

01183



APLICACION DEL PRINCIPIO DE MAXIMA ENTROPIA
A PROCESOS BIVARIADOS EN HIDROLOGIA



1

Lucencio
JOSE Y. DOMINGUEZ ESQUIVEL

DIRECTOR DEL TEMA:
DR. CARLOS ESCALANTE SANDOVAL

TESIS
PRESENTADA A LA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERIA
(HIDRAULICA)

CIUDAD UNIVERSITARIA, D. F. ABRIL DE 2000

277921



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.

RESUMEN

APLICACIÓN DEL PRINCIPIO DE MÁXIMA ENTROPÍA A PROCESOS BIVARIADOS EN HIDROLOGÍA

La mayoría de los modelos hidrológicos y sus aplicaciones relacionadas al análisis de frecuencias se han desarrollado en el pasado en torno a las distribuciones univariadas, mientras que las distribuciones bivariadas y multivariadas, que aportan valiosos elementos para las interpretaciones prácticas de procesos conjuntos y condicionales, han recibido poca atención; este hecho mueve a participar en el desarrollo de una metodología que contribuya al desarrollo del conocimiento en el campo de las aplicaciones prácticas en hidrología y que además pueda ser importante para el desarrollo del país.

En el proyecto de investigación involucrado se analiza, desarrolla y aplica la modelación de cuatro importantes procesos hidrológicos bivariados y condicionales, con base en el Modelo Logístico Bivariado con marginales de Valores Extremos Tipo I, conocido como BVE11, al utilizar los métodos de Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía como técnicas de estimación de parámetros.

Los procesos estudiados en esta investigación incluyen: el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos: los procesos lluvia-volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-producción de sedimento-producción pico; así como, la estimación de las curvas altura de precipitación-duración-periodo de retorno (*hp-d-Tr*).

El análisis de las avenidas en la confluencia de dos ríos se realiza al ajustar la función de distribución bivariada, que a su vez posibilita la generación de la función de distribución de la suma, en el caso de la confluencia, o de la resta, en el caso de tributarios, para las dos variables.

Los análisis de los procesos lluvia-volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-producción de sedimento-producción pico, son esencialmente similares. La metodología, aplicada para el primer proceso, consistió en aprovechar las relaciones bivariadas de lluvia-volumen de escurrimiento, volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-gasto pico, lo que permitió determinar las probabilidades marginales y condicionales de estos procesos, con el propósito de establecer la mejor relación entre ellos y definir un patrón de relaciones de probabilidades para utilizarse en la inferencia de las características de los hidrogramas.

La estimación de las características significativas de las tormentas, *hp-d-Tr*, se obtuvieron al desarrollar y aplicar una metodología de acuerdo con la modelación bivariada y un análisis regional, al considerar la información proveniente de estaciones vecinas dentro de la región homogénea.

Los cuatro procesos analizados y desarrollados en esta investigación, se han detallado numéricamente en los casos prácticos seleccionados. Los resultados comprueban positivamente, de manera analítica y gráfica, la interpretación de este proyecto, sobre los fenómenos hidrológicos con base en la modelación bivariada y condicional propuesta. Además, en esta investigación, se demuestra la ventaja de aplicar el Principio de Máxima Entropía como estimador de parámetros, al obtener mejores resultados con los datos disponibles, aún cuando estos sean escasos.

RECONOCIMIENTOS

El autor desea agradecer a su asesor y director del tema, Dr. Carlos A. Escalante Sandoval, por el apoyo, amplia discusión del manuscrito, sugerencias invaluable; y sobre todo, la paciencia que ha mostrado en el desarrollo de este estudio.

A los Doctores miembros del claustro y jurado: Carlos Cruickshank V., Ramón Domínguez M., Gabriel Echávez A., Oscar Fuentes M., Jesús Gracia S. y Rolando Springall G., por el tiempo dedicado en la revisión y por sus valiosas observaciones y sugerencias que contribuyeron en la mejora de este trabajo.

Al M.C. Arturo Bruno Juárez L., por su apoyo incondicional y amistad brindada.

Al M.I. Ricardo E. Arredondo O., por sus atinados comentarios y sugerencias.

Es importante señalar que la conclusión de esta investigación no hubiese sido posible sin el patrocinio otorgado por el Consejo Nacional de la Ciencia y la Tecnología, CONACYT.

Por el apoyo recibido de parte de la Comisión Nacional del Agua, y en particular a la Dirección General Técnica por las facilidades, en especial al Ing. Luis L. Espinosa Nuñez.

A mi esposa, Hermelinda Jiménez y a mi pequeña hija, Daly; la primera, por su paciencia y a ambas, por el tiempo no dedicado a ellas durante el período de este trabajo.

CONTENIDO

Introducción		1
1. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD BIGUMBEL		5
1.1 Enfoques en el análisis de frecuencias de avenidas		5
1.2 Sobre el desarrollo de las distribuciones de valores extremos		7
1.3 Origen, características y propiedades de las distribuciones univariadas de valores extremos		8
1.4 Origen, características y propiedades de las distribuciones bivariadas de valores extremos		16
1.5 Método de Máxima Verosimilitud aplicado a la distribución bivariada Bigumbel		20
1.6 Método del Principio de Máxima Entropía aplicado a las distribuciones multivariadas		22
1.7 Aplicación del principio de máxima entropía a la distribución bivariada Bigumbel ..		24
2. ANÁLISIS DE AVENIDAS EN LA CONFLUENCIA DE DOS RÍOS		31
2.1 Distribuciones bivariadas y multivariadas		31
Distribuciones marginales de probabilidad		32
Distribuciones condicionales de probabilidad		34
Variables aleatorias mutuamente independientes y dependientes		35
2.2 Probabilidades conjuntas de avenidas con dependencia e independencia total		36
2.3 Probabilidad conjunta de avenidas con dependencia parcial		48
2.4 Probabilidades conjuntas de avenidas para la estimación en tributarios		50
2.5 Análisis de resultados		54
2.6 Conclusiones y recomendaciones		55
3. PROCESO CONDICIONAL LLUVIA-VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO-GASTO PICO		59
3.1 Modelo Logístico Bivariado Condicional con marginales de Valores Extremos tipo I		60
3.2 Componentes del escurrimiento en una cuenca		64
3.3 Procedimiento propuesto para el análisis de los procesos: Lluvia-Volumen de Escurrimiento, Volumen de Escurrimiento-Gasto pico y Lluvia-Gasto pico.....		67
3.4 Desarrollo de la metodología		68
3.5 Análisis de resultados		90
3.6 Conclusiones y recomendaciones		90
4. PROCESO CONDICIONAL LLUVIA-PRODUCCIÓN DE SEDIMENTO-PRODUCCIÓN PICO DE SEDIMENTO		95
4.1 Fenómeno de erosión en suelos y transporte del material sólido		96
4.2 Procesos: Lluvia-Producción de sedimento, Producción de sedimento-Producción pico de sedimento y Lluvia Producción pico de sedimento		97
4.3 Procedimiento propuesto para el análisis de los procesos: Lluvia-Producción de sedimento, Producción de sedimento-Producción pico de sedimento y Lluvia-		

	Producción pico de sedimento	98
4.4	Desarrollo de la metodología	99
4.5	Análisis de resultados	113
4.6	Conclusiones y recomendaciones	114
5.	ANÁLISIS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO DE LLUVIAS EXTREMAS	117
5.1	Ventajas del análisis regional de frecuencias	118
5.2	Criterios de homogeneidad regional	119
5.3	Preparación de la información previa a la identificación de regiones homogéneas	120
5.4	Identificación de regiones climatológicamente homogéneas	123
5.5	Filtrado inicial de la información	126
5.6	Aplicaciones	131
	Región hidrológica No 28: Cuenca del Río Papaloapan	131
	Región hidrológica No 24 Oriente: Cuenca del Bajo Río Bravo	153
5.7	Conclusiones	164
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	167
	Referencias	171
	Apéndice A (Modelos de regresión)	177
	Apéndice B (Hidrogramas máximos anuales)	183
	Apéndice C (Precipitaciones medias relacionadas a las avenidas)	193
	Apéndice D (Hidrogramas históricos y estimados)	199
	Apéndice E (Sedimentogramas)	207

NOMENCLATURA

a ,	multiplicador de Lagrange
a	parámetro de asociación del modelo mezclado
d	duración
$E(*)$	valor esperado
EM	error medio
EE	error estándar de ajuste
$\exp(*)$	antilogaritmo
f_{dp}	función de densidad de probabilidad
FDP	función de distribución de probabilidad
$f(*)$	función de densidad de probabilidad
$F(*)$	función de distribución de probabilidad
$f(y x)$	función de densidad de probabilidad condicional de y dada la ocurrencia de x
$F(y x)$	función de distribución de probabilidad condicional de y dada la ocurrencia de x
$F(hpt), Qp$	probabilidad marginal de hpt del proceso conjunto con qp
$F(hpt), ys$	probabilidad marginal de hpt del proceso conjunto con ys
$F(hpt qp)$	probabilidad condicional de hpt dada la ocurrencia de qp
$F(hpt ved)$	probabilidad condicional de hpt dada la ocurrencia de ved
$F(hpt sp)$	probabilidad condicional de hpt dada la ocurrencia de sp
$F(hpt ys)$	probabilidad condicional de hpt dada la ocurrencia de ys
$F(qp sp)$	probabilidad condicional de qp dada la ocurrencia de sp
$F(qp ys)$	probabilidad condicional de qp dada la ocurrencia de ys
g ,	coeficiente de asimetría
$g(*)$	función de densidad de probabilidad
$G(*)$	función de distribución de probabilidad
hp	precipitación
hpt	precipitación total
$hpt - ved - qp$	proceso lluvia-volumen de escurrimiento directo-gasto pico
$hpt - ys - sp$	proceso lluvia-producción de sedimento-producción pico de sedimento
$I(*), I[*]$	entropía
I ,	indicador
J	número de muestras
K_r	constante de recesión
$Ln(*)$	logaritmo natural
$L(*)$	función de verosimilitud

LC	límite de confianza
$LL(*)$	función de verosimilitud logarítmica
m	parámetro de asociación del modelo Logístico
$[M]$	matriz
n, N	tamaño de muestra
n_i	tamaño de muestra relativa
$p(*)$	función masa de probabilidad
$P(*)$	función de distribución de probabilidad acumulada
Qp, qp	gasto pico del escurrimiento directo
r	coeficiente de correlación de la muestra
s^2	varianza de la muestra
s	desviación estándar de la muestra
Sp, sp	producción pico de sedimento
t_b	tiempo de base
Tr	período de retorno (años)
t_p	tiempo de pico
t_v	tiempo de vaciado
u_i	parámetro de ubicación
VED, ved	volumen de escurrimiento directo
W	variable reducida General de Valores Extremos
y	variable reducida Gumbel
y^*	mediana de la variable reducida GVE
$y\#$	moda de la variable reducida GVE
Ys, ys	producción de sedimento
α_i	parámetro de escala
β_i	parámetro de forma
$\Gamma(*)$	función gamma
$\psi(*)$	función digamma
γ	constante de Euler (= 0.5772...)
θ_i	vector de parámetros
∂	derivada parcial
μ	media poblacional
ν	grados de libertad
π	3.14159...
\prod	operador producto
ρ	coeficiente de correlación poblacional
σ^2	varianza poblacional
\sum	operador suma

LISTA DE TABLAS

Tabla	Título	Página
2.1	Gastos máximos anuales (m^3/s) de las estaciones hidrométricas: Jacatepec, Cantón y Tuxtepec, tomados directamente de los boletines hidrométricos.	41
2.2	Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos, de las estaciones Jacatepec y Cantón.	42
2.3	Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, de las estaciones Jacatepec y Cantón.	42
2.4	Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía; error medio (EM), para el análisis de las avenidas en la confluencia de las estaciones Jacatepec (Río Valle Nacional) y Cantón (Río Sto. Domingo), con los criterios de Completa Dependencia y Completa Independencia.	43
2.5	Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.1.	45
2.6	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.1.	45
2.7	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.1.	46
2.8	Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.2.	46
2.9	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.2.	47
2.10	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.2.	47
2.11	Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.3.	47
2.12	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.3.	48
2.13	Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.3.	48
2.14	Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos, para el análisis en los afluentes, correspondientes a las estaciones: Jacatepec y Cantón.	51
2.15	Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, para el análisis en los afluentes, correspondientes a las estaciones: Jacatepec y Cantón.	52
2.16	Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las	

avenidas en el afluente, Río Valle Nacional, estación Jacatepec, con base en tres diferentes criterios de información.	52
2.17 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en el afluente, Río Valle Nacional, estación Jacatepec, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín.	52
2.18 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las avenidas en el afluente, Río Santo Domingo, estación Cantón, con base en tres diferentes criterios de información.	53
2.19 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en el afluente, Río Santo Domingo, estación Cantón, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín.	53
2.20 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las avenidas en la confluencia, Río Papaloapan, estación Tuxtepec, con base en tres diferentes criterios de información.	53
2.21 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en la confluencia, Río Papaloapan, estación Tuxtepec, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín.	53
3.1 Estaciones localizadas en la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación Jaina. Período de registro de precipitación. Area tributaria.	71
3.2 Pendiente del cauce principal y tiempo de concentración de la cuenca del río Sinaloa definida por la estación Jaina.	76
3.3 Datos de lluvia, volumen de escurrimiento directo y gasto pico del escurrimiento directo, asociados a las avenidas máximas anuales de la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación Jaina.	79
3.4 Parámetros estimados por MMV del modelo BVE11 para aplicación en la FDP condicional, de los procesos: Lluvia-Volumen de escurrimiento, Volumen de escurrimiento-Gasto pico y Lluvia-Gasto pico.	79
3.5 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11 para aplicación en la FDP condicional, de los procesos: Lluvia-Volumen de escurrimiento, Volumen de escurrimiento-Gasto pico y Lluvia-Gasto pico.	79
3.6 Probabilidades marginales y condicionales del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11 por MMV.	80
3.7 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11 y MMV.	81
3.8 Probabilidades marginales y condicionales del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11 por POME.	81
3.9 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11 y POME.	82
3.10 Análisis condicional del proceso $hpt-ved-qp$ al aplicar el modelo BVE11	

	Condicional por POME del proceso <i>hpt-ys-sp</i> , para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.	110
4.12	Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso <i>hpt-ys-sp</i> , y el análisis condicional por MMV.	111
4.13	Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso <i>hpt-ys-sp</i> , y el análisis condicional por POME.	111
4.14	Sedimentogramas de diseño (miles de ton/d) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por MMV del proceso <i>hpt-ys-sp</i> , para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.	112
4.15	Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso <i>hpt-qp-ys-sp</i> , y el análisis condicional por POME.	113
5.1	Región hidrológica 28, cuenca del río Papaloapan. Región climatológicamente homogénea Uno.	132
5.2	Región hidrológica 28, cuenca del río Papaloapan. Región climatológicamente homogénea Dos.	132
5.3	Región hidrológica 28, cuenca del río Papaloapan. Región climatológicamente homogénea Tres.	133
5.4	Coefficientes de correlación serial r_1 de las intensidades de lluvias máximas para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, cuenca del río Papaloapan.	136
5.5	Porcentajes de puntos del correlograma que caen fuera de los límites de confianza al 95%, de las intensidades de lluvias máximas para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, cuenca del río Papaloapan.	136
5.6	Pendientes estimadas con base en las técnicas de regresión lineal de las intensidades máximas y prueba de estacionariedad de los sitios, para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, de la RH 28.	137
5.7	Coefficientes de correlación serial r_1 de las intensidades de lluvias máximas para la duración 1440 min. RCH-3, cuenca del río Papaloapan.	137
5.8	Porcentajes de puntos del correlograma que caen fuera de los límites de confianza al 95%, de las intensidades de lluvias máximas para la duración de 1440 min. RCH-3, cuenca del río Papaloapan.	138
5.9	Pendientes estimadas con base en las técnicas de regresión lineal de las intensidades máximas y prueba de estacionariedad de los sitios, para la duración de 1440 min. RCH-3, cuenca del río Papaloapan.	138
5.10	Parámetros estimados de los modelos Inverso, Potencia Inversa y Exponencial, de la función de correlación espacial, para las lluvias máximas diarias, cuenca del río Papaloapan.	139
5.11a	Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.	140
5.11b	Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.	141
5.11c	Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.	142

5.12a	Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.	142
5.12b	Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.	143
5.12c	Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.	143
5.13a	Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.	144
5.13b	Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.	144
5.13c	Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.	145
5.14	Comparación de las lluvias de diseño (hp max en 24h) obtenidas con base en el modelo BVE11 y los métodos POME y MMV de estimación de parámetros de dos estaciones de la RCH-3 de la cuenca del Papaloapan.	146
5.15	Estimación de las características de la lluvia: $hp(\text{mm})-d(\text{min})-Tr(\text{años})$, de la estación Tepeuxila, Oax., con base en la modelación de las intensidades máximas anuales y la distribución Gumbel. (Para $d= 1440$ min, las magnitudes provienen de un proceso bivariado con base en la FDP BVE11).	149
5.16	Relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} de la estación Tepeuxila, Oax., para obtener las principales características de las tormentas en las estaciones dentro de su zona de influencia con base en polígonos de Thiessen.	149
5.17	Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno (años) de la estación pluviométrica Concepción Papalo, Oax.	150
5.18	Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno (años) de la estación pluviométrica Apoala, Oax.	150
5.19	Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno (años) de la estación pluviométrica Dominguillo, Oax.	151
5.20	Región hidrológica No 24 Oriente Bajo Río Bravo: Región Climatológicamente Homogénea Unica (RCH-UNICA).	156
5.21	Parámetros estimados de los modelos de correlación espacial.	157
5.22	Parámetros auxiliares para comprobar la independencia y la estacionariedad de las muestras de hp max diaria anual de la RCH-UNICA, de la cuenca del Bajo Río Bravo.	158
5.23	Parámetros estimados de los modelos Gumbel por los métodos: MOM, MMV y POME; y BVE11 por POME. RCH-UNICA de la cuenca del Bajo Río Bravo.	159
5.24	Relaciones $hp^{Tr}_d/hp^{Tr}_{d=60}$ para diferentes duraciones, con base en el USWB y E.C. Bell.	160
5.25	Mejor método de estimación de parámetros seleccionado y eventos de diseño para cada estación analizada.	160
5.26	Precipitación máxima anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13)	161
5.27	Precipitación máxima anual con $d= 1$ h para diferentes períodos de retorno ($hp^{Tr}_{1h}/hp^{Tr}_{24h}$)=0.45.	162
5.28	Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr= 2$ años.	162

5.29	Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr= 5$ años.	163
5.30	Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr= 10$ años.	163
5.31	$hp(mm)-d(min)-Tr(años)$ para la estación pluviométrica BRB1-18 (Matamoros, Tamp.)	164
A.1	Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Jacatepec.	179
A.2	Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Cantón.	179
A.3	Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Tuxtepec.	179
A.4	Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y el modelo 1 de regresión lineal mensual.	180
A.5	Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y el modelo 2 de regresión lineal mensual.	180
A.6	Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y los mejores modelos de regresión lineal mensual.	181
B.1	Hidrogramas: Gastos medios diarios (m^3/s). Volumen de escurrimiento directo, <i>ved</i> , de las avenidas máximas anuales (Mm^3).	185
B.2	Hidrogramas: Gastos medios diarios (m^3/s). Volumen de escurrimiento directo, <i>ved</i> , de las avenidas máximas anuales (Mm^3).	186
B.3	Hidrogramas: Gastos medios diarios (m^3/s). Volumen de escurrimiento directo, <i>ved</i> , de las avenidas máximas anuales (Mm^3).	187
C.1	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 31 de Octubre de 1961.	195
C.2	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 05 de Octubre de 1962.	195
C.3	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 12 de Diciembre de 1963.	195
C.4	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 01 de Agosto de 1964.	195
C.5	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 02 de Septiembre de 1965.	195
C.6	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 16 de Agosto de 1966.	196
C.7	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 16 de Diciembre de 1967.	196
C.8	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 14 de Septiembre de 1968.	196
C.9	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 17 de Julio de 1969.	196
C.10	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 16 de Agosto 1970.	196
C.11	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 27 de Octubre de 1971.	197
C.12	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 24 de Noviembre de 1972.	197
C.13	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 22 de Febrero de 1973.	197
C.14	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 10 de Noviembre de 1974.	197
C.15	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 04 de Septiembre de 1975.	197
C.16	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 25 de Octubre de 1976.	198
C.17	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 31 de Agosto de 1977.	198
C.18	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 27 de Septiembre de 1978.	198
C.19	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 05 de Febrero de 1979.	198
C.20	Hietograma relacionado a la avenida máxima anual. 19 de Agosto de 1980.	198
D.1	Hidrogramas históricos y estimados: Gastos medios diarios (m^3/s). Volumen de escurrimiento directo, <i>ved</i> , de las avenidas máximas anuales (Mm^3).	201
E.1	Producción de sedimento de los sedimentogramas relacionados a las avenidas máximas anuales, en miles de toneladas.	209

LISTA DE FIGURAS

Figura	Título	Página
1.1	Algoritmo del Principio de Máxima Entropía: fdp Bivariada	25
2.1	Confluencia de los ríos Valle Nacional y Santo Domingo en el río Papaloapan, localizada en la Región Hidrológica No 28.	38
2.2	Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Criterios de completa dependencia y completa independencia. Estaciones hidrométricas básicas para el análisis: Jacatepec y Cantón.	44
2.3	Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Estimación de las avenidas en el afluente (estación: Jacatepec) con base en la hidrometría de las estaciones Tuxtepec (Río Papaloapan) y Cantón (Río Sto. Domingo).	56
2.4	Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Estimación de las avenidas en el afluente (estación: Cantón) con base en la hidrometría de las estaciones Tuxtepec (Río Papaloapan) y Jacatepec (Río Valle Nacional).	57
2.5	Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Estimación de las avenidas en la confluencia (estación: Tuxtepec, Río Papaloapan) con base en la hidrometría de las estaciones Jacatepec (Río Valle Nacional) y Cantón (Río Sto. Domingo).	58
3.1	Componentes del escurrimiento (U.S. Soil Conservation Service, 1971).	66
3.2	Región hidrológica RH-10.	69
3.3	Cuenca del río Sinaloa. Estaciones hidrométricas y climatológicas.	70
3.4	Cuenca del río Sinaloa. Areas de influencia.	70
3.5	Hidrograma típico.	74
3.6	Perfil y pendiente del cauce principal. Cuenca del río Sinaloa definida por la estación Jaina.	74
3.7	Estación Jaina. Hidrograma año 1961.	74
3.8	Relación de probabilidades. POME.	85
3.9	Relación de probabilidades. POME.	85
3.10	Volumen de escurrimiento real y estimado.	85
3.11	Gasto pico real y estimado.	85
3.12	Hidrogramas de diseño. Estación Jaina, Sin.	91
4.1	Estación: Jaina. Sedimentograma. Año 1961.	101
4.2	Relación de probabilidades. POME.	107
4.3	Relación de probabilidades. POME.	107
4.4	Producción de sedimento real y estimado.	107
4.5	Producción pico de sedimento real y estimado.	107
4.6	Sedimentogramas de diseño. Estación Jaina, Sin.	112

