Orden de Corriente	Elevación del río (m)		Longitud del río (m)	Pendiente	Área sub-cuenca (km ²)	K (min) Kerpich
		Aguas abajo	Aguas arriba				
158	2	1288	1790	2889	0.1291	7.11	25
159	1	1790	1959	2276	0.0743	12.74	20
160	1	1790	2196	11894	0.0341	39.43	98
161	1	1288	2269	16838	0.0583	60.13	106
162	3	1288	1289	767	0.0274	0.61	13
163	1	1289	1905	5389	0.1143	22.53	34
164	3	1289	1480	4561	0.0419	9.82	43
165	2	1480	1701	3994	0.0553	12.40	35
166	2	1701	2066	6962	0.0571	20.16	50
167	1	2066	2271	4979	0.0412	32.92	47
168	1	2066	2199	2799	0.0475	12.66	28
169	1	1701	1952	3017	0.0832	13.28	24
170	2	1480	1996	10481	0.0492	27.48	77
171	1	1996	2297	5746	0.0524	19.06	48
172	1	1996	2138	2699	0.0546	14.14	26
173	1	1015	1945	13228	0.0703	51.98	81
174	4	988	1404	12162	0.0341	39.64	100
175	4	1404	1404	593	0.0020	0.43	29
176	2	1404	1498	2096	0.0469	1.88	22
177	1	1498	2146	16943	0.0382	66.73	124
178	2	1498	1559	1020	0.0598	0.91	12
179	1	1559	1988	4909	0.0874	16.91	35
180	2	1559	1764	1439	0.1425	1.64	11
181	1	1764	1967	7089	0.0286	22.04	71
182	1	1764	1685	2206	0.0548	10.40	22
183	4	1404	1496	3860	0.0233	12.31	49
184	4	1496	1504	5127	0.0020	12.96	153
185	2	1504	1991	12635	0.0385	26.54	98
186	1	1991	2186	3776	0.0516	13.22	35
187	1	1991	2221	5328	0.0432	19.52	48
188	4	1504	1558	3889	0.0141	12.56	58
189	3	1559	1742	6662	0.0275	22.13	68
190	3	1742	1837	3061	0.0310	7.75	36
191	3	1837	1848	1195	0.0092	1.16	28
192	3	1848	1965	1543	0.0110	1.79	32
193	2	1965	2164	14968	0.0201	30.19	143
194	1	2164	2361	20614	0.0105	80.53	236
195	1	2164	2248	2206	0.0361	10.70	26
196	3	1865	2081	15365	0.0147	65.42	166
197	1	2081	2267	7986	0.0208	36.76	88
198	3	2081	2175	8101	0.0104	29.91	116
199	2	2175	2281	3226	0.0329	5.06	37
200	1	2281	2374	5616	0.0166	14.77	73
201	1	2281	2360	5197	0.0152	30.80	71
202	3	2175	2178	1020	0.0029	2.16	38
203	3	2178	2246	8711	0.0078	25.51	137
204	2	2246	2296	8842	0.0057	17.21	156
205	1	2296	2340	3846	0.0114	16.76	63
206	2	2296	2299	1788	0.0020	4.56	68
207	1	2299	2335	3366	0.0107	12.95	58
208	2	2299	2299	244	0.0020	0.15	15
209	1	2299	2362	7647	0.0069	28.90	129
210	2	2299	2299	3366	0.0020	10.06	111
211	2	2299	2299	4107	0.0020	5.47	129
212	2	2299	2369	8915	0.0071	34.14	157
213	1	2369	2411	3165	0.0133	21.25	51
214	1	2369	2498	7508	0.0172	27.36	90
215	1	2299	2396	8659	0.0112	32.36	119
216	1	2299	2377	7813	0.0100	33.17	114
217	2	2246	2271	3148	0.0079	7.36	62
218	2	2271	2267	4064	0.0039	10.91	99
219	1	2267	2302	2276	0.0066	13.47	52
220	1	2267	2296	2102	0.0043	17.54	58
221	1	2271	2348	3427	0.0225	11.90	44
222	1	2178	2299	3113	0.0369	16.78	33
223	1	1848	1953	2943	0.0369	13.56	32
224	1	1837	2080	7072	0.0344	24.81	66
225	1	1742	2185	10699	0.0339	35.93	91
226	3	1559	1577	1369	0.0131	2.25	27
227	2	1577	1790	6523	0.0327	11.28	63
228	1	1790	2036	6217	0.0396	23.92	56
229	1	1790	2015	3540	0.0636	20.82	30
230	2	1577	1580	174	0.0172	0.12	5
231	1	1580	1969	7883	0.0493	26.27	62
232	2	1580	1631	2381	0.0214	2.25	34
233	1	1631	1890	5572	0.0644	19.30	43
234	1	1631	1862	9191	0.0382	35.05	77
235	1	1496	1789	6418	0.0457	34.84	55
236	1	1404	1699	6601	0.0447	27.18	56
237	2	934	1101	1543	0.1082	1.55	13
238	2	1101	1192	1090	0.0835	1.37	11
239	2	1192	1305	671	0.1683	0.43	6
240	1	1305	1648	3226	0.1063	13.19	23
241	2	1305	1496	1927	0.0991	3.19	16
242	2	1496	1677	1543	0.1173	1.82	13
243	1	1677	1979	7569	0.0399	21.52	65
244	1	1677	1898	2590	0.0504	11.70	26
245	1	1496	1862	3096	0.1247	10.15	21
246	1	1192	2034	5895	0.1428	12.68	33
247	1	1101	1466	2450	0.1449	11.22	17

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ID	Orden de Corriente	Elevación del río (m)		Longitud del río (m)	Pend.	Área sub-cuenca (km ²)	K (mm)
		Agua abajo	Agua arriba				
248	1	898	1284	2843	0.1358	11.25	19
249	1	876	2155	11336	0.1128	44.93	60
250	1	759	2145	13907	0.1026	45.30	71
251	1	669	1876	12592	0.0959	70.98	69
252	1	565	1126	3367	0.1582	14.20	21
253	2	584	1053	12156	0.0386	60.74	95
254	1	1053	1074	3802	0.2159	20.79	20
255	1	1053	1906	3750	0.2275	13.01	19
256	1	538	1389	8580	0.0992	35.51	51
257	1	495	740	6305	0.0389	25.65	57
258	3	447	473	4517	0.0058	8.69	93
259	3	473	500	6566	0.0041	19.40	141
260	3	500	530	1882	0.0159	5.29	32
261	3	530	584	2529	0.0214	5.99	36
262	2	584	1401	16939	0.0489	52.53	111
263	1	1401	1867	4630	0.1006	14.84	31
264	1	1401	1776	3366	0.1114	17.64	24
265	3	584	602	8684	0.0021	27.21	227
266	2	602	1135	13493	0.0396	62.20	102
267	2	1135	1443	6139	0.0502	22.01	51
268	1	1443	1888	5602	0.0809	32.80	39
269	2	1443	1584	4212	0.0335	12.86	45
270	1	1584	2086	4037	0.1243	18.82	26
271	1	1584	2021	10002	0.0437	41.47	78
272	1	1135	1789	4142	0.1579	15.63	24
273	3	602	700	5197	0.0189	20.25	65
274	2	700	892	5921	0.0324	16.48	59
275	1	892	1386	4874	0.1013	19.18	33
276	2	892	1089	6987	0.0324	19.79	60
277	1	1089	1953	12461	0.0693	45.84	78
278	2	1089	1298	6697	0.0314	24.56	65
279	1	1298	2095	14798	0.0538	56.94	98
280	1	1298	2077	9121	0.0853	29.34	56
281	3	700	700	244	0.0020	0.06	15
282	3	700	793	5607	0.0166	12.19	73
283	3	793	1058	8615	0.0308	34.02	80
284	3	1058	1394	7011	0.0394	23.32	62
285	2	1394	1545	2354	0.0896	4.92	19
286	1	1545	2081	6488	0.0842	16.29	44
287	1	1545	2088	9644	0.0563	39.12	69
288	2	1394	1575	3924	0.0614	9.97	33
289	1	1575	1797	3096	0.0717	12.43	26
290	1	1575	2100	12487	0.0420	44.87	94
291	1	1058	1474	6566	0.0634	37.21	49
292	2	793	1193	7508	0.0633	32.19	58
293	1	1193	1496	6018	0.0458	29.55	56
294	1	1193	1367	2484	0.0698	11.95	22
295	1	700	894	2276	0.0721	12.28	21
296	2	530	576	1195	0.0385	1.31	16
297	1	576	1548	19018	0.0511	75.39	121
298	1	576	1058	9644	0.0500	44.99	72
299	1	500	679	2276	0.0796	15.26	20
300	1	473	667	3401	0.0570	16.20	31
301	1	415	510	3427	0.0277	15.05	41
302	1	414	722	8916	0.0349	23.96	77

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

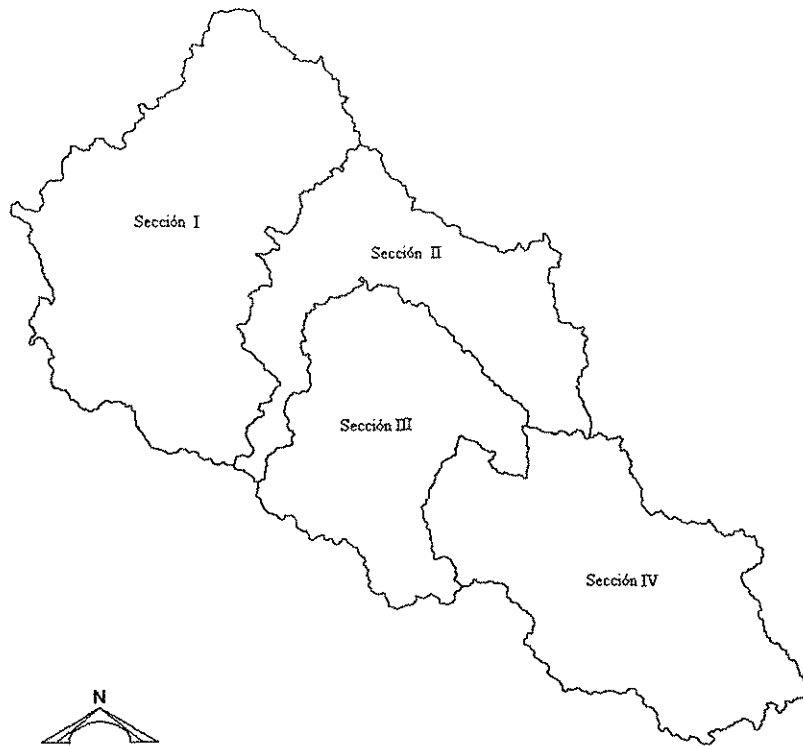


Figura 5.12. La cuenca de Huites dividida en cuatro secciones.

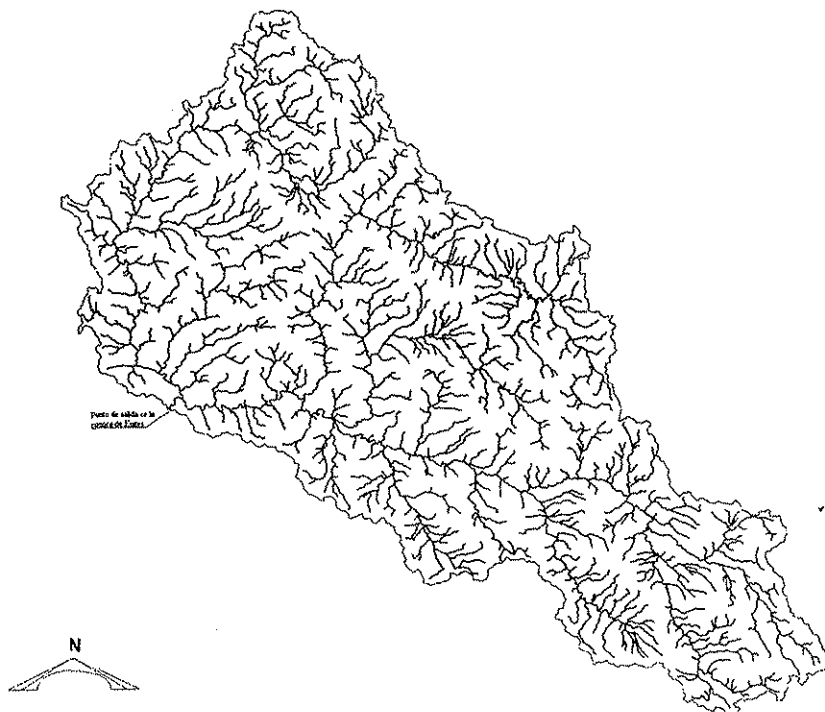


Figura 5.13. Trazo de la red de drenaje de la cuenca de Huites.

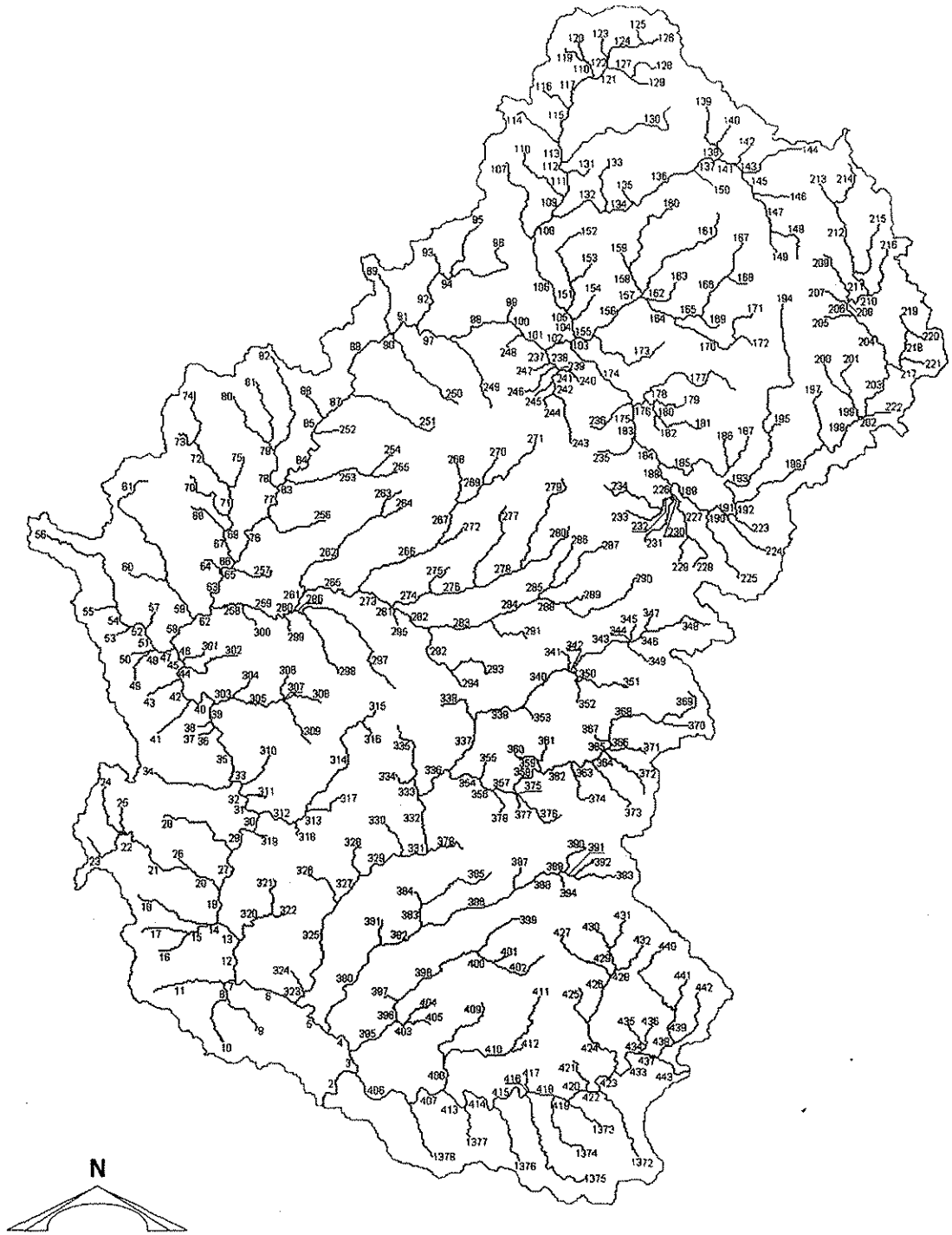


Figura 5.14. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección I.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

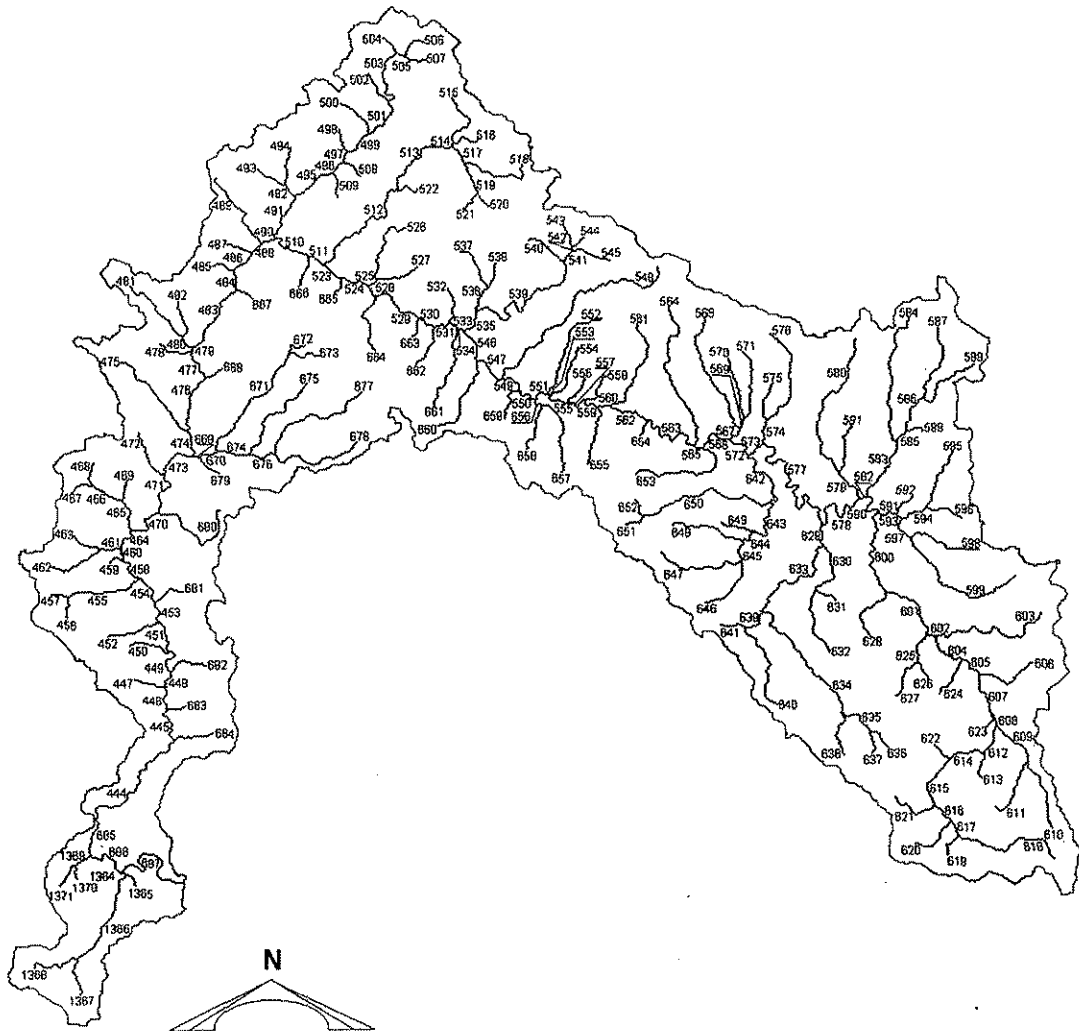


Figura 5.15. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección II.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