4.7	Hidrograma y sedimentograma histórico y estimado. Año 1962.	115
4.7	Hidrograma y sedimentograma histórico y estimado. Año 1972.	115
4.8	Hidrograma y sedimentograma de diseño. $Tr= 1000$.	115
4.9	Hidrograma y sedimentograma de diseño. $Tr= 10000$.	115
5.1	Identificación de estaciones climatológicamente homogéneas. Cuenca del río Papaloapan RH-28.	125
5.2	Regiones climatológicamente homogéneas de la cuenca del río Papaloapan.	134
5.3	Relación del coeficiente de correlación y la distancia entre estaciones para las intensidades de lluvias máximas de duración $d= 1440$ min.	139
5.4a	Curvas de frecuencia empírica y ajustada del modelo Logístico Bivariado BVE11, por medio del Principio de Máxima Entropía y el Método de Máxima Verosimilitud, de las lluvias diarias máximas anuales de la estación San Antonio Cañadas, Pue.	147
5.4b	Curvas de frecuencia empírica y ajustada del modelo Logístico Bivariado BVE11, por medio del Principio de Máxima Entropía y el Método de Máxima Verosimilitud, de las lluvias diarias máximas anuales de la estación San Pedro Nolasco, Pue.	148
5.5	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Concepción Papalo, Oax.	151
5.6	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Apoala, Oax.	151
5.7	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Dominguillo, Oax.	152
5.8	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Concepción Papalo, Oax.	152
5.9	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Apoala, Oax.	152
5.10	Curvas $hp-d-Tr$. Estación Dominguillo, Oax.	152
5.11	Regiones Hidrológicas de la República Mexicana	154
5.12	Región climatológicamente homogénea, RCH-UNICA. Cuenca parcial de la región hidrológica 24 Oriente del Bajo Río Bravo.	155
5.13	Identificación de regiones climatológicamente homogéneas de la cuenca del Bajo Río Bravo (RH No 24, Edo. de Tamaulipas).	156
5.14	Función de correlación espacial, para $d= 1440$ min (Modelo: Potencia Inversa).	157
5.15	Curvas $hp-d-Tr$. Estación BRB1-18 (Matamoros, Tamp.).	164
B.1	Estación: Jaina. Año 1961.	188
B.2	Estación: Jaina. Año 1962.	188
B.3	Estación: Jaina. Año 1963.	188
B.4	Estación: Jaina. Año 1964.	188
B.5	Estación: Jaina. Año 1965.	189
B.6	Estación: Jaina. Año 1966.	189
B.7	Estación: Jaina. Año 1967.	189
B.8	Estación: Jaina. Año 1968.	189
B.9	Estación: Jaina. Año 1969.	190
B.10	Estación: Jaina. Año 1970.	190
B.11	Estación: Jaina. Año 1971.	190
B.12	Estación: Jaina. Año 1972.	190
B.13	Estación: Jaina. Año 1973.	191
B.14	Estación: Jaina. Año 1974.	191
B.15	Estación: Jaina. Año 1975.	191

B.16 Estación: Jaina. Año 1976.	191
B.17 Estación: Jaina. Año 1977.	192
B.18 Estación: Jaina. Año 1978.	192
B.19 Estación: Jaina. Año 1979.	192
B.20 Estación: Jaina. Año 1980.	192
D.1 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1961.	202
D.2 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1962.	202
D.3 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1963.	202
D.4 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1964.	202
D.5 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1965.	203
D.6 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1966.	203
D.7 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1967.	203
D.8 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1968.	203
D.9 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1969.	204
D.10 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1970.	204
D.11 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1971.	204
D.12 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1972.	204
D.13 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1973.	205
D.14 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1974.	205
D.15 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1975.	205
D.16 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1976.	205
D.17 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1977.	206
D.18 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1978.	206
D.19 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1979.	206
D.20 Estación Jaina. Hidrogramas: Histórico y Estimados. Año 1980.	206
E.1 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1961.	210
E.2 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1962.	210
E.3 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1963.	210
E.4 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1964.	210
E.5 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1965.	211
E.6 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1966.	211
E.7 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1967.	211
E.8 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1968.	211
E.9 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1969.	212
E.10 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1970.	212
E.11 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1971.	212
E.12 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1972.	212
E.13 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1973.	213
E.14 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1974.	213
E.15 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1975.	213
E.16 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1976.	213
E.17 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1977.	214
E.18 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1978.	214
E.19 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1979.	214
E.20 Estación: Jaina. Sedimentograma Año 1980.	214

INTRODUCCIÓN

El agua es la principal condición para la existencia de la vida, de tal manera que, ha sido un propósito del hombre desde tiempos inmemorables la utilización de los recursos hidráulicos disponibles. La historia describe ejemplos de civilizaciones que florecieron con la disponibilidad del abastecimiento responsable del agua.

En países del Tercer Mundo, donde el sector agrícola juega un papel clave en el crecimiento económico, el manejo de los recursos hidráulicos es un aspecto de alta prioridad dentro de sus actividades para su desarrollo. Los factores básicos en la evaluación de los recursos hidráulicos provienen de los parámetros hidrológicos y el objetivo de la hidrología constituye el centro en la evaluación y desarrollo de esos recursos hidráulicos; de ahí la importancia del desarrollo del conocimiento en el campo de la hidrología como un elemento esencial en la satisfacción de las necesidades y su injerencia en la expansión económica del país.

El desarrollo teórico de la hidrología es prácticamente reciente; de acuerdo con Chow, la historia de la hidrología se clasifica en ocho períodos, a saber:

1. Período de especulación: antes de 1400 d.C.
2. Período de observación: 1400 a 1600
3. Período de medición: 1600 a 1700
4. Período de experimentación: 1700 a 1800
5. Período de modernización: .. 1800 a 1900
6. Período de empirismo: 1900 a 1930
7. Período de racionalización: . 1930 a 1950
8. Período de teorización: 1950 actual

La mayor parte de la ciencia hidrológica actual ha sido desarrollada a partir de 1930, de tal forma que se le puede dar un status de una ciencia joven. Las actividades en el ámbito mundial en el desarrollo de los recursos hidráulicos desde las últimas décadas, tanto en países desarrollados y en desarrollo, ayudados por los rápidos avances en la instrumentación de adquisición de datos y las herramientas de cálculo para el análisis, han contribuido hacia el rápido crecimiento de esta ciencia joven.

Como se puede constatar, de acuerdo con las investigaciones publicadas en revistas especializadas, la mayoría de los modelos hidrológicos y sus aplicaciones relacionadas al análisis de frecuencias se han desarrollado en torno a las distribuciones univariadas; sin embargo, las distribuciones bivariadas y multivariadas, y sobre todo, en el campo de aplicaciones prácticas de procesos conjuntos y condicionales han recibido poca atención; por lo que, en éste trabajo se intenta explorar al proponer y desarrollar cuatro importantes aplicaciones de los procesos bivariados: conjuntos y condicionales, en el área de la hidrología.

En los últimos años, la aproximación multivariada de valores extremos ha sido aplicada a la solución de problemas hidrológicos. Los fundamentos teóricos de tal aproximación fueron dados

hace más de 30 años (Gumbel, 1958, 1959, 1960a, 1960b, 1967; Tiago de Oliveira, 1958, 1975, 1975b; Galambos, 1975, 1978), pero ellos han tenido muy poco impacto en el campo de la hidrología. Posteriormente, muchos modelos bivariados de valores extremos comenzaron a aparecer en la literatura (Tiago de Oliveira, 1982). Un grupo particular entre ellos son los modelos diferenciables, los cuales fueron estudiados por Rueda (1981), Raynal (1985, 1987a, 1987b), sus resultados demuestran que se obtienen mejoras significativas en las fases de estimación de parámetros, en la reducción de la variabilidad de los gastos de diseño y el cálculo de los límites de confianza para valores de diseño; Takahashi (1987, 1988) reporta algunas propiedades de las distribuciones multivariadas de valores extremos; Escalante (1991) realiza una investigación sobre las funciones de distribución de probabilidad trivariadas de valores extremos aplicadas en hidrología; Domínguez (1995), Escalante y Domínguez (1997) desarrollan y aplican el Principio de Máxima Entropía en distribuciones bivariadas de valores extremos; Escalante (1998) y Escalante y Raynal (1998) aplican las distribuciones trivariadas con marginales Gumbel de dos poblaciones para el análisis de frecuencias.

Con base en lo anterior, el análisis de frecuencias a través de distribuciones multivariadas de valores extremos representa un campo prometedor de investigación; además, está en gran parte inexplorado en el sentido de aplicaciones hidrológicas, y sobre todo en el campo de procesos condicionales.

Los conceptos de variables condicionales y sus distribuciones son de gran aplicación en hidrología; muchos problemas teóricos y prácticos pueden reducirse a la distribución de variables condicionales. En general, las variables hidrológicas son dependientes tanto en el tiempo como en el espacio. Varios problemas de aprovechamientos hidráulicos consisten y están a menudo relacionados con la ocurrencia conjunta de dos o más variables. En éstos casos, las probabilidades de eventos de variables condicionales y las distribuciones de variables aleatorias condicionales son aplicables. Ellas merecen un mejor tratamiento y mayor aplicación en hidrología del que actualmente reciben.

La hidrología encuentra su mayor aplicación en el diseño y operación de los proyectos de recursos hidráulicos, tales como aquéllos para riego, abastecimiento de agua potable, control de avenidas, generación eléctrica y navegación. En todos estos proyectos, para la evaluación adecuada de la investigación hidrológica, son necesarios los siguientes factores:

1. La capacidad de las estructuras de almacenamiento.
2. La magnitud de los gastos de las avenidas para permitir la disposición segura de escurrimientos en exceso.
3. La interacción de la onda de avenida y las estructuras hidráulicas, tales como diques, represas y puentes.
4. El mínimo escurrimiento y la cantidad de escurrimiento disponible en diferentes períodos.

El estudio hidrológico de un proyecto precede necesariamente a estudios de diseño estructurales y otros, de manera detallada. Esto implica una colección de datos relevantes y su análisis al aplicar los principios y teorías de la hidrología para buscar soluciones prácticas a los problemas.

Muchos importantes proyectos en el pasado han fallado debido a la inadecuada evaluación de los factores hidrológicos. Algunas fallas típicas de estructuras hidráulicas son: rebase y falla consecuente de una presa de tierra debido a una inadecuada capacidad del vertedor; falla de puentes y alcantarillas debido al exceso de los gastos de la avenida, e incapacidad de un gran almacenamiento para llenarse debido a la sobre estimación del escurrimiento. Tales fallas, a menudo denominadas como *fallas hidrológicas*, enfatizan la incertidumbre como un aspecto inherente en los estudios hidrológicos.

Las diversas fases del ciclo hidrológico, tales como la lluvia, escurrimiento, evaporación y transpiración son no uniformemente distribuidas en el tiempo y en el espacio. Adicionalmente, prácticamente todos los fenómenos hidrológicos son complejos al nivel actual del conocimiento, y pueden, en el mejor de los casos, interpretarse con la ayuda de los conceptos de la probabilidad. Los eventos hidrológicos se tratan como procesos aleatorios y los datos históricos relacionados a los eventos se analizan por métodos estadísticos para obtener la información en probabilidades de ocurrencia de varios eventos. El análisis probabilístico de datos hidrológicos es una importante componente de los estudios hidrológicos en la actualidad y, permite al ingeniero tomar decisiones adecuadas de diseño, consistente con criterios económicos y de riesgo en un determinado proyecto.

El objetivo general de esta investigación es analizar, desarrollar y aplicar la modelación de procesos hidrológicos bivariados y condicionales, con base en el Modelo Logístico Bivariado con Marginales de Valores Extremos tipo I, conocido como BVE11; al utilizar los métodos de Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía como técnicas de estimación de parámetros.

Los objetivos particulares pueden describirse como:

1. Desarrollar la aplicación del proceso bivariado del análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos; para la estimación, tanto de las avenidas en la propia confluencia, como en cualquiera de sus afluentes.
2. Desarrollar una metodología para estimar hidrogramas de diseño, en los que sus características principales: volumen de escurrimiento y gasto pico, se definan con base en la magnitud de la lluvia y el patrón de ocurrencia histórica, con apoyo del concepto de la probabilidad condicional.
3. Desarrollar una metodología para estimar la forma y características de los sedimentogramas de diseño, en los que aquéllas se definan con base en la magnitud de la lluvia y el patrón de ocurrencia histórica, al aplicar el concepto de probabilidad condicional.
4. Desarrollar una alternativa de solución para la estimación de las curvas $i-d-Tr$ o $hp-d-Tr$, con un enfoque bivariado.

La principal contribución de ésta investigación se expresa como la extensión del conocimiento en el desarrollo y aplicación de procesos bivariados, condicionales y conjuntos en el campo de la hidrología.

Finalmente, debe señalarse que la investigación se ha estructurado de la siguiente forma:

En el Primer Capítulo se describe el desarrollo de las distribuciones de valores extremos; el origen, características y propiedades de las distribuciones univariadas y bivariadas de valores extremos; se presenta la función de distribución de probabilidad Bigumbel, BVE11 y las técnicas de estimación de parámetros por Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía, aplicados en éste modelo.

En el Segundo Capítulo se describe el criterio utilizado para el análisis de las avenidas de diseño en la confluencia de dos ríos con los enfoques de completa dependencia e independencia; en este mismo capítulo, se desarrolla una nueva metodología para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos; para su estimación, tanto en la confluencia como en cualquiera de sus afluentes, al considerar la información de gastos máximos anuales con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos.

En el Tercer Capítulo se desarrolla una diferente metodología para el análisis del proceso lluvia-volumen de escurrimiento-gasto pico, con la finalidad de estimar las características principales de las avenidas y conformar los hidrogramas de diseño; al aprovechar la relación de los procesos lluvia-volumen de escurrimiento, volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-gasto pico, al definir el patrón de ocurrencia histórica, con base en el concepto de probabilidad condicional.

En el Cuarto Capítulo se desarrolla una diferente metodología para el análisis del proceso lluvia-producción de sedimento-producción pico, con la finalidad de estimar sedimentogramas de diseño; al aprovechar la relación de los procesos lluvia-producción de sedimento, producción de sedimento-producción pico y lluvia-producción pico, al definir el patrón de ocurrencia histórica y aplicar el concepto de probabilidad condicional.

En el Quinto Capítulo, con la finalidad de reducir la incertidumbre en la estimación de las láminas de lluvia, empleadas en los modelos lluvia-escurrimiento, se desarrolla una metodología de acuerdo con la modelación bivariada, para la estimación de las características significativas de las tormentas $i-d-Tr$, al efectuar un análisis regional y considerar la información proveniente de las estaciones vecinas dentro de la región homogénea.

Por último, en el Sexto Capítulo, se presentan las conclusiones y se ofrecen las recomendaciones derivadas de las metodologías desarrolladas en la presente investigación.

CAPÍTULO UNO

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD BIGUMBEL

En este capítulo se presentan los antecedentes matemáticos previos al análisis y desarrollo de los procesos bivariados. Se describen algunos enfoques aplicados en el análisis de frecuencias de avenidas, y el desarrollo de las distribuciones de valores extremos; así como, el origen, características y propiedades de los modelos univariados y bivariados de valores extremos. Por último, se exponen las técnicas de estimación de parámetros conocidas como el Método de Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía, aplicados a la distribución bivariada de valores extremos con marginales tipo Gumbel, conocida como Bigumbel o BVE11 (Raynal, 1985).

1.1 Enfoques en el Análisis de Frecuencias de Avenidas

Por un largo tiempo el hombre ha buscado, por algún medio, predecir y controlar las avenidas; sin embargo, debido a que estos eventos son esencialmente aleatorios, es necesario desarrollar procesos estadísticos apropiados, con el fin de diseñar satisfactoriamente las estructuras hidráulicas. Las técnicas del análisis de frecuencias de avenidas se desarrollaron a principios del siglo XX, y desde entonces, se han tenido avances significativos.

Se han propuesto diferentes enfoques para estudiar el problema de las avenidas: Series anuales y parciales de gastos máximos, Análisis local y regional, Enfoques univariados y multivariados, y Enfoques paramétricos y no-paramétricos de análisis de frecuencias.

La mayor parte de los estudios en el pasado han sido realizados a través del uso de distribuciones univariadas. Se derivaron cuatro importantes resultados relativos al análisis de frecuencias de avenidas, los cuales se indican a continuación:

1. La identificación del tipo de función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a la distribución de frecuencias de los datos reales, ha sido una pregunta clave en el análisis de frecuencias de avenidas (Wood and Rodríguez-Iturbe, 1975). Se han realizado varios esfuerzos para proveer bases físicas y estadísticas para seleccionar una función de distribución de probabilidad, pero ello ha causado mayor controversia que acuerdo entre los hidrólogos.
2. Cualquier nuevo enfoque en el análisis de frecuencias de avenidas debe mostrar que, en todo caso, los parámetros estimados son más confiables que aquellos obtenidos a través de enfoques existentes. Puede realizarse una comparación entre los diferentes estadísticos de los parámetros estimados, con base en los diferentes métodos. La proporción de información relativa es un camino conveniente para llevar a cabo esa comparación.
3. La necesidad del perfeccionamiento de una metodología para transferencia de información de avenidas, a partir de estaciones de medición con registros más amplios a aquéllas con registros más cortos debe ser un propósito. Esto mejoraría la estimación de los parámetros requeridos

para llevar a cabo el análisis de frecuencias de avenidas. Los enfoques comunes, para transferencia de información, requieren la normalización de los datos con el fin de aplicar las metodologías desarrolladas de acuerdo a la condición de normalidad. Sin embargo, puede obtenerse alguna mejora si se utilizan procedimientos aplicables para variables no-normales.

4. Con frecuencia, los datos de gastos máximos anuales no están disponibles donde se requieren; por ejemplo, aguas abajo de la confluencia de dos ríos. Si los datos se disponen en dos estaciones hidrométricas, aguas arriba de la confluencia; entonces, puede emplearse la distribución local de avenidas de aquellos sitios para determinar las probabilidades de los gastos aguas abajo de la confluencia. El uso de distribuciones bivariadas y multivariadas, en general, parece ser un enfoque prometedor para tratar este problema.

Las distribuciones univariadas han sido ampliamente desarrolladas y aplicadas en el análisis de frecuencias de avenidas; y en los últimos años, las distribuciones multivariadas han recibido una mayor atención.

Los proyectos de control de avenidas se diseñan para reducir los efectos indeseables de las crecientes, las cuales ocurren aleatoriamente. Un proyecto que elimine todos los efectos negativos en un año puede no ser suficiente para proveer completa protección al año siguiente, por lo que los proyectos son diseñados con base en el análisis de un amplio rango de avenidas.

En el análisis de gastos máximos anuales, se han manejado diversas funciones de distribución de probabilidad como opciones para modelar a las muestras que se analizan. Dentro de ese grupo de distribuciones, destaca la muy conocida distribución de valores extremos Gumbel (Tipo I). Las otras dos distribuciones extremas son menos conocidas: Fréchet (Tipo II) y Weibull (Tipo III).

Todas ellas son soluciones particulares de la ecuación funcional que deben satisfacer los extremos. La solución general de esta ecuación ha sido encontrada por Jenkinson (1955), y se le ha llamado distribución General de Valores Extremos.

El nombre de Valores Extremos es asignado a estas distribuciones debido a que se obtienen como distribuciones límite ($n \rightarrow \infty$) de los valores más grandes entre n variables aleatorias independientes, al tener cada una la misma distribución continua.

Las condiciones básicas que definen a las distribuciones asintóticas extremas son:

- a) Las observaciones de la cual se toman los valores extremos deben ser independientes,
- b) Las observaciones deben ser confiables y estar hechas bajo condiciones idénticas,
- c) El número de observaciones extremas, n , debe ser grande. El qué tan grande debe ser n depende de la distribución inicial y del grado de precisión buscado, y
- d) La distribución inicial, de la cual se toman los valores extremos, debe pertenecer a uno de los tres tipos mencionados anteriormente.

1.2 Sobre el Desarrollo de las Distribuciones de Valores Extremos

La teoría de los valores extremos describe el comportamiento aleatorio de los enésimos valores más grande o más pequeños de una muestra de datos.

La historia de los estadísticos de valores extremos comenzó en 1922, en Alemania, con un artículo de L. Von Bortkiewicz, donde se pone de manifiesto que, los valores más grandes de muestras tomadas de poblaciones normales son variables con una nueva distribución.

En 1923, R. Von Mises, también en Alemania, introduce el fundamental concepto matemático del valor esperado del elemento más grande de una muestra de datos; dando con esto, el inicio al estudio de la distribución asintótica de valores extremos en muestras de distribuciones normales. Los valores más grandes en muestras diferentes a la normal fueron estudiadas por E. L. Dodd en 1923.

En 1925, L. H. C. Tippett obtuvo las probabilidades de los valores más grandes para diferentes tamaños de muestras de una distribución normal.

En 1927, M. Fréchet publicó el primer artículo donde describe la obtención de la distribución asintótica del valor más grande de una clase de distribución individual.

En 1928, R. A. Fisher y L. H. C. Tippett publicaron el artículo que es considerado el cimiento de la teoría asintótica de las distribuciones de valores extremos. Ellos encontraron, en forma independiente, la distribución asintótica de Fréchet, y construyeron otras dos.

R. Von Mises (1936) y B. Gnedenko (1943) contribuyeron al dar las condiciones necesarias y suficientes para validar las distribuciones asintóticas para los valores más grandes.

Los desarrollos teóricos de los años veinte fueron seguidos en los años treinta por aplicaciones prácticas, al usar los estadísticos de valores extremos de distribuciones del tiempo de duración de la vida humana (Gumbel, 1937), y resistencia de materiales (Weibull, 1939).

Desde entonces, estos procedimientos han sido aplicados extensivamente a otros campos que incluyen eventos como sismos, datos meteorológicos, efectos de corrosión, tiempos de sobrevivencia de microorganismos, etc.

Con respecto a su aplicación en el análisis de frecuencias de gastos máximos y mínimos, se cuenta con los artículos hechos por Gumbel (1941, 1944, 1945, 1947, 1954).

En artículos pioneros, Gumbel (1959, 1960a) propone algunos tipos de distribuciones exponenciales bivariadas. Posteriormente, él mismo (Gumbel, 1960b, 1962, 1967) extiende su teoría a las distribuciones multivariadas de valores extremos.

Los trabajos de Clarke (1980), Rueda (1981) y Raynal (1985) reportan reducciones significativas en la variabilidad de los parámetros estimados mediante las distribuciones bivariadas.

Después de estos trabajos, Takahashi (1987, 1988) reporta algunas propiedades de las distribuciones multivariadas de valores extremos; Escalante (1991) realiza una investigación sobre las funciones de distribución de probabilidad trivariadas de valores extremos aplicadas en hidrología; Domínguez (1995), Escalante y Domínguez (1997) desarrollan y aplican el Principio de Máxima Entropía en distribuciones bivariadas de valores extremos; Escalante (1998) y Escalante y Raynal (1998) aplican las distribuciones trivariadas con marginales Gumbel de dos poblaciones para el análisis de frecuencias de la región hidrológica 10 en Sinaloa y la cuenca del Papaloapan, al lograr reducir la incertidumbre estadística en la estimación de eventos de diseño.