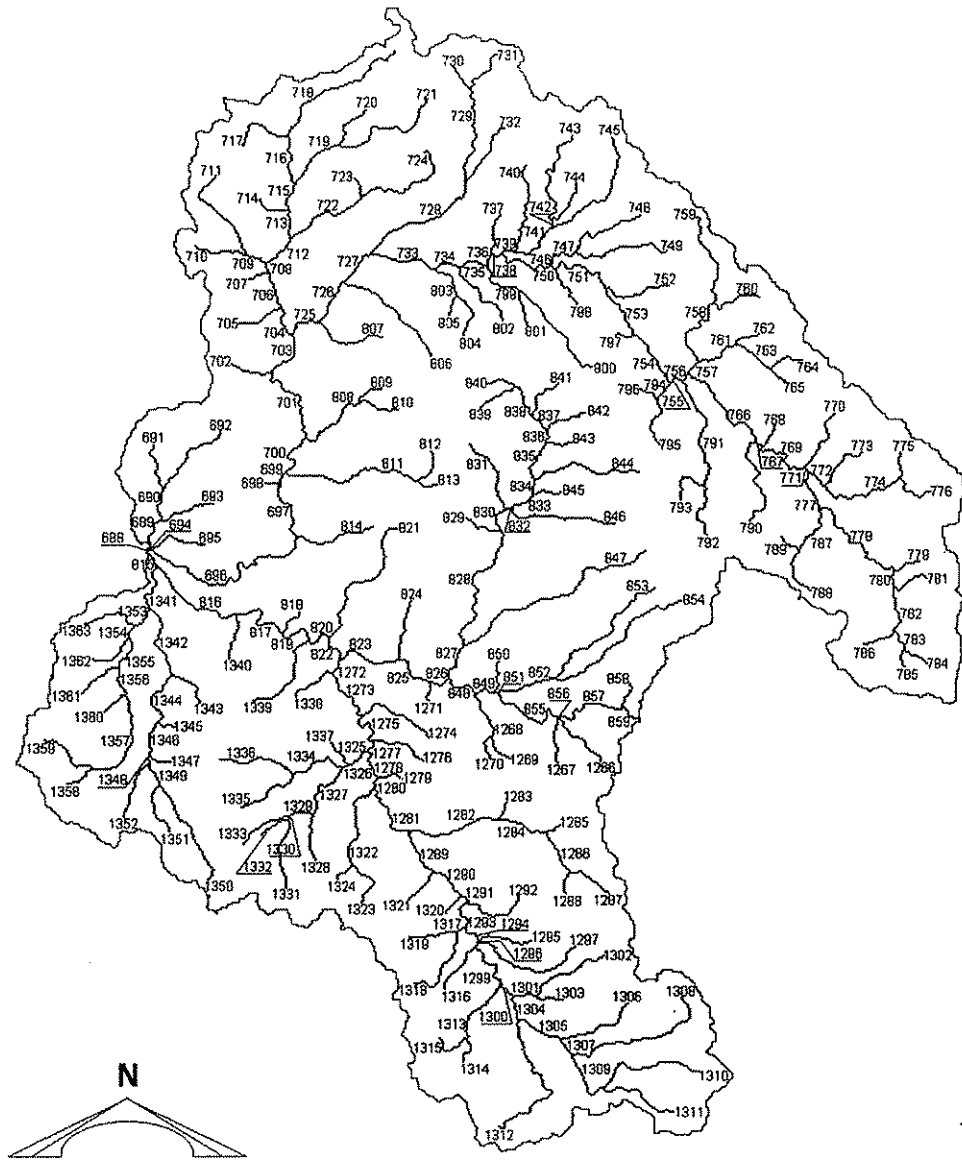


Figura 5.16. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección III.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

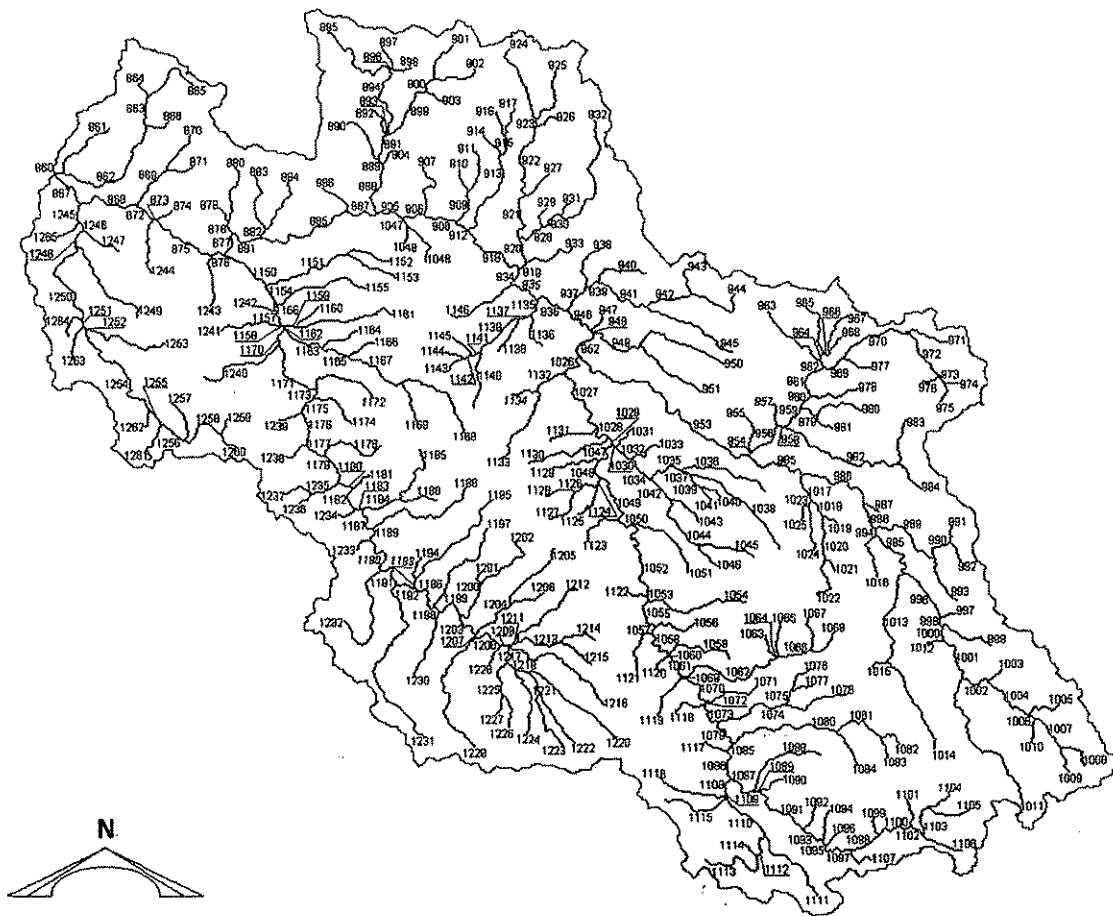


Figura 5.17. Trazo de la red de drenaje e identificación de los tramos de río, sección IV.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

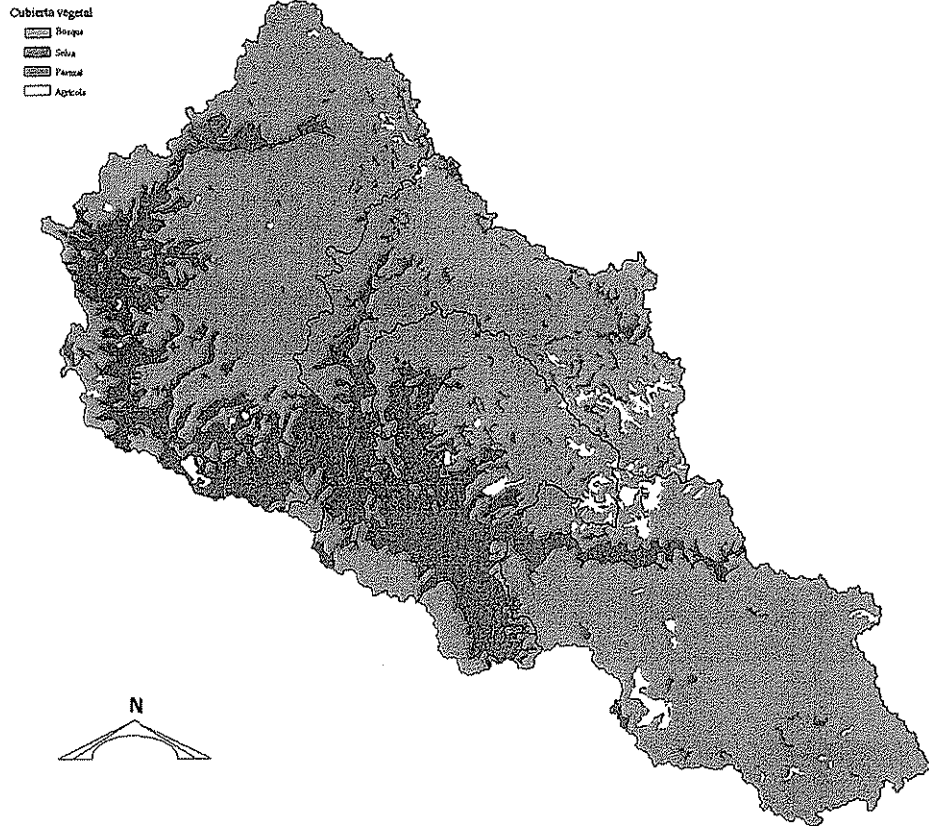


Figura 5.18. Cubierta vegetal de la cuenca de Huites.

5.3.2. Coeficientes de escurrimiento calibrados para la cuenca de Huites

En la Tabla 5.18. se muestran los C_e para cada una de las subcuencas, hasta la zona de la cuenca donde se encuentra localizada la estación hidrométrica Chinipas. En el Anexo II se encuentran registrados los C_e para todas las subcuencas de Huites.

Tabla 5.18. Coeficientes de escurrimiento ponderados para cada una de las subcuencas de Chinipas.

ID	Area sub-cuenca	Pend. (mm)	C _e Promedio								
			Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000
42	15.29	0.0033	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75
43	14.62	0.0021	0.28	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72
44	5.20	0.0022	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74
45	2.55	0.0020	0.30	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74
46	4.62	0.0062	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74
47	8.26	0.0278	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.75	0.79	0.83
48	3.22	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75
49	28.52	0.0746	0.41	0.55	0.67	0.61	0.64	0.68	0.74	0.78	0.82
50	10.12	0.0360	0.39	0.62	0.54	0.68	0.61	0.65	0.74	0.78	0.82
51	8.39	0.0500	0.37	0.50	0.52	0.56	0.59	0.63	0.72	0.76	0.80
52	5.65	0.0033	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75
53	10.88	0.0033	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75
54	7.54	0.0424	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.75	0.79	0.83
55	17.45	0.0399	0.41	0.53	0.65	0.59	0.62	0.66	0.75	0.79	0.83
56	62.65	0.1672	0.39	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80
57	11.95	0.1400	0.39	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
58	16.15	0.0680	0.39	0.62	0.54	0.68	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ID	Area sub-cuenca	Pend (mm)	Cc Promedio									
			Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000	
59	15.17	0.0095	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
60	24.33	0.0238	0.39	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.74	0.78	0.82	
61	100.38	0.0623	0.36	0.47	0.49	0.53	0.56	0.60	0.69	0.73	0.77	
62	12.19	0.0430	0.37	0.45	0.47	0.51	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
63	16.75	0.0213	0.36	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
64	22.58	0.0366	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
65	1.82	0.0385	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
66	0.30	0.1157	0.39	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
67	13.14	0.0020	0.31	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
68	21.92	0.1003	0.42	0.56	0.58	0.62	0.65	0.69	0.75	0.79	0.83	
69	4.10	0.0020	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
70	21.80	0.0055	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
71	10.91	0.0048	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
72	23.41	0.0020	0.30	0.42	0.45	0.48	0.52	0.56	0.65	0.69	0.73	
73	25.54	0.0044	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
74	42.50	0.0974	0.40	0.54	0.56	0.60	0.63	0.67	0.73	0.77	0.81	
75	17.84	0.0023	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
76	25.63	0.0822	0.43	0.57	0.59	0.63	0.66	0.70	0.76	0.80	0.84	
77	20.48	0.0020	0.35	0.43	0.46	0.49	0.53	0.56	0.66	0.70	0.74	
78	17.66	0.1068	0.43	0.56	0.58	0.62	0.65	0.69	0.75	0.79	0.83	
79	2.98	0.0031	0.33	0.44	0.47	0.50	0.54	0.57	0.67	0.71	0.75	
80	30.22	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
81	27.66	0.1589	0.40	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
82	38.12	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
83	1.76	0.0923	0.42	0.55	0.57	0.61	0.64	0.68	0.74	0.78	0.82	
84	31.85	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
85	5.35	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
86	13.83	0.0036	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
87	23.01	0.0261	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
88	61.62	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
89	38.79	0.0441	0.39	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81	
90	0.15	0.0446	0.40	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.74	0.78	0.82	
91	11.00	0.0043	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
92	30.83	0.0163	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
93	18.82	0.0530	0.39	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81	
94	9.45	0.0161	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
95	34.90	0.0688	0.36	0.48	0.50	0.54	0.57	0.61	0.70	0.74	0.78	
96	39.16	0.0459	0.36	0.48	0.50	0.54	0.57	0.61	0.70	0.74	0.78	
97	22.86	0.0856	0.42	0.56	0.58	0.62	0.65	0.69	0.75	0.79	0.83	
98	43.03	0.0024	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
99	14.38	0.0156	0.30	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
100	13.25	0.0459	0.40	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81	
101	12.59	0.0442	0.37	0.49	0.51	0.55	0.58	0.62	0.71	0.75	0.79	
102	7.63	0.0027	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
103	0.64	0.0087	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
104	6.20	0.0279	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
105	3.74	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
106	46.36	0.0040	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
107	57.97	0.0167	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
108	7.90	0.0871	0.41	0.54	0.56	0.60	0.63	0.67	0.73	0.77	0.81	
109	7.42	0.0233	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
110	21.89	0.0828	0.39	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79	
111	8.06	0.0155	0.29	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72	
112	12.19	0.0729	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
113	5.87	0.0271	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
114	22.98	0.0388	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
115	19.15	0.0768	0.38	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79	
116	20.16	0.0045	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
117	18.79	0.0078	0.30	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
118	8.33	0.0195	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
119	15.99	0.0090	0.29	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72	
120	12.86	0.1002	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
121	15.29	0.1050	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
122	1.61	0.0662	0.34	0.47	0.49	0.53	0.56	0.60	0.69	0.73	0.77	
123	13.47	0.0052	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
124	10.79	0.0020	0.30	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
125	16.66	0.0053	0.28	0.40	0.43	0.46	0.50	0.54	0.63	0.67	0.71	
126	16.29	0.2556	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
127	9.78	0.0124	0.28	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72	
128	15.60	0.0077	0.27	0.40	0.43	0.46	0.50	0.54	0.63	0.67	0.71	
129	16.39	0.1029	0.40	0.54	0.56	0.60	0.63	0.67	0.73	0.77	0.81	
130	83.57	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
131	12.59	0.0035	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
132	17.02	0.0594	0.40	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.74	0.78	0.82	
133	19.03	0.1189	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
134	13.38	0.0390	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.72	0.76	0.80	
135	10.34	0.0812	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
136	39.96	0.0792	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
137	17.39	0.0178	0.30	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
138	11.64	0.0025	0.30	0.42	0.45	0.48	0.52	0.56	0.65	0.69	0.73	
139	20.76	0.1942	0.42	0.56	0.57	0.61	0.64	0.68	0.74	0.78	0.82	
140	17.97	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
141	2.89	0.0102	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74	
142	16.15	0.0155	0.30	0.42	0.45	0.48	0.52	0.56	0.65	0.69	0.73	
143	1.82	0.0020	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75	
144	35.29	0.0116	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
145	9.52	0.0190	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
146	14.93	0.0340	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
147	21.92	0.0601	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
148	27.03	0.0202	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
149	13.35	0.0426	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
150	12.80	0.0639	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
151	7.39	0.0467	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
152	26.54	0.0055	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
153	19.55	0.0414	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
154	16.51	0.0279	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
155	5.14	0.0131	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
156	34.25	0.0302	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ID	Area sub-cuena	Pend (mm)	Cc Promedio									
			Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000	
157	0.35	0.0154	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
158	7.11	0.0131	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
159	12.74	0.0314	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
160	39.43	0.0346	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
161	60.13	0.0127	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
162	0.61	0.0046	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
163	22.53	0.0303	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
164	9.82	0.0339	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
165	12.40	0.0492	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
166	20.16	0.0325	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
167	32.92	0.0312	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
168	12.86	0.0542	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
169	13.28	0.0189	0.27	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.61	0.65	0.69	
170	37.48	0.0259	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
171	19.66	0.0824	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
172	14.14	0.0331	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
173	51.98	0.0595	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
174	39.64	0.0265	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
175	0.43	0.0799	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
176	1.88	0.0093	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
177	56.73	0.0161	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
178	0.91	0.0191	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
179	18.91	0.0311	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
180	1.64	0.0282	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
181	22.04	0.0187	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
182	10.40	0.0194	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
183	12.31	0.0020	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
184	12.86	0.0222	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
185	26.54	0.0103	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
186	13.22	0.0465	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
187	19.52	0.0216	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
188	12.55	0.0293	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
189	22.13	0.0300	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
190	7.75	0.0647	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
191	1.16	0.1323	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
192	1.79	0.0403	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
193	30.19	0.0721	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
194	80.53	0.1620	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
195	10.70	0.0106	0.28	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72	
196	65.42	0.0286	0.36	0.49	0.51	0.55	0.58	0.62	0.71	0.75	0.79	
197	30.76	0.0337	0.40	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.74	0.78	0.82	
198	28.91	0.1291	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
199	5.06	0.0743	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
200	14.77	0.0341	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
201	30.89	0.0583	0.34	0.47	0.49	0.53	0.56	0.60	0.69	0.73	0.77	
202	2.16	0.0274	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.75	0.79	0.83	
203	25.51	0.1143	0.41	0.54	0.56	0.60	0.63	0.67	0.73	0.77	0.81	
204	17.21	0.0419	0.38	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81	
205	18.76	0.0553	0.38	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81	
206	4.56	0.0571	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
207	12.95	0.0412	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
208	0.15	0.0475	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
209	28.00	0.0832	0.38	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79	
210	10.06	0.0492	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
211	5.47	0.0524	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
212	34.14	0.0546	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
213	21.25	0.0703	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
214	27.36	0.0341	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
215	32.38	0.0020	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
216	33.17	0.0469	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
217	7.39	0.0382	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
218	10.91	0.0598	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
219	13.47	0.0874	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
220	17.54	0.1425	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78	
221	11.00	0.0286	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
222	16.78	0.0848	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
223	13.56	0.0233	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
224	24.61	0.0020	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
225	35.93	0.0385	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
226	2.25	0.0516	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
227	11.28	0.0432	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
228	23.92	0.0141	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
229	20.92	0.0275	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
230	0.12	0.0310	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
231	28.27	0.0092	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
232	2.26	0.0110	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
233	19.30	0.0201	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
234	35.06	0.0106	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
235	34.84	0.0381	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
236	27.18	0.0147	0.25	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
237	1.56	0.0208	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
238	1.37	0.0104	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
239	0.43	0.0329	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76	
240	13.19	0.0166	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
241	3.19	0.0152	0.25	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
242	1.92	0.0029	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
243	21.52	0.0078	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
244	11.70	0.0057	0.27	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.61	0.65	0.69	
245	18.15	0.0114	0.25	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
246	12.68	0.0020	0.27	0.39	0.41	0.45	0.48	0.51	0.62	0.66	0.70	
247	11.22	0.0107	0.28	0.39	0.41	0.45	0.48	0.51	0.62	0.66	0.70	
248	11.25	0.0020	0.37	0.43	0.45	0.49	0.52	0.52	0.66	0.70	0.74	
249	44.93	0.0069	0.26	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.61	0.65	0.69	
250	45.30	0.0020	0.27	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.61	0.65	0.69	
251	70.98	0.0020	0.25	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
252	14.20	0.0071	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
253	68.74	0.0133	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	
254	20.79	0.0172	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68	

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

ID	Area sub-cuenca	Fend. (mm)	C _e Promedio								
			Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 500	Tr 1000	Tr 5000	Tr 10000
255	13.01	0.0112	0.26	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.61	0.65	0.69
256	35.51	0.0100	0.26	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68
257	25.05	0.0079	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68
258	8.69	0.0039	0.27	0.38	0.40	0.44	0.47	0.51	0.61	0.65	0.69
259	19.40	0.0066	0.27	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.61	0.65	0.69
260	5.29	0.0043	0.28	0.37	0.39	0.43	0.46	0.50	0.61	0.65	0.69
261	5.99	0.0225	0.34	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
262	52.53	0.0389	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
263	14.84	0.0369	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
264	17.84	0.0344	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
265	27.21	0.0339	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
266	62.20	0.0131	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68
267	22.01	0.0327	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
268	32.90	0.0396	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
269	12.86	0.0636	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
270	18.82	0.0172	0.24	0.37	0.40	0.43	0.47	0.51	0.60	0.64	0.68
271	41.47	0.0493	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
272	15.63	0.0214	0.33	0.46	0.48	0.52	0.56	0.59	0.68	0.72	0.76
273	20.25	0.0644	0.33	0.46	0.48	0.52	0.56	0.59	0.68	0.72	0.76
274	16.48	0.0382	0.33	0.46	0.48	0.52	0.56	0.59	0.68	0.72	0.76
275	19.18	0.0457	0.33	0.46	0.48	0.52	0.56	0.59	0.68	0.72	0.76
276	19.79	0.0447	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
277	45.84	0.1082	0.38	0.52	0.54	0.56	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79
278	24.56	0.0835	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
279	56.94	0.1683	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
280	29.34	0.1063	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
281	0.06	0.0991	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
282	12.19	0.1173	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
283	34.02	0.0399	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
284	23.32	0.0504	0.33	0.46	0.48	0.52	0.55	0.59	0.68	0.72	0.76
285	4.92	0.1247	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
286	16.29	0.1428	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
287	39.12	0.1449	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
288	9.97	0.1358	0.42	0.55	0.57	0.61	0.64	0.68	0.74	0.78	0.82
289	12.43	0.1128	0.38	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79
290	44.87	0.1026	0.38	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79
291	37.21	0.0959	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
292	32.19	0.1582	0.38	0.52	0.54	0.58	0.61	0.65	0.71	0.75	0.79
293	29.55	0.0386	0.38	0.50	0.52	0.56	0.59	0.63	0.72	0.76	0.80
294	11.95	0.2189	0.37	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
295	12.28	0.2275	0.38	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.70	0.74	0.78
296	1.31	0.0992	0.42	0.55	0.57	0.61	0.64	0.68	0.74	0.78	0.82
297	75.39	0.0389	0.39	0.51	0.53	0.57	0.60	0.64	0.73	0.77	0.81
298	44.99	0.0056	0.32	0.44	0.47	0.50	0.54	0.58	0.67	0.71	0.75
299	15.26	0.0041	0.31	0.43	0.46	0.49	0.53	0.57	0.66	0.70	0.74
300	16.20	0.0159	0.29	0.41	0.44	0.47	0.51	0.55	0.64	0.68	0.72
301	15.05	0.0214	0.41	0.53	0.55	0.59	0.62	0.66	0.75	0.79	0.83
302	23.96	0.0489	0.35	0.49	0.50	0.54	0.57	0.61	0.70	0.74	0.78

5.3.3. Tratamiento de la información de lluvia

Una segunda etapa. Se seleccionaron 36 estaciones pluviométricas en el área de Huites para trabajar la información de lluvia, calcular las *i-d-T* y posteriormente, asignar la intensidad a cada subcuenca del área de estudio. Cabe mencionar que, con fines comparativos, se tomaron en cuenta los gastos aforados en las estaciones de Huites, Palo Dulce, Chinipas, San Francisco, San Ignacio y Guerachic con áreas drenadas de 26142 km², 6422 km², 5261 km², 17633 km², 12129 km² y 6251 km², respectivamente. La ubicación de las estaciones hidrométricas y pluviométricas así como el trazo de los polígonos de Thiessen se muestran en la Figura 5.19.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Posteriormente, a las series de datos se les aplicó la prueba de independencia de Anderson y las pruebas de homogeneidad. Una vez probada la independencia de las series de datos se procedió con el análisis de frecuencia para cada una de las series. A cada registro se le ajustaron los diferentes modelos de distribuciones de probabilidad univariada mencionados en el capítulo 4.2.2.

Tabla 5.20. Eventos de diseño para periodos de retorno asignados, estación Chinipas.

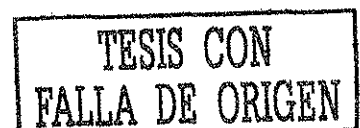
T _r	NORMAL MYMV	NORMAL ML	LOGNOR2 MYMV	LOGNOR2 M	LOGNOR2 MV	GAMMA2 M	GAMMA2 MV	GAMMA2 ML	GAMMA2 M	GAMMA2 MV
2	73	73	71	69	70	71	72	72	69	70
5	89	88	87	87	87	89	88	88	86	87
10	98	96	97	100	97	99	97	97	99	98
20	105	103	107	113	107	107	105	105	110	107
50	113	110	118	130	119	118	115	115	126	119
100	118	115	126	149	129	125	122	122	137	128
500	129	125	145	175	149	141	136	136	163	147
1000	133	128	152	190	158	148	142	142	174	155
5000	141	135	170	227	179	162	155	155	201	173
10000	145	140	178	244	188	168	160	160	212	181
Ubicación	64.696	64.696	4.139	27.024	10.614	0.000	0.000	0.000	41.186	28.631
Escala	17.047	15.840	0.248	0.460	0.296	4.492	3.942	3.940	12.362	7.425
Forma				3.530	3.946	14.402	16.411	16.421	1.902	4.857
EE =	5.320	6.031	4.841	4.064	4.731	5.017	5.238	5.240	4.506	4.786

T _r	LOGP3 MMQ	LOGP3 MMQ	EXPONEN1	GAUDEL M	GAUDEL MV	GAUDEL ML	GVE M	GVE MV	GVE ML	GLM4 MV
2	70	70	51	70	70	70	70	70	70	71
5	86	87	118	87	87	87	86	87	87	83
10	98	98	168	98	98	97	98	98	97	94
20	109	108	219	109	109	108	109	108	107	106
50	124	122	288	123	123	122	125	121	120	122
100	135	132	337	134	134	132	136	131	129	134
500	164	156	454	158	158	155	165	153	150	162
1000	177	167	505	168	168	165	179	162	159	174
5000	210	193	623	192	193	189	211	183	179	201
10000	225	205	673	203	203	189	226	191	187	213
Ubicación	3.112	2.221	0.000	57.024	57.219	57.252	56.906	57.373	57.415	Ubica1= 53.550
Escala	0.0568	0.032	64.696	13.292	13.296	12.896	12.468	13.362	13.217	Escala1= 15.198
Forma	18.093	58.909	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.046	0.021	0.027	Ubica2= 61.739
EE =	4.373	4.480	41.101	4.330	4.314	4.464	4.265	4.531	4.649	Escala2= 5.280
										Asad= 0.639
										EE= 4.384

Los valores calculados con los modelos univariados utilizados en la Tabla 5.20, fueron multiplicados por el factor de 1.13, y con esto se obtuvieron los valores de lluvias máximas diarias finales para cada periodo de retorno seleccionado.

Con la lluvia máxima diaria obtenida a partir del paso anterior, se procedió a obtener la distribución en el tiempo de la lluvia en 24hrs. Un dato importante de ser considerado y necesario para aplicar este método, es la relación $r = P(1h)/P(24h)$ para un periodo de retorno de 2 años. Para lograr una relación r más aproximada para el área de Huites, se utilizó la información del pluviógrafo Temosachic, Chihuahua, que es uno de los más cercanos a la zona de interés, con una $r = 0.7576$.

Como complemento a las estimaciones de lluvia basadas en el cociente r , se presenta el método del U.S. Soil Conservation Service. Este método consiste en dibujar sobre un papel



logarítmico, las cantidades de lluvia estimadas para duraciones de una hora, y las correspondientes a 24 horas, para los diferentes periodos de retorno analizados, trazando a continuación por los puntos definidos, una línea recta que se prolonga a duraciones mayores (varios días).

Finalmente se presentan las curvas de Intensidad-Duración-Periodo de retorno en la Tabla 5.21. (también se acostumbra presentarlas dibujadas en papel).

Tabla 5.21. Curvas Intensidad-Duración Periodo de retorno. Estación analizada: Chinipas. i (mm/h), d (min, horas), T_r (años)

Duración	Periodo de retorno									
	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
10	140	174	196	214	238	256	294	310	346	362
20	105	130.5	147	160.5	178.5	192	220.5	232.5	259.5	271.5
30	85.9	106.8	120.3	131.3	146.1	157.1	180.4	190.2	212.3	222.1
40	70.8	88	99.1	108.2	120.4	129.5	148.7	156.8	175	183.1
50	59.8	74.3	83.7	91.4	101.7	109.4	125.6	132.5	147.6	154.7
1	53	65.9	74.2	81.1	90.2	97	111.4	117.4	131.1	137.1
1.5	38.6	45.5	51.3	56	62.3	67	76.9	81.1	90.5	94.7
2	28.2	35	39.4	43.1	47.9	51.5	59.2	62.4	69.6	72.8
2.5	23	28.6	32.2	35.1	39.1	42	48.3	50.9	56.8	59.4
3	19.5	24.2	27.2	29.7	33.1	35.6	40.9	43.1	48.1	50.3
3.5	16.9	21	23.7	25.8	28.7	30.9	35.5	37.4	41.8	43.7
4	15	18.6	21	22.9	25.4	27.4	31.4	33.1	37	38.7
4.5	13.4	16.7	18.8	20.5	22.8	24.6	28.2	29.8	33.2	34.8
5	12.2	15.2	17.1	18.7	20.8	22.3	25.6	27	30.2	31.6
5.5	11.2	13.9	15.7	17.1	19	20.5	23.5	24.8	27.7	28.9
6	10.3	12.8	14.5	15.8	17.6	18.9	21.7	22.9	25.5	26.7
6.5	9.6	11.9	13.5	14.7	16.3	17.6	20.2	21.3	23.7	24.8
7	9	11.2	12.6	13.7	15.3	16.4	18.9	19.9	22.2	23.2
7.5	8.4	10.5	11.8	12.9	14.3	15.4	17.7	18.7	20.8	21.8
8	7.9	9.9	11.1	12.2	13.5	14.5	16.7	17.6	19.6	20.6
8.5	7.5	9.3	10.5	11.5	12.8	13.8	15.8	16.7	18.6	19.4
9	7.1	8.9	10	10.9	12.1	13.1	15	15.8	17.6	18.5
9.5	6.8	8.4	9.5	10.4	11.6	12.4	14.3	15	16.8	17.6
10	6.5	8.1	9.1	9.9	11	11.9	13.6	14.4	16	16.8
10.5	6.2	7.7	8.7	9.5	10.5	11.3	13	13.7	15.3	16
11	5.9	7.4	8.3	9.1	10.1	10.9	12.5	13.2	14.7	15.4
11.5	5.7	7.1	8	8.7	9.7	10.4	12	12.6	14.1	14.8
12	5.5	6.8	7.7	8.4	9.3	10	11.5	12.2	13.6	14.2
12.5	5.3	6.6	7.4	8.1	9	9.7	11.1	11.7	13.1	13.7
13	5.1	6.3	7.1	7.8	8.7	9.3	10.7	11.3	12.6	13.2
13.5	4.9	6.1	6.9	7.5	8.4	9	10.4	10.9	12.2	12.8
14	4.8	5.9	6.7	7.3	8.1	8.7	10	10.6	11.8	12.3
14.5	4.6	5.7	6.5	7.1	7.9	8.4	9.7	10.2	11.4	11.9
15	4.5	5.6	6.3	6.8	7.6	8.2	9.4	9.9	11.1	11.6
15.5	4.3	5.4	6.1	6.6	7.4	7.9	9.1	9.6	10.7	11.2
16	4.2	5.2	5.9	6.5	7.2	7.7	8.9	9.4	10.4	10.9
16.5	4.1	5.1	5.7	6.3	7	7.5	8.6	9.1	10.1	10.6
17	4	5	5.6	6.1	6.8	7.3	8.4	8.8	9.9	10.3
17.5	3.9	4.8	5.4	5.9	6.6	7.1	8.2	8.6	9.6	10.1
18	3.8	4.7	5.3	5.8	6.4	6.9	8	8.4	9.4	9.8
18.5	3.7	4.6	5.2	5.7	6.3	6.8	7.8	8.2	9.1	9.6
19	3.6	4.5	5.1	5.6	6.1	6.6	7.6	8	8.9	9.3
19.5	3.5	4.4	4.9	5.4	6	6.4	7.4	7.8	8.7	9.1
20	3.4	4.3	4.8	5.3	5.9	6.3	7.2	7.6	8.5	8.9
20.5	3.4	4.2	4.7	5.1	5.7	6.2	7.1	7.5	8.3	8.7
21	3.3	4.1	4.6	5	5.6	6	6.9	7.3	8.1	8.5
21.5	3.2	4	4.5	4.9	5.5	5.9	6.8	7.1	8	8.3
22	3.2	3.9	4.4	4.8	5.4	5.8	6.6	7	7.8	8.2
22.5	3.1	3.8	4.3	4.7	5.3	5.7	6.5	6.9	7.6	8
23	3	3.8	4.2	4.6	5.2	5.5	6.4	6.7	7.5	7.8
23.5	3	3.7	4.2	4.5	5.1	5.4	6.2	6.6	7.3	7.7
24	2.9	3.6	4.1	4.5	5	5.3	6.1	6.5	7.2	7.5

Una vez hecho el análisis de frecuencia a los datos de lluvia de las estaciones pluviométricas seleccionadas, se observó que la función de distribución de probabilidad que mejor se ajustó a las diferentes series de datos y lo hizo con más frecuencia, fue la Gamma de tres parámetros por Momentos de Probabilidad Pesada (MPP), que fue la que finalmente se escogió para modelar la lluvia



en la zona de estudio. Esta función se tomó como la que mejor representa la distribución de probabilidad de la lluvia en el área. En la Tabla 5.22. se resumen los eventos calculados mediante la función Gamma 3P por MPP, para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000.

Tabla 5.22. Eventos de lluvia extrapolados mediante la función Gamma 3P, estimación de parámetros por MPP.

Estación	hp (mm)	Periodo de retorno									
		2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
Pluviométrica	hp (24h)	51	70	83	95	111	122	148	159	185	196
	hp (1h)	39	53	63	72	84	92	112	120	140	148
Teseachic	hp (24h)	49	70	84	97	113	125	153	165	192	203
	hp (1h)	37	53	64	73	86	95	116	125	145	154
Moris	hp (24h)	60	71	77	82	87	91	99	102	109	111
	hp (1h)	45	54	58	62	66	69	75	77	83	84
Concheño	hp (24h)	59	77	86	94	103	109	122	127	137	141
	hp (1h)	45	58	65	71	78	83	92	96	104	107
Uruachic	hp (24h)	55	68	76	82	89	93	103	107	115	118
	hp (1h)	42	52	58	62	67	70	78	81	87	89
Chinipas	hp (24h)	70	87	98	107	119	128	147	155	173	181
	hp (1h)	53	66	74	81	90	97	111	117	131	137
Creel	hp (24h)	55	74	86	98	113	125	150	161	186	197
	hp (1h)	42	56	65	74	86	95	114	122	141	149
Unqua	hp (24h)	69	84	94	104	116	126	147	156	177	186
	hp (1h)	52	64	71	79	88	95	111	118	134	141
Outeco	hp (24h)	65	79	87	96	106	114	132	139	157	165
	hp (1h)	49	60	66	73	80	86	100	105	119	125
Palo dulce	hp (24h)	90	113	127	140	157	168	194	205	230	240
	hp (1h)	68	86	96	106	119	127	147	155	174	182
San Bernardo	hp (24h)	86	100	109	117	126	132	146	152	165	170
	hp (1h)	65	76	83	89	95	100	111	115	125	129
Cerochuc	hp (24h)	75	88	95	102	109	114	125	129	138	142
	hp (1h)	57	67	72	77	83	85	95	98	105	108
Batopilas	hp (24h)	57	75	88	100	116	128	156	168	196	208
	hp (1h)	43	57	67	76	88	97	118	127	148	158
Norogachic	hp (24h)	52	62	67	72	77	81	89	92	98	101
	hp (1h)	39	47	51	55	58	61	67	70	74	77
Guachochic	hp (24h)	58	80	95	109	128	141	172	185	216	229
	hp (1h)	44	61	72	83	97	107	130	140	164	173
Nonoava	hp (24h)	43	61	75	89	109	124	160	176	214	231
	hp (1h)	33	46	57	67	83	94	121	133	162	175
Uniqué Pueblo	hp (24h)	69	83	92	100	111	119	137	145	163	171
	hp (1h)	52	63	70	76	84	90	104	110	123	130
Baborigame	hp (24h)	77	100	116	131	150	164	198	212	245	259
	hp (1h)	58	76	88	99	114	124	150	161	186	196
Vergel	hp (24h)	51	68	80	91	106	117	142	153	179	190
	hp (1h)	39	52	61	69	80	89	108	116	136	144
Gpe. Y Catío	hp (24h)	76	100	116	130	148	161	190	202	230	242
	hp (1h)	58	76	88	98	112	122	144	153	174	183
Guachochic (SMN)	hp (24h)	61	75	84	92	102	110	126	133	149	156
	hp (1h)	46	57	64	70	77	83	95	101	113	118
Vainilla	hp (24h)	94	121	139	155	175	190	222	236	267	281
	hp (1h)	71	92	105	117	133	144	168	179	202	213
Agostadero	hp (24h)	53	66	74	80	88	93	104	108	118	122
	hp (1h)	40	50	56	61	67	70	79	82	89	92
San José Gracia	hp (24h)	89	119	137	153	173	187	217	230	257	269
	hp (1h)	67	90	104	116	131	142	164	174	195	204
Carichic	hp (24h)	41	55	66	77	92	104	132	144	173	186
	hp (1h)	31	42	50	58	70	79	100	109	131	141
Ondradillas	hp (24h)	49	68	79	91	104	115	137	147	169	179
	hp (1h)	37	52	60	69	79	87	104	111	128	136
Tarahumar	hp (24h)	56	79	100	123	155	182	248	278	352	386
	hp (1h)	42	60	76	93	118	138	188	211	267	292
Yecorito	hp (24h)	93	113	124	133	144	152	167	174	187	198
	hp (1h)	70	86	94	101	109	115	127	132	142	146
Huiles	hp (24h)	90	117	137	156	181	200	244	263	308	327
	hp (1h)	68	89	104	118	137	152	185	199	233	248
San Ignacio	hp (24h)	53	84	109	135	171	199	267	296	372	404
	hp (1h)	40	64	83	102	130	151	202	226	282	306
San Francisco	hp (24h)	59	84	110	140	185	223	320	365	478	530
	hp (1h)	45	64	83	106	140	169	242	277	362	402
Choir	hp (24h)	75	99	115	130	149	163	196	210	241	255
	hp (1h)	57	75	87	98	113	123	148	159	183	193
Tecustapa	hp (24h)	73	97	113	129	149	164	199	214	249	264
	hp (1h)	55	73	86	98	113	124	151	162	189	200
Alamos	hp (24h)	80	115	139	161	191	213	265	287	338	360
	hp (1h)	61	87	105	122	145	161	201	217	256	273
Jána	hp (24h)	88	133	167	201	247	283	367	405	494	533
	hp (1h)	67	101	127	152	187	214	278	307	374	404

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

Mahome	hp (24h)	76	95	105	114	125	132	147	159	167	172
	hp (1h)	58	72	80	86	95	100	111	116	127	130
Cazanate	hp (24h)	77	102	119	135	157	173	210	226	264	180
	hp (1h)	58	77	90	102	119	131	159	171	200	136

5.3.4. Tratamiento de la información de gastos máximos, cuenca de Huites

Como puntos de control y verificación, se seleccionaron seis estaciones hidrométricas, se aprovechó la información aforada de esos sitios, y mediante un análisis de frecuencia se obtuvieron eventos de gastos extrapolados para los periodos de retorno seleccionados, con los que se hizo una comparación con los eventos de gastos obtenidos por el modelo propuesto. En la Figura 5.19. se ubican las seis estaciones hidrométricas del área de estudio, y en la Tabla 5.23. se listan sus series de gastos directos registrados.