1.3 Origen, Características y Propiedades de las Distribuciones Univariadas de Valores Extremos

Las distribuciones de valores extremos fueron obtenidas como distribuciones límite de los valores más grandes o más pequeños de una muestra.

Si $x(1), x(2), \dots, x(n)$ es una muestra aleatoria de una población continua $F(x)$, el r -ésimo valor más grande es llamado el estadístico de r -ésimo orden, su valor será denotado como $x[r]$. Por lo que, el más pequeño valor muestral es $x[1]$ y el más grande es $x[n]$. Puesto que la distribución de x , $F(x)$, puede interpretarse como la probabilidad de que X tenga un valor menor o igual a algún valor específico, x , la probabilidad de que exactamente j de las x caiga dentro del intervalo cerrado $(-\infty, x]$ y $(n-j)$ caiga en el intervalo abierto (x, ∞) , se obtiene, al sustituir $F(x)$ por la probabilidad en la serie binomial:

$$\binom{n}{j} F^j(x) [1 - F(x)]^{n-j} \quad (1.1)$$

El evento $x[r] \leq Z$ ocurre si y solamente si, r o más de las $x(i)$ caen en el intervalo $(-\infty, Z]$. Por lo que:

$$F[x(r)] = P(x[r] \leq Z) = \sum_{j=r}^n \binom{n}{j} F^j(Z) [1 - F(Z)]^{n-j} \quad (1.2)$$

En particular, la función de distribución de los miembros más grandes de la muestra de una población con distribución $F(x)$ es:

$$F(x[n]) = [F(x)]^n \quad (1.3)$$

Si existe una forma límite para los valores más grandes de x ,

$$\lim_{n \rightarrow \infty} F[x(n)] = L(x) \quad (1.4)$$

ésta es llamada la distribución asintótica de los valores más grandes.

Se dice que $F(x[n])$ es una distribución estable para los más grandes valores, si existen coeficientes de atracción a_n y $b_n > 0$ tal que:

$$[F(x)]^n = F(a_n x + b_n) \quad (1.5)$$

Esta ecuación es obtenida por Fréchet (1927) y se conoce como el postulado de estabilidad.

Las distribuciones límites se obtienen al resolver la ecuación (1.5) y considerar el valor de $a_n = 1$ para la distribución Tipo I (Gumbel) y $a_n \neq 1$ para las distribuciones Tipo II (Fréchet) y Tipo III (Weibull), su forma final es:

Distribución Gumbel

$$F(x) = \exp[-\exp(-x)] \quad ; \quad -\infty < x < +\infty \quad (1.6)$$

Distribución Fréchet

$$F(x) = 0 \quad ; \quad \text{si } x < 0 \quad (1.7)$$

$$F(x) = \exp(-x^{-\beta}) \quad ; \quad \text{si } x \geq 0, \quad \beta < 0 \quad (1.8)$$

Distribución Weibull

$$F(x) = 1 \quad ; \quad \text{si } x \geq 0 \quad (1.9)$$

$$F(x) = \exp[-(-x)^\beta] \quad ; \quad \text{si } x < 0 \quad (1.10)$$

En 1955, Jenkinson obtiene la solución general de la ecuación funcional que deben satisfacer los valores extremos (ecuación 1.5). La solución resultante ha sido llamada "La Distribución General de Valores Extremos" (GVE), que representa directamente a las distribuciones II y III. La distribución Tipo I resulta como una condición límite de la distribución general de valores extremos.

Cada distribución esta caracterizada por el valor que toma el parámetro de forma, β , específicamente:

- a) Distribución Tipo I (Gumbel); para $\beta = 0$
- b) Distribución Tipo II (Fréchet); para $\beta < 0$

c) Distribución Tipo III (Weibull); para $\beta > 0$

Origen de la Distribución GVE

Considérense J muestras, cada una de tamaño n , que han sido tomadas de la misma población. En cada muestra existe un valor máximo y el valor máximo en las $J \times n$ observaciones es el máximo de los J máximos valores tomados de muestras de tamaño n . La distribución del valor máximo en las $J \times n$ observaciones tenderá hacia la misma expresión asintótica tal y como la distribución del valor máximo en las muestras de tamaño n , siempre y cuando tal asíntota exista.

Dado que una transformación lineal no cambia la forma de la distribución, la probabilidad de que el valor máximo sea menor que X , debe ser igual a la probabilidad de una función lineal de X , (Gumbel, 1958), la cual es representada por la ecuación (1.5). Al suponer que $F = \exp[-e^{-y(x)}]$ y tomar dos veces el logaritmo natural en (1.5), se tiene que:

$$Ln(n) - y(x) = -y(a_n x + b_n) \quad (1.11)$$

Si se desarrolla (1.11) en potencias de $(x - x_0)$, donde $y(x_0) = 0$, se llega a la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} Ln(n) &= \\ &= -y(b_n + a_n x_0) + (x - x_0) \{y'(x_0) - a_n y'(b_n + a_n x_0)\} + \frac{(x - x_0)^2}{2!} \{y''(x_0) - a_n^2 y''(b_n + a_n x_0)\} + \dots \end{aligned} \quad (1.12)$$

y dado que la ecuación (1.12) es válida para el rango de valores de x , se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$-y(b_n + a_n x_0) = Ln(n) \quad (1.13)$$

$$y'(x_0) - a_n y'(b_n + a_n x_0) = 0 \quad (1.14)$$

$$y^{(t)}(x_0) - a_n^t y^{(t)}(b_n + a_n x_0) = 0 \quad (1.15)$$

donde (t) esta asociado al orden de la derivada y para $t \geq 1$, al aplicar (1.13), (1.14) y (1.15), se tiene:

$$\frac{y^{(t)}(b_n + a_n x_0)}{\{y'(b_n + a_n x_0)\}^t} = \frac{y^{(t)}(x_0)}{\{y'(x_0)\}^t} \quad (1.16)$$

El miembro de la derecha de la ecuación (1.16) depende sólo de t , y puede escribirse como C_t . Dado que para valores que varían de n , $(b_n + a_n x_0)$ toma todos los valores en el rango de X , se tiene que para $t \geq 1$, generalmente, (1.16) se transforma en:

$$y^{(t)}(x) = C_t [y'(x)]^t \quad (1.17)$$

que al diferenciarla con respecto a x queda:

$$y^{(t+1)}(x) = t C_2 C_t [y'(x)]^{t+1} \quad (1.18)$$

y la relación recursiva para C_t es:

$$C_{t+1} = t C_2 C_t \quad ; \text{ para } t \geq 1 \quad (1.19)$$

de donde se obtiene:

$$C_t = (t-1)! C_2^{t-2} \quad (1.20)$$

de las ecuaciones (1.17) y (1.20):

$$y^{(t)}(x_0) = (t-1)! C_2^{t-2} [y'(x_0)]^t \quad (1.21)$$

la expansión de $y(x)$ en potencias de $(x - x_0)$ es:

$$y(x) = \sum_{t=1}^{\infty} \frac{(x-x_0)^t}{t!} y^{(t)}(x_0) \quad (1.22)$$

y sustituyendo $y(x_0)$ como aparece en (1.21) y haciendo los cambios de variables de $y'(x_0)$ por W , C_L por k y $1/kw$ por a , se tiene que:

$$y(x) = \frac{1}{k} \sum_{t=1}^{\infty} \frac{(x-x_0)^t}{t a^t} \quad (1.23)$$

esto es:

$$y(x) = -\frac{1}{k} \operatorname{Ln} \left[1 - \frac{(x-x_0)}{a} \right] \quad (1.24)$$

$$(x-x_0) = a(1 - e^{-kw}) \quad (1.25)$$

$$y'(x) = \frac{1}{k} [a - (x - x_0)] \quad (1.26)$$

y de (1.13) y (1.14) finalmente se tiene:

$$a_n = n^k \quad (1.27)$$

$$b_n = (x_0 + a)(1 - n)^k \quad (1.28)$$

La ecuación (1.5) puede escribirse como:

$$F^k(x_0 + (x - x_0)) = P \{x_0 + a(1 - n^k) + n^k(x - x_0)\} \quad (1.29)$$

la que, al situar arbitrariamente el origen de X donde $y = 0$, produce finalmente la solución general a partir de (1.25):

$$x = a(1 - e^{-ky}) \quad (1.30)$$

o bien, su inversa:

$$y(x) = -\frac{1}{k} \text{Ln} \left(1 - \frac{x}{a} \right) \quad (1.31)$$

Si en esta solución se considera la existencia de un parámetro de ubicación u , y si la constante a representa el cociente del parámetro de forma β sobre el parámetro de escala α , se tiene la forma final de la función de distribución de probabilidad de la distribución general de valores extremos (GVE), la cual es:

$$F(x) = \exp \left\{ - \left[1 - \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right]^{1/\beta} \right\} \quad (1.32)$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right]^{(1/\beta)-1} \exp \left\{ - \left[1 - \left(\frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right]^{1/\beta} \right\} \quad (1.33)$$

donde:

u es el parámetro de ubicación

α es el parámetro de escala, $\alpha > 0$

β es el parámetro de forma

Las características y propiedades de las distribuciones Gumbel y GVE son de acuerdo con NERC (1975):

a) Distribución de Valores Extremos Tipo I (Gumbel)

La función de distribución acumulada es:

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]\right\} \quad (1.34)$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left\{-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right\} \quad (1.35)$$

donde:

u es el parámetro de ubicación

α es el parámetro de escala, $\alpha > 0$

la moda está en $x = u$, la media, varianza y el sesgo son:

$$\text{Media} = \mu = E(x) = u + \gamma \alpha = u + 0.5772\alpha \quad (1.36)$$

$$\text{Varianza} = \sigma^2 = E[x - E(x)]^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6} \quad (1.37)$$

$$\text{sesgo} = g, = 1.14 \quad (1.38)$$

la variable reducida o estandarizada y esta relacionada con x por:

$$y = \frac{x-u}{\alpha} \quad (1.39)$$

La función de distribución acumulada de la variable reducida es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \quad (1.40)$$

y su función de densidad de probabilidad es:

$$f(y) = \frac{1}{\alpha} \exp(-y - e^{-y}) \quad (1.41)$$

la media y la varianza de la variable reducida son:

$$\mu = 0.5772 \quad (1.42)$$

$$\sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} \quad (1.43)$$

b) Distribución general de valores extremos GVE

Las características y propiedades para esta distribución se deben establecer para cada una de sus ramas.

La relación entre la GVE y la variable reducida de valores extremos **Tipo I** es:

$$x = u + \alpha W \quad (1.44)$$

y

$$W = \left(\frac{1 - e^{-\beta y}}{\beta} \right) \quad (1.45)$$

donde W es la variable reducida general de valores extremos.

La distribución general de valores extremos es del **Tipo II** cuando:

$$\alpha > 0; \beta < 0; u + \frac{\alpha}{\beta} < x \leq \infty \quad (1.46)$$

si la variable reducida y para la distribución de valores extremos **Tipo II** se escribe como:

$$y = 1 - \left(\frac{x - u}{\alpha} \right) \beta \quad ; \quad 0 \leq y \leq \infty \quad (1.47)$$

sus correspondientes funciones de distribución y densidad son:

$$G(y) = e^{-y^{1/\beta}} \quad (1.48)$$

y

$$g(y) = -\frac{y^{1/\beta-1}}{\beta} \exp\left(-y^{1/\beta}\right) \quad (1.49)$$

media y varianza de las variables reducidas son:

$$\mu = \Gamma(1 + \beta) \quad (1.50)$$

$$\sigma^2 = \Gamma(1 + 2\beta) - \Gamma^2(1 + \beta) \quad (1.51)$$

donde $\Gamma(*)$ representa la función gamma completa.

El sesgo correspondiente es:

$$g = \frac{\Gamma(1+3\beta) - 3\Gamma(1+2\beta)\Gamma(1+\beta) + 2\Gamma^3(1+\beta)}{[\Gamma(1+2\beta) - \Gamma^2(1+\beta)]^{3/2}} \quad (1.52)$$

$$\text{mediana} = y^* = (0.69315)^\beta \quad (1.53)$$

$$\text{moda} = y\# = (1-\beta)^\beta \quad (1.54)$$

La función de momentos en su forma general es:

$$E(y^r) = \Gamma(1+r\beta) \quad ; \quad \beta < 0 \quad (1.55)$$

La distribución general de valores extremos es del **Tipo III** cuando:

$$\alpha > 0 \quad ; \quad \beta > 0; \quad -\infty \leq x \leq u + \alpha / \beta \quad (1.56)$$

si la variable reducida y para la distribución de valores extremos tipo III se escribe como:

$$-y = 1 - \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)^\beta \quad ; \quad -\infty \leq y \leq 0 \quad (1.57)$$

sus correspondientes funciones de distribución y densidad son:

$$G(y) = e^{-(-y)^{1/\beta}} \quad (1.58)$$

y

$$g(y) = -\frac{(-y)^{1/\beta-1}}{\beta} e^{-(-y)^{1/\beta}} \quad (1.59)$$

la media y varianza de las variables reducidas son:

$$\mu = -\Gamma(1+\beta) \quad (1.60)$$

$$\sigma^2 = \Gamma(1+2\beta) - \Gamma^2(1+\beta) \quad (1.61)$$

El sesgo correspondiente es:

$$g = \frac{3 \Gamma(1+2\beta) \Gamma(1+\beta) - \Gamma(1+3\beta) - 2\Gamma^3(1+\beta)}{[\Gamma(1+2\beta) - \Gamma^2(1+\beta)]^{3/2}} \quad (1.62)$$

la mediana y la moda de la variable reducida son:

$$\text{mediana} = y^* = -(0.69315)^\beta \quad (1.63)$$

$$\text{moda} = y^\# = -(1-\beta)^\beta \quad (1.64)$$

La función de momentos en su forma general es:

$$E[y^r] = (-1)^r \Gamma(1+r\beta) \quad ; \quad \beta > 0 \quad (1.65)$$

1.4 Origen, Características y Propiedades de las Distribuciones Bivariadas de Valores Extremos

Los artículos pioneros de Finkelstein (1953), Gumbel (1958) y Tiago de Oliveira (1958) dan los fundamentos teóricos para el análisis de las distribuciones bivariadas de valores extremos.

Una distribución asintótica bivariada se caracteriza por las siguientes propiedades:

- a) Las distribuciones marginales son asintóticas extremas,
- b) Es estable (cumple el postulado de estabilidad),
- c) Posee una función de densidad, y
- d) Se elimina el caso trivial donde la distribución multivariada es el producto de las distribuciones marginales extremas.

Origen

Sean (x_i, y_i) pares de variables aleatorias independientes, cada una con la misma distribución conjunta $F(x, y)$. Puesto que X_1, \dots, Y_n son variables aleatorias continuas, independientes e idénticamente distribuidas, es posible encontrar transformaciones lineales:

$$x_n = a_n x_{m,n} + b_n \quad (1.66)$$

tal que x_n tenga una distribución límite (*para* $n \rightarrow \infty$) que sea uno de los tres tipos de distribuciones de valores extremos. Habrá también una transformación:

$$y_n = c_n y_{m,n} + d_n \quad (1.67)$$

con propiedades similares.

La función de distribución conjunta de $(\max X_i, \max Y_i)$ es:

$$\Pr\{\max X_i \leq x, \max Y_i \leq y\} = F^n(x, y) \quad (1.68)$$

Al denotar la función de distribución acumulada bivariada por $F(x, y)$, se tiene:

$$F(x, y) = \lim_{n \rightarrow \infty} [a_n x + b_n, c_n y + d_n] \quad (1.69)$$

Esta ecuación es una extensión de las ecuaciones (1.4) y (1.5).

La distribución conjunta límite de X_n y Y_n (para $n \rightarrow \infty$) es una distribución bivariada de valores extremos.

Entre las distribuciones bivariadas se encuentran los llamados modelos diferenciables (aquellos que cuentan con una función de densidad) y los no diferenciables. Entre los de la última clase se encuentran (Tiago de Oliveira, 1982): el modelo Biextremo, el modelo Gumbel y el modelo Natural. Estos modelos no cuentan con una función de densidad de probabilidad explícita, lo cual hace que la estimación de parámetros sea muy complicada.

Entre los modelos diferenciables se tiene: el modelo logístico y el modelo mezclado. Tales nombres les fueron asignados debido a que en el primer caso, la diferencia de las variables reducidas, cuando ambas marginales son distribuciones Gumbel, tiene una distribución logística estándar. En el segundo caso, el modelo tiene una función de dependencia que parte de una mezcla de las funciones marginales para los casos de independencia y dependencia, cuando éstas son distribuciones Gumbel.

(i) El Modelo Logístico

Este modelo tiene la forma:

$$F(x, y, m) = \exp\left\{-\left[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m\right]^{1/m}\right\} \quad (1.70)$$

donde:

m es el parámetro de asociación,

$F(u)$ es la función de distribución marginal de u

$m \geq 1; \quad 0 \leq \rho \leq 1$

Para $m = 1$, la función de distribución bivariada se reduce al producto de sus marginales:

$$F(x, y, m) = F(x)F(y) \quad (1.71)$$

que representa el caso de independencia.

(ii) El Modelo Mezclado

Este modelo es de la forma:

$$F(x, y, a) = F(x)F(y) \exp \left\{ a \left[\frac{1}{-Ln F(x)} + \frac{1}{-Ln F(y)} \right]^{-1} \right\} \quad (1.72)$$

donde:

a es el parámetro de asociación

$$0 \leq a \leq 1$$

para $a = 0$, se tiene el caso de independencia, similar a la ecuación (1.71).

Dado que el modelo logístico bivariado tiene mayor versatilidad que el mezclado (amplios rangos del coeficiente de correlación y del índice de dependencia, los cuales permiten alternativas más allá del caso de independencia), es recomendable (Raynal, 1985) su aplicación en la solución de problemas de análisis de frecuencias en Hidrología.

Gumbel (1962) muestra seis posibles funciones de distribución bivariada, mediante el empleo de las tres asíntotas como funciones marginales dentro del modelo logístico. Raynal (1985) reduce las posibles combinaciones a tres, al utilizar a la distribución general de valores extremos como función marginal. A estas combinaciones Raynal (1985) les ha asignado los nombres siguientes:

1. Distribución de Valores Extremos Bivariado Tipo 11 (BVE11) o Distribución Bigumbel.
2. Distribución de Valores Extremos Bivariado Tipo 12 (BVE12) o Distribución Gumbel-GVE.
3. Distribución de Valores Extremos Bivariado Tipo 22 (BVE22) o Distribución Bigeneral de Valores Extremos.

Además, propone el empleo de las siguientes funciones de distribución acumulada y funciones de densidad, para las tres combinaciones de funciones marginales del modelo logístico bivariado, a saber:

a) Distribución BVE11

$$F(x, y, u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2, m) = \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (1.73)$$

$$f(x, y, u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2, m) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right)} \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\}$$

$$\left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{\frac{1}{m}-2} \left\{ (m-1) + \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (1.74)$$

b) Distribución BVE12

$$F(x, y, u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2, \beta_2, m) = \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{m/\beta_2} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (1.75)$$

$$F(x, y, u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2, \beta_2, m) =$$

$$\frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{(m/\beta_2)-1} \exp \left\{ - \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{\frac{m}{\beta_2}} \right]^{\frac{1}{m}} \right\}$$

$$\left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{\frac{m}{\beta_2}} \right]^{\frac{1}{m}-2} \left\{ (m-1) + \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} + \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{\frac{m}{\beta_2}} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (1.76)$$

c) Distribución BVE22

$$F(x, y, u_1, \alpha_1, \beta_1, u_2, \alpha_2, \beta_2, m) = \exp \left\{ - \left[\left(1 - \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right) \beta_1 \right)^{\frac{m}{\beta_1}} + \left(1 - \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) \beta_2 \right)^{m/\beta_2} \right]^{1/m} \right\} \quad (1.77)$$

$$\begin{aligned}
f(x, y, u_1, \alpha_1, \beta_1, u_2, \alpha_2, \beta_2, m) &= \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} \left(1 - \left(\frac{x - u_1}{\alpha_1}\right) \beta_1\right)^{\frac{m}{\beta_1} - 1} \left(1 - \left(\frac{y - u_2}{\alpha_2}\right) \beta_2\right)^{\frac{m}{\beta_2} - 1} \\
&\exp \left\{ - \left[\left(1 - \left(\frac{x - u_1}{\alpha_1}\right) \beta_1\right)^{m/\beta_1} + \left(1 - \left(\frac{y - u_2}{\alpha_2}\right) \beta_2\right)^{m/\beta_2} \right]^{1/m} \right\} \\
&\left\{ \left[\left(1 - \left(\frac{x - u_1}{\alpha_1}\right) \beta_1\right)^{m/\beta_1} + \left(1 - \left(\frac{y - u_2}{\alpha_2}\right) \beta_2\right)^{m/\beta_2} \right]^{\frac{1}{m} - 2} \right\} \\
&\left\{ (m-1) + \left[\left(1 - \left(\frac{x - u_1}{\alpha_1}\right) \beta_1\right)^{m/\beta_1} + \left(1 - \left(\frac{y - u_2}{\alpha_2}\right) \beta_2\right)^{m/\beta_2} \right]^{1/m} \right\}
\end{aligned} \tag{1.78}$$

1.5 Método de Máxima Verosimilitud Aplicado a la Distribución Bivariada Bigumbel

Raynal (1985) desarrolla el método de máxima verosimilitud aplicado al modelo logístico, BVE11, BVE12 y BVE22, para la estimación de sus parámetros. Por la complejidad de la función de verosimilitud a maximizar, no aplica el método directo tradicional o enfoque diferencial, en su lugar, aplica la técnica de optimación multivariada de parámetros restringidos no lineales, conocido como método de Rosenbrock.

La metodología de máxima verosimilitud para la estimación de los parámetros de las distribuciones bivariadas de valores extremos es una técnica que posee características recomendables de consistencia en la estimación de grandes muestras y aplicabilidad en la estimación de parámetros de funciones de densidad complejas.

Función general log-verosimilitud para las distribuciones bivariadas de valores extremos

La función de verosimilitud de n variables aleatorias se define para ser la densidad conjunta de n variables aleatorias y es función de los parámetros. Si $(x_1, y_1), \dots, (x_n, y_n)$ es una muestra aleatoria de una densidad bivariada, la función de verosimilitud correspondiente es (Mood, Graybill y Boes, 1974):

$$L(x, y, \underline{\theta}) = \prod_{i=1}^n f(x_i, y_i, \underline{\theta}) \tag{1.79}$$

donde $\underline{\theta}$ denota el grupo de parámetros y $f(\cdot)$ la función bivariada de densidad.