Tabla 5.23. Información de gastos directos de las estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación.

Año	Chimipas	Huites	Palo Dube	San Francisco	San Ignacio	Urique	Guerechic
	Q máx directo (m³/s)						
1942		2136.3		1395.2			
1943		14250.6		2238.5			
1944		2910.4		1361.1			
1945		1374.2		891.7			
1946		1032.2		497.1			
1947		930.9		849.9			
1948		3174.0		1639.7			
1949		9956.4		4515.8			
1950		3140.8		2826.1			
1951		857.4		477.9			
1952		1035.7		492.4			
1953		894.8		599.9			198.0
1954		702.1		437.0			135.4
1955		4698.9		3003.6			574.9
1956		580.6		481.0			398.6
1957		471.1		373.4			177.7
1958		2881.3	437.6	3372.8			331.1
1959		1866.6	688.5	735.6			356.6
1960		14483.2	6689.5	6142.7			5181.9
1961		1361.4	650.0	889.3			285.1
1962		1540.0	260.7	919.1			400.2
1963		2678.9	249.9	2114.5			1843.9
1964		1061.7	432.4	606.2			407.9
1965		1682.6	521.7	803.6			465.0
1966	249.7	1621.6	389.9	1180.5			
1967	837.7	2473.6	455.9	1161.5	1330.7		
1968	178.3	628.1	343.5	851.3	888.6	191.1	
1969	655.0	1219.7	990.9	452.1	802.2	142.6	
1970	397.5	1300.6	287.2	810.9	761.4	81.2	
1971	1405.6	2127.4	1258.5	930.6	860.3	289.8	
1972	1139.4	2171.0	674.2	2073.0	1702.2	250.0	
1973	1488.7	5294.6	1345.1	4810.9	3039.5	295.1	
1974	1736.2	3239.4	2238.4		1751.1	525.2	
1975	339.9	597.2	291.5		732.4	275.9	
1976	379.1	3122.8	700.0		3720.3	286.4	
1977	616.1	923.1	301.0		797.2	58.3	
1978	1436.7	4614.6	483.6		1502.0	293.3	
1979	2114.2	6658.4	1649.8		2173.6	705.4	
1980	633.9	1103.7	508.1		810.7	319.6	
1981	950.1	4884.3	1066.7		1635.9	626.1	
1982	980.9	2399.6	944.6		1347.0	237.0	
1983	1730.3	8211.3	913.1		1779.0	279.7	
1984	1236.4	5552.7	171.8		1399.6	367.8	
1985	1540.1	3261.5	780.3		1860.1	353.2	
1986	345.4	1184.0	1107.9			165.9	
1987	39.8	1158.0				124.8	
1988	500.3	1825.0				294.2	
1989	786.4	491.0				232.4	
1990	2673.5	11432.0				308.8	
1991	1561.6	2399.0				332.7	
1992	543.9	1585.0				238.5	
1993						316.5	
1994						197.0	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

5.3.4.1. Análisis de frecuencia para la información de Q máx. de la cuenca de Huites

La metodología para obtener los eventos de diseño para cada uno de los sitios aforados, es muy parecida a la del análisis de frecuencia de la información de lluvia, presentada en párrafos anteriores.

Una vez recopilada la información correspondiente a gastos máximos directos en las estaciones analizadas, se realiza un análisis crítico a través del cual se buscan valores erróneos o dudosos. Se debe verificar que la muestra que se modela esté compuesta por variables aleatorias, y para corroborarlo se emplea la prueba de independencia de Anderson.

Ya verificada la prueba de independencia de las series de datos, se realiza un análisis de frecuencia, mediante el ajuste de distribuciones de probabilidad. Posteriormente, se seleccionaron aquellas funciones que se ajustaron mejor a la muestra original mediante el criterio del menor error estándar de ajuste. En las Tablas de la 5.24. a la 5.28. se muestran los resúmenes del análisis de frecuencia realizado para las seis estaciones hidrométricas seleccionadas como puntos de verificación.

Tabla 5.24. Hidrométrica Chinipas, eventos de Q directo (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos.

ID	NORMAL M Y MV	NORMAL ML	LOGNOR3 M	LOGNOR3 MV	GAMMA2 M	GAMMA2 MV	GAMMA2 ML	GAMMA3 M	GAMMA3 MPP
2	981	981	911	841	843	817	824	904	877
5	1531	1535	1473	1452	1444	1476	1458	1495	1501
10	1819	1825	1811	1880	1849	1930	1910	1851	1892
20	2056	2064	2117	2306	2236	2369	2335	2171	2252
50	2323	2333	2493	2880	2731	2938	2885	2561	2689
100	2501	2512	2763	3327	3098	3363	3295	2838	3022
500	2862	2876	3363	4424	3940	4346	4241	3445	3741
1000	3090	3015	3614	4927	4301	4769	4647	3695	4042
5000	3294	3311	4188	6171	5136	5756	5595	4258	4727
10000	3411	3429	4432	6743	5497	6183	6004	4494	5017
EE =	158.77	157.65	132.06	109.61	119.32	100.82	103	115.41	98.21

Tr	GUMBEL M	GUMBEL MV	GUMBEL ML	GUMBEL ME	GVE M	GVE MV	GVE ML	GUMIX MV	PROMEDIO
2	874	868	868	873	902	857	876	825	878
5	1451	1441	1476	1454	1491	1440	1483	1576	1482
10	1833	1821	1878	1839	1852	1840	1878	1841	1856
20	2200	2184	2263	2209	2178	2235	2250	2071	2206
50	2675	2655	2763	2686	2573	2762	2725	2356	2549
100	3030	3008	3137	3044	2850	3168	3074	2565	2976
500	3852	3824	4001	3871	3433	4150	3864	3046	3722
1000	4205	4174	4373	4227	3661	4590	4195	3252	4040
5000	5025	4988	5235	5053	4144	5657	4947	3730	4777
10000	5378	5339	5607	5408	4334	6137	5264	3936	5095
EE =	117.93	122.3	100.74	115.37	115.53	118.35	102.89	119.47	118

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Tabla 5.25. Hidrométrica Palo Dulce, eventos de Q directo (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tr	NORMAL M-L	GUMBEL MV	PROMEDIO
2	925	750	838
5	1587	1281	1434
10	1934	1633	1784
20	2219	1970	2095
50	2541	2407	2474
100	2756	2735	2746
500	3190	3491	3341
1000	3356	3816	3586
5000	3710	4571	4141
10000	3851	4896	4374
EE =	902	883	892

Tabla 5.26. Hidrométrica San Francisco, eventos de Q directo (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tr	NORMAL M Y MV	NORMAL M-L	LOGNOR3 M	GAMMA2 MV	GUMBEL M	GUMBEL MV	GUMBEL M-L	PROMEDIO
2	1556	1556	1287	1272	1321	1288	1341	1374
5	2763	2613	2330	2364	2588	2204	2500	2480
10	3394	3167	3048	3126	3427	2809	3268	3177
20	3915	3623	3754	3866	4231	3391	4004	3826
50	4501	4137	4693	4829	5273	4143	4967	4648
100	4892	4479	5419	5553	6053	4706	5671	5253
500	5653	5173	7180	7231	7857	6009	7321	6636
1000	5987	5439	7977	7957	8632	6569	8031	7227
5000	6632	6004	9932	9653	10432	7869	9677	8600
10000	6988	6229	10822	10389	11207	8429	10386	9193
EE =	726.17	727.72	565.57	514.14	492.6	668.3	522.07	602

Tabla 5.27. Hidrométrica San Ignacio, eventos de Q directo (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tr	LOGNOR2 M Y MV	GAMMA3 M	GAMMA3 MPP	GUMBEL M	GVE M	GVE M-L	LOGP-3 M(MI)	PROMEDIO
2	1367	1339	1271	1389	1372	1308	1315	1336
5	2033	2074	2066	2096	2064	1982	2008	2046
10	2511	2579	2656	2564	2543	2517	2563	2560
20	2991	3067	3248	3013	3017	3107	3145	3084
50	3640	3697	4037	3594	3656	4002	4021	3807
100	4149	4168	4642	4029	4151	4785	4768	4385
500	5408	5254	6074	5035	5358	7063	6846	5861
1000	5987	5722	6703	5488	5905	8264	7916	6566
5000	7431	6812	8194	6472	7243	11782	10892	8404
10000	8098	7284	8848	6904	7850	13665	12421	9296
EE =	248.16	234.57	201.04	247.65	251.04	235.95	224.6	235

Tabla 5.28. Hidrométrica Guerachic, eventos de Q directo (m³/s) extrapolados a partir de datos medidos.

Tr	NORMAL M Y MV	LOGNOR3 M	GAMMA2 MV	EXPONEN-1	GUMBEL M	GUMBEL M-L	PROMEDIO
2	829	577	570	575	603	669	637
5	1998	1284	1330	1334	1820	1527	1547
10	2595	1787	1913	1908	2626	2095	2154
20	3096	2292	2506	2483	3400	2640	2736
50	3659	2977	3307	3242	4401	3346	3489
100	4035	3516	3925	3817	5151	3874	4063
500	4795	4852	5404	5151	6884	5095	5364
1000	5087	5468	6059	5725	7629	5620	5931
5000	5707	7006	7618	7059	9369	6839	7265
10000	5953	7718	8306	7634	10103	7364	7846
EE =	1085.66	1057.54	956.92	920.2	927.13	966.31	986

Por otra lado, se aplicaron los modelos regionales, Estaciones-año, Avenida Índice y Correlación y Regresión Múltiple a la zona de Huites, mediante los cuales se obtuvieron ecuaciones regionales para estimar los eventos de diseño en los mismos puntos que se estimaron para el modelo

propuesto, con el fin de hacer una comparación entre ellos. A continuación, se presenta el desarrollo de las aplicaciones de los modelos regionales.

5.4. Aplicación de las técnicas regionales a la cuenca de Huites

Cuando se precisa estimar eventos de diseño en un sitio en particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica, se hace uso de las técnicas regionales, las cuales han sido ampliamente utilizadas en la práctica de la hidrología, porque han demostrado en repetidas ocasiones ser un medio excelente para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de estos eventos. Las técnicas regionales se basan principalmente en la transferencia de información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio.

La mayoría de los métodos de análisis regional, requieren que la zona donde se apliquen esté integrada por estaciones hidrométricas cuyo comportamiento estadístico sea homogéneo y de alguna forma cuantificable.

En términos generales, se puede decir que un primer paso en la metodología de un análisis regional, es delimitar en regiones homogéneas el área de estudio. La forma en que se delimitan las regiones homogéneas, es muy importante para la transferencia de información, ya que de la selección del método mas apropiado y de la técnica de análisis regional utilizada para estimar los eventos de diseño, dependerá la calidad de los resultados para las cuencas no aforadas.

Es importante mencionar que para la realización de este trabajo se retomó la delimitación regional elaborada en la tesis de Gutiérrez (1994), la cual se muestra en la Tabla 5.29.

Tabla 5.29. Región homogénea A, área de la cuenca de Huites

REGIÓN A					
1	La Tina	7	Los Molinos	13	Sn Ignacio
2	Chinipas	8	Naranjo	14	Guerachic
3	Urique	9	Zopilote	15	Bamicori
4	Alamos	10	Huites	16	Choix
5	Cazanate	11	Palo Dulce	17	Jaina
6	Toahayana	12	Sn francisco	18	Tecusiapa

En este trabajo se utilizan las técnicas regionales de Estaciones-año, Avenida Índice y Correlación y Regresión Múltiple, por ser las más utilizadas en la práctica hidrológica.

El mecanismo para aplicar las técnicas regionales fue el siguiente: se seleccionaron seis estaciones hidrométricas como puntos de verificación, las que están debidamente aforadas. En estos puntos se planteó hacer una comparación entre los datos calculados por los diferentes modelos con los datos extrapolados de los reales; por lo tanto, se obtuvieron siete ecuaciones regionales por cada técnica. Por ejemplo, se obtuvo una ecuación regional en la que se incluyeron todas las estaciones de la región, y seis ecuaciones más, y donde la idea fue quitar la estación aforada y considerarla como no aforada para obtener -vía técnica regional- los eventos de diseño calculados para ese sitio.

5.4.1. Técnica de estaciones-año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro de eventos modulados, a los cuales, una vez obtenidos, se les ajusta un conjunto de distribuciones de probabilidad, para posteriormente obtener eventos de diseño para los periodos de retorno seleccionados.

Al aplicar esta técnica regional, se emplearon los gastos directos de las muestras originales, así como el área drenada hasta la estación, los cuales se muestran en la Tabla 5.30.

Tabla 5.30. Gastos de escurrimiento directo de la región homogénea A.

Año	Q Directo (m ³ /s)														El Copble			
	Alamos	Bamcon	Cacanate	Chinipas	Chox	Guereche	Huatus	Jana	Los Molinos	Narajo	Palo Duro	San Fco	San Ignacio	Teusotapa		La Tina	Tochehuate	Urique
1939										263								135
1940										141								35
1941										90								10
1942							2136			1430		1395						397
1943							14251			1756		2238						813
1944							2510			221		1361						110
1945							1374			398		802						115
1946							1032			303		497						193
1947							931			61		850						23
1948							3174			659		1640						689
1949	375						9956			1274		4516						764
1950	131						3141			272		2826						178
1951	74	58					657	433		31		478						75
1952	233	153					1036	429		95		492						380
1953	39	122				196	896	527		90		600						487
1954	173	404				135	702	381		176		437						54
1955	530	362				575	4899	1542		449		3004						266
1956	294	379			70	399	581	448		57		481						377
1957	246	170			64	178	471	359		181		373						67
1958	434	190			181	331	2681	1979		3035	438	3373				1445		917
1959	665	67			219	357	1867	578	23	686	689	736	189			135		330
1960	384	89			1115	5182	14483	1894	97	318	6690	6143	1428	57	2141			171
1961	109	154			155	285	1361	783	115	119	650	869	574	73	784			224
1962	105	45			360	400	1540	1106	228	434	261	919	795	75	858			315
1963	490	197			384	1844	2679	1216	158	411	250	2114	1541	33	1785			799
1964	173	92			197	498	1062	368	177	187	432	605	173	115	270			82
1965	251	643			424	485	1683	461	80	524	522	804	489	17	295			291
1966	262	86		250	220		1622	621	250	323	390	1160	396	71	510			590
1967	7	48			838	299	2474	893	169	684	456	1162	1331	1002	113	1243		699
1968	34	438	85	178	287		528	1048	259	1717	344	851	889	733	778	1114	191.1	450
1969		22	198	655	233		1220	274	179	255	991	452	802	213	30	263	142.6	9
1970		123	203	397	92		1301	204	158	409	287	811	761	184	2	267	81.2	837
1971		44	3161	1406	244		2127	1092		597	1258	931	860	884	115	910	289.8	282
1972		67	683	1139	257		2171	911		391	674	2073	1702	2480	10	896	250.0	275
1973		141	167	1489	207		5295	1311		1009	1345	4811	3040	3049	46	1549	295.1	512
1974		649	422	1736	184		3239	659		687	2238		1751		110	944	525.2	290
1975		106	97	340	153		597	344		302	252		732		89	180	275.9	528
1976		494	196	379	560		3123	851		1993	700		3720		29	707	286.4	507
1977		213	242	616	170		923	549		62	301		797		160	577	58.3	370
1978		93	455	1437	318		4615	889		210	484		1502		58	1391	293.3	90
1979		54	502	2114	565		6658	1669		102	1650		2174		2	1462	705.4	39
1980		357	653	634	384		1104	251		680	508		811		152	259	319.6	279
1981		133	1343	950	1581		4684	2724		1951	1067		1636		121	896	626.1	917
1982		54	979	981	741		2490	4265		1623	945		1347		193	2561	237.0	796
1983			233	1730	563		8211	71		885	913		1779		68	1669	279.7	182
1984			292	1236			5553	656		208	172		1400				367.8	322
1985			240	1540			3251	946			780		1860				353.2	443
1986				345			1184				1108						165.9	
1987				40			1158										124.8	
1988				500			1825										294.2	
1989				786			491										232.4	
1990				2674			11432										308.8	
1991				1562			2399										332.7	
1992				544			1585										238.5	
1993																	318.5	
1994																	197.0	
Qmed	249.5	192.2	584.0	981.4	366.0	628.8	3062.4	932.9	157.8	601.1	925.3	1556.4	1520.7	942.0	104.7	964.6	288.5	354.3
Área (km ²)	2230	223	1811	5264	1384	6251	26142	8151	502	2035	6424	17633	12129	3752	275	5220	4027	451

Posteriormente se obtuvo para cada una de las estaciones involucradas, una muestra modulada de la forma Q_i/Q_{med} , donde Q_i es el gasto directo de la serie en cuestión y Q_{med} es su gasto medio. Se formó un solo registro con los eventos modulados de todas las estaciones (Tabla 5.31) y se les ordenó de mayor a menor, asignándoseles un periodo de retorno y una probabilidad. A

este registro único se le ajustaron diferentes distribuciones de probabilidad, y en la Tabla 5.32. se resumen los eventos extrapolados para los periodos de retorno asignados.

Tabla 5.31. Modulación de las muestras de la región homogénea A.