Si las muestras tienen diferentes longitudes de registro, se consideran los siguientes cuatro casos:

1. x_1, \dots, x_{n_2}
 $y_1, \dots, y_{n_2}, y_{n_2+1}, \dots, y_{n_2+n_3}$
2. $x_{n_1+1}, \dots, x_{n_1+n_2}$
 $y_1, \dots, y_{n_1}, y_{n_1+1}, \dots, y_{n_1+n_2}$
3. $x_1, \dots, x_{n_1}, x_{n_1+1}, \dots, x_{n_1+n_2}$
 $y_{n_1+1}, \dots, y_{n_1+n_2}, y_{n_1+n_2+1}, \dots, y_{n_1+n_2+n_3}$
4. $x_{n_1+1}, \dots, x_{n_1+n_2}$
 $y_1, \dots, y_{n_1}, y_{n_1+1}, \dots, y_{n_1+n_2}, y_{n_1+n_2+1}, \dots, y_{n_1+n_2+n_3}$

Para describir las combinaciones anteriores de una muestra bivariada con diferentes longitudes de registro, se aplica la forma general de la función de verosimilitud, con base en la generalización obtenida por Anderson (1957):

$$L(x, y, \theta) = \left[\prod_{i=1}^{n_1} f(s_i, \theta_1) \right]^{I_1} \left[\prod_{i=1}^{n_2} f(x_i, y_i, \theta_2) \right]^{I_2} \left[\prod_{i=1}^{n_3} f(t_i, \theta_3) \right]^{I_3} \quad (1.80)$$

donde s es la variable con longitud n_1 de registro disponible, anterior a la longitud común n_2 de registro, y t es la variable con longitud n_3 de registro disponible, posterior a la longitud común n_2 de registro. El símbolo θ_j denota el vector de parámetros de la función anterior al registro común

$j=1$, para la función del registro común $j=2$ y para la función posterior al registro común $j=3$. Adicionalmente, los indicadores I_j se definen como:

$$\begin{array}{l} I_j = 0 \quad \text{para} \quad n_j \leq 0, \quad j = 1, 2, 3 \\ I_j = 1 \quad \text{para} \quad n_j > 0, \quad j = 1, 2, 3 \end{array} \quad (1.81)$$

Ahora, el máximo de $L(x, y, \theta)$ ocurre en el mismo punto que el máximo de $LL(x, y, \theta)$, la función Log-verosimilitud; ésta última es más fácil de manejar que la primera. Por lo que, con base en la ecuación (1.81) la función general log-verosimilitud puede escribirse como:

$$LL(x, y, \theta) = I_1 \sum_{i=1}^{n_1} Lf(s_i, \theta_1) + I_2 \sum_{i=1}^{n_2} Lf(x_i, y_i, \theta_2) + I_3 \sum_{i=1}^{n_3} Lf(t_i, \theta_3) \quad (1.82)$$

Función log-verosimilitud del modelo BVE11

La ecuación (1.82) se aplica para derivar la función log-verosimilitud de la distribución BVE11, la que se expresa por medio de:

$$\begin{aligned}
 LL(x, y, u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2, m) = & I_1 \sum_{i=1}^{n_1} \left\{ -Ln\alpha, -\left(\frac{s_i - u_s}{\alpha_s}\right) - \exp\left[-\left(\frac{s_i - u_s}{\alpha_s}\right)\right] \right\} + \\
 & I_2 \left\{ -n_2(Ln\alpha_1 + Ln\alpha_2) + \sum_{i=1}^{n_2} \left[-m\left(\frac{x_i - u_1}{\alpha_1}\right) - m\left(\frac{y_i - u_2}{\alpha_2}\right) + Ln\left(\exp\left(-m\left(\frac{x_i - u_1}{\alpha_1}\right)\right) + \right. \right. \right. \\
 & \left. \left. \exp\left(-m\left(\frac{y_i - u_2}{\alpha_2}\right)\right)\right)\right]^{\frac{1}{m}-2} + Ln\left[(m-1) + \left(\exp\left(-m\left(\frac{x_i - u_1}{\alpha_1}\right)\right) + \exp\left(-m\left(\frac{y_i - u_2}{\alpha_2}\right)\right)\right)^{\frac{1}{m}}\right] - \left(\exp\left(-m\left(\frac{x_i - u_1}{\alpha_1}\right)\right) \right) \right. \\
 & \left. + \exp\left(-m\left(\frac{y_i - u_2}{\alpha_2}\right)\right)\right]^{\frac{1}{m}} \right\} + I_3 \sum_{i=1}^{n_3} \left\{ -Ln\alpha_i - \left(\frac{t_i - u_t}{\alpha_i}\right) - \exp\left[-\left(\frac{t_i - u_t}{\alpha_i}\right)\right] \right\} \quad (1.83)
 \end{aligned}$$

Proceso de cálculo para la estimación de los parámetros por máxima verosimilitud

Los estimadores por máxima verosimilitud de los parámetros del modelo BVE11 son aquéllos para los cuales se maximiza la ecuación (1.83). Con el fin de obtener esos estimadores, se requiere un método de optimación para encontrar el valor máximo de la función log-verosimilitud, y por lo tanto, los valores de los parámetros estimados que proporcionan tal condición. La técnica utilizada para ese proceso, es el algoritmo de optimación multivariado restringido de Rosenbrock (Rosenbrock, 1960; Rosenbrock y Storey, 1966; Kuester y Mize, 1973).

El método de Rosenbrock (Raynal, 1985) se selecciona entre otras dos posibles alternativas: el método de Scoring (Rao 1952, 1973) y el método complejo de Box (Box, 1965, 1969; Guin, 1968; Kuester and Mize, 1973).

El Método de Rosenbrock demuestra, con mucho, ser la mejor alternativa entre los tres enfoques considerados. Proporciona el menor tiempo de ejecución de máquina y la mejor aproximación de cálculo del máximo de la función objetivo (en este caso, de la función log-verosimilitud).

1.6 Método del Principio de Máxima Entropía Aplicado a las Distribuciones Multivariadas

El concepto de entropía fue primero introducido en termodinámica, donde se empleó para proporcionar un planteamiento de la segunda ley de la termodinámica. Posteriormente, la mecánica estadística proporcionó una conexión entre la propiedad macroscópica de la entropía y el estado microscópico del sistema. La entropía fue representada matemáticamente por Shannon

(1948) y desde entonces ha sido llamada la función de entropía de Shannon. Shannon y Weaver (1949) fueron los primeros en introducir el concepto de entropía en la teoría de la información, la que se describe como una “medida de incertidumbre de una variable aleatoria” (Jaynes, 1958).

El principio de máxima entropía ha sido aplicado en el campo de hidráulica de tuberías y canales, para la modelación de la distribución vertical de la velocidad, esfuerzo cortante y concentración de sedimento suspendido (Chiu Chao-Lin, 1987), en la descripción de la distribución bidimensional de la velocidad en una sección transversal de un canal (Chiu Chao-Lin, 1988, 1989, 1991; Chiu Chao-Lin and Murray, D.W., 1992; Barbé, D.E., et al., 1991); en estudios de confiabilidad y flexibilidad con condiciones de falla en redes de distribución de agua potable (Awumah, Kofi, et al., 1991; Xu, Chengchao., and Jowitt, P.W., 1991); en la derivación de una nueva ecuación de la distribución de la velocidad en tuberías (Chiu Chao-Lin, et al., 1993); recientemente, la entropía informativa de las redes de ríos ha proporcionado una herramienta útil para la interpretación de diversas propiedades exhibidas en redes naturales (Claps et al., 1996).

En el campo del análisis de frecuencias, el método del principio de máxima entropía se ha empleado para derivar algunas distribuciones de frecuencias de uso común en hidrología (Singh, V.P., 1986), y como una técnica para la estimación de parámetros de algunas distribuciones de frecuencias, en las que ha demostrado ofrecer una buena alternativa, sobre todo en el caso de información escasa (Singh, V.P., and Singh, K., 1987; Jowitt, P.W., 1979, 1980; Phien, H.N., 1986, 1987).

La entropía de un grupo de variables aleatorias x_1, x_2, \dots, x_n con función de densidad $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ se define como (Cover, T. M., y Thomas, J. A., 1991):

$$I(x_1, x_2, \dots, x_n) = - \int_{-\infty}^{+\infty} \dots \int_{-\infty}^{+\infty} f(x_1, x_2, \dots, x_n) \ln[f(x_1, x_2, \dots, x_n)] dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (1.84)$$

en el caso particular de dos variables aleatorias x y y , con función de densidad $f(x, y)$, la entropía se define por

$$I(x, y) = I(f) = - \int_{y=0}^{y=+\infty} \int_{x=0}^{x=+\infty} f(x, y) \cdot \ln[f(x, y)] dx dy \quad (1.85)$$

La fdp $f(x, y)$ debe satisfacer los axiomas de la probabilidad, por lo que

$$\int_{y=0}^{y=+\infty} \int_{x=0}^{x=+\infty} f(x, y) dx dy = 1 \quad (1.86)$$

El mínimo sesgo de $f(x, y)$ se obtiene al maximizar la entropía sujeta a la información disponible. Matemáticamente, lo anterior puede establecerse como sigue: dadas w restricciones C , independientes en la forma

$$C_i = \int_{y=0}^{y=\infty} \int_{x=0}^{x=\infty} g_i(x, y) f(x, y) dx dy \quad ; \quad i=1, 2, \dots, w \quad (1.87)$$

donde $g_i(x, y)$ son funciones cuyo promedio superior de $f(x, y)$ se especifican, entonces el máximo de I sujeto a la ecuación (1.82) esta dado por

$$f(x, y) = \exp\left\{-a_0 - \sum_{i=1}^w a_i g_i(x, y)\right\} \quad (1.88)$$

donde $a_i, i=1, 2, \dots, w$ son los multiplicadores de Lagrange, y se determinan de las ecuaciones (1.87) y (1.88) con la ecuación (1.86). Esto se realiza como se expresa a continuación.

Según el Principio de Máxima Entropía, POME, se maximiza la ecuación (1.85) sujeta a la ecuación (1.87). $I[f]$ se maximiza por el método de multiplicadores de Lagrange. El cual introduce parámetros $(a_0 - 1), a_1, a_2, \dots, a_w$; que se seleccionan de tal manera que las variaciones de la función $f(x, y)$ desaparezcan. Por lo tanto

$$I[f] = a_0 + \sum_{i=1}^w a_i C_i \quad (1.89)$$

Para derivar este método con el fin de estimar los parámetros de una determinada función de distribución de probabilidad, implica tres pasos generales:

1. Especificar las restricciones adecuadas del modelo;
2. Construir la función de partición o de multiplicadores de Lagrange; y
3. Definir la relación entre multiplicadores de Lagrange y las restricciones.

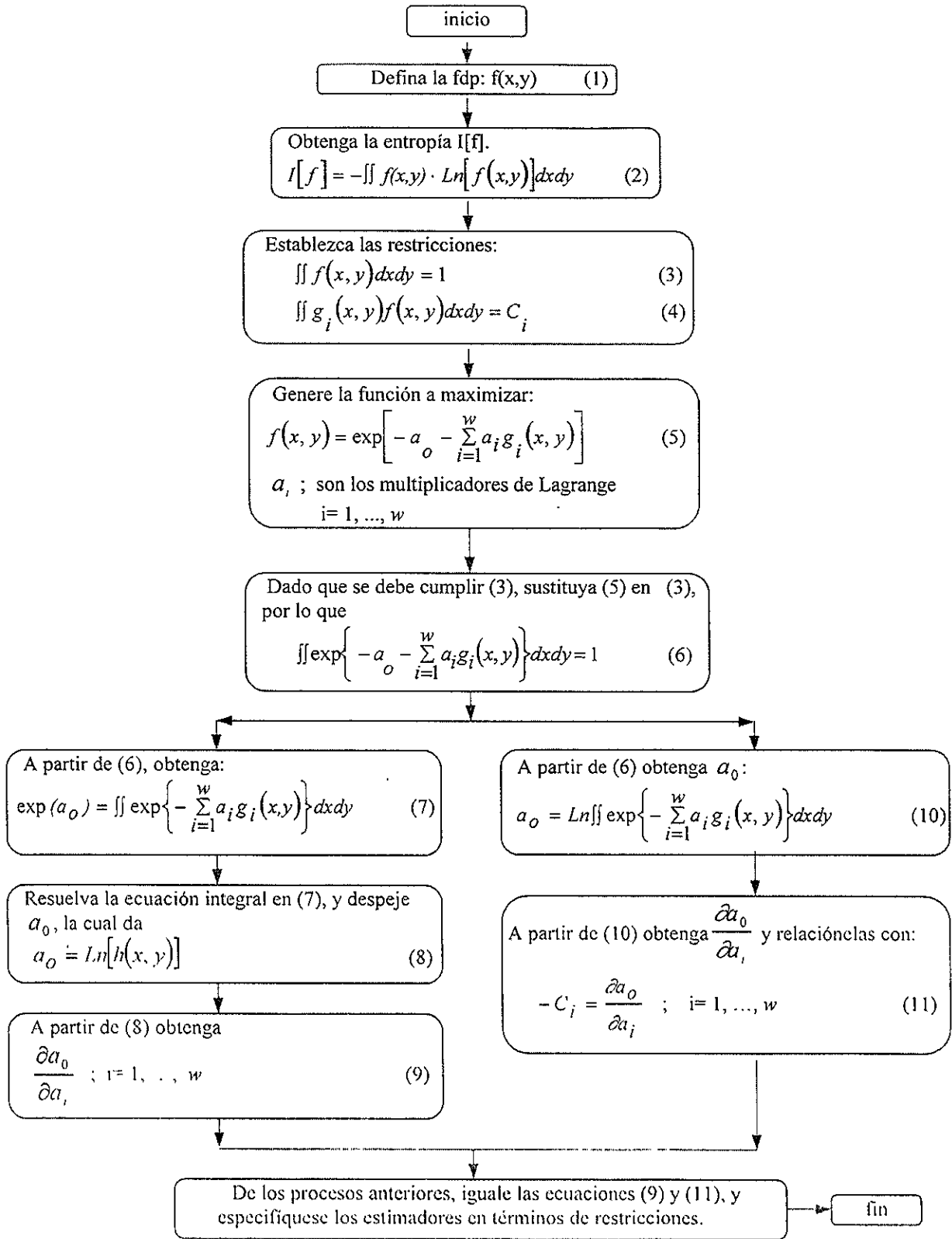
Este método no es conveniente para cualquier función arbitraria pero es, sin embargo, aplicable a la mayoría de las funciones de distribución comúnmente empleadas en hidrología.

En la Figura 1.1 se presenta en forma de diagrama de flujo la aplicación del Principio de Máxima Entropía a las funciones de densidad de probabilidad (fdp) bivariadas; sin embargo, el mismo esquema se generaliza a modelos univariados y multivariados, al definir adecuadamente la fdp.

1.7 Aplicación del Principio de Máxima Entropía a la Distribución Bivariada Bigumbel

El desarrollo detallado del Principio de Máxima Entropía en la Distribución Bigumbel, para el caso de independencia y de dependencia se lleva cabo por Domínguez (1995), al obtener para cada caso lo descrito en las siguientes secciones.

FIGURA 1.1 ALGORITMO DEL PRINCIPIO DE MÁXIMA ENTROPÍA: fdp BIVARIADA



Distribución BVE11: Caso de Independencia

En este caso, la función conjunta de distribución de probabilidad $F(x, y)$ para la BVE11, es igual al producto de sus marginales, por lo que:

$$F(x, y) = F(x) F(y) \quad (1.90)$$

donde:

$$F(x) = \exp \left[-e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} \right] \quad (1.91)$$

$$F(y) = \exp \left[-e^{-\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right] \quad (1.92)$$

Al aplicar el Principio de Máxima Entropía a la Función de Distribución de Probabilidad Acumulada (FDP) (1.90), se concluye que el proceso de estimación de los parámetros $u_1, \alpha_1, u_2, \alpha_2$ por este método, es equivalente si se obtienen ellos de manera univariada, por lo que puede aplicarse el algoritmo expuesto en Domínguez (1995) o Phien (1987).

Distribución BVE11: Caso de Dependencia

El modelo Logístico Bivariado con marginales de Valores Extremos Tipo I, BVE11, está definido por la ecuación

$$f(x, y) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \exp \left\{ - \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}-2} \cdot \left\{ (m-1) + \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (1.93)$$

donde u_1, u_2 y α_1, α_2 son los parámetros de ubicación y escala de cada distribución marginal, respectivamente; y m es el parámetro de asociación.

En éste modelo los estimadores de los parámetros por POME (Domínguez, 1995) deben seleccionarse para cumplir las restricciones señaladas por

$$P = \sum_{i=1}^N \left[\frac{x - u_1}{\alpha_1} \right] - N\gamma = 0 \quad (1.94)$$

$$Q = \sum_{i=1}^N \left\{ \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} - N\left(1 + \frac{1}{m}\right) = 0 \quad (1.95)$$

$$R = \sum_{i=1}^N \left[\frac{y - u_2}{\alpha_2} \right] - N\gamma = 0 \quad (1.96)$$

$$S = \sum_{i=1}^N \left\{ \text{Ln} \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right] \right\} - N(1 - m\gamma) = 0 \quad (1.97)$$

$$T = \sum_{i=1}^N \left\{ \text{Ln} \left\langle (m-1) + \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\rangle \right\} - N \left\{ \text{Ln}(m-1) + \frac{1 - e^{m-1} [\text{Ln}(m-1)] - \gamma e^{m-1}}{m} - \frac{e^{m-1}}{m} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^k (m-1^k)}{kk!} \right\} = 0 \quad (1.98)$$

N es el tamaño común de las muestras. γ es la constante de Euler.

El método de Newton (Rice, 1985) puede emplearse para resolver este sistema de ecuaciones. Por lo cual, el sistema formado por (1.94 a 1.98) se resuelve como

$$\begin{bmatrix} \alpha_1 \\ u_1 \\ \alpha_2 \\ u_2 \\ m \end{bmatrix}_{i+1} = \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ u_1 \\ \alpha_2 \\ u_2 \\ m \end{bmatrix}_i - M^{-1} \begin{bmatrix} P \\ Q \\ R \\ S \\ T \end{bmatrix}_i \quad (1.99)$$

donde todos los términos de la derecha se evalúan con los valores iniciales conocidos, en el estado i , de los estimadores $\alpha_1, u_1, \alpha_2, u_2$ y m ; y la matriz $[M]$ está dada por la ecuación (1.100).

$$[M] = \begin{bmatrix} \frac{\partial P}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial P}{\partial u_1} & \frac{\partial P}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial P}{\partial u_2} & \frac{\partial P}{\partial m} \\ \frac{\partial Q}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial Q}{\partial u_1} & \frac{\partial Q}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial Q}{\partial u_2} & \frac{\partial Q}{\partial m} \\ \frac{\partial R}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial R}{\partial u_1} & \frac{\partial R}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial R}{\partial u_2} & \frac{\partial R}{\partial m} \\ \frac{\partial S}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial S}{\partial u_1} & \frac{\partial S}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial S}{\partial u_2} & \frac{\partial S}{\partial m} \\ \frac{\partial T}{\partial \alpha_1} & \frac{\partial T}{\partial u_1} & \frac{\partial T}{\partial \alpha_2} & \frac{\partial T}{\partial u_2} & \frac{\partial T}{\partial m} \end{bmatrix} \quad (1.100)$$

Al aproximar los elementos de la matriz $[M]$ por sus correspondientes esperanzas, se tiene

$$[M] = \begin{bmatrix} E \left[\frac{\partial P}{\partial \alpha_1} \right] & E \left[\frac{\partial P}{\partial u_1} \right] & E \left[\frac{\partial P}{\partial \alpha_2} \right] & E \left[\frac{\partial P}{\partial u_2} \right] & E \left[\frac{\partial P}{\partial m} \right] \\ E \left[\frac{\partial Q}{\partial \alpha_1} \right] & E \left[\frac{\partial Q}{\partial u_1} \right] & E \left[\frac{\partial Q}{\partial \alpha_2} \right] & E \left[\frac{\partial Q}{\partial u_2} \right] & E \left[\frac{\partial Q}{\partial m} \right] \\ E \left[\frac{\partial R}{\partial \alpha_1} \right] & E \left[\frac{\partial R}{\partial u_1} \right] & E \left[\frac{\partial R}{\partial \alpha_2} \right] & E \left[\frac{\partial R}{\partial u_2} \right] & E \left[\frac{\partial R}{\partial m} \right] \\ E \left[\frac{\partial S}{\partial \alpha_1} \right] & E \left[\frac{\partial S}{\partial u_1} \right] & E \left[\frac{\partial S}{\partial \alpha_2} \right] & E \left[\frac{\partial S}{\partial u_2} \right] & E \left[\frac{\partial S}{\partial m} \right] \\ E \left[\frac{\partial T}{\partial \alpha_1} \right] & E \left[\frac{\partial T}{\partial u_1} \right] & E \left[\frac{\partial T}{\partial \alpha_2} \right] & E \left[\frac{\partial T}{\partial u_2} \right] & E \left[\frac{\partial T}{\partial m} \right] \end{bmatrix} \quad (1.101)$$

donde cada uno de los elementos de la matriz $[M]$ están definidos en la ecuación (1.103).

En la ecuación (1.103), $\psi(\cdot)$ es la función digamma, y la expresión $ff(m)$ se describe como

$$ff(m) = \frac{1 + \gamma \cdot e^{m-1} + \text{Ln}(m-1) \cdot e^{m-1}}{m} + \frac{1 - \gamma \cdot e^{m-1} - \text{Ln}(m-1) \cdot e^{m-1}}{m^2} - \frac{1}{2m^3} + \frac{e^{m-1} - m}{m(m-1)} + \frac{e^{m-1}}{m} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^k (m-1)^{k-1}}{k!} + \left(\frac{e^{m-1}}{m} - \frac{e^{m-1}}{m^2} \right) \left(\sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^k (m-1)^k}{kk!} \right) \quad (1.102)$$

En el capítulo siguiente se desarrolla la aplicación sobre la estimación de avenidas en la confluencia de dos ríos, tanto de las avenidas en la propia confluencia, como en cada uno de los afluentes.

$$M = -N \begin{bmatrix} \frac{\gamma}{\alpha_1} & \frac{1}{\alpha_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{1}{\alpha_1} & -\frac{1}{\alpha_1} \left\{ \frac{1}{2m} + \frac{1}{2} \right\} & -\frac{1}{\alpha_2} & -\frac{1}{\alpha_2} \left\{ \frac{1}{2m} + \frac{1}{2} \right\} & -\frac{1}{2m^2} \left\{ 1 - \frac{1}{m} \right\} \\ \left\{ \frac{3-2\gamma-4\psi(3)}{4m} + \frac{1}{4m^2} + \frac{\gamma-1}{2} \right\} & & \left\{ \frac{3-2\gamma-4\psi(3)}{4m} + \frac{1}{4m^2} + \frac{\gamma-1}{2} \right\} & & \\ 0 & 0 & \frac{\gamma}{\alpha_2} & \frac{1}{\alpha_2} & 0 \\ -\frac{1}{\alpha_1} \left\{ \frac{\gamma m}{2} - \frac{1}{4} \right\} & -\frac{m}{2\alpha_1} & -\frac{1}{\alpha_2} \left\{ \frac{\gamma m}{2} - \frac{1}{4} \right\} & -\frac{m}{2\alpha_2} & -\frac{1}{2m} \\ -\frac{1}{\alpha_1} \left\{ \frac{\gamma-1}{2m} + \frac{1}{4m^2} \right\} & -\frac{1}{2\alpha_1 m} & -\frac{1}{\alpha_2} \left\{ \frac{\gamma-1}{2m} + \frac{1}{4m^2} \right\} & -\frac{m}{2\alpha_2 m} & -ff(m) \end{bmatrix}$$

...(1.103)

CAPÍTULO DOS

ANÁLISIS DE AVENIDAS EN LA CONFLUENCIA DE DOS RÍOS

Las obras hidráulicas tales como presas y diques, frecuentemente se localizan aguas abajo de la confluencia de dos o más ríos; debido a que, estos sitios presentan condiciones especiales para irrigación y uso de generación de energía, un mejor efecto de control de avenidas, una más eficiente prevención de invasión y sedimentación de canales de navegación. Por otra parte, la información aguas abajo de la confluencia puede no estar disponible, excepto en estaciones hidrométricas aguas arriba. En otros casos, es necesario diseñar una obra hidráulica en uno de los afluentes de la confluencia de dos ríos, cuyos gastos de diseño se estiman con base en una modelación bivariada, si se dispone de información hidrométrica en el otro afluente y aguas abajo de la confluencia.