Año	Alamos	Bamicon	Cazamita	Chiriquis	Chico	Guertatic	Huiles	Jéna	Los Molinos	Narajo	Pab Daba	San Fco.	San Ignacio	Tecusapa	Le Tina	Tochayana	Urique	El Zapote
1939										0.437								0.381
1940										0.234								0.098
1941										0.150								0.028
1942							0.698			2.380		0.896						1.119
1943							4.653			2.919		1.438						2.294
1944							0.820			0.367		0.875						0.310
1945							0.449			0.662		0.515						0.326
1946							0.337			0.506		0.319						0.544
1947							0.304			0.101		0.546						0.064
1948							1.036			1.096		1.054						1.944
1949	1.505						3.251			2.119		2.901						2.157
1950	0.523						1.026			0.453		1.816						0.503
1951	0.298	0.301					0.215	0.464		0.052		0.307						0.212
1952	0.935	0.794					0.338	0.460		0.158		0.316						1.072
1953	0.155	0.636				0.236	0.292	0.564		0.150		0.385						1.375
1954	0.684	2.104				0.163	0.229	0.409		0.293		0.281						0.153
1955	2.122	1.862				0.694	1.534	1.653		0.747		1.930						0.581
1956	1.180	1.971			0.192	0.481	0.190	0.480		0.095		0.309						1.064
1957	0.986	0.883			0.174	0.214	0.154	0.385		0.300		0.240						0.188
1958	1.741	0.988			0.495	0.400	0.876	2.121		5.049	0.473	2.167				1.498		2.589
1959	2.670	0.349			0.597	0.439	0.610	0.619	0.149	0.975	0.744	0.473		0.200		0.140		0.930
1960	1.459	0.461			3.047	6.262	4.729	2.030	0.614	0.529	7.230	3.947		1.516	0.542	2.219		0.483
1961	0.437	0.802			0.425	0.344	0.445	0.639	0.728	0.197	0.702	0.559		0.609	0.693	0.813		0.633
1962	0.426	0.236			0.984	0.483	0.503	1.185	1.442	0.722	0.282	0.591		0.844	0.715	0.889		0.888
1963	1.962	0.567			1.049	2.225	0.875	1.304	1.001	0.683	0.270	1.359		1.636	0.312	1.850		2.255
1964	0.693	0.480			0.539	0.492	0.347	0.416	1.120	0.312	0.467	0.389		0.184	1.095	0.280		0.232
1965	1.004	3.343			1.158	0.585	0.549	0.495	0.507	0.872	0.564	0.516		0.519	0.162	0.306		0.822
1966	1.051	0.448		0.254	0.601		0.530	0.666	1.587	0.538	0.421	0.746		0.422	0.678	0.529		1.665
1967	0.026	0.251		0.854	0.817		0.808	0.957	1.070	1.138	0.493	0.746		0.875	1.063	1.078	1.289	1.973
1968	0.134	2.277	0.151	0.182	0.785		0.205	1.123	1.642	2.856	0.371	0.547	0.584	0.779	7.427	1.155	0.662	1.271
1969		0.114	0.351	0.667	0.636		0.398	0.293	1.137	0.424	1.071	0.290	0.527	0.226	0.286	0.262	0.494	0.026
1970		0.640	0.360	0.405	0.251		0.425	0.219	1.004	0.681	0.310	0.521	0.501	0.195	0.015	0.276	0.262	2.362
1971		0.230	5.605	1.432	0.667		0.695	1.171		0.993	1.360	0.598	0.566	0.938	1.095	0.944	1.004	0.795
1972		0.349	1.210	1.161	0.703		0.709	0.976		0.651	0.729	1.332	1.119	2.632	0.091	0.929	0.866	0.776
1973		0.732	0.296	1.517	0.565		1.729	1.406		1.679	1.454	3.091	1.999	3.237	0.439	1.606	1.023	1.445
1974		3.378	0.748	1.769	0.502		1.056	0.706		1.143	2.419		1.151		1.048	0.979	1.820	0.819
1975		0.518	0.172	0.346	0.419		0.195	0.369		0.503	0.315		0.482		0.846	0.166	0.956	1.490
1976		2.572	0.348	0.386	1.530		1.020	0.912		3.316	0.757		2.446		0.276	0.733	0.993	1.430
1977		1.107	0.429	0.628	0.465		0.301	0.588		0.104	0.325		0.524		1.526	0.599	0.202	1.943
1978		0.485	0.807	1.464	0.870		1.507	0.953		0.350	0.523		0.988		0.553	1.442	1.016	0.254
1979		0.281	0.891	2.154	1.543		2.174	1.662		0.170	1.783		1.429		0.019	1.515	2.445	0.110
1980		1.858	1.157	0.646	1.050		0.360	0.270		1.131	0.549		0.533		1.453	0.269	1.108	0.787
1981		0.692	2.382	0.968	4.319		1.530	2.920		3.247	1.153		1.076		1.159	0.928	2.170	2.587
1982		0.281	1.737	1.000	2.024		0.784	4.572		2.700	1.021		0.886		1.840	2.655	0.821	2.247
1983			0.413	1.763	1.594		2.681	0.076		1.473	0.987		1.170		0.661	1.731	0.969	0.513
1984			0.518	1.260			1.813	0.703		0.346	0.186		0.920				1.275	0.909
1985			0.425	1.569			1.065	1.014			0.843		1.223				1.224	1.250
1986				0.352			0.387				1.197							0.575
1987				0.041			0.378											0.433
1988				0.510			0.596											1.020
1989				0.801			0.160											0.805
1990				2.724			3.733											1.070
1991				1.591			0.783											1.153
1992				0.554			0.518											0.826
1993																		1.104
1994																		0.583

Tabla 5.32. Resumen del análisis de frecuencia que se aplicó al registro único modulado (18 estaciones).

	NORMAL	LN2 MyMV	LN3-M	LN3-MV	GAMMA2-M	GAMMA2-MV	GAMMA3-M	GAMMA3-MV	LP3-M	LP3-MV	GUMBEL M	GUMBEL MV	PROM
Tr	Q/Qmed												
2	1.00	0.69	0.69	0.99	0.73	0.79	0.65	1.00	0.63	0.69	0.844	0.839	0.8550
5	1.80	1.49	1.49	1.78	1.59	1.54	1.43	1.79	1.43	1.49	1.685	1.450	1.6320
10	2.22	2.23	2.22	2.19	2.23	2.07	2.11	2.21	2.32	2.23	2.242	1.854	2.1407
20	2.57	3.10	3.10	2.54	2.87	2.59	2.85	2.55	3.54	3.12	2.777	2.242	2.6237
50	2.95	4.50	4.49	2.93	3.73	3.27	3.90	2.94	5.89	4.56	3.458	2.743	3.2434
100	3.21	5.77	5.76	3.19	4.39	3.79	4.75	3.20	8.43	5.87	3.986	3.119	3.7051
500	3.74	9.55	9.52	3.73	5.95	4.99	6.84	3.73	18.30	9.80	5.184	3.989	4.7687
1000	3.94	11.58	11.55	3.94	6.64	5.51	7.79	3.93	25.08	11.94	5.699	4.362	5.2263
5000	4.37	17.45	17.40	4.39	8.27	6.73	10.10	4.36	50.65	18.17	6.894	5.229	6.2929
10000	4.54	20.55	20.48	4.56	8.99	7.27	11.14	4.53	67.87	21.48	7.405	5.603	6.7548
EE=	0.498	0.166	0.166	0.482	0.173	0.248	0.120	0.494	0.728	0.184	0.263	0.373	

Nota: no se incluyen en el promedio las funciones que están sombreadas

Finalmente, los valores de la columna del promedio de la Tabla 5.32., son los eventos modulados para los periodos de retorno asignados, tomados en cuenta para el cálculo regional.

Cuando se requiere estimar eventos de diseño en cuencas no aforadas dentro de la región, la técnica recomienda la construcción de una gráfica donde se relacionan los Q medios de cada estación con su área drenada (Figura 5.20), esto con el fin de inferir el gasto medio de la cuenca no aforada teniendo como dato únicamente su área.

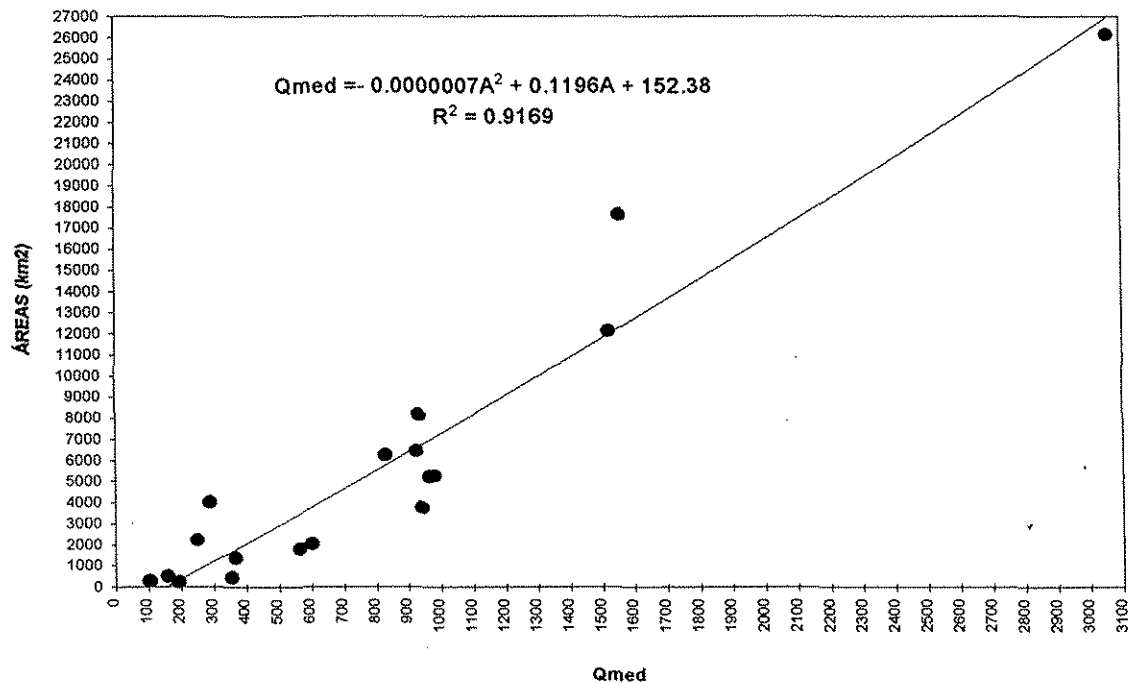


Figura 5.20. Ajuste de Q medio contra sus áreas drenadas, de las 18 estaciones involucradas.

Una vez inferido el Q medio de la Figura 5.20., se obtuvieron los gastos de diseño haciendo uso de la columna del promedio de la Tabla 5.32. Por ejemplo, si se quiere calcular los eventos para una cuenca que está dentro de la región homogénea que cuenta con un área de 5500 km², de la Figura 5.20 se obtiene un Q medio igual a 810, entonces se tiene que:

El gasto de diseño para un Tr de 2 años: $Q/Q_{med} = 0.855$

$$Q = Q_{med} \times 0.855 = 810 \times 0.855 = 692.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tr	Q/Q _{med}	Q de diseño
2	0.8550	692.6
5	1.6320	1321.9
10	2.1407	1734.0
20	2.6237	2125.2
50	3.2434	2627.2
100	3.7051	3001.1
500	4.7687	3862.6
1000	5.2263	4233.3
5000	6.2929	5097.2
10000	6.7548	5471.4

Esta técnica se aplicó de igual forma para los sitios en los que se localizan las hidrométricas, en donde el objetivo fue quitar la estación aforada y considerarla como no aforada para obtener -vía técnica regional- los eventos de diseño calculados para ese sitio. Los resultados de esas aplicaciones se muestran en tablas y gráficas, resumidos, en el Anexo IV.

5.4.2. Técnica avenida índice

El método de la avenida índice fue propuesto por Darlymple en 1960. Es el método regional más difundido, debido quizá a su sencillez. Esta técnica permite estimar eventos extremos con escasa o nula información.

Un requisito importante para utilizar esta técnica es que las muestras deben contar con una longitud de registro igual, para lo cual se establece un tiempo base, que consiste en seleccionar estaciones con igual longitud de registro. De la región A (Gutiérrez, 1994) se seleccionaron nueve estaciones hidrométricas con un periodo común que abarca desde el año 1958 a 1982, las cuales se muestran en la Tabla 5.33. con sus respectivos gastos de escurrimiento directos.

Tabla 5.33. Gastos de escurrimiento directo de la región homogénea A.

	Bamicon	Chok	Huiles	Jama	Narajo	Palo Doba	La Tina	Tochayana	El Zopilote
Area	Q Directo (m³/s)								
1958	190	181	2681	1979	3035	438	236*	1445	917
1959	67	219	1867	578	586	689	44*	135	330
1960	89	1115	14483	1894	318	6690	57	2141	171
1961	154	155	1361	783	119	650	73	784	224
1962	45	360	1540	1105	434	261	75	858	315
1963	107	384	2679	1216	411	250	33	1785	799
1964	92	197	1062	388	187	432	115	270	82
1965	643	424	1683	461	524	522	17	295	291
1966	86	220	1622	621	323	390	71	510	590
1967	46	299	2474	893	684	456	113	1243	699
1968	438	287	628	1048	1717	344	778	1114	450
1969	22	233	1220	274	255	991	30	253	9
1970	123	92	1301	204	409	287	2	267	637
1971	44	244	2127	1092	597	1258	115	910	282
1972	67	257	2171	911	391	674	10	896	275
1973	141	207	5295	1311	1009	1345	46	1549	512
1974	649	184	3239	659	687	2238	110	944	290
1975	100	153	597	344	302	292	89	160	528
1976	494	560	3123	851	1993	700	29	707	507
1977	213	170	923	549	62	301	160	577	370
1978	93	318	4615	889	210	484	58	1391	90
1979	54	565	6658	1559	102	1650	2	1462	39
1980	357	384	1104	251	680	506	152	259	279
1981	133	1581	4684	2724	1951	1067	121	895	917
1982	54	741	2400	4265	1623	945	193	2561	796
Q2.33	180	382	2865	1076	745	966	109	937	425
Area (km²)	223	1384	26142	8151	2035	6424	275	5220	451

Una vez realizadas las pruebas de independencia y homogeneidad a las series de datos de las nueve estaciones hidrométricas, a cada una de las series se le ordenaron sus datos de mayor a menor, se les asignó un periodo de retorno y una probabilidad, y se les ajustó la función Gumbel. Posteriormente se estimó el gasto medio anual $Q_{2.33}$ y después se obtuvo para cada una de las nueve estaciones, una muestra modulada de la forma $Q_i / Q_{2.33j}$, para $i = 1$ hasta n y $j = 1$ hasta m , donde n

es el tamaño de muestra del tiempo base y m es el número de estaciones involucradas. En la Tabla 5.34. se muestran resumidos los datos obtenidos del procedimiento anterior.

Tabla 5.34. Modulación de las muestras ($Q/Q_{2.33}$), después del ajuste de la función Gumbel.

BAMICORI	CHOK	HUITES	JAINA	NARANJO	PALO DULCE	TINA	TOAHAYANA	ZOPILOTE	MEDIANA
Q/Q _{2.33}									
3.126	2.816	3.073	2.730	3.069	3.800	3.878	2.423	2.413	3.069
2.566	2.329	2.517	2.268	2.514	3.049	3.106	2.042	2.034	2.514
2.215	2.038	2.185	1.989	2.183	2.600	2.645	1.814	1.808	2.183
1.968	1.827	1.944	1.788	1.942	2.275	2.310	1.648	1.643	1.942
1.771	1.659	1.752	1.628	1.751	2.016	2.044	1.516	1.513	1.751
1.607	1.519	1.592	1.494	1.591	1.799	1.821	1.406	1.404	1.591
1.464	1.397	1.453	1.378	1.452	1.611	1.628	1.311	1.309	1.452
1.337	1.288	1.329	1.274	1.328	1.444	1.456	1.226	1.224	1.328
1.221	1.189	1.216	1.180	1.216	1.292	1.300	1.148	1.147	1.216
1.115	1.098	1.112	1.094	1.112	1.152	1.155	1.077	1.077	1.112
1.015	1.013	1.015	1.012	1.015	1.020	1.020	1.010	1.010	1.015
0.921	0.932	0.923	0.936	0.923	0.896	0.892	0.947	0.948	0.923
0.830	0.855	0.836	0.862	0.835	0.777	0.770	0.886	0.887	0.835
0.743	0.781	0.750	0.791	0.750	0.662	0.652	0.828	0.829	0.750
0.658	0.708	0.666	0.722	0.667	0.549	0.536	0.771	0.773	0.667
0.574	0.636	0.585	0.653	0.585	0.439	0.423	0.715	0.717	0.585
0.490	0.565	0.503	0.585	0.504	0.329	0.310	0.659	0.661	0.504
0.406	0.493	0.421	0.517	0.422	0.218	0.196	0.602	0.605	0.422
0.320	0.419	0.337	0.447	0.339	0.105	0.080	0.545	0.548	0.339
0.231	0.344	0.251	0.375	0.252	-0.012	-0.041	0.486	0.489	0.252
0.138	0.264	0.159	0.299	0.161	-0.135	-0.167	0.423	0.427	0.161
0.036	0.177	0.061	0.216	0.062	-0.269	-0.305	0.355	0.360	0.062
-0.078	0.079	-0.051	0.123	-0.049	-0.420	-0.460	0.278	0.284	-0.049
-0.216	-0.038	-0.185	0.011	-0.183	-0.601	-0.646	0.186	0.192	-0.183
-0.407	-0.202	-0.371	-0.144	-0.369	-0.852	-0.905	0.058	0.065	-0.369

Mas adelante se obtuvo la mediana ($Q/Q_{2.33}$) para cada intervalo de recurrencia, conformando con ésta una nueva serie de datos (ver última columna de la Tabla 5.34.). A esta serie se le ajustó la función Gumbel para obtener finalmente la ecuación regional.

Si se requiere hacer estimaciones en cuencas no aforadas, es necesario establecer una relación entre el $Q_{2.33}$ de cada una de las estaciones involucradas con sus áreas drenadas, dando lugar a una gráfica como la que se muestra en la Figura 5.21, a la cual se le ajustó un modelo de regresión y se obtuvo una función. Esta gráfica se construye con el fin de inferir el gasto medio $Q_{2.33}$ de la cuenca no aforada teniendo únicamente como dato conocido su área drenada.

La ecuación regional que se obtuvo del ajuste de la función Gumbel a la serie de datos de las medianas, es la siguiente:

Los parámetros son: $\mu = 0.566$ y $\alpha = 0.69$

$$Q/Q_{2.33} = 0.566 - 0.69 \ln[-\ln(1-1/Tr)]$$

5.1

Si se requiere estimar los eventos de diseño en alguna cuenca no aforada dentro de la región, primero se obtiene el gasto medio $Q_{2.33}$ de la Figura 5.21. Una vez inferido el $Q_{2.33}$ se procede a obtener los gastos de diseño haciendo uso de la ecuación regional 5.1. Por ejemplo, si queremos calcular los eventos para una cuenca que está dentro de la región homogénea y tiene un área de 5500 km² de la Figura 5.21, obtenemos un $Q_{2.33}$ igual a 966.5, entonces tenemos que:

El gasto de diseño para un Tr de 2 años:

$$Q = 0.566 - 0.69 \ln[-\ln(1-1/2)] Q_{2.33}$$

$$Q = \{0.566 - 0.69 \ln[-\ln(1-1/2)]\} (966.5) = 791 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tr	Q de diseño
2	791
5	1547
10	2047
20	2527
50	3148
100	3614
500	4690
1000	5152
5000	6226
10000	6688

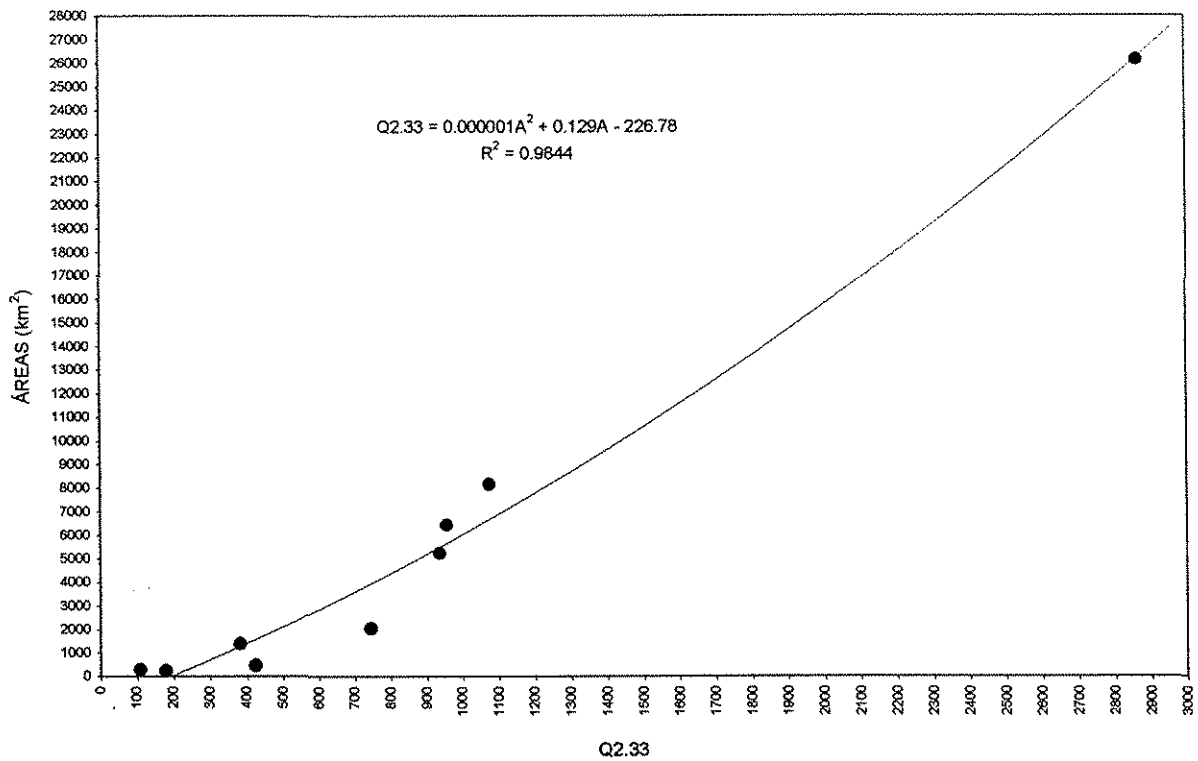


Figura 5.21. Ajuste de Q_{2.33} contra sus áreas drenadas, de las 9 estaciones involucradas.

Esta técnica se aplicó de igual forma para los sitios donde se localizan las hidrométricas, en donde el objetivo fue quitar la estación aforada y considerarla como no aforada para obtener vía técnica regional los eventos de diseño calculados precisamente para ese sitio. Los resultados de esas aplicaciones se muestran resumidos, en el anexo V.

5.4.3. Técnica de correlación y regresión múltiple

Para esta técnica, la dependencia o independencia de las variables se estima para cada sitio aforado mediante un proceso de correlación y regresión discriminante, en el que la aportación de cada variable independiente es probada hasta lograr un modelo de regresión, en el que todas las variables que intervengan, sean estadísticamente significativas para la estimación de la variable dependiente analizada.

El modelo de regresión tiene la forma:

$$Y = a + b_1.X_1 + \dots + b_n.X_n$$

5.2

Primero se recabó la información sobre los eventos de gastos directos de cada una de las estaciones de la región (Tabla 5.30), así como información de sus características fisiográficas y climatológicas, las cuales se concentran en la Tabla 5.35.

Tabla 5.35. Características fisiográficas de las estaciones de la región A.

	AREA	PREMED	PENDUEINC	ELEVEMD	LONGIT	PENDCAUC	PASFORMA	DENSCORR	DENSOREN	CENLAT	CENLON	COEFESC	ORDEN	PERIMET	TEMP	
	(km ²)	(mm)	(m/m)	(msum)	(km)	(m/m)	(1/km)	(1/km ²)	(1/km)	(grados)	(grado)			(km)	(°C)	
1	ESTACION															
2	LATINA	275	665	0.0167	320.3	31	0.0035	0.3920	0.0836	0.2760	26.17	108.52	0.166	3	108	23
3	BAMCOORI	223	800	0.0061	389.0	28	0.0037	0.5054	0.0493	0.2691	26.37	108.40	0.162	2	113	23
4	CHOIX	1384	972	0.0221	990.2	88	0.0051	0.2049	0.0527	0.2706	26.57	108.07	0.172	4	284	21
5	HUITES	26142	823	0.0493	1884.6	357	0.0028	0.0536	0.0527	0.2727	27.03	107.58	0.197	6	1400	15
6	PALO DULCE	6424	911	0.0569	1682.4	289	0.0121	0.1064	0.0493	0.2667	27.60	108.20	0.210	5	683	15
7	SAH FCO.	17633	773	0.0504	2910	335	0.0029	0.0643	0.0547	0.2794	26.80	107.80	0.191	5	1134	25
8	SAN IGNACIO	12129	802	0.0536	2048	278	0.0033	0.0749	0.0568	0.2818	26.57	107.17	0.183	5	909	21
9	LA VERANERA	4135	740	0.0363	2185	221	0.0045	0.1438	0.0510	0.2767	27.30	107.40	0.215	4	595	11
10	URQUE II	4027	739	0.0358	2203	210	0.0044	0.1419	0.0514	0.2771	27.30	107.37	0.215	4	571	11
11	GUERACHIC	6251	819	0.0423	2347	183	0.0045	0.0941	0.0690	0.2923	26.37	106.80	0.177	5	588	17
12	ALAMOS	2230	634	0.0158	377	134	0.0019	0.1462	0.0543	0.1650	26.77	108.80	0.156	4	326	23
13	CAZANATE	1811	654	0.0156	421	111	0.0022	0.1547	0.0536	0.1557	26.85	108.82	0.161	3	280	23
14	JANA	8151	983	0.0518	1267	284	0.0012	0.0838	0.0503	0.2685	26.00	107.43	0.187	5	683	21
15	TOHAYANA	5220	1003	0.0579	1557	209	0.0015	0.0963	0.0527	0.2711	25.97	107.27	0.193	5	503	19
16	TECUSAPA	3752	1040	0.0666	1729	142	0.0059	0.1342	0.0562	0.2703	26.00	107.12	0.197	5	504	15
17	LOS MOLINOS	502	920	0.0417	1022	39	0.0069	0.2849	0.0578	0.2908	25.73	107.27	0.182	3	143	23
18	NARANJO	2035	809	0.0209	578	123	0.0027	0.1690	0.0545	0.2924	26.20	108.30	0.158	4	342	23
19	ZOPLOTE	451	743	0.0283	266	65	0.0027	0.3991	0.0554	0.4257	26.00	108.23	0.158	3	180	25

A las series de gastos directos de cada una de las estaciones hidrométricas se les realizó un análisis de frecuencia, y se encontró que la función que de manera predominante se ajustó mejor fue

la Gamma de tres parámetros por momentos de probabilidad pesada. En la Tabla 5.36. se resumen los eventos extrapolados para los periodos de retorno seleccionados por esta función.

Tabla 5.36. Eventos obtenidos con la función Gamma 3 parámetros por MPP.

ESTACIÓN	Tr									
	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
LA TINA	51	154	253	364	525	657	989	1142	1519	1690
BAMICORI	122	293	436	588	799	967	1376	1561	2008	2207
CHOIX	226	520	771	1041	1419	1720	2461	2797	3611	3975
HÜTES	1695	4448	7046	9932	14102	17486	25988	29896	39483	43614
PALO DULCE	472	1228	2022	2950	4338	5492	8463	9854	13308	14886
SAN FCO.	929	2243	3432	4737	6604	8109	11865	13583	17781	19672
SAN IGNAGO	1271	2066	2656	3248	4037	4642	6074	6703	8194	8848
LA VERANERA	242	569	853	1159	1591	1937	2790	3178	4121	4544
URIQUE II	264	394	477	554	651	721	880	946	1099	1164
GUERACHIC	253	849	1782	3035	5098	6921	11899	14327	20546	23454
ALAMOS	218	395	507	611	741	835	1046	1135	1338	1424
CAZANATE	239	746	1306	1973	2985	3835	6041	7080	9675	10864
JAINA	635	1373	1983	2627	3520	4225	5945	6720	8587	9419
TOHAYANA	864	1480	1865	2219	2657	2973	3677	3971	4639	4922
TECUSIAPA	589	1470	2183	2930	3962	4775	6751	7638	9774	10725
LOS MOLINOS	158	219	251	278	307	327	367	383	415	428
NARANJO	332	935	1461	2028	2830	3471	5057	5778	7529	8315
ZOPILOTE	306	567	735	890	1086	1228	1548	1682	1991	2122

Posteriormente, se normalizaron las características fisiográficas de la Tabla 5.35., así como, los eventos de la Tabla 5.36.; la normalización se hizo mediante logaritmos.

El análisis consistió en correlacionar las muestras normalizadas de las 15 características fisiográficas, con los gastos de cada uno de los periodos de retorno antes mencionados; se obtuvieron diez ecuaciones regionales, una por cada periodo de retorno.

A continuación se desarrolla un primer ejemplo. El primer análisis correlaciona las muestras normalizadas de las 15 características fisiográficas con los gastos de diseño con periodo de retorno $Tr = 2$ años, donde los gastos son la variable dependiente y las características las variables independientes. Las variables que intervienen en el análisis se muestran en la Tabla 5.37.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Tabla 5.37. Valores que intervienen en la regresión para determinar la ecuación regional de $Tr = 2$.

ESTACIÓN	Y	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15
	Q peso $Tr = 2$	AREA	PREMED	PENDCUENC	ELEVME	LONGIT	PENDCAUC	PARFORM	DENSCORR	DENSOREN	CENLAT	CENLON	COEFESC	ORDEN	PERIMET	TEMP
LATINA	3.932	5.617	6.484	-4.092	5.769	3.424	-5.665	-0.936	-2.481	-1.287	3.265	4.687	-1.796	1.699	4.680	3.135
BAMBORÍ	4.800	5.407	6.685	-5.099	5.964	3.321	-5.599	-0.682	-3.009	-1.313	3.272	4.686	-1.820	0.693	4.725	3.135
CHOX	5.423	7.233	6.879	-3.812	6.898	4.473	-5.279	-1.585	-2.942	-1.307	3.280	4.683	-1.760	1.386	5.648	3.045
HUITES	7.418	10.171	6.713	-3.010	7.541	5.877	-5.878	-2.927	-2.944	-1.299	3.297	4.678	-1.625	1.792	7.245	2.708
PALODULCE	6.156	8.768	6.815	-2.956	7.428	5.666	-4.415	-2.241	-3.009	-1.322	3.318	4.684	-1.561	1.609	6.527	2.708
CHINPAS	6.777	8.569	6.813	-2.813	7.508	5.334	-5.684	-2.253	-3.004	-1.300	3.321	4.684	-1.556	1.609	6.316	2.708
SAN FCO.	6.834	9.778	6.651	-2.988	7.606	5.814	-5.843	-2.744	-2.905	-1.275	3.288	4.680	-1.655	1.609	7.634	3.219
SAN IGNACIO	7.148	9.403	6.687	-2.926	7.625	5.627	-5.714	-2.591	-2.888	-1.267	3.280	4.674	-1.698	1.609	6.812	3.045
LA VERANERA	5.889	8.327	6.606	-3.316	7.689	5.396	-5.404	-1.939	-2.975	-1.265	3.307	4.677	-1.537	1.386	6.388	2.398
URRUCUÉ	5.676	8.301	6.605	-3.330	7.690	5.347	-5.426	-1.953	-2.968	-1.263	3.307	4.676	-1.537	1.386	6.348	2.398
GUERACHIC	5.534	8.740	6.798	-3.163	7.761	5.212	-5.404	-2.363	-2.830	-1.230	3.272	4.671	-1.732	1.609	6.377	2.833
ALAMOS	5.385	7.719	6.462	-4.148	5.933	4.899	-6.266	-1.923	-2.914	-1.802	3.287	4.690	-1.858	1.386	5.787	3.135
GAZANATE	5.476	7.562	6.453	-4.160	6.043	4.707	-6.119	-1.866	-2.927	-1.860	3.290	4.690	-1.826	1.099	5.635	3.135
JANA	6.454	9.006	6.690	-2.969	7.144	5.650	-6.725	-2.480	-2.990	-1.315	3.258	4.677	-1.677	1.609	6.526	3.045
TOHAYANA	6.761	8.569	6.911	-2.849	7.351	5.342	-6.502	-2.340	-2.943	-1.305	3.257	4.675	-1.645	1.609	6.220	2.944
TECUSAPA	6.395	8.230	6.947	-2.709	7.455	4.952	-6.133	-2.008	-2.897	-1.308	3.258	4.674	-1.625	1.609	6.222	2.708
LOS MOLINOS	5.062	6.219	6.824	-3.177	6.929	3.656	-4.976	-1.256	-2.851	-1.235	3.248	4.675	-1.704	1.099	4.963	3.135
NARANJO	5.904	7.618	6.699	-3.868	6.390	4.815	-5.915	-1.784	-2.999	-1.230	3.266	4.685	-1.845	1.386	5.834	3.135
ZOPILETE	5.723	6.111	6.611	-3.565	5.582	4.170	-5.915	-0.919	-2.893	-0.854	3.258	4.684	-1.845	1.099	5.193	3.219

La Tabla 5.38. muestra los resultados del primer análisis. Se observa que las variables que no contribuyen a explicar el significado de la variable "Y" son: ELEVME, LONGITUD, PENDCAUCE, DENCCORR, CENLON, COEFESC, ORDEN y PERIMET, ya que tienen coeficientes negativos, por lo cual se eliminan.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 5.38. Regresión con 15 características y con Q de Tr = 2.

Estadísticas de la regresión						
Coef. de correlac.	0.976422					
Coef. de determ.	0.953400					
R ² ajustado	0.540301					
Error típico	0.400493					
Observaciones	19					
ANÁLISIS DE VARIANZA						
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados medio	F	F crítico	
Regresión	15	13.12625903	0.875083935	5.455823553	0.093910037	
Residuos	4	0.641577886	0.160394472			
Total	19	13.76783692				
	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0					
AREA	11.45032964	635077.5956	1.80298E-05	0.999986478	-1763250.283	1763273.184
PRECMEDIA	2.023843534	2.465220672	0.820958366	0.457779035	-4.820720511	8.868407578
PENDCUENC	1.09971567	0.641432389	1.714468571	0.161592964	-0.681189834	2.880621175
ELEV MEDIA	-0.649161389	0.502233359	-1.292549325	0.265776871	-2.043587628	0.74526485
LONGITUD	-1.477461455	0.864673911	-1.70869207	0.162689768	-3.878186075	0.923263166
PENDCAUCE	-0.460678358	0.379759505	-1.213079204	0.291836357	-1.515061962	0.593705245
PARFORM	11.26766676	635077.5956	1.77422E-05	0.999986693	-1763250.466	1763273.002
DENSCORR	-1.441683253	2.563283349	-0.562436164	0.603844469	-8.558513501	5.675146996
DENS DREN	0.012348288	1.168353475	0.010668966	0.99207346	-3.231527716	3.256224293
CENLAT	16.49573877	16.18203795	1.019385761	0.365658632	-28.43289351	61.42437105
CENLON	-14.99938568	14.585929	-1.02834627	0.361903015	-55.49650074	25.49772938
COEFESCR	-2.376950985	4.384845669	-0.541855099	0.616690702	-14.5502595	9.798357526
ORDEN	-1.110639113	2.296085114	-0.483709905	0.653879295	-7.485606592	5.264328366
PERIMET	-9.090039417	635077.5956	-1.43133E-05	0.999989265	-1763270.824	1763252.644
TEMP	0.043303865	1.049956355	0.04124349	0.969078339	-2.871848357	2.958456086

Se realiza un segundo análisis, que se muestra en la Tabla 5.39., donde las variables con coeficiente negativo son: DENSCORR, CENLON y PERIMET, ya que tienen coeficientes negativos, por lo cual se retiran del análisis.

Tabla 5.39. Regresión con 15 características y con Q de Tr = 2.

Estadísticas de la regresión						
Coef. de correlac.	0.929514					
Coef. de determ.	0.863997					
R ² ajustado	0.655194					
Error típico	0.432721					
Observaciones	19					
ANÁLISIS DE VARIANZA						
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados medio	F	F crítico	
Regresión	9	11.89536639	1.321707376	7.058628456	0.003810199	
Residuos	10	1.87247053	0.187247053			
Total	19	13.76783692				
	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0					
AREA	1.04784405	686182.4243	1.52706E-06	0.999998811	-1528908.936	1528911.031
PRECMEDIA	0.516455068	1.11450588	0.463393758	0.653003622	-1.966819214	2.999729349
PARFORM	0.43166275	686182.4243	6.29079E-07	0.99999951	-1528909.552	1528910.415
DENSCORR	-1.873142021	1.350470619	-1.387029081	0.19556877	-4.862178597	1.135894554
DENS DREN	0.781500595	0.924962217	0.84490002	0.417922395	-1.279444013	2.842445204
CENLON	-1.680570348	2.221442316	-0.761023744	0.464210261	-6.640253137	3.25911244
COEFESCR	0.528913095	2.167050947	0.244070448	0.812110819	-4.299578151	5.35740434
PERIMET	-0.584737469	686182.4243	-8.5216E-07	0.999999337	-1528910.568	1528909.399
TEMP	0.97003682	0.834361303	1.16261003	0.271981662	-0.889036338	2.829109978

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En un tercer análisis, que se muestra en la tabla 5.40., no hay variables con coeficiente negativo. El valor del estadístico "t" crítico es de 1.771, y ya que el estadístico t de las variables independientes es menor que el t crítico, se retiraran del análisis aquellas variables que tengan el t mas pequeño, por lo tanto se eliminan PARMFORM y COEFESCR y se vuelve hacer la correlación.

Tabla 5.40. Regresión con 15 características y con Q de Tr = 2.

Estadísticas de la regresión	
Coef. de correlac.	0.899478
Coef. de determ.	0.809062
R ² ajustado	0.658701
Error típico	0.449685
Observaciones	19

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados medio	F	F crítico
Regresión	6	11.13902688	1.856504479	9.180792012	0.000658012
Residuos	13	2.628810042	0.202216157		
Total	19	13.76783692			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intersección	0					
AREA	0.562839117	0.571167821	0.985418115	0.342404716	-0.671093702	1.796771936
PRECMEDIA	0.309387223	0.429812192	0.71981956	0.484377203	-0.619165386	1.237939832
PARFORM	0.030415504	1.257192245	0.0241932	0.981065924	-2.686582694	2.746413702
DENS DREN	0.674490208	0.622992286	1.082662214	0.298631789	-0.67140254	2.020382955
COEFESCR	1.607107458	2.067370486	0.777367903	0.450857056	-2.859174079	6.073388995
TEMP	1.031547759	0.860782806	1.198383321	0.252158903	-0.828060078	2.891155595

En el cuarto análisis (se muestra en la Tabla 5.41.) tampoco hay variables con coeficiente negativo. El valor del estadístico "t" crítico es de 1.753, y ya que el estadístico t de las variables independientes es menor que el t crítico, se retiraran del análisis aquellas variables que tengan el t mas pequeño, por lo tanto se eliminan PRECMEDIA y se vuelve hacer la correlación.

Tabla 5.41. Regresión con 15 características y con Q de Tr = 2.

Estadísticas de la regresión	
Coef. de correlac.	0.8929767
Coef. de determ.	0.7974074
R ² ajustado	0.6902222
Error típico	0.4312201
Observaciones	19

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados medio	F	F crítico
Regresión	4	10.97857538	2.744643844	14.7600564	6.32883E-05
Residuos	15	2.789261541	0.185950769		
Total	19	13.76783692			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intersección	0					
AREA	0.587046208	0.086547855	6.782908781	6.16916E-06	0.402573708	0.771518708
PRECMEDIA	0.141044146	0.235766094	0.598237617	0.558607017	-0.361479696	0.643567988
DENS DREN	0.888999117	0.483172685	1.839920062	0.085652452	-0.140859717	1.918857951
TEMP	0.496728951	0.412636348	1.203793492	0.247323197	-0.382785147	1.376243048

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

El quinto análisis se muestra en la Tabla 5.42. Como se observa, no existen valores negativos en los coeficientes, y el valor del estadístico "t" crítico es ahora de 1.746, menor que el estadístico t de las variables independientes, por lo cual este último análisis se toma como definitivo para la ecuación regional, quedando finalmente:

$$Q_{Tr2} = 0.622775x\text{ÁREA} + 0.858615x\text{DENS DREN} + 0.707321x\text{TEMP}$$

Tabla 5.42. Regresión con 15 características y con Q de Tr = 2.