Objetivo General

El objetivo general de esta investigación es desarrollar la aplicación del proceso bivariado de la estimación de avenidas en la confluencia de dos ríos.

Objetivo Específico

El objetivo específico se describe como:

El desarrollo de una metodología para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos; para la estimación, tanto de las avenidas en la propia confluencia, como en cada uno de sus afluentes; con base en el Modelo Logístico Bivariado con marginales de valores extremos tipo I, BVE11, resuelto por POME.

2.1 Distribuciones Bivariadas y Multivariadas

Sean X y Y dos variables aleatorias discretas. La probabilidad de que $X=x$ y $Y=y$ se determina por la función de probabilidad bivariada

$$p(x, y) = P(X = x, Y = y) \quad (2.1)$$

donde $p(x, y) \geq 0$ para toda x, y de X, Y y $\sum_x \sum_y p(x, y) = 1$. La suma se efectúa sobre todos los valores posibles de x y y .

Con base en la definición de la ec. (2.1), la función de distribución acumulada bivariada es la probabilidad conjunta de que $X \leq x$ y $Y \leq y$, dada por

$$F(x, y) = P(X \leq x, Y \leq y) = \sum_{x_i \leq x} \sum_{y_i \leq y} p(x_i, y_i) \quad (2.2)$$

La expresión anterior es una extensión del caso univariado. La función de probabilidad conjunta de dos variables aleatorias da origen a las probabilidades puntuales conjuntas, y la función de distribución bivariada es una función escalonada creciente para cada probabilidad puntual distinta de cero, de tal manera que $X=x$ y $Y=y$.

Sean X y Y dos variables aleatorias continuas. Si existe una función $f(x, y)$ tal que la probabilidad conjunta

$$P(a < X < b, c < Y < d) = \int_a^b \int_c^d f(x, y) dy dx \quad (2.3)$$

para cualquier valor de a, b, c y d en donde $f(x, y) \geq 0$, $-\infty < x, y < \infty$, y $\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(x, y) dx dy = 1$, entonces $f(x, y)$ es la función de densidad de probabilidad (fdp) bivariada de X y Y .

La fdp de dos variables aleatorias continuas X y Y es una superficie en el espacio de tres dimensiones, donde el volumen por debajo de ésta y por encima de una región específica $a < X < b$ y $c < Y < d$ es igual a la probabilidad de que las variables aleatorias tomen valores iguales a los puntos que se encuentren dentro de esa región.

La función de distribución bivariada acumulada de X y Y es la probabilidad conjunta de que $X \leq x$ y $Y \leq y$, definida por

$$P(X \leq x, Y \leq y) = F(x, y) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y f(u, v) du dv \quad (2.4)$$

La función de densidad bivariada se encuentra al diferenciar $F(x, y)$ con respecto a x y y ; es decir

$$f(x, y) = \frac{\partial^2 F(x, y)}{\partial x \partial y} \quad (2.5)$$

La función de distribución bivariada acumulada, $F(x, y)$, se determina únicamente por su función de densidad de probabilidad, $f(x, y)$, y viceversa.

Distribuciones marginales de probabilidad

Es posible determinar las respectivas distribuciones marginales para cualquier distribución de probabilidad, que contenga más de dos variables. Por ejemplo, si X y Y son variables aleatorias discretas, la suma de la función de probabilidad bivariada en el rango de todos los posibles valores de Y dará origen a la función de probabilidad univariada de X . Por otro lado, si X y Y son variables aleatorias continuas, la integración de la función de densidad de probabilidad bivariada en el intervalo completo de variación de Y , generará la función de densidad de probabilidad univariada de X . Con base en lo descrito anteriormente, se tiene lo siguiente.

Sean X y Y dos variables aleatorias discretas con una función de probabilidad conjunta $p(x,y)$, las funciones marginales de probabilidad de X y Y están dadas por

$$p_x(x) = \sum_y p(x,y) \quad (2.6)$$

$$p_y(y) = \sum_x p(x,y) \quad (2.7)$$

respectivamente.

Por otra parte, sean X y Y dos variables aleatorias continuas con una función de densidad de probabilidad conjunta $f(x,y)$. Las funciones de densidad de probabilidad de X y Y están dadas por

$$f_x = \int_{-\infty}^{\infty} f(x,y) dy \quad (2.8)$$

$$f_y = \int_{-\infty}^{\infty} f(x,y) dx \quad (2.9)$$

respectivamente.

En variables aleatorias continuas conjuntas, si se conoce la función de distribución acumulada $F(x,y)$, las distribuciones acumuladas marginales de X y Y se obtienen de la siguiente forma

$$P(X \leq x) = F_x(x) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^{\infty} f(t,y) dy dt \quad (2.10)$$

y

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x f_x(t) dt = F(x, \infty) \quad (2.11)$$

de manera similar

$$P(Y \leq y) = F_y(y) = \int_{-\infty}^y \int_{-\infty}^{\infty} f(x,t) dx dt = \int_{-\infty}^y f_y(t) dt = F(\infty, y) \quad (2.12)$$

Así, se determina la distribución acumulada marginal de X , al dejar que Y tome un valor igual al límite superior de la función de distribución conjunta de X y Y .

En forma similar al caso bivariado, para el caso multivariado, las funciones de distribución y densidad de probabilidad se expresan por medio de las siguientes ecuaciones

$$F(x_1, x_2, \dots, x_n) = \int_{-\infty}^{x_1} \dots \int_{-\infty}^{x_n} f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (2.13)$$

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \frac{\partial^n F(x_1, x_2, \dots, x_n)}{\partial x_1 \partial x_2 \dots \partial x_n} \quad (2.14)$$

Cabe señalar que las distribuciones de probabilidad bivariadas y multivariadas son aplicables en hidrología.

Distribuciones condicionales de probabilidad

En variables discretas, la función masa de probabilidad $p(y|x)$ de una variable aleatoria condicional $y|x$, para la ocurrencia de y , dado que x ha ocurrido, se define como

$$p(y|x) = \frac{p(x, y)}{p(x)} \quad (2.15)$$

En la ecuación anterior, $y|x$ es la variable condicional y dada x ; $p(x, y)$ es la función masa de probabilidad de la variable x y y , y $p(x)$ es la función masa de probabilidad de la ocurrencia de x , o en otras palabras, es la función masa de probabilidad marginal de x . En este caso, no existe nada de aleatoriedad con relación a x , debido a que la ocurrencia de x es una condición fija e incuestionable. La ec. (2.15) significa la probabilidad de y , con la condición de que (o dado que, o suponiendo que, o conociendo que, cualquiera es relevante) x ocurra.

La función de distribución de probabilidad (FDP) de una variable discreta condicional se define como

$$F(y|x) = \sum \frac{p(X \leq x, Y \leq y)}{p(X \leq x)} \quad (2.16)$$

Por lo tanto, la probabilidad $p(x|y)$ es diferente a la probabilidad $p(y|x)$ de la ecuación (2.15). Existe una diferencia básica entre $p(x, y)$ y $p(y|x)$. La primera, expresa la probabilidad de que ambos eventos aleatorios x y y ocurran, mientras que la segunda, expresa la probabilidad de que un evento simple de y ocurra, con la condición de que un evento dado x deba ocurrir. En éste último caso, x no es una variable aleatoria sino una condición.

En variables condicionales continuas, la fdp condicional se define como

$$f(y|x) = \frac{f(x, y)}{f(x)} \quad (2.17)$$

en la que $f(x, y)$ es la fdp conjunta de x y y , y $f(x)$ es la fdp marginal. La FDP de la variable condicional se define como

$$F(y|x) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y \frac{f(x, y)}{f(x)} dy dx \quad (2.18)$$

La ecuación (2.17) también se expresa como

$$f(x, y) = f(x)f(y|x) = f(y)f(x|y) \quad (2.19)$$

Esta última expresión se generaliza para el caso multivariado como

$$f(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_1, \dots, k(x_1, \dots, x_n) f(x_{k+1}, \dots, x_n | x_1, \dots, x_k) \quad (2.20)$$

en la que $k=1, \dots, n-1$

Los conceptos de variables condicionales y sus distribuciones son de gran aplicación en hidrología; muchos problemas hidrológicos teóricos y prácticos pueden reducirse a la distribución de variables condicionales. En general, las variables hidrológicas (Vujica, Yevjevich 1982) son dependientes tanto en el espacio como en el tiempo. Varios problemas de aprovechamientos hidráulicos consisten y están a menudo, relacionados con la ocurrencia conjunta de dos o más variables. En estos casos, las probabilidades de eventos aleatorios condicionales y las distribuciones de variables aleatorias condicionales tienen aplicación. Ellas merecen un mejor tratamiento y mayor aplicación en hidrología del que actualmente reciben.

Variables aleatorias mutuamente independientes y dependientes

Una bivariable (x, y) , con su FDP, $F(x, y)$, tiene una condición necesaria y suficiente para que x y y sean dos variables independientes

$$F(x, y) = F(x)F(y) \quad (2.21)$$

El producto de las dos FDP marginales es igual a la distribución bivariada. En forma similar, en variables continuas

$$f(x, y) = f(x)f(y) \quad (2.22)$$

La fdp, $f(x, y)$, es igual al producto de las dos fdp marginales. La misma condición es válida para las distribuciones multivariadas, en cuyo caso las ecs. (2.21) y (2.22) son aplicables a tres o más variables. Si una distribución bivariada es dada como $F(x, y)$ o como $f(x, y)$, y si se prueba que estas se factorizan en un producto de una función de probabilidad de x , y una función de distribución de probabilidad de y , entonces x y y son independientes. Si se prueba lo contrario, ellas son dependientes.

En el caso de distribuciones de probabilidad de variables condicionales, x y y son independientes si, y sólo si

$$f(y|x) = f(y) \quad ; \quad o \quad f(x|y) = f(x) \quad (2.23)$$

o si las densidades de probabilidad de variables condicionales son igual a las densidades de probabilidad marginal de y o x , respectivamente. En forma similar, para una multivariable condicional, si

$$f(x_{k+1}, \dots, x_n | x_1, \dots, x_k) = f_{k+1, \dots, n}(x_{k+1}, \dots, x_n) \quad (2.24)$$

Las variables x_{k+1}, \dots, x_n son independientes de las variables x_1, \dots, x_k .

El caso de la ec. (2.24), se encuentra a menudo en hidrología, cuando una multivariable se divide en dos grupos de variables x_1, \dots, x_k y x_{k+1}, \dots, x_n , o en más grupos; de tal forma que, las variables son independientes entre los grupos, mientras que en cada grupo son mutuamente dependientes.

2.2 Probabilidades Conjuntas de Avenidas con Dependencia e Independencia Total

En el análisis de avenidas en hidrología se presentan diversos problemas, que implican la ocurrencia simultánea de eventos en varias localizaciones en una corriente o en varias localizaciones en una red de ríos. La descripción de estos fenómenos se lleva a cabo si se considera la distribución de probabilidad conjunta de las variables aleatorias correspondientes. En algunos casos la suposición de independencia en la ocurrencia de avenidas en aquellas localizaciones es apropiada; sin embargo, en la mayoría de ellos, los eventos son parcialmente dependientes.

Conceptos básicos

Considérese el caso de conjunción de eventos A y B . La probabilidad conjunta de estos eventos se expresa como (Mood et al., 1974)

$$P(A \cap B) = P(A|B)P(B) \quad (2.25)$$

donde:

$P(A|B)$ es la probabilidad condicional del evento A dado que el evento B ha ocurrido.

$P(B)$ es la probabilidad marginal del evento B .

Si A y B son eventos independientes, entonces

$$P(A|B) = P(A) \quad (2.26)$$

por lo que la ec. (2.25) se simplifica a

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \quad (2.27)$$

Ahora bien, considérese el caso de dos corrientes con estaciones hidrométricas ubicadas aguas arriba de la confluencia, donde las variables X y Y representan, respectivamente, las avenidas. Supóngase también que, eventos de igual probabilidad de excedencia (Q) ocurren simultáneamente en las dos corrientes. Con base en la ec. (2.25) la probabilidad conjunta de aquellos eventos es

$$P(X > x_Q, Y > y_Q) = P(X > x_Q | Y > y_Q)P(Y > y_Q) \quad (2.28)$$

Por otra parte, si las variables X y Y de las avenidas son completamente dependientes; implica que

$$P(X > x_Q | Y > y_Q) = 1 \quad (2.29)$$

por lo que la ec. (2.28) llega a ser

$$P(X > x_Q, Y > y_Q) = P(Y > y_Q) = P(X > x_Q) \quad (2.30)$$

Ahora bien, si las variables X y Y de las avenidas son independientes, significa que

$$P(X > x_Q | Y > y_Q) = P(X > x_Q) \quad (2.31)$$

por lo que la ec. (2.28) llega a ser

$$P(X > x_Q, Y > y_Q) = P(X > x_Q)P(Y > y_Q) \quad (2.32)$$

Aplicación

Como aplicación del análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos, con los criterios de dependencia e independencia total, se desarrolla el procedimiento en una confluencia de dos ríos, localizados en la Región Hidrológica N.28, conocida también con el nombre de Cuenca del Papaloapan.

Los ríos que confluyen son: Valle Nacional y Santo Domingo, para formar el Río Papaloapan. Se tiene una estación hidrométrica en cada una de las corrientes, denominadas y localizadas en el orden anterior como: Jacatepec, Cantón y Tuxtepec, respectivamente (Figura 2.1). Esto resulta ventajoso, dado que es posible verificar el ajuste de los modelos matemáticos, al comparar sus resultados con los datos registrados. En la práctica, si sólo se dispone de dos estaciones, es posible, con la metodología desarrollada y aplicada en la siguiente sección de ésta investigación, inferir los eventos de diseño; ya sea, en la confluencia o en una de las corrientes marginales.

En este caso, la información hidrométrica de la estación Tuxtepec, sirve como comparación con los criterios de dependencia e independencia total, que tratan de inferir las avenidas de diseño de la confluencia, en el supuesto de no disponer o contar con información de la estación Tuxtepec.

El período de registro disponible es de 1961 a 1975, inclusive. La información requerida básica es de las estaciones Jacatepec y Cantón (Tabla 2.1).

El análisis con este criterio, ha sido llevado a cabo con tres alternativas, al depender del manejo de la información, que se describen a continuación:

- a) Gastos máximos anuales instantáneos, tomados directamente de los boletines hidrométricos.
- b) Gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos. Es decir, se considera simultaneidad de ocurrencia de eventos de las estaciones en análisis, en el período mensual. Por lo que se realiza, primero, la suma de gastos máximos instantáneos de Jacatepec y Cantón, para el mismo mes y para cada año. Lo anterior, genera para cada año doce gastos simultáneos, de los que se seleccionan la suma máxima de cada período anual disponible y la pareja de sumandos respectivos, estos últimos conformarán la base de datos con que será realizado el análisis.
- c) Gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos. También en este caso, se considera simultaneidad de ocurrencia de eventos de las estaciones en análisis, en el período diario.



Figura 2.1 Confluencia de los ríos Valle Nacional y Santo Domingo en el río Papaloapan, localizada en la Región Hidrológica N. 28

Es importante explicar con detalle la forma de obtener la información para el proceso del análisis de las avenidas en la confluencia con esta última alternativa, la que se expresa a continuación.

Primero, dado que no se dispone directamente, en los boletines hidrométricos, de los gastos máximos diarios instantáneos, estos se infieren por medio de un análisis de regresión lineal entre los gastos máximos instantáneos mensuales y los gastos medios máximos diarios por período mensual; y al suponer la misma relación entre los gastos medios máximos diarios y los gastos máximos diarios instantáneos, estos últimos se estiman con base en los primeros.

En una determinada estación hidrométrica en estudio, en la que se dispone de información de gastos medios diarios y de gastos máximos instantáneos mensuales, el procedimiento es el siguiente:

Paso 1. Selecciónese, de las estaciones en estudio, los gastos medios máximos mensuales para todos los años disponibles del período común de registro.

Paso 2. Obténgase, de las estaciones en estudio, los gastos máximos instantáneos mensuales para todos los años disponibles del período común de registro.

Paso 3. Para cada estación, llévase a cabo un análisis de regresión lineal entre los gastos medios máximos mensuales y los gastos máximos instantáneos mensuales. Lo que conduce a una ecuación de regresión lineal mensual para cada estación hidrométrica en estudio.

El paso 3 puede efectuarse con dos modelos de regresión lineal, el primero expresado por

$$y = a + bx \quad (2.33)$$

y el segundo, por medio de

$$y = cx \quad (2.34)$$

donde:

a , b y c : son los estimadores de los parámetros a determinar por el método de mínimos cuadrados, por lo que

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n xy - \sum_{i=1}^n x \sum_{i=1}^n y}{n \sum_{i=1}^n x^2 - \left(\sum_{i=1}^n x \right)^2} \quad (2.35)$$

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y - b \sum_{i=1}^n x}{n} \quad (2.36)$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n xy}{\sum_{i=1}^n x^2} \quad (2.37)$$

en los que, el coeficiente de correlación lineal de los modelos anteriores se expresa como

$$r = \frac{n \sum_{i=1}^n xy - \sum_{i=1}^n x \sum_{i=1}^n y}{\sqrt{\left(n \sum_{i=1}^n x^2 - \left(\sum_{i=1}^n x \right)^2 \right) \left(n \sum_{i=1}^n y^2 - \left(\sum_{i=1}^n y \right)^2 \right)}} \quad (2.38)$$

Paso 4. Puede seleccionarse el modelo de regresión lineal indicado por las ecuaciones (2.33) o (2.34), o seleccionarse para cada mes aquel modelo que mejor se ajusta a los datos medidos.

Paso 5. A continuación se procede a estimar, para cada estación hidrométrica en estudio, los gastos máximos instantáneos diarios a partir de los ecuaciones de regresión lineal definidas en el paso anterior.

Paso 6. Para el caso que nos ocupa del análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos, se procede a sumar los gastos máximos instantáneos para el mismo día y para el mismo año, de las dos estaciones, seleccionándose aquella pareja de gastos máximos instantáneos cuya suma sea máxima en el año. Este paso se lleva a cabo para todos los años disponibles, obteniéndose de esta forma, la información básica para el análisis de la confluencia.

Información básica para el análisis

La información con la que se llevó a cabo el análisis de las avenidas en la confluencia de los ríos Valle Nacional y Santo Domingo, se expone a continuación. En el Apéndice A se presentan las ecuaciones de regresión mensual, de las estaciones en estudio, así como la información inferida para éste análisis.

El mejor ajuste de las distribuciones probabilísticas, en éste caso, se definirá como aquél que proporcione el menor error medio obtenido de acuerdo a la siguiente expresión:

$$EM = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - Y_i)^2}{N}} \quad (2.39)$$

donde:

EM : Es el error medio.

- X : Es el evento histórico.
 Y : Es el evento estimado.
 N : Es el número total de datos.

Procedimiento

Se desarrolla el procedimiento para la determinación de la distribución de probabilidad conjunta de avenidas simultáneas en la confluencia, al suponer el caso de completa independencia y completa dependencia (Linsley y Franzini, 1972), con base en la información de gastos máximos anuales instantáneos, obtenidos directamente de los boletines; el proceso es similar, para los casos en los que se trabaja con gastos máximos anuales instantáneos, obtenidos con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos; o los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos.

Los gastos máximos anuales instantáneos históricos en las corrientes de los ríos Valle Nacional y Santo Domingo, con estaciones localizadas aguas arriba y abajo de su confluencia, se indican en la Tabla 2.1 para el período de 1961 a 1975.

En las Tablas 2.2 y 2.3 se presentan los gastos máximos anuales de las estaciones: Jacatepec y Cantón, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos y los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, respectivamente.

En la Tabla 2.4 se indican los parámetros estimados de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía y el error medio (EM), para el análisis de las avenidas en la confluencia.

Tabla 2.1 Gastos máximos anuales (m^3/s) de las estaciones hidrométricas: Jacatepec, Cantón y Tuxtepec, tomados directamente de los boletines hidrométricos

Año	Estación : Jacatepec (Río Valle Nacional)	Estación: Cantón (Río Sto Domingo)	Estación: Tuxtepec (Río Papaloapan)
1961	1804	2505	4235
1962	1252	1609	2750
1963	920	1725	2562
1964	1033	1845	3340
1965	1233	2470	3015
1966	943	2443	3263
1967	1580	1685	2780
1968	1388	2355	3002
1969	1995	3960	4669
1970	1059	2212	3038
1971	988	1440	2535
1972	1220	2548	3310
1973	2800	3835	5220
1974	1785	3596	4830
1975	2120	3968	5120

Tabla 2.2 Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos, de las estaciones: Jacatepec y Cantón.

Año	Estación : Jacatepec (Río Valle Nacional)	Estación: Cantón (Río Sto Domingo)
1961	1804	2505
1962	1252	1390
1963	920	1725
1964	908	1845
1965	1212	2470
1966	656	2443
1967	1580	1685
1968	1388	2355
1969	1973	3960
1970	877	2212
1971	830	1423
1972	1220	2548
1973	2800	2807
1974	1785	3596
1975	2120	3968

Tabla 2.3 Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, de las estaciones: Jacatepec y Cantón.