Estadísticas de la regresión	
Coef. de correlac.	0.8902661
Coef. de determ.	0.7925737
R ² ajustado	0.7041454
Error típico	0.4224786
Observaciones	19

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Cuadrados medio	F	F crítico
Regresión	3	10.91202578	3.637341927	20.37861332	1.50677E-05
Residuos	16	2.855811135	0.178488196		
Total	19	13.76783692			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0					
AREA	0.622775469	0.06136849	10.14813085	2.23776E-08	0.492680111	0.752870828
DENS DREN	0.858614727	0.470755473	1.823908116	0.086899738	-0.139342068	1.896571523
TEMP	0.707321183	0.210926108	3.353407451	0.004038171	0.280177909	1.154464457

Si se desea estimar eventos de diseño para un periodo de retomo de 2 años, en una cuenca no aforada dentro de la región, lo único que se requiere encontrar son los parámetros de área, densidad de drenaje y temperatura, y sustituirlos en la ecuación regional anterior.

Este mismo procedimiento se llevó a cabo para los gastos directos de los periodos de retomo de 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000.

Esta técnica se aplicó de igual forma para los sitios donde se localizan las hidrométricas, donde el objetivo fue quitar la estación aforada y considerarla como no aforada para obtener vía técnica regional los eventos de diseño calculados para ese sitio.

A continuación, en la Tabla 5.43 se muestran -hasta la estación hidrométrica Chinipas- los resultados obtenidos para cada uno de los tramos de río tanto para el modelo propuesto, como para las tres técnicas regionales.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

O.	ESTACIONES-ANO		MODELO PROGRESIVO		ESTACIONES-ANO		AVENIDA INDICE		CORRELACION Y REGRESION	
	SECCION DE COOR.	SECCION HORIZONTAL	SECCION DE COOR.	SECCION HORIZONTAL	SECCION DE COOR.	SECCION HORIZONTAL	SECCION DE COOR.	SECCION HORIZONTAL	SECCION DE COOR.	SECCION HORIZONTAL
254	13.0	10.9	13.0	10.9	13.0	10.9	13.0	10.9	13.0	10.9
255	13.1	11.0	13.1	11.0	13.1	11.0	13.1	11.0	13.1	11.0
256	13.2	11.1	13.2	11.1	13.2	11.1	13.2	11.1	13.2	11.1
257	13.3	11.2	13.3	11.2	13.3	11.2	13.3	11.2	13.3	11.2
258	13.4	11.3	13.4	11.3	13.4	11.3	13.4	11.3	13.4	11.3
259	13.5	11.4	13.5	11.4	13.5	11.4	13.5	11.4	13.5	11.4
260	13.6	11.5	13.6	11.5	13.6	11.5	13.6	11.5	13.6	11.5
261	13.7	11.6	13.7	11.6	13.7	11.6	13.7	11.6	13.7	11.6
262	13.8	11.7	13.8	11.7	13.8	11.7	13.8	11.7	13.8	11.7
263	13.9	11.8	13.9	11.8	13.9	11.8	13.9	11.8	13.9	11.8
264	14.0	11.9	14.0	11.9	14.0	11.9	14.0	11.9	14.0	11.9
265	14.1	12.0	14.1	12.0	14.1	12.0	14.1	12.0	14.1	12.0
266	14.2	12.1	14.2	12.1	14.2	12.1	14.2	12.1	14.2	12.1
267	14.3	12.2	14.3	12.2	14.3	12.2	14.3	12.2	14.3	12.2
268	14.4	12.3	14.4	12.3	14.4	12.3	14.4	12.3	14.4	12.3
269	14.5	12.4	14.5	12.4	14.5	12.4	14.5	12.4	14.5	12.4
270	14.6	12.5	14.6	12.5	14.6	12.5	14.6	12.5	14.6	12.5
271	14.7	12.6	14.7	12.6	14.7	12.6	14.7	12.6	14.7	12.6
272	14.8	12.7	14.8	12.7	14.8	12.7	14.8	12.7	14.8	12.7
273	14.9	12.8	14.9	12.8	14.9	12.8	14.9	12.8	14.9	12.8
274	15.0	12.9	15.0	12.9	15.0	12.9	15.0	12.9	15.0	12.9
275	15.1	13.0	15.1	13.0	15.1	13.0	15.1	13.0	15.1	13.0
276	15.2	13.1	15.2	13.1	15.2	13.1	15.2	13.1	15.2	13.1
277	15.3	13.2	15.3	13.2	15.3	13.2	15.3	13.2	15.3	13.2
278	15.4	13.3	15.4	13.3	15.4	13.3	15.4	13.3	15.4	13.3
279	15.5	13.4	15.5	13.4	15.5	13.4	15.5	13.4	15.5	13.4
280	15.6	13.5	15.6	13.5	15.6	13.5	15.6	13.5	15.6	13.5
281	15.7	13.6	15.7	13.6	15.7	13.6	15.7	13.6	15.7	13.6
282	15.8	13.7	15.8	13.7	15.8	13.7	15.8	13.7	15.8	13.7
283	15.9	13.8	15.9	13.8	15.9	13.8	15.9	13.8	15.9	13.8
284	16.0	13.9	16.0	13.9	16.0	13.9	16.0	13.9	16.0	13.9
285	16.1	14.0	16.1	14.0	16.1	14.0	16.1	14.0	16.1	14.0
286	16.2	14.1	16.2	14.1	16.2	14.1	16.2	14.1	16.2	14.1
287	16.3	14.2	16.3	14.2	16.3	14.2	16.3	14.2	16.3	14.2
288	16.4	14.3	16.4	14.3	16.4	14.3	16.4	14.3	16.4	14.3
289	16.5	14.4	16.5	14.4	16.5	14.4	16.5	14.4	16.5	14.4
290	16.6	14.5	16.6	14.5	16.6	14.5	16.6	14.5	16.6	14.5
291	16.7	14.6	16.7	14.6	16.7	14.6	16.7	14.6	16.7	14.6
292	16.8	14.7	16.8	14.7	16.8	14.7	16.8	14.7	16.8	14.7
293	16.9	14.8	16.9	14.8	16.9	14.8	16.9	14.8	16.9	14.8
294	17.0	14.9	17.0	14.9	17.0	14.9	17.0	14.9	17.0	14.9
295	17.1	15.0	17.1	15.0	17.1	15.0	17.1	15.0	17.1	15.0
296	17.2	15.1	17.2	15.1	17.2	15.1	17.2	15.1	17.2	15.1
297	17.3	15.2	17.3	15.2	17.3	15.2	17.3	15.2	17.3	15.2
298	17.4	15.3	17.4	15.3	17.4	15.3	17.4	15.3	17.4	15.3
299	17.5	15.4	17.5	15.4	17.5	15.4	17.5	15.4	17.5	15.4
300	17.6	15.5	17.6	15.5	17.6	15.5	17.6	15.5	17.6	15.5
301	17.7	15.6	17.7	15.6	17.7	15.6	17.7	15.6	17.7	15.6
302	17.8	15.7	17.8	15.7	17.8	15.7	17.8	15.7	17.8	15.7

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Uno de los inconvenientes importantes de las técnicas regionales es que tienen problemas de escala, lo cual podría significar para ciertos casos, un serio problema, sobre todo si se desea obtener eventos de diseño para cuencas no aforadas que lleguen a tener áreas de drenaje más grandes o más pequeñas, en comparación con las áreas del grupo de las hidrométricas que se consideraron para el cálculo de las ecuaciones regionales. El modelo propuesto supera este problema, el cual toma su fuerza en la discretización minuciosa de los parámetros considerados, en la georeferenciación de los mismos y en la modelación del patrón de lluvia, el cual permite inferir con un buen grado de aproximación la intensidad correspondiente en el punto requerido, de esta forma los eventos de diseño son obtenidos con más precisión. De los resultados que se muestran en la Tabla 5.43 se toman algunos tramos de río para ejemplificar ciertos casos interesantes que fue posible advertir.

Por ejemplo, se consideraron dos casos para dos subcuencas con áreas aproximadamente iguales.

El primer caso (Tabla 5.44. y 5.45.), dos subcuencas con áreas muy similares: una se localiza en una parte de la cuenca donde se registra una mayor precipitación en comparación con la otra en donde se registran lluvias menores.

El segundo caso (Tabla 5.46. y 5.47.), dos subcuencas con áreas aproximadamente iguales, las cuales, son vecinas, por lo que van a estar influenciadas por la misma cantidad de lluvia.

Se puede apreciar que los gastos de diseño están en función de varios factores, como son: el coeficiente de escurrimiento, el tiempo de concentración y por ende la intensidad y además, por la ubicación que tiene la subcuenca dentro del área de estudio.

Tabla 5.44. Primer caso.

ID	Área de sub-cuenca (km ²)	Tr = 2				Tr = 5				Tr = 10				Tr = 20				Tr = 50				Tr = 100			
		i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)	i (mm/h)	Ce	Q (m ³ /s)			
82	36	90	0.34	120	45	0.47	215	51	0.49	296	57	0.53	310	64	0.56	370	70	0.60	432	89	0.55	490	98	0.59	590
385	37	72	0.35	154	69	0.46	268	68	0.48	325	78	0.52	401	89	0.55	490	98	0.59	590						

Tabla 5.45. Primer caso

ID	ESTACIONES-AÑO						AVENIDA ÍNDICE						CORRELACIÓN Y REGRESIÓN MÚLTIPLE					
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100
82	134	256	336	412	509	581	190	368	485	596	744	853	28	81	109	137	172	197
385	134	256	336	411	509	581	190	367	485	596	743	853	25	79	107	134	167	192



Tabla 5.46. Segundo caso.

ID	Área de sub-cuenca (km²)	k (mm)	Tr = 2			Tr = 5			Tr = 10			Tr = 20			Tr = 50			Tr = 100		
			i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)	i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)	i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)	i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)	i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)	i (mm/h)	Ca	Q (m³/s)
234	35	77	38	0.33	116	48	0.46	209	55	0.48	250	61	0.52	305	70	0.55	367	76	0.59	430
235	35	56	51	0.33	155	65	0.46	283	75	0.48	336	84	0.52	411	95	0.55	495	100	0.59	579

Tabla 5.47. Segundo caso.

ID	ESTACIONES-AÑO						AVENIDA ÍNDICE						CORRELACIÓN Y REGRESIÓN MÚLTIPLE					
	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100	Tr 2	Tr 5	Tr 10	Tr 20	Tr 50	Tr 100
234	134	255	335	411	508	580	190	367	484	597	743	852	19	76	103	128	160	184
235	134	255	335	411	508	580	190	367	484	597	743	852	14	76	102	128	160	183

Para medir el grado de confiabilidad del modelo propuesto se comparan los resultados obtenidos por este contra los eventos extrapolado de los datos reales que fueron registrados en la hidrométricas seleccionadas. En las Tablas de la 5.48. a la 5.53. se muestran los resultados para los puntos de verificación seleccionados (hidrométricas), estos sitios son: Huites, Palo Dulce, Chinipas, San Francisco, San Ignacio y Guerachic.

Tabla 5.48. Sitio: hidrométrica Huites (área de 26142 km²), los gastos son escumientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	1554	2403	2569	2406	1094
5	2786	4948	4865	4535	2304
10	3362	6823	6371	5944	3431
20	4083	8620	7804	7296	4637
50	4961	10967	9646	9046	6320
100	5825	12749	11019	10358	7651
500	7953	16967	14187	13388	10904
1000	9032	18830	15551	14691	13269
5000	11027	23289	18734	17715	15906
10000	12299	25274	20113	19017	17484

Tabla 5.49. Sitio: hidrométrica Palo dulce (área de 6422 km²), los gastos son escumientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	520	838	744	842	533
5	913	1434	1440	1587	1128
10	1104	1784	1933	2080	1908
20	1342	2095	2433	2554	2544
50	1635	2474	3124	3166	3417
100	1921	2746	3680	3625	4097
500	2625	3341	5118	4686	5737
1000	2988	3566	5813	5142	6467
5000	3672	4141	7644	6200	8211
10000	4099	4374	8540	6656	8982

Tabla 5.50. Sitio: hidrométrica Chinipas (área de 5264 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	691	878	639	745	447
5	1232	1482	1228	1456	1144
10	1477	1856	1614	1927	1705
20	1784	2206	1981	2379	2298
50	2149	2849	2453	2964	3121
100	2508	2976	2805	3403	3768
500	3395	3722	3616	4415	5337
1000	3839	4040	3965	4851	6039
5000	4645	4777	4780	5862	7725
10000	5157	5095	5133	6297	8473

Tabla 5.51. Sitio: hidrométrica San Francisco (área de 17633 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	1207	1374	1929	1678	1130
5	2162	2480	3685	3281	1927
10	2615	3177	4838	4342	2821
20	3183	3826	5935	5360	3759
50	3882	4648	7345	6678	5045
100	4569	5253	8396	7665	6048
500	6258	6636	10821	9947	8464
1000	7119	7227	11866	10928	9539
5000	8725	8600	14302	13205	12108
10000	9749	9193	15358	14185	13244

Tabla 5.52. Sitio: hidrométrica San Ignacio (área de 12129 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	1201	1336	1925	1269	730
5	2145	2046	3701	2481	2071
10	2597	2560	4866	3283	2573
20	3168	3084	5973	4053	3517
50	3865	3807	7395	5049	4838
100	4550	4385	8455	5796	5883
500	6234	5861	10888	7521	8440
1000	7097	6566	11949	8263	9590
5000	8712	8404	14401	9984	12364
10000	9738	9296	15463	10725	13600

Tabla 5.53. Sitio: hidrométrica Guerachic (área de 6251 km²), los gastos son escurrimientos directos en m³/s.

Tr	Modelo propuesto	Datos extrapolados de reales	Estaciones-año	Avenida Índice	Correlación y regresión múltiple
2	923	637	725	810	645
5	1896	1547	1412	1584	1262
10	2073	2154	1914	2097	1810
20	2544	2736	2433	2588	2376
50	3126	3489	3167	3225	3146
100	3693	4063	3769	3702	3744
500	5102	5364	5364	4804	5176
1000	5826	5931	6152	5277	5811
5000	7185	7265	8269	6377	7322
10000	8052	7846	9322	6850	7989

Como se aprecia en las tablas anteriores, para los casos de Chinipas, Palo Dulce, San Francisco, San Ignacio y Guerachic se observa una buena aproximación de las estimaciones del modelo propuesto respecto a los eventos extrapolados de los datos reales, con excepción de los resultados de la hidrométrica Huites que son considerablemente más pequeños los eventos obtenidos por el modelo propuesto que los extrapolados de los datos reales para esta estación, (alrededor de un cincuenta por ciento). Lo que se pudo observar para el caso de la estación hidrométrica de Huites (tramo dos), es de que a este tramo llegan dos ramales muy grandes, el primero, que está conformado por las cuencas de Chinipas y la de Palo Dulce y el segundo, lo forman las cuencas de San Francisco, San Ignacio y Guerachic. A la salida de cada uno de estos ramales se cuenta con un hidrograma con tiempos de pico bastante diferente, que al momento de hacer la suma de efectos, los picos que están bastante desfasados uno con respecto del otro no coinciden y esto provoca que al sumar las ordenadas de estos hidrogramas para formar el hidrograma final a la salida del tramo dos, el evento sea demasiado pequeño. Mencionado lo anterior es posible concluir, que el modelo propuesto es poco confiable para cuencas de dimensiones tan grandes como la cuenca de Huites (26000 km²), sin embargo, para cuencas del orden de magnitud de los 17600 km², que es el caso de la hidrométrica San Francisco los resultados son bastante buenos, muy cercanos a los eventos extrapolados de los datos reales. Para cuencas abajo del orden de los 17600 los resultados del modelo son bastante confiable como se pudo observar en las tres aplicaciones que se realizaron.

Considerando lo anterior, un punto importante a resaltar es que con la ayuda de este modelo se pueden hacer estimaciones en cualquier sitio dentro de la red de drenaje de la cuenca en estudio, a partir de información de lluvia.

Conclusiones

El análisis y la estimación de avenidas de diseño representan un asunto bastante difícil que ha sido tema de numerosas investigaciones. Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimiento. Dichos métodos van desde simples fórmulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados, basados en principios físicos.

El concepto de estimación de avenidas de diseño nos refiere a la obtención de las características de la avenida máxima probable que será considerada para diseñar alguna obra hidráulica por construir, o alternativamente, para evaluar su posible impacto en estructuras hidráulicas ya existentes.

Entre las técnicas más utilizadas para la estimación de los eventos de diseño, desde un punto de vista estadístico, se puede mencionar en primer término, el análisis de frecuencia univariado de gastos máximos anuales, que se ha empleado desde hace varios años, y que actualmente está siendo sustituido o mejorado por otras funciones o por una combinación de ellas (técnicas multivariadas). Estas técnicas hacen uso de información hidrométrica.

A menudo, el hidrólogo se enfrenta con sitios donde se cuenta con escasa o nula información hidrométrica para el diseño de obras hidráulicas. En estos casos –respecto a los cuales es necesario conocer la magnitud de las avenidas para obtener eventos de diseño en sitios no aforados o con periodos cortos de registro histórico-, se recurre a las técnicas de estimación regional, las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Las técnicas más frecuentemente utilizadas en la práctica, son las de estaciones-año, avenida índice y correlación y regresión múltiple.

Una desventaja de los modelos regionales, ampliamente reconocida en el campo de la hidrología, es el llamado “problema de escala”, que en ciertos casos puede representar un problema muy significativo, sobre todo si se desea obtener eventos de diseño para cuencas no aforadas que lleguen a tener áreas de drenaje más grandes o más pequeñas, en comparación con las áreas del grupo de las hidrométricas que se hayan considerado para el cálculo de las ecuaciones regionales.

Con el ejemplo mostrado en el capítulo 5 de este trabajo, en torno a la aplicación del modelo propuesto a la cuenca de Huites (Tabla 5.44. y 5.45.), se pudo constatar lo anterior respecto al caso de dos subcuencas con áreas muy similares: una se localiza en una parte de la cuenca donde se registra una mayor precipitación (tramo 385), en comparación con la otra donde se registran lluvias menores (tramo 82). El gasto de diseño para un periodo de retorno de 100 años para estas dos microcuencas, según las técnicas regionales, resultó de:

tramo 82:	Estaciones-año, 581 m ³ /s,	Avenida Índice, 853 m ³ /s,	Correlación y Regresión Múltiple, 197 m ³ /s.
tramo 385:	Estaciones-año, 581 m ³ /s,	Avenida Índice, 853 m ³ /s,	Correlación y Regresión Múltiple, 192 m ³ /s.

y el gasto de diseño para el mismo periodo de retorno de 100 años para las mismas microcuencas, según el modelo propuesto, es de :

tramo 82:	432 m ³ /s, con un coeficiente de escurrimiento de 0.60, una intensidad de 70 mm/h.
tramo 385:	580 m ³ /s, con un coeficiente de escurrimiento de 0.59, una intensidad de 98 mm/h.

De los resultados de los tres modelos regionales mostrados anteriormente, se puede notar que para una microcuenca de 38 km², los eventos de diseño para un periodo de retorno de 100 años oscilan entre los 192 m³/s y los 853 m³/s. Para los casos de los modelos regionales, una vez delimitada la región homogénea y obtenida su ecuación regional, el único parámetro que se requiere para obtener el evento de diseño es el área, lo que quiere decir que para cuencas con área iguales tendremos un mismo evento.

En cambio, para obtener los gastos de diseño con el modelo propuesto, se observa que este depende de varios factores, como son: el coeficiente de escurrimiento, el tiempo de concentración, la intensidad, y además, la ubicación de la subcuenca dentro del área de estudio. De lo anterior, se puede señalar que el modelo propuesto sí toma en cuenta la capacidad de respuesta de cada microcuenca y es de esperarse -como se aprecia en el ejemplo anteriormente mencionado-, que los eventos de diseño para cada microcuenca, aún contando con áreas iguales o similares, son diferentes; del orden de 432 m³/s para el tramo 82, y de 580 m³/s para el tramo 385; una diferencia importante, de casi 150 m³/s que por ejemplo para el diseño de alguna estructura hidráulica, esa diferencia si impactaría en las dimensiones de la misma.

Se ha comprobado la influencia que tienen determinados índices geomorfológicos en la respuesta hidrológica de una cuenca (Linsley et al., 1977) y por ello son punto de partida de los análisis y determinaciones cuantitativas de un estudio hidrológico. Entre tales parámetros cabe citar el área o tamaño de la cuenca, su forma, pendiente, elevación media, las características de su red de drenaje, las del cauce y colector principal. Ya que existe una interrelación entre el carácter hidrológico de una cuenca y sus características físicas, se ha pensado en predecir la respuesta hidrológica de una cuenca, partiendo de ciertos parámetros físicos, constituyendo esto, una de las aplicaciones más importantes de la geomorfología, la cual estudia y pretende cuantificar determinados rasgos propios de la superficie terrestre.

Se puede señalar que existen métodos para estimación de avenidas que utilizan información hidrométrica y se trabajan mediante técnicas estadísticas; y, por otro lado, las estimaciones de avenidas pueden ser inferidas también a partir de información hidrometeorológica (datos de precipitación), esto mediante modelos de lluvia-escorrentamiento.

Respecto al modelo hidrológico propuesto, se pensó como un modelo estadístico de parámetros distribuidos, en el que la fuente de información principal fuera la precipitación, seguido de las características geomorfológicas de la cuenca; por lo que se le clasificó como un modelo de lluvia-escorrentamiento. La ecuación matemática utilizada para simular el fenómeno del escurrimiento, es la fórmula racional $Q = C_e.i.A$, donde los parámetros más importantes son el coeficiente de escurrimiento y la intensidad.

A continuación, se numeran en forma resumida los aspectos que deben ser tomados en cuenta para aplicar el modelo propuesto. Esto con el fin de hacer referencia a algunos puntos, al momento de relevar las partes más importantes de la aplicación del mismo.

1. Se obtienen las características geomorfológicas de la cuenca, como son:
 - Trazo de la red de drenaje
 - Longitud y pendiente de los tramos de río
 - Tiempo de concentración
 - Delineado de microcuencas
 - Áreas, etc.

2. Una vez dividida el área de estudio en sus unidades mínimas (microcuencas), se determina el coeficiente de escurrimiento para cada una de ellas, de acuerdo con la cobertura vegetal, uso de suelo, pendiente del tramo de río y periodo de retorno.
3. Se modela la lluvia y se obtienen las $i-d-T$ para todas las estaciones pluviométricas involucradas.
4. Para cada microcuenca se obtiene el valor de la intensidad, asociada al periodo de retorno analizado, mediante técnicas de interpolación.
5. La cuenca se ve afectada en su totalidad por la lluvia asociada al periodo de retorno analizado.
6. Se puede estimar en cualquier tramo de la red de ríos, eventos para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de la fórmula racional.

Destaca la forma como se obtuvieron los coeficientes de escurrimiento; la calibración de los coeficientes de escurrimiento es una parte importante en la aplicación del modelo. Para esta etapa del trabajo se debe contar con información de mapas topográficos, Modelos digitales de elevación, cubierta vegetal, estaciones pluviométricas e hidrométricas para el área de estudio.

En principio, se localiza una estación hidrométrica dentro o cerca del área de estudio para tomarla como punto de control para calibrar el C_e . Una vez caracterizada cada una de las microcuencas del sistema en estudio, se asigna a cada una de ellas un C_e en base a su cubierta vegetal, al periodo de retorno analizado y a la pendiente del tramo de río correspondiente de acuerdo con la Tabla 4.1. Para el caso de las microcuencas que tienen diferentes tipos de vegetación, se obtiene un C_e ponderado. Se encontró que para hacer una buena comparación entre los datos obtenidos por el modelo propuesto y los datos medidos en campo, fue necesario manejar un periodo común entre la información de lluvia (que alimenta el modelo) y los datos de gastos medidos en la estación hidrométrica que fue seleccionada con fines comparativos. En este caso se cuidó que los años de registro de lluvia fueran los mismos que los años registrados en las hidrométricas, de esta forma descartábamos la posibilidad de incluir en la muestra (ya sea por ejemplo, de lluvia), algún evento extraordinario ocurrido en cierto año, que no estuviera registrado en la muestra (ya sea de gastos) para ese mismo año, o viceversa. Al llevar a cabo lo anterior los resultados inferidos mediante el modelo propuesto se apegaban muy bien a los inferidos por medio de los datos medidos en la hidrométrica. Una vez calibrado los valores de C_e para esa parte de la cuenca, se utilizaron los

mismos valores para caracterizar la cuenca completa, ha sido de esta manera como se asignaron los C_e para cada una de las microcuenca del sistema analizado.

En el caso de nuestro país, se sabe que la densidad de la red pluviométrica es mucho más densa que la densidad de la red hidrométrica, por lo cual es más fácil contar con información de lluvia que con información de escurrimientos; además, los registros de lluvia tienen más años de medición que los registros de gastos.

En las aplicaciones que se hicieron a lo largo de este trabajo, se escogieron cuencas que contaran con una o más estaciones hidrométricas. A fin de determinar el grado de confiabilidad de la metodología propuesta, se compararon los resultados obtenidos por ésta, con aquellos estimados al modelar los gastos registrados en las estaciones hidrométricas. Una vez calibrados los coeficientes de escurrimiento para una parte de la cuenca (mediante la selección de un periodo común entre los datos de lluvia y los de gastos), estos mismos valores de C_e sirvieron para caracterizar la cuenca en su totalidad; y, posteriormente, se procedió a obtener los eventos de diseño finales, para los que se incluyeron los registros completos de lluvia.

En algunas aplicaciones que se hicieron, resultó que la longitud de los registros de lluvia de las estaciones pluviométricas involucradas en el estudio, contaban con un longitud mayor de años que los registros de gastos de las hidrométricas, lo que dio como resultado, que los eventos de diseño estimados con el modelo propuesto, fueran un poco más grandes que los estimados con los datos reales de las hidrométricas correspondientes. Esto resultaba así, debido a que en los registros de lluvia se midieron algunos eventos extraordinarios para los años en que en las hidrométricas no registraron gastos para esos mismos años, ya sea porque para esos años la hidrométrica no existía o debido a que se suspendió su operación.

Otro punto importante a resaltar es el de la modelación de la lluvia. Existe toda una técnica desarrollada en los Estados Unidos de América para calcular las $i-d-T$, la cual hace uso de gráficas generadas con información de aquel país; en la República Mexicana se ha aplicado esta técnica con algunas reservas. Para las aplicaciones del modelo propuesto realizadas en este trabajo, se requirió de las curvas $i-d-T$, las cuales se construyeron tomando en cuenta el factor R que se obtuvo mediante un pluviógrafo cercano al área de estudio. Los eventos de diseño obtenidos por el modelo propuesto,

utilizando esta última técnica, fueron eficientes para cuencas de pequeñas magnitudes y para cuencas hasta del orden de los 12000 km². sin embargo, podemos mencionar que para la cuenca de San Francisco del Río (Huites) que tiene un área drenada de mas de 17000 km² los eventos de diseño fueron muy satisfactorios.

Si para el área de estudio no se contara con un pluviógrafo cercano, se recomienda que la modelación de la lluvia se lleve a cabo mediante el esquema propuesto por Escalante (2002), el cual plantea construir las curvas H_p-d-T a través de análisis de lluvias máximas para duraciones de un día a diez días, considerando la determinación de una distribución de probabilidad característica dentro de una región homogénea, donde el criterio de homogeneidad se establece a través del coeficiente de variación de la lluvia máxima en 24 horas.

Una vez seleccionadas las diferentes regiones y sus distribuciones características, se determina la lámina de lluvia de periodo de retorno de 10 años y duraciones de uno a diez días. Éstas se grafican en papel logarítmico como lo establece el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (USSCS) y posteriormente se les ajusta un modelo de regresión logarítmica. Esta regresión permite obtener las láminas de lluvia con duración de 1 a 24 horas para un periodo de retorno de 10 años, y por lo tanto la relación de la lluvia de 1 a 24 horas, conocida como factor R .

Debido a que el factor R no cambia con el periodo de retorno, y, además, se conocen las láminas de lluvia H_p de 24 horas para los periodos de retorno de 2 a 10000 años, se procede a obtener las láminas de H_p de una hora para los mismo periodos de retorno. Si se grafican estas relaciones nuevamente de acuerdo con el método del USSCS se obtienen las láminas para duraciones desde 5 minutos hasta diez días para periodos de retorno de 2 a 10000 años.

En síntesis, mediante el modelo propuesto es posible obtener estimaciones aproximadas de eventos de diseño en cualquier punto de una red de drenaje, caracterizando así, todos los tramos de río de esa red; por lo que si se planea proyectar alguna obra hidráulica en cualquier sitio dentro de la cuenca, el evento de diseño podrá ser conocido.

Bibliografía

Acreman, C. y Sinclair, C., (1986). Classification of drainage basins according to their physical characteristics; an application for flood frequency analysis in Scotland. *Journal of Hydrology*. N° 84, pp 365-380.

Anderson, M. G. y Burt, T. P., (1985). *Hydrological Forecasting*. Wiley-Interscience Publication, New York, 604 pp.

Andrews, C., (1972). Plots of high dimensional data. *Biometrics, Journal of Hydrology*, N° 18, pp 125-136.

Aparicio, M., J., (1996). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*, De. Limusa, México.

Bobéé, B. y Rasmussen, P., (1995). Recent advances in flood frequency analysis, Institut National of The Research Scientifique-Eau, University of Quebec, p. 16.

Burn, D. H., (1988). Delineation of groups for regional flood frequency analysis. *Journal Hydrology*, No. 104, pp. 345-361.

Cavadias, G., (1999). Regionalization and multivariate analysis: The canonical correlation approach. *Statistical and bayesian methods in hydrological sciences*. Edited by Sous. International hydrological progranne. IHP-V | Technical Documents in Hydrology | N° 20.

Campos, A., (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí, 2da reimpresión.

Collado, J (1988). Estimación Óptima de la precipitación Media con el Método de Kriging, *Ingeniería Hidráulica en México*, México, sept-dic.

Cunnane, C., (1988). Method and Merits of Regional Flood Frecuency Analysis, *Journal of Hydrology*, Numero 100, pp. 269-290.

Chow, V. T., (1964). Statistical and probability analysis of hydrologic data. Part I: Frequency analysis. En: Ven Te Chow (Editor-in-chef). Handbook of applied hydrology. pp. 8-1 to 8-42. New York: McGraw Hill Book Co.

Chow, V. T., Maidment, D. R., y Mays, L. W. (1988). Applied Hydrology, Ed, McGraw-Hill, USA, NY.

Donigian, A. S., Imhoff, J. C., Brian, R. B., Kittle, J. L., (1984). *Aplication Guide for Hidrological Simulation Program – FORTRAN (HPFS)*; Report; U.S. Environmental Protection Agency, Aathens, GA.

Eastman, R. J. (1997). IDRISI for Windows versión 2.0, Tutorial Exercises. Clark Labs for Cartographic Technology and Geographic Analysis, Clark University, USA.

Eastman, R. J., (1997). IDRISI for Windows versión 2.0, User Guide. Clark Labs for Cartographic Technology and Geographic Analysis, Clark University, USA.

Escalante, C. A. y Raynal, J. A., (1990). Un Modelo de Análisis Regional Hidrológico, Memorias del XIV Congreso Latino-americano de Hidráulica, Montevideo, Uruguay, 1: 949-958.

Escalante, C. A., (1991). Distribución trivariada de valores extremos y sus aplicaciones en hidrología. Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Escalante, S. A. y Raynal, J. A., (1994). "A Trivariate Extreme Value Distribution Applied to Flood Frequency Analisis", Journal of Research of the National Institute of Standars and Technology, 99: 369-375.

Escalante, C. A., (1996). Estimación conjunta de avenidas. X Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería. Tema: Ingeniería Civil (Hidráulica), pp 120-125, octubre. Cholula, Puebla.

Escalante, S. C. y Reyes, Ch. L., (2000). Estimación regional de avenidas de diseño, Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XV, Núm. 2, pp. 47-61, mayo-agosto.

Escalante, S. C. y Carrera, H. J., (2002). Curvas Hp-d-T de la Republica Mexicana para duraciones de 5 minutos a 10 días. XVII Congreso Nacional de Hidráulica, AMH. Monterrey, Nuevo Leon.

Fairchild, J., y Leymarie, P., (1991). Drainage network from grid digital elevation models. *Water Resources Research* 27 (4): 29-61.

Felicísimo, A. M. (1994). Modelos digitales del terreno. Introducción y aplicaciones en las ciencias ambientales. Biblioteca de Historia Natural, 3. 220 p. Pentalfa Ediciones, Oviedo.

Garbrecht, J. y Lawrence, W. M., (1993). Network and subwatershed parameters extracted from digital elevation models. *Journal American Water Resources Association*. Volume 29, No. 6, pp. 909-916, december 1993.

Gingras, D. y Adamowski, K., (1993). Homogeneous region delineation based on annual flood generation mechanisms. *Hydrological Sciences Journal*, No. 38, vol. 2, pp. 103-121.

Greenwood, J. J., Landwehr, N., Matalas y Wallis, J., (1979). Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressed in inverse form. *Water Resources Research* 15 (6), pp 1049-1054.

Groupe the research in hydrologie statistique (GREHYS), (1996a). Inter-comparation of regional flood frequency procedure for Canadians rivers. *Journal Hydrology*, No. 186, pp. 85-103, january.

Groupe the research in hydrologie statistique (GREHYS), (1996b). Presentation y reviw of some methods for regional flood frequency analysis . *Journal Hydrology*, No. 186, pp. 63-84, january.

Gutierrez, M. A., (1994). Modelos de transferencia de información hidrológica. Tesis de maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Haan, Ch. T., (1977). *Statistical Methods in Hydrology, USA: The Iowa State University Press*, 378 p.

Haan, C. T., Johnson, H. P. y Brakensiek, D. L., (1982). *Hidrologic modeling of small watersheds*; 1ª edición; ASAE; Michigan, USA.

Hosking, J. R. M., (1990). L-moments: analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics. *Journal of the Royal Statistical Society, Series B* 52 (1), pp 105-124.

IDRISI for windows (1997) (Software) Sistema de Información Geográfica (SIG) y tratamiento digital de imágenes, desarrollado por la Graduate School of Geography, de la Universidad Clark de Massachussetts, USA.

Izzard, C. F., (1946). Hydraulics of runoff from developed surfaces, *Proc. Hyghway Research board*, vol. 26, pp. 129-146.

Jenson, S. K. y Dominique, J. O., (1988). Extracting topographic structure from digital elevation data for geogrphical information system analysis. *Photogrametric Engineeering and Remote Sensing* 54 (11): 1593-1600.

Johnson, R. C., Imhoff, J. C., Davis, H. H., Kittle, J. L y Donigian, A. S., (1993). *User's manual for the Hidrological Simulation Program – FORTRAN (HPFS)*; Release 10.0, U.S. Environmental Protection Agency, Aathens, GA.

Joly, F. (1988). *La cartografía*. Oikos-Tau. Barcelona

Kirpich, Z. P., (1940). Time of concentration of small agricultural watershed, *Civ. Eng.*, vol. 10, No 6, p. 362.

Kite, W. G., (1988). *Frequency and Risk Analysis in Hydrology*, Water Resources Pub., USA.

Linsley, R. K., Kohler, M. A. y Paulus, J. L. H., (1977). *Hidrología para Ingenieros*. Editorial McGraw-Hill Latinoamericana, S. A. Bogotá, Colombia.

Linsley, R. K., (1986). Flood estimates: how good are they?, *Water Resources Res.*, vol. 22 No 9, suplement, pp 159S-164S.

Mark, D. M., (1988). Network models in geomorphology. In *Modelling Geomorphological Systems*, M. G. Anderson (ed), John Wiley and Sons: 73-96.

Martínez, P. J., (1996). Modelación en Cuencas, Tesis de Maestría en Ingeniería Hidráulica, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Martz, L. W., y Garbrecht, J., (1992). Numerical definition of drainage networks and subcatchmen areas from digital elevation models. *Computers and Geosciences* 18 (6): 747-761.

Martz, L. W., y Jong, E., (1988). Catch: a Fortran Program for measuring catchmen area from digital elevation models. *Computers and Geosciences* 14 (5): 627-640.

Moore, I. D., Grayson, R. B., y Ladson, A. R., (1991). Digital Terrain Modelling: a review of hydrological, geomorphological and biological application. *Hydrological Processes* 5 (1): 3-30.

Mosley P, M., (1981). Delimitation of New Zeland hidrologic regions. *Journal Hydrology*. No. 49, pp 173-192.

Montgomery, D. C. y Runger, G. C., (1996). Probabilidad y estadística aplicada a al ingeniería. Mc Graw Hill. pp 895. México.

Nathan, R. J., y J. Mc Mahon, (1990). Identification of homogeneous regions for the purposes of regionalization. *Journal of Hydrology*, 121: 217-238.

Pilgrim, D. H., (1986). Bridging the gap between flood research and desing practice, *Water Resources Res.*, vol. 22 No 9, suplement, pp 165S-176S.

Rascon, O. A. y Villarreal, A. G., (1972). Introducción a probabilidades y estadística. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Clave D1, pp 92, México D.F.

Raynal, J. y Salas, J. (1987). Multivariate Extreme Value Distributions in Hidrological Analisis, I.A.H.S. Publications, 164: pp 111-119.

Reich, B. M., (1963). Short-Duration Rainfall-Intensity Estimates and Other Desing Aids for Regions of Sparse Data. Journal of Hydrology, vol. 1, No 1, pp. 3-28. North-Holland Publishing Co., Amsterdam, the Netherland. March.

Salas, J. D., (1980). Transfer of information to improve estimates of flood frequencies. Chapter 17 in Hydrology for Transportation in Engineers. Ed. T. G. Sanders. U.S. Dept. of Transportation. Pp 592-653.

Salas, J. D., Delleur, J. W., Yevjevich, V. y Lane, W. L., (1988). Applied modeling of hydrological time series, USA: Water Resources Publications, p. 484.

Tribe, A., (1991). Automated recognition of valley heads from digital elevation model. Earth Surface Processes and Landforms 16 (1): 33-49.

Turner, J.C. (1970). Matemática moderna aplicada. Probabilidades, estadística e investigación operativa. Alianza Editorial, 550 pág. Madrid.

Vélez, M. V., Smith, R., Pérez, C., Franco, C. y Bolaños, H., (1995). Aplicación de algunas técnicas al diseño hidrológico con información escasa. Avances en Recursos Hidráulicos. Núm. 3, pp 35-53.

Weiss, L. L. (1964). Ratio of True Fixed-Interval Maximum Rainfall. Proceeding of the ASCE, Journal od Hydraulics Division, vol. 90, No Hy1 pp 77-82, january.

Wiltshire, E. S., (1986). Identification of homogeneous regions for flood frequency analysis. Journal Hydrology. No. 84, pp 287-302.

WORLD METOROLOGICAL ORGANIZATION, (1973). Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation. Operational Hydrology Report No 1, WMO- No 332. Secretariat of the WMO. Génova, Suiza.

WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, (1989). Statistical distributions for flood frequency analysis. Operational hydrology Report, N° 33, WMO- N° 718, Génova, Suiza, pp 73.