Año	Estación : Jacatepec (Río Valle Nacional)	Estación: Cantón (Río Sto Domingo)
1961	1642.6	2400.3
1962	1019.7	1288.8
1963	967.0	1548.8
1964	929.4	1777.7
1965	1001.3	2429.4
1966	667.1	2070.4
1967	1132.7	1358.7
1968	1545.1	2369.8
1969	2007.7	3703.2
1970	829.2	2227.2
1971	583.9	1464.0
1972	1345.9	2481.9
1973	2777.9	2684.9
1974	1888.7	3797.4
1975	1417.8	4158.1

Tabla 2.4 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía; error medio (EM), para el análisis de las avenidas en la confluencia de las estaciones Jacatepec (Río Valle Nacional) y Cantón (Río Sto. Domingo), con los criterios de Completa Dependencia y Completa Independencia

Estación	Información: Qmax anuales	Método	Parámetros estimados		EM
			A L F A	M U	
Jacatepec	Máximos Anuales Instantáneos	MOM	418.58	1233.05	135
		MML	365.77	1244.43	176
		POME	386.18	1251.76	157
	Máximos Mensuales Simultáneos inst	MOM	459.28	1156.56	129
		MML	438.42	1159.88	147
		POME	447.37	1163.44	138
	máximos diarios simultáneos inst	MOM	456.52	1053.52	135
		MML	418.52	1063.60	166
		POME	430.81	1068.36	153
Cantón	máximos anuales instantáneos	MOM	689.86	2148.20	271
		MML	661.36	2147.65	287
		POME	678.93	2154.51	276
	máximos mensuales simultáneos inst	MOM	650.91	2086.42	222
		MML	639.89	2085.92	230
		POME	646.84	2088.77	224
	máximos diarios simultáneos inst	MOM	699.66	1980.19	233
		MML	670.35	1983.62	254
		POME	684.18	1989.12	242

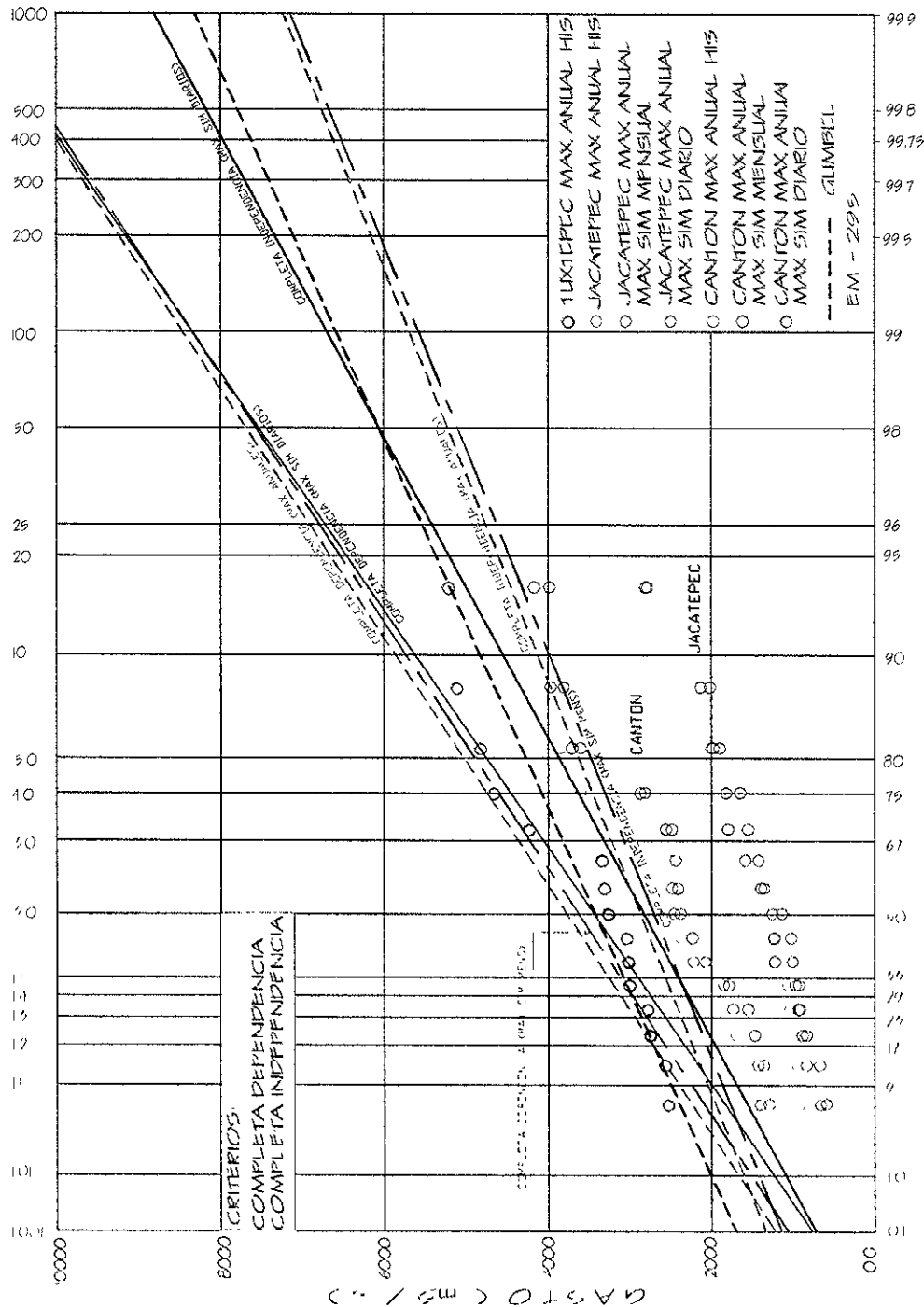
La Tabla 2.5 proporciona la distribución de frecuencias empírica de avenidas en cada corriente. Estas se dibujan en papel Gumbel (Figura 2.2), donde se muestran los ajustes con base en los datos y el modelo EV1 (Gumbel) de acuerdo con el mejor método de estimación de parámetros (Tabla 2.4).

Si se considera que los eventos de las avenidas son independientes (no correlacionados entre ellos), la probabilidad de ocurrencia simultánea de las avenidas x_c y y_c , o $P(X > x_c, Y > y_c)$ (donde Q es un índice que define la probabilidad de ambas corrientes) es igual al producto de las probabilidades individuales $P(X > x_c)$ y $P(Y > y_c)$. Por ejemplo, suponga que la probabilidad de excedencia de avenidas de cada corriente es 0.200. La Tabla 2.6 proporcionan $x_c=1861$ y $y_c=3183$, respectivamente, la que corresponde a la probabilidad de excedencia de 0.040; es decir

$$P(X > 1861, Y > 3183) = P(X > 1861) P(Y > 3183) = (0.200) (0.200) = 0.040$$

lo cual implica que, la probabilidad de ocurrencia de una avenida mayor a 5044 (m^3/s), donde $x \geq 1861$ y $y \geq 3183$, en la confluencia de las dos corrientes es 0.040. Al seguir este mismo procedimiento, la Tabla 2.6 proporciona la distribución de probabilidad de las avenidas en la confluencia con la consideración de independencia de avenidas en las dos corrientes. Esta distribución se dibuja en la Figura 2.2.

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL PERIODO DE RETORNO (AÑOS)



PROBABILIDAD [100 m / (N + 1)]

FIGURA 2.2 Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Criterios de completa dependencia y completa independencia. Estaciones hidrométricas básicas para el análisis: JACATEPEC Y CANTON.

Tabla 2.5 Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.1

Número de Orden <i>m</i>	Estación: Jacatepec <i>X</i>	Estación: Cantón <i>Y</i>	Período de Retorno <i>Tr</i>	Probabilidad de no Excedencia $1-k/(n+1)$	Probabilidad de Excedencia $k/(n+1)$
1	2800	3968	16.000	0.938	0.063
2	2120	3960	8.000	0.875	0.125
3	1995	3835	5.333	0.813	0.188
4	1804	3596	4.000	0.750	0.250
5	1785	2548	3.200	0.688	0.313
6	1580	2505	2.667	0.625	0.375
7	1388	2470	2.286	0.563	0.438
8	1252	2443	2.000	0.500	0.500
9	1233	2355	1.778	0.438	0.563
10	1220	2212	1.600	0.375	0.625
11	1059	1845	1.455	0.313	0.688
12	1033	1725	1.333	0.250	0.750
13	988	1685	1.231	0.188	0.813
14	943	1609	1.143	0.125	0.875
15	920	1440	1.067	0.063	0.938

Por otra parte, si $x_e=1861$ y $y_e=3183$ son avenidas cuya probabilidad de excedencia es $Q=0.200$; es decir, $P(X>1861)=0.200$ y $P(Y>3183)=0.200$, y se acepta una completa dependencia, la probabilidad de la ocurrencia simultánea de ambas avenidas es igual a $Q=0.200$, o $P(X>1861, Y>3183)=Q$; lo cual implica que, la probabilidad de que se presente una avenida mayor a 5044 (m^3/s) en la confluencia de las dos corrientes es $Q=0.20$.

Al considerar este razonamiento, la Tabla 2.7 proporciona la distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Esta distribución se dibuja en la Figura 2.2.

Tabla 2.6 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.1

<i>Tr</i> Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento <i>xq</i>	Evento <i>yq</i>	Suma $t=xq+yq$	<i>Tr</i> Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.01	0.010	0.990	593	1093	1686	1.020	0.980	0.020
1.10	0.091	0.909	867	1545	2412	1.210	0.826	0.174
1.50	0.333	0.667	1194	2083	3277	2.250	0.444	0.556
2.00	0.500	0.500	1386	2401	3787	4.000	0.250	0.750
5.00	0.800	0.200	1861	3183	5044	25.00	0.040	0.960
10.00	0.900	0.100	2175	3701	5876	100.0	0.010	0.990
20.00	0.950	0.050	2476	4197	6673	400.0	0.0025	0.9975
25.00	0.960	0.040	2572	4355	6927	625.0	0.0016	0.9984
50.00	0.980	0.020	2866	4840	7706	2500	0.0004	0.9996
100.0	0.990	0.010	3159	5322	8481	10000	0.0001	0.9999

En realidad, las avenidas en las dos corrientes no son independientes o dependientes completamente, como se ha considerado aquí; sino que, presentan comúnmente una dependencia parcial. Por lo que, la verdadera distribución de probabilidades de las avenidas en la confluencia, se encuentra entre las curvas de completa dependencia y completa independencia, como será demostrado en la posterior aplicación; y deben estimarse al sumar las avenidas, las cuales ocurren simultáneamente, y llevar a cabo el análisis de frecuencias de esas avenidas.

Tabla 2.7 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.1

Tr Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento xq	Evento yq	Suma $t = xq + yq$	Tr Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.10	0.091	0.909	867	1545	2412	1.10	0.909	0.091
1.50	0.333	0.667	1194	2083	3277	1.50	0.667	0.333
2.00	0.500	0.500	1386	2401	3787	2.00	0.500	0.500
5.00	0.800	0.200	1861	3183	5044	5.00	0.200	0.800
10.00	0.900	0.100	2175	3701	5876	10.00	0.100	0.900
25.00	0.960	0.040	2572	4355	6927	25.00	0.040	0.960
50.00	0.980	0.020	2866	4840	7706	50.00	0.020	0.980
100.0	0.990	0.010	3159	5322	8481	100.0	0.010	0.990
500.0	0.998	0.002	3834	6435	10269	500.0	0.002	0.998
1000	0.999	0.001	4124	6913	11037	1000	0.001	0.999

A continuación, en las Tablas 2.8 a 2.10, se presenta el análisis de las avenidas en la confluencia con los gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos; y en las Tablas 2.11 a 2.13, se presenta a aquél que se basa en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, de las estaciones Jacatepec y Cantón; así mismo, en la Figura 2.2 se muestran gráficamente los resultados de estos procesos.

Tabla 2.8 Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.2

Número de Orden m	Estación: Jacatepec X	Estación: Cantón Y	Período de Retorno Tr	Probabilidad de no Excedencia $1 - m/(n+1)$	Probabilidad de Excedencia $m/(n+1)$
1	2800	3968	16.000	0.938	0.063
2	2120	3960	8.000	0.875	0.125
3	1973	3596	5.333	0.813	0.188
4	1804	2807	4.000	0.750	0.250
5	1785	2548	3.200	0.688	0.313
6	1580	2505	2.667	0.625	0.375
7	1388	2470	2.286	0.563	0.438
8	1252	2443	2.000	0.500	0.500
9	1220	2355	1.778	0.438	0.563
10	1212	2212	1.600	0.375	0.625
11	920	1845	1.455	0.313	0.688
12	908	1725	1.333	0.250	0.750
13	877	1685	1.231	0.188	0.813
14	830	1423	1.143	0.125	0.875
15	656	1390	1.067	0.063	0.938

Tabla 2.9 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.2

Tr Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento xq	Evento yq	Suma $t=xq+yq$	Tr Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.01	0.010	0.990	454	1091	1545	1.020	0.980	0.020
1.10	0.091	0.909	755	1517	2272	1.210	0.826	0.174
1.50	0.333	0.667	1113	2025	3138	2.250	0.444	0.556
2.00	0.500	0.500	1325	2325	3650	4.000	0.250	0.750
5.00	0.800	0.200	1845	3063	4908	25.00	0.040	0.960
10.00	0.900	0.100	2190	3551	5741	100.0	0.010	0.990
20.00	0.950	0.050	2521	4020	6541	400.0	0.0025	0.9975
25.00	0.960	0.040	2626	4169	6795	625.0	0.0016	0.9984
50.00	0.980	0.020	2949	4626	7575	2500	0.0004	0.9996
100.0	0.990	0.010	3269	5081	8350	10000	0.0001	0.9999

Tabla 2.10 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.2

Tr Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento xq	Evento yq	Suma $t=xq+yq$	Tr Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.10	0.091	0.909	755	1517	2272	1.10	0.909	0.091
1.50	0.333	0.667	1113	2025	3138	1.50	0.667	0.333
2.00	0.500	0.500	1325	2325	3650	2.00	0.500	0.500
5.00	0.800	0.200	1845	3063	4908	5.00	0.200	0.800
10.00	0.900	0.100	2190	3551	5741	10.00	0.100	0.900
25.00	0.960	0.040	2626	4169	6795	25.00	0.040	0.960
50.00	0.980	0.020	2949	4626	7575	50.00	0.020	0.980
100.0	0.990	0.010	3269	5081	8350	100.0	0.010	0.990
500.0	0.998	0.002	4010	6131	10141	500.0	0.002	0.998
1000	0.999	0.001	4329	6583	10912	1000	0.001	0.999

Tabla 2.11 Distribución de frecuencias empírica de las estaciones Jacatepec y Cantón. Con base en la información de la Tabla 2.3

Número de Orden m	Estación: Jacatepec X	Estación: Cantón Y	Período de Retorno Tr	Probabilidad de no Excedencia $1-m/(n+1)$	Probabilidad de Excedencia $m/(n+1)$
1	2777.9	4158.1	16.000	0.938	0.063
2	2007.7	3797.4	8.000	0.875	0.125
3	1888.7	3703.2	5.333	0.813	0.188
4	1642.6	2684.9	4.000	0.750	0.250
5	1545.1	2481.9	3.200	0.688	0.313
6	1417.8	2429.4	2.667	0.625	0.375
7	1345.9	2400.3	2.286	0.563	0.438
8	1132.7	2369.8	2.000	0.500	0.500
9	1019.7	2227.2	1.778	0.438	0.563
10	1001.3	2070.4	1.600	0.375	0.625
11	967.0	1777.7	1.455	0.313	0.688
12	929.4	1548.8	1.333	0.250	0.750
13	829.2	1464.0	1.231	0.188	0.813
14	667.1	1358.7	1.143	0.125	0.875
15	583.9	1288.8	1.067	0.063	0.938

Tabla 2.12 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa independencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.3

Tr Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento xq	Evento yq	Suma $t=xq+yq$	Tr Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.01	0.010	0.990	355	910	1265	1.020	0.980	0.020
1.10	0.091	0.909	654	1368	2022	1.210	0.826	0.174
1.50	0.333	0.667	1011	1914	2925	2.250	0.444	0.556
2.00	0.500	0.500	1221	2237	3458	4.000	0.250	0.750
5.00	0.800	0.200	1738	3030	4768	25.00	0.040	0.960
10.00	0.900	0.100	2081	3555	5636	100.0	0.010	0.990
20.00	0.950	0.050	2409	4058	6467	400.0	0.0025	0.9975
25.00	0.960	0.040	2514	4218	6732	625.0	0.0016	0.9984
50.00	0.980	0.020	2835	4710	7545	2500	0.0004	0.9996
100.0	0.990	0.010	3154	5199	8353	10000	0.0001	0.9999

Tabla 2.13 Distribución de probabilidad de la ocurrencia simultánea de las avenidas con la consideración de completa dependencia. Con base en la información básica de la Tabla 2.3

Tr Años	$P(X \leq xq)$ $P(Y \leq yq)$	$P(X > xq)$ $P(Y > yq)$	Evento xq	Evento yq	Suma $t=xq+yq$	Tr Años	$P(T > t)$	$P(T \leq t)$
1.10	0.091	0.909	654	1368	2020	1.10	0.909	0.091
1.50	0.333	0.667	1011	1914	2925	1.50	0.667	0.333
2.00	0.500	0.500	1221	2237	3458	2.00	0.500	0.500
5.00	0.800	0.200	1738	3030	4768	5.00	0.200	0.800
10.00	0.900	0.100	2081	3555	5636	10.00	0.100	0.900
25.00	0.960	0.040	2514	4218	6732	25.00	0.040	0.960
50.00	0.980	0.020	2835	4710	7545	50.00	0.020	0.980
100.0	0.990	0.010	3154	5199	8353	100.0	0.010	0.990
500.0	0.998	0.002	3890	6328	10218	500.0	0.002	0.998
1000	0.999	0.001	4207	6813	11020	1000	0.001	0.999

2.3 Probabilidad Conjunta de Avenidas con Dependencia Parcial

Linsley y Franzini (1972) se enfrentaron con el problema de avenidas aguas abajo de la confluencia de dos ríos cuando se observa una completa dependencia o independencia. Por otro lado, Salas (1980) presenta dos diferentes casos de avenidas en la confluencia de dos ríos. El enfoque empleado fue un método estadístico no paramétrico y la condición de completa dependencia o independencia es considerada.

En efecto, parece que el problema en la determinación de la probabilidad de avenidas en un punto aguas abajo de la confluencia de dos ríos, no se ha investigado ampliamente.

Lo anterior es cierto, especialmente cuando se trata de distribuciones no normales. El proceso de transformación de probabilidad requiere encontrar la función de distribución de probabilidad de la suma de los gastos de las avenidas de ambos puntos, la que representará las avenidas aguas abajo de la confluencia. Gumbel (1961b) propone emplear la suma y diferencia de valores extremos independientes. Ninguna aplicación se propone o alguna investigación adicional para explorar el

enfoque sugerido; sin embargo, demuestra que la suma de dos valores extremos independientes presenta la misma distribución de la serie reducida cuando ambas marginales tienen una distribución Gumbel.

En el caso en el que no se observa una dependencia ni tampoco una independencia total y la función de distribución bivariada de ambas estaciones se conoce o puede ajustarse; la función de distribución de la suma de las dos variables se expresa como, Woodroffe (1975)

$$F(t) = \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^{\infty} f(t-s, s) ds dt \quad (2.40)$$

donde t es la suma de las variables citadas.

En la distribución bivariada de valores extremos, denominada como Bigumbel, empleada en esta investigación, la ecuación (2.40) se evalúa numéricamente al aplicar un esquema numérico bidimensional. La función de distribución de la suma de gastos máximos anuales de ambos ríos, definida por la ecuación (2.40), se calcula con la función de la suma de los gastos simultáneos registrados en ambas estaciones. Es deseable pero no necesario que las estaciones estén localizadas cercanas a la confluencia, de lo contrario los datos de las avenidas deben transitarse al sitio deseado.

En el caso de la Distribución BVE11, la ecuación (2.40) toma la forma

$$F(t) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ e^{-m\left(\frac{t-s-u_1}{\alpha_1}\right)} e^{-m\left(\frac{s-u_2}{\alpha_2}\right)} \left[e^{-m\left(\frac{t-s-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{s-u_2}{\alpha_2}\right)} \right] \left[m-1 + \left(e^{-m\left(\frac{t-s-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{s-u_2}{\alpha_2}\right)} \right)^{\frac{1}{m}} \right] \right. \\ \left. \exp \left\{ - \left(e^{-m\left(\frac{t-s-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{s-u_2}{\alpha_2}\right)} \right)^{\frac{1}{m}} \right\} \right\} ds dt \quad (2.41)$$

Si se desea diseñar una obra hidráulica en uno de los tributarios de la confluencia de dos ríos, las avenidas de diseño se obtienen por medio de la modelación bivariada, si se dispone de información hidrométrica en el otro afluente y aguas abajo de la confluencia. Este procedimiento se expone con el siguiente enfoque.

2.4 Probabilidades Conjuntas de Avenidas para la Estimación en Tributarios

En el caso en el que no se observa una dependencia ni tampoco una independencia total y la función de distribución bivariada de ambas estaciones se conoce o puede ajustarse, la función de distribución de la resta de las dos variables se expresa como

$$F(t) = \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^{\infty} f(t+s, s) ds dt \quad (2.42)$$

donde t es la resta de las variables citadas.

En la distribución bivariada de valores extremos, denominada como Bigumbel, empleada en esta investigación, la ecuación (2.42) se evalúa numéricamente, al aplicar un esquema numérico bidimensional. Es deseable, pero no necesario, que las estaciones estén localizadas cercanas a la confluencia, de lo contrario los datos de las avenidas deben transitarse al sitio deseado.

Para el caso de la Distribución BVE11, la ecuación (2.42) toma la forma

$$F(t) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ e^{-m \left(\frac{t+s-u_1}{\alpha_1} \right)} e^{-m \left(\frac{s-u_2}{\alpha_2} \right)} \left[e^{-m \left(\frac{t+s-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{s-u_2}{\alpha_2} \right)} \right] \left[m-1 + \left(e^{-m \left(\frac{t+s-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{s-u_2}{\alpha_2} \right)} \right)^{\frac{1}{m}} \right] \right. \\ \left. \exp \left\{ - \left(e^{-m \left(\frac{t+s-u_1}{\alpha_1} \right)} + e^{-m \left(\frac{s-u_2}{\alpha_2} \right)} \right)^{\frac{1}{m}} \right\} \right\} ds dt \quad (2.43)$$

Aplicación

Con la finalidad de desarrollar numéricamente los enfoques anteriores en la estimación de las avenidas en la confluencia de dos ríos y en los afluentes mismos de la citada confluencia, se ejemplifica el procedimiento en la misma confluencia de la aplicación anterior, formada por los ríos Valle Nacional, Santo Domingo y Papaloapan (ver Figura 2.1), con datos de las estaciones Jacatepec, Cantón y Tuxtepec, en cada una de las corrientes, respectivamente.

En el análisis de avenidas en la confluencia, interviene exclusivamente la información hidrométrica de los dos afluentes, Ríos Valle Nacional y Santo Domingo, en la estimación de las avenidas de diseño. La información, disponible en este caso, de la estación Tuxtepec, sirve para observar y comprobar la bondad de ajuste del procedimiento desarrollado; en forma similar, en el análisis de avenidas de uno de los afluentes, interviene exclusivamente la información

hidrométrica del otro afluente y de la confluencia, en la estimación de las avenidas de diseño. La información, disponible en este caso, del afluente que no interviene en el análisis, sirve para observar y comprobar la bondad de ajuste del procedimiento desarrollado.

Este análisis se llevó a cabo con las tres distintas formas de obtener la información, indicadas en la aplicación del punto 2.2 de éste capítulo.

En el caso del análisis de las avenidas de los afluentes, el procedimiento para obtener la información básica, es similar al indicado en la aplicación del punto 2.2, sólo que se obtiene esta información con base en la resta de gastos máximos instantáneos de las estaciones de Tuxtepec y Cantón para el análisis de Jacatepec, y de Tuxtepec y Jacatepec para el análisis de Cantón.

A continuación se presenta la información obtenida para la estimación de las avenidas en los afluentes; que presentó mejor ajuste en el análisis de las avenidas conjuntas. Se señala que la indicada en las Tablas 2.1, 2.2 y 2.3 son aplicables para el análisis de las avenidas en la confluencia, también aquellas fueron las que presentaron el mejor ajuste de las avenidas conjuntas. En el Apéndice A se presentan las ecuaciones de regresión mensual, de las estaciones en estudio, así como la información inferida para éste análisis.

Tabla 2.14 Gastos máximos anuales (m^3/s), con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos, para el análisis de las avenidas en los afluentes, correspondientes a las estaciones: Jacatepec y Cantón

Año	Análisis: Jacatepec, Río Valle Nacional		Análisis: Cantón, Río Santo Domingo	
	Estación: Tuxtepec (Río Papaloapan)	Estación: Cantón (Río Sto. Domingo)	Estación: Tuxtepec (Río Papaloapan)	Estación: Jacatepec (Río Valle Nacional)
1961	4235	2505	4235	1804
1962	2750	1390	2718	1000
1963	2562	1290	2562	805
1964	2944	1403	3340	908
1965	2014	1045	3015	1212
1966	2256	1190	3263	656
1967	2780	1685	2020	610
1968	2536	1852	3002	1388
1969	3392	2164	4669	1973
1970	2414	1505	3038	877
1971	2535	1423	2535	830
1972	2345	1575	3310	1220
1973	4860	2807	5220	1671
1974	4830	3596	4830	1785
1975	2810	1380	5120	2120

Tabla 2.15 Gastos máximos anuales (m³/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, para el análisis de las avenidas en los afluentes, correspondientes a las estaciones: Jacatepec y Cantón.

Año	Análisis: Jacatepec, Río Valle Nacional		Análisis: Cantón, Río Santo Domingo	
	Estación: Tuxtepec (Río Papaloapan)	Estación: Cantón (Río Sto. Domingo)	Estación: Tuxtepec (Río Papaloapan)	Estación: Jacatepec (Río Valle Nacional)
1961	4229.0	2400.3	4325.2	1640.8
1962	2310.3	899.9	2245.4	389.7
1963	2348.4	965.5	2643.8	668.5
1964	3418.2	1777.7	3446.3	930.7
1965	2189.4	1099.8	2844.6	1003.3
1966	3237.9	2070.4	3227.3	630.6
1967	2087.0	1178.7	1846.7	525.0
1968	3236.1	2369.8	3248.9	1543.7
1969	4211.7	2587.0	4294.1	1111.6
1970	3048.7	2227.2	3049.2	831.8
1971	1683.5	744.8	2297.1	586.7
1972	3166.7	1835.5	3389.9	1345.4
1973	4730.9	2923.8	4869.2	1412.0
1974	4207.4	2251.8	4289.4	824.3
1975	4280.1	2562.5	5057.5	1422.8

Tabla 2.16 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las avenidas en el AFLUENTE, RIO VALLE NACIONAL, ESTACION JACATEPEC, con base en tres diferentes criterios de información

Parámetros estimados por POME para el modelo BVE11	Análisis con información de gastos máximos anuales, con base en los:		
	Instantáneos, tomados directamente del boletín	gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos	gastos máximos diarios instantáneos simultáneos
a l f a 1	764.3282	641.7153	723.1961
m u 1	3136.2578	2647.3994	2805.4240
a l f a 2	632.3328	456.5542	698.0475
m u 2	2181.7158	1523.6587	1455.7696
m	3.6377	2.2642	2.5518
Error medio	496	309	138

Tabla 2.17 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en el AFLUENTE, RIO VALLE NACIONAL, ESTACION JACATEPEC, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín

Estación	Método	Parámetros estimados		EM
		A L F A	M U	
Jacatepec	MOM	418.58	1233.05	135
	MML	365.77	1244.43	176
	POME	386.18	1251.76	157

Tabla 2.18 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las avenidas en el AFLUENTE, RIO SANTO DOMINGO, ESTACION CANTON, con base en tres diferentes criterios de información

Parámetros estimados por POME para el modelo BVE11	Análisis con información de gastos máximos anuales, con base en los		
	Instantáneos, tomados directamente del boletín	gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos	gastos máximos diarios instantáneos simultáneos
a l f a 1	763.7675	828.0453	800.0988
m u 1	3136.4207	3047.0374	2943.2141
a l f a 2	360.1517	384.9699	335.3175
m u 2	1266.7983	1035.1416	799.6241
m	2.4925	3.0070	2.0023
Error medio	631	482	357

Tabla 2.19 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en el AFLUENTE, RIO SANTO DOMINGO, ESTACION CANTON, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín

Estación	Método	Parámetros estimados		EM
		A L F A	M U	
Cantón	MOM	689.86	2148.20	271
	MML	661.36	2147.65	287
	POME	678.93	2154.51	276

Tabla 2.20 Parámetros estimados por POME del modelo BVE11, para el análisis de las avenidas en LA CONFLUENCIA, RIO PAPALOAPAN, ESTACION TUXTEPEC, con base en tres diferentes criterios de información

Parámetros estimados por POME para el modelo BVE11	Análisis con información de gastos máximos anuales, con base en los		
	Instantáneos, tomados directamente del boletín	gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos	gastos máximos diarios instantáneos simultáneos
a l f a 1	371.0990	447.9788	392.5325
m u 1	1260.3618	1163.0755	1090.1997
a l f a 2	706.1951	645.2535	743.4727
m u 2	2139.2511	2089.7231	1956.9225
m	2.0703	1.6130	1.5620
Error medio	465	372	317

Tabla 2.21 Parámetros estimados (univariados) de la FDP Gumbel, por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Máxima Entropía, así como su error medio (EM), para el análisis comparativo de las avenidas en la CONFLUENCIA, RIO PAPALOAPAN, ESTACION TUXTEPEC, de la modelación bivariada. Análisis con base en los gastos máximos anuales instantáneos tomados directamente del boletín

Estación	Método	Parámetros estimados		EM
		A L F A	M U	
Tuxtepec	MOM	747.68	3146.36	295
	MML	675.15	3152.71	339
	POME	713.07	3166.34	311

2.5 Análisis de Resultados

En relación con la aplicación del análisis de avenidas conjuntas en la confluencia de dos ríos, con los criterios de dependencia e independencia total, al tomar en cuenta los resultados señalados en las Tablas 2.6, 2.7, 2.9, 2.10, 2.12 y 2.13; así como su representación en la Figura 2.2, se expresa lo siguiente:

La variación en la inferencia de los eventos de diseño en la confluencia (Río Papaloapan, estación Tuxtepec) se reduce significativamente al pasar del análisis de las avenidas con el enfoque de gastos máximos anuales instantáneos, tomados directamente de los boletines hidrométricos, al enfoque del análisis con gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, propuesto en este estudio. El criterio de análisis de dependencia e independencia total, no es aplicable en la mayoría de los casos debido a que, en general, existe una dependencia parcial de estos fenómenos hidrológicos; por otra parte, podría aprovecharse la utilidad de este criterio, sólo para conocer la magnitud y el orden de variación de las avenidas de interés, que ayuden en la definición del diseño de una obra hidráulica.

En relación con la aplicación del análisis de avenidas conjuntas en la confluencia de dos ríos, para estimar los eventos en la confluencia y en los afluentes, con el criterio de dependencia parcial, y al tomar en cuenta los resultados señalados en las Tablas 2.16 a 2.21; así como su representación en las Figuras 2.3 a 2.5, se expresa lo siguiente:

En el caso del río Valle Nacional, estación Jacatepec, afluente del río Papaloapan, se observa que el análisis con el enfoque de la información con gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos ($EM=309$), se comporta mejor que el efectuado con gastos máximos anuales instantáneos, tomados directamente del boletín hidrométrico ($EM=496$); sin embargo, el análisis realizado con gastos máximos anuales instantáneos con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos ($EM=138$), propuesto en esta investigación, posee un comportamiento superior en relación con los otros dos enfoques indicados; más aún, es comparable su comportamiento con el mejor ajuste univariado ($EM=135$) del análisis de las avenidas de la propia estación Jacatepec.

En el caso del río Santo Domingo, estación Cantón, afluente del río Papaloapan, se observa que el análisis con el enfoque de la información con gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos ($EM=482$), se comporta mejor que el efectuado con gastos máximos anuales instantáneos, tomados directamente del boletín hidrométrico ($EM=631$); sin embargo, el análisis realizado con gastos máximos anuales instantáneos con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos ($EM=357$), propuesto en este estudio, tiene un comportamiento superior en relación con los otros dos enfoques indicados; más aún, es comparable su comportamiento con el mejor ajuste univariado ($EM=271$) del análisis de las avenidas de la propia estación Cantón.

En el caso del río Papaloapan, estación Tuxtepec, confluencia de los ríos Valle Nacional y Santo Domingo, se observa que el análisis con el enfoque de la información con gastos máximos anuales instantáneos, con base en los gastos máximos mensuales instantáneos simultáneos

(EM=372), se comporta mejor que el efectuado con gastos máximos anuales instantáneos, tomados directamente del boletín hidrométrico (EM=465); sin embargo, el análisis realizado con gastos máximos anuales instantáneos con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos (EM=317), propuesto en este estudio, tiene un comportamiento superior en relación con los otros dos enfoques indicados; más aún, es comparable su comportamiento con el mejor ajuste univariado (EM=295) del análisis de las avenidas de la propia estación Tuxtepec.

En ninguno de los caso fue necesario trasladar las avenidas con base en un tránsito hidráulico, previo al análisis, debido a que los resultados presentaron un buen ajuste al compararlos con las distribuciones empírica y teórica de los datos históricos

2.6 Conclusiones y Recomendaciones

Uno de los objetivos generales de esta investigación fue el desarrollar la aplicación del proceso bivariado: Estimación de avenidas en la confluencia de dos ríos, con base en el Modelo Logístico Bivariado con marginales de valores extremos tipo I, BVE11, resuelto por POME. El objetivo específico de esta primera aplicación se expresa como:

Desarrollar la aplicación del proceso bivariado del análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos; para la estimación, tanto de las avenidas en la propia confluencia, como en cada uno de sus afluentes; con base en la distribución BVE11 y la técnica POME.

Como conclusiones y recomendaciones del presente estudio se ofrecen las siguientes:

La variación en la inferencia de los eventos de diseño en la confluencia de dos ríos, entre los criterios de dependencia e independencia total en el análisis de avenidas conjuntas, se reduce significativamente si se realiza este análisis con el enfoque de gastos máximos anuales, con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, como se propone en este estudio. Sin embargo, este criterio (dependencia e independencia total) no se aplica en la mayoría de los casos debido a que, en general, existe una dependencia parcial de estos fenómenos hidrológicos; por otra parte, resulta de utilidad su aplicación sólo para conocer la magnitud y el orden de variación de las avenidas de interés, que ayuden en la definición del diseño de una obra hidráulica.

En el caso de dependencia parcial de los fenómenos hidrológicos, que nos ocupa este estudio, para estimar los eventos en la confluencia propia, así como en los afluentes; se propone y recomienda, de acuerdo a este estudio, realizar el análisis en forma bivariada con el enfoque del manejo de la información de gastos máximos anuales con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, debido a su comportamiento comparable con el análisis univariado efectuado para los datos físicos registrados.

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

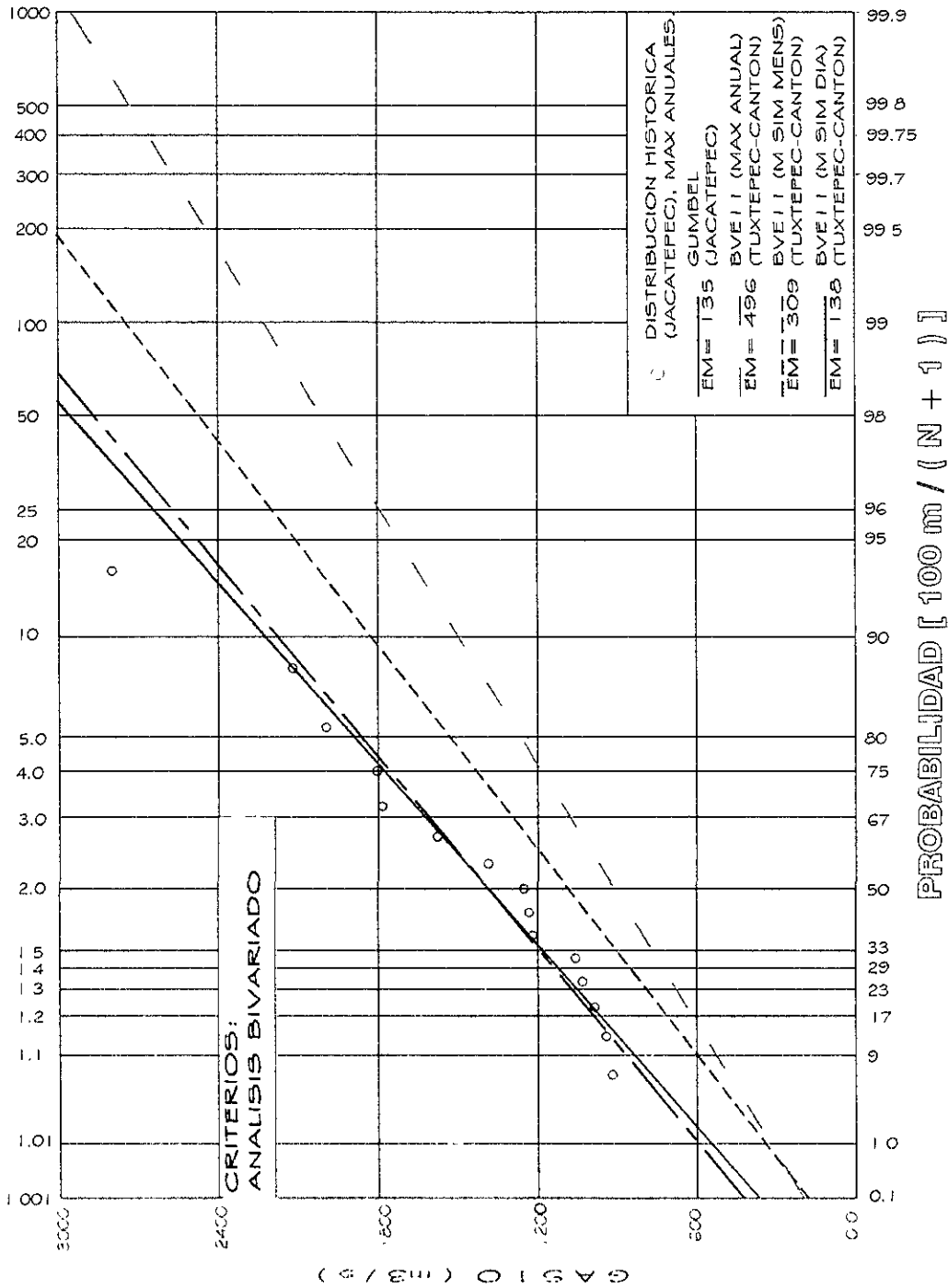


FIGURA 2.3 Curvas de frecuencias empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto Domingo). Estimación de las avenidas en el afluente (estación: JACATEPEC) con base en la hidrometría de las estaciones TUXTEPEC (Río Papaloapan) y CANTON (Río Sto Domingo).

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

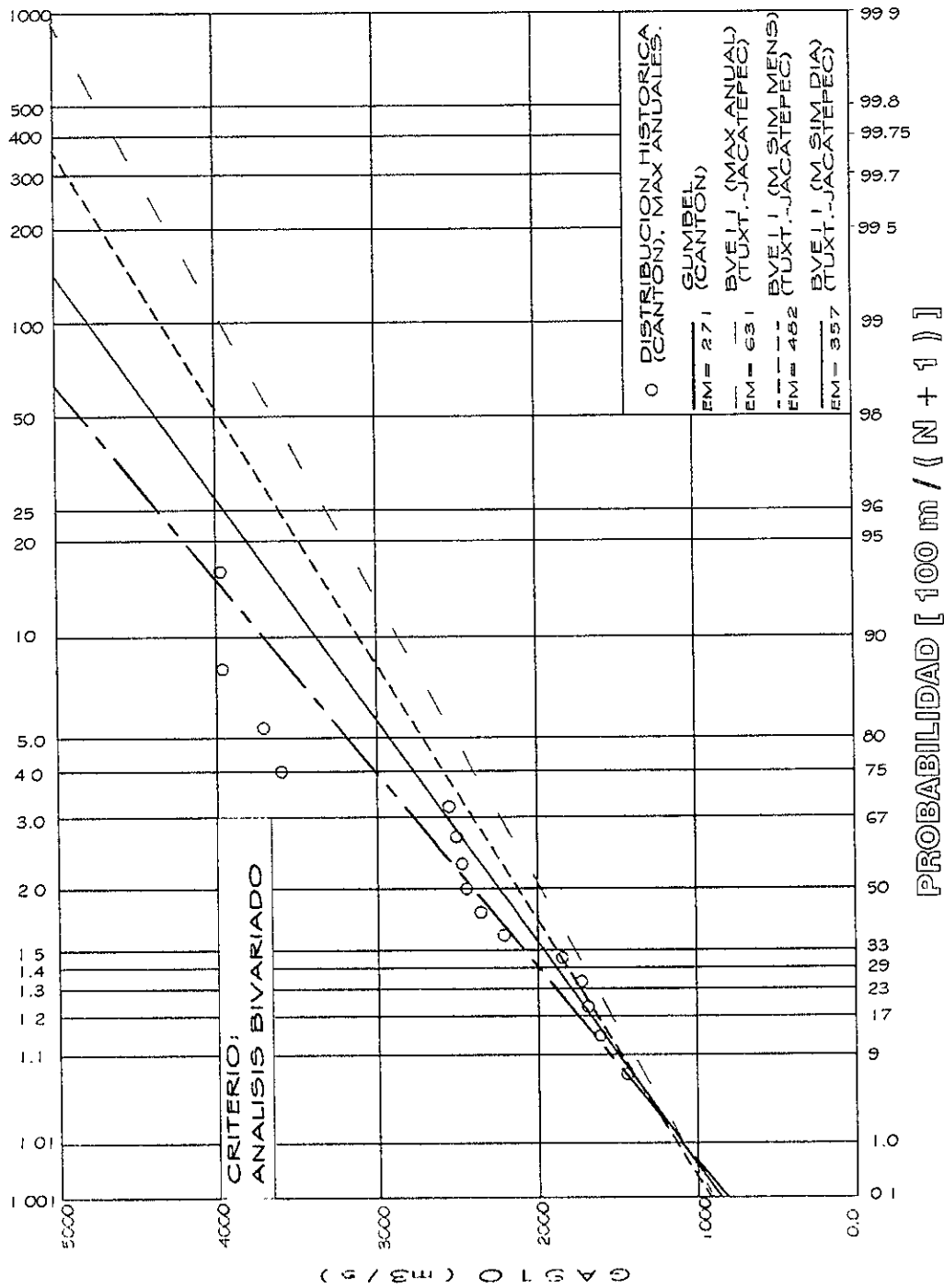


FIGURA 2.4 Curvas de frecuencias empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto Domingo). Estimación de las avenidas en el afluente (estación: CANTON) con base en la hidrometría de las estaciones TUXTEPEC (Río Papaloapan) y JACATEPEC (Río Valle Nacional).

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

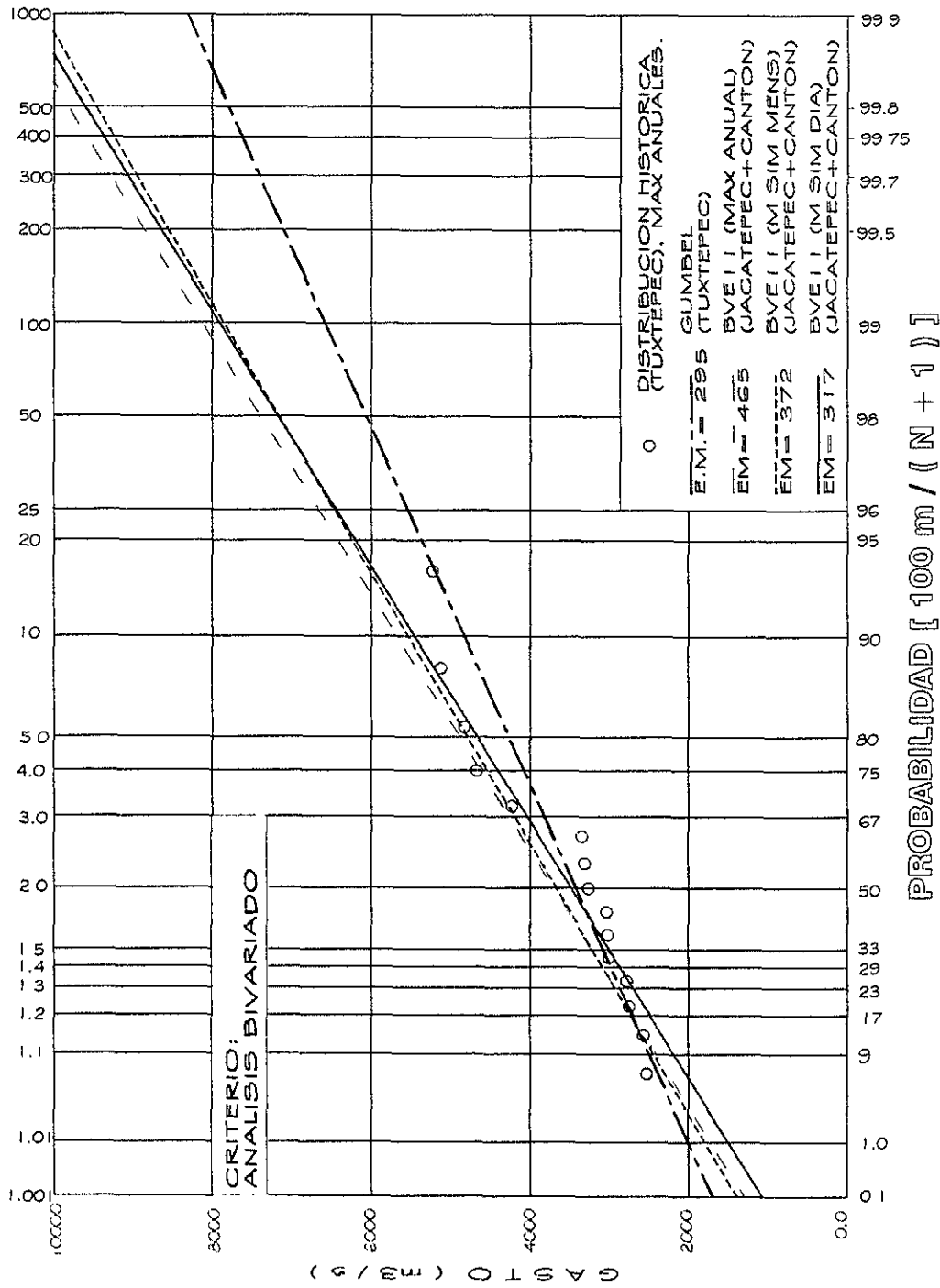


FIGURA 2.5 Curvas de frecuencia empírica y ajustada mediante las aproximaciones univariada y bivariadas para el análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos (Valle Nacional y Sto. Domingo). Estimación de las avenidas en la confluencia (Estación: TUXTEPEC, Río Papaloapan), con base en la hidrometría de las estaciones JACATEPEC (Río Valle Nacional) y CANTON (Río Sto. Domingo).

CAPÍTULO TRES

PROCESO CONDICIONAL LLUVIA-VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO-GASTO PICO

El fenómeno del escurrimiento en una cuenca es complejo. Nuestra comprensión de los principios físicos y la formulación matemática que los gobierna es limitada.

La anécdota que se comenta a continuación plantea un problema que en ocasiones se presenta en la práctica: “Un ingeniero encargado de dimensionar el vertedor de una nueva presa decidió diseñarla para una avenida de 100 años de período de retorno. Su decisión satisfizo su riesgo de falla y el criterio beneficio-costos. Para lo cual, empleó el método estándar del hidrograma unitario y derivó un hidrograma de diseño de $T_r = 100$ años; transitó este hidrograma a través del embalse, para obtener su dimensionamiento. Como prueba de su diseño, decidió transitar a través del embalse la avenida histórica máxima ocurrida en 50 años de registro. Aunque el gasto pico de esta avenida histórica era mucho menor que el de su avenida de diseño, encontró que su vertedor no tenía la capacidad hidráulica para desalojar la avenida observada, esto debido a su gran volumen”.

El proceso propuesto en este estudio pretende dar una alternativa de solución a la problemática antes planteada, con el enfoque bivariado y la ayuda del modelo de probabilidad condicional.

Objetivo General

El objetivo general de este estudio es desarrollar una metodología para estimar hidrogramas de diseño, en los que sus características principales: volumen de escurrimiento y gasto pico, se definan con base en la magnitud de la lluvia, asociadas a períodos de retorno de acuerdo con el patrón de ocurrencia histórica; con apoyo del concepto de la probabilidad condicional.

Objetivos Específicos

El objetivo final de esta parte de la investigación es desarrollar una metodología para obtener hidrogramas de diseño.

Lo anterior se pretende desarrollar con la modelación de tres procesos o relaciones: el primero, la relación Lluvia-Volumen de Escurrimiento; el segundo, Volumen de Escurrimiento-Gasto pico; y el tercero, Lluvia-Gasto pico.

A partir del análisis conjunto de los procesos descritos, con la aplicación del modelo logístico BVE11, se determinan las probabilidades marginales y condicionales con la finalidad de establecer la mejor relación entre los procesos y definir un patrón de relaciones de probabilidades entre ellos, con base en los datos históricos, que se utilice en la inferencia de las características de los hidrogramas.

Este nuevo enfoque en el diseño de las avenidas es diferente al tradicional de “mayoración” del hidrograma de la avenida máxima histórica a partir del análisis exclusivo de los gastos máximos anuales y al que se basa en las técnicas de análisis estadístico de la precipitación, en cuyo proceso es factible que para una determinada precipitación de diseño asignada a un período de retorno, la avenida obtenida no corresponda al patrón de ocurrencia histórica.

Cabe puntualizar que, la aplicación de la metodología desarrollada en esta investigación se ejemplifica en la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación hidrométrica denominada como Jaina, con información de: gastos, volúmenes y lluvias asignados a períodos diarios; sin embargo, para propósitos de diseño, la metodología propuesta deberá aplicarse con el análisis de hidrogramas máximos instantáneos u horarios.

3.1 Modelo Logístico Bivariado Condicional con Marginales de Valores Extremos Tipo I

La FDP condicional de cualquier modelo continuo esta definido por (Mood and Graybill, 1963)

$$F(y|x) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y \frac{f(x,y)}{f(x)} dy dx \quad (3.1)$$

donde: $f(x, y)$ es la función de densidad de probabilidad bivariada;

$f(x)$ es la función de densidad de probabilidad marginal de x.

Para el caso particular de la distribución BVE11 Condicional, la expresión (3.1) esta definida por

$$F(y|x) = \exp \left\{ - \left[-e^{-\frac{(x-u_1)}{\alpha_1}} + (m-1) \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right) + \left[e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) + e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right] \right\} \left[e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2} \right) + e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right)} \right]^{\frac{1}{m}-1} \quad (3.2)$$

empleada en el desarrollo de esta aplicación.

Posterior a la estimación de los parámetros, del modelo Logístico BVE11, por alguna de las técnicas de estimación conocidas: Máxima Verosimilitud (Raynal, 1985), Máxima Entropía (Domínguez, 1995; Escalante y Domínguez 1997) o algún otro, y determinar la mejor relación de los procesos condicionales, se procede a resolver el modelo logístico condicional BVE11.

El problema consiste en resolver la ecuación 3.2 con alguno de los métodos para solución de ecuaciones no lineales, dentro de estos métodos se tienen: el de Bisección, Falsa Posición, Falsa Posición Modificada, Método de Newton, Método de la Secante, el de Sustitución Sucesiva, el Método de Bairstow, entre otros.

El Método de Bairstow, se limita a ecuaciones de tipo polinomial. Los tres primeros métodos requieren de la especificación del intervalo en el cual se contiene la raíz o solución de la ecuación, lo que no presenta mayor dificultad porque puede proponerse un intervalo suficientemente amplio, o uno dinámico. Los métodos de Newton y de la Secante necesitan una estimación inicial. Prácticamente todos los métodos anteriores requieren de la continuidad de la derivada de la función a analizar, excepto el método de Bisección. Así mismo, prácticamente todos los anteriores métodos son aplicables a cualquier tipo de ecuación. El método de la Falsa Posición es de convergencia lenta en un intervalo grande; el de la Falsa Posición Modificada, es más rápido que el anterior; el método de Newton, converge rápido, requiere calcular la derivada de la función, es aplicable a raíces complejas, sin embargo para el caso que nos ocupa, la derivada de la función resulta bastante compleja; el método de la Secante, converge rápido, no requiere de la derivada de la función; el método de Sustitución Sucesiva, puede no convergir; por último, el método de Bisección, es robusto, aplicable aún en funciones no analíticas, y es sencillo.

Por lo anterior, se decidió resolver la ecuación (3.2) con el método de Bisección (Nakamura, 1994), por lo que se busca la solución de la ecuación para la condición de la ocurrencia del evento X y la variable condicional Y , asignada a un período de retorno y por consiguiente a una probabilidad de no-excedencia. Por lo que el problema se reduce a determinar la raíz de la ecuación (3.2), para cada condición X .

Derivación de las fdp Marginales a partir de la fdp Bivariada BVE11

A continuación se deriva la función de densidad de probabilidad (fdp) marginal $f(x)$ a partir de la fdp bivariada BVE11.

Sea la fdp bivariada BVE11, definida como

$$f(x, y) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \exp \left\{ - \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}-2} \cdot \left\{ (m-1) + \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (3.3)$$

La fdp marginal $f(x)$ se define por

$$f(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x, y) dy \quad (3.4)$$

que aplicada a la ec. (3.3), proporciona

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} \int_{y=-\infty}^{y=+\infty} e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \exp \left\{ - \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}-2} \right. \\ \left. \cdot \left\{ (m-1) + \left[e^{-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} dy \right. \quad (3.5)$$

sea:

$$b = \exp \left\{ -m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1} \right) \right\}$$

y efectuando un cambio de variable,

$$\text{sea: } v = \left\{ e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} + b \right\}^{\frac{1}{m}}, \text{ por lo que } e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} = v^m - b$$

$$\text{siendo } dv = -\frac{1}{\alpha_2} \left[e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} + b \right]^{\frac{1}{m}-1} e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)}$$

$$\text{por lo que } dy = -\frac{\alpha_2 dv}{\left[e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} + b \right]^{\frac{1}{m}-1} e^{-m\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)}} = -\frac{\alpha_2 dv}{v^{1-m} [v^m - b]}$$

por otra parte, los límites de integración quedan definidos como:

$$v = +\infty, \text{ para } y = -\infty$$

$$v = b^{1/m}, \text{ para } y = +\infty$$

por lo que, al efectuar el cambio de variable en la ec. (3.5), se tiene

$$f(x) = \frac{b}{\alpha_1 \alpha_2} \int_{v=b^{1/m}}^{v=+\infty} (v^m - b) \cdot e^{-v} v^{1-2m} \{ (m-1) + v \} (-\alpha_2) \frac{dv}{v^{1-m} [v^m - b]}$$

$$f(x) = \frac{b}{\alpha_1} \int_{v=b^{\frac{1}{m}}}^{v=\infty} e^{-v} v^{-m} \{(m-1) + v\} dv \quad (3.6)$$

$$\text{sea: } I_1 = \frac{b}{\alpha_1} [(m-1)I_2 + I_3] \quad (3.7)$$

donde:

$$I_2 = \int_{v=b^{\frac{1}{m}}}^{v=\infty} e^{-v} v^{-m} dv, \text{ y} \quad (3.8)$$

$$I_3 = \int_{v=b^{\frac{1}{m}}}^{v=\infty} e^{-v} v^{1-m} dv \quad (3.9)$$

al resolver la ec. (3.8) por partes $\left[\int \eta d\tau = \eta\tau - \int \tau d\eta \right]$, se tiene

sea: $\eta = e^{-v}$, por lo que $d\eta = -e^{-v} dv$ y

$$d\tau = v^{-m}, \text{ de tal forma que, } \tau = \int v^{-m} dv = \frac{1}{1-m} v^{1-m}$$

Al aplicar lo anterior en la ec. (3.8)

$$I_2 = \frac{1}{1-m} e^{-v} v^{1-m} - \int \frac{v^{1-m} (-e^{-v})}{1-m} dv$$

$$I_2 = \frac{e^{-v} v^{1-m}}{1-m} + \frac{1}{1-m} \int e^{-v} v^{1-m} dv \quad (3.10)$$

al sustituir las ecuaciones (3.9 y 3.10) en (3.7)

$$I_1 = f(x) = \frac{b}{\alpha_1} \left\{ (m-1) \left[\frac{e^{-v} v^{1-m}}{1-m} + \frac{1}{1-m} \int e^{-v} v^{1-m} dv \right] + \int e^{-v} v^{1-m} dv \right\} \quad (3.11)$$

y al hacer algunas operaciones, se tiene

$$f(x) = \frac{b}{\alpha_1} \left\{ \frac{m-1}{-(m-1)} e^{-v} v^{1-m} + \frac{m-1}{-(m-1)} \int e^{-v} v^{1-m} dv + \int e^{-v} v^{1-m} dv \right\}$$

$$f(x) = \frac{b}{\alpha_1} \left\{ -e^{-v} v^{1-m} - \int e^{-v} v^{1-m} dv + \int e^{-v} v^{1-m} dv \right\}$$

$$f(x) = -\frac{b}{\alpha_1} \left\{ e^{-v} v^{1-m} \right\}_{v=b^{1/m}}^{v=\infty} \quad (3.12)$$

si se evalúa la ecuación anterior

$$f(x) = -\frac{b}{\alpha_1} \left\{ e^{-\infty} (\infty)^{1-m} - e^{-b^{1/m}} \left(\frac{1}{b^{1/m}} \right)^{1-m} \right\}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1} \exp(b^{1/m}) b^{1/m} \quad (3.13)$$

dado que $b = \exp\left(-m\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)\right)$

la ecuación (3.13) toma la forma

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1} \exp\left\{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right) - e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)}\right\} \quad (3.14)$$

la cual es una de las funciones de densidad de probabilidad marginales del modelo logístico bivariado, BVE11; lo que comprueba que es precisamente la fdp de Valores Extremos Tipo I (Gumbel).

Similarmente, la otra fdp marginal, $f(y)$, se obtiene con el mismo procedimiento y tiene la misma estructura de la ec. (3.14), por lo que

$$f(y) = \frac{1}{\alpha_2} \exp\left\{-\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right) - e^{-\left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)}\right\} \quad (3.15)$$

3.2 Componentes del Escurrimiento en una Cuenca

El escurrimiento de una cuenca lo constituyen tres componentes, los cuales pueden, en un determinado momento, ocurrir en forma separada o simultáneamente variando su magnitud. Estas componentes son ilustradas en la Figura 3.1 como:

- 1) Esgurrimiento superficial,
- 2) Esgurrimiento subsuperficial, y
- 3) Esgurrimiento base o esgurrimiento subterráneo.

El esgurrimiento superficial, como su nombre lo indica, viaja sobre la superficie del terreno y a través de los cauces hacia la salida de la cuenca. Como es ilustrado por la figura, el viaje es del punto 1 al punto 2. El esgurrimiento superficial se compone de 1.- Flujo en la superficie del terreno y 2.- Esgurrimiento en corrientes.

El esgurrimiento superficial comúnmente ocurre cuando la intensidad de la lluvia excede la demanda inicial de intercepción, infiltración y almacenamiento por las depresiones del terreno. Este esgurrimiento varía durante la tormenta y puede cesar durante su ocurrencia o súbitamente después de que ha cesado la tormenta. Al fluir el esgurrimiento superficial hacia la salida de la cuenca, una parte de este se infiltra hacia el suelo o por las paredes del cauce; la infiltración que toma lugar en los cauces a menudo se refieren como pérdidas por conducción. Esta situación es particularmente común en zonas de clima áridos, semiáridos o subhúmedos. Adicionalmente, las pérdidas por conducción algunas veces son tan grandes que por sí mismas eliminan el esgurrimiento superficial. Como se muestra en la figura, la distancia transitada del punto 3 al 4 depende de:

- 1) La cantidad de esgurrimiento superficial,
- 2) Las características de humedad del suelo, y
- 3) La fisiografía de la cuenca.

El esgurrimiento subsuperficial representa la porción de la lluvia infiltrada que esgurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él hasta alcanzar el esgurrimiento en corriente. Como se muestra en la Figura 3.1, el agua infiltrada en el punto 5 eventualmente retorna a la superficie en el punto 6, continuando como esgurrimiento superficial en el punto 7. Este esgurre más lento que el esgurrimiento superficial y puede unirse al esgurrimiento superficial durante o después de la tormenta. La parte del esgurrimiento que ocurre como esgurrimiento subsuperficial depende de las características geológicas de la cuenca y de las propiedades en el tiempo y en el espacio de la lluvia. Este esgurrimiento se encuentra comúnmente en climas húmedos y cuencas con alta capacidad de infiltración y laderas de moderadas a escarpadas.

El esgurrimiento base es aquella parte del agua infiltrada que alcanza el agua subterránea y que descarga en la corriente. Como se muestra en la Figura 3.1, el agua que entra en el punto 8 va directamente al agua subterránea y después eventualmente descarga a una corriente en el punto 9. Este tipo de flujo esgurre mucho más lento y tiene poco efecto en las avenidas máximas en cuencas pequeñas. La respuesta del flujo base varía ampliamente de un cuerpo de agua subterráneo a otro, al depender de la permeabilidad del suelo.

Estas componentes del esgurrimiento no aparecen regularmente en una cuenca. Por ejemplo en zonas áridas el esgurrimiento en cuencas pequeñas es casi siempre esgurrimiento superficial. En zonas húmedas el esgurrimiento subsuperficial es predominante. Sin embargo, a lo largo de sucesivas tormentas puede producirse esgurrimiento subsuperficial y también esgurrimiento base

en zonas áridas. Por lo tanto, el tipo de escurrimiento que ocurre en una cuenca es determinado por una combinación de factores climáticos y fisiográficos, en conjunto con las características espaciales y temporales de la lluvia.

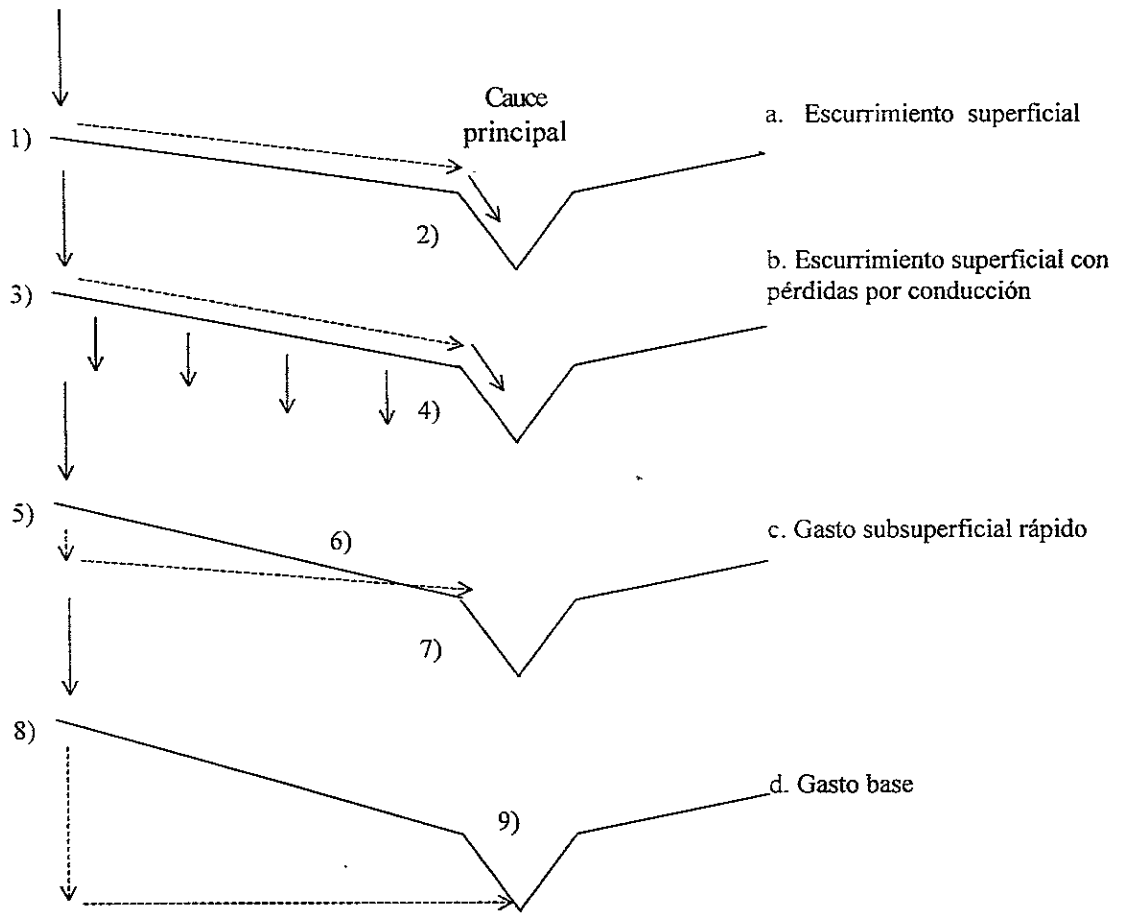


Figura 3.1 Componentes del escurrimiento (U.S. Soil Conservation Service, 1971)

Aunque estas componentes de escurrimiento se originan de diferentes fuentes o tienen diferentes rutas de escurrimiento, la distinción entre ellas resulta esencialmente arbitraria. En el curso de su trayectoria, estas componentes tienen rutas mezcladas y cambian de forma. Por ejemplo, el escurrimiento subsuperficial puede ser superficial durante parte de su trayectoria y aparecer como escurrimiento superficial. Lo contrario es igualmente probable. Similarmente, dependiendo de las formaciones geológicas, el escurrimiento base y el subsuperficial pueden compartir algunas de las características. Por lo que, en la práctica es muy difícil separar estas componentes con exactitud. Esto explica parcialmente la acostumbrada división del escurrimiento en: 1. directo y 2. flujo base. Se considera que el escurrimiento directo está formado por escurrimiento superficial y el así llamado flujo subsuperficial rápido, mientras que el escurrimiento base consiste de escurrimiento subsuperficial retardado y escurrimiento subterráneo. En la literatura hidrológica

los términos escurrimiento directo, escurrimiento de tormenta y escurrimiento superficial se emplean libremente en forma indistinta. Lo anterior también ocurre para los términos escurrimiento subterráneo, escurrimiento base y gasto base. Se observa que, esta última división del escurrimiento en dos componentes, esta basada en el tiempo de trayecto en lugar de la ruta de trayecto (Singh, V. P., 1988).

3.3 Procedimiento Propuesto para el Análisis de los Procesos: Lluvia-Volumen de Escurrimiento, Volumen de Escurrimiento-Gasto Pico y Lluvia-Gasto Pico

En forma concreta, la metodología propuesta para el análisis de los procesos: Lluvia-Volumen de escurrimiento (*hpt-ved*), Volumen de escurrimiento-Gasto pico (*ved-qp*) y Lluvia-Gasto pico (*hpt-qp*), con la finalidad de definir las características de los hidrogramas de diseño: volumen, gasto pico; así como el impulso que genera esta respuesta, la lluvia de la tormenta, con el esquema condicional, se describe a continuación:

1. Definir la zona en estudio, así como la estación hidrométrica que será considerada para seleccionar los hidrogramas máximos anuales y las estaciones climatológicas, para emplearse en la obtención de las lluvias de las tormentas, asociadas a los mismos hidrogramas.
2. Seleccionar las avenidas máximas anuales y estimar su volumen de escurrimiento directo, así como el gasto pico del escurrimiento directo (Apéndice B).
3. Definir, a partir de cada avenida máxima anual, el período de duración de la tormenta que la genera.
4. Inferir los registros diarios de lluvia faltantes del período de duración de la tormenta de las estaciones seleccionadas con registros pluviométricos.
5. Obtener la lluvia media total de la cuenca en estudio de cada tormenta, relativa a cada avenida máxima anual, por medio del método de polígonos de Thiessen (Apéndice C).
6. Obtener los datos básicos para el análisis, que comprende: la lluvia media total, volumen de escurrimiento directo y gasto pico, asociados a las avenidas máximas anuales.
7. Estimar los parámetros del modelo Logístico BVE11, ec. (1.74) por algún método: Máxima Verosimilitud (Raynal, 1985), POME (Domínguez, 1995; Escalante y Domínguez, 1997) o algún otro, de los procesos lluvia-volumen de escurrimiento, volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-gasto pico.
8. Estimar las probabilidades marginales y condicionales de los procesos: *hpt-ved*, *ved-qp* y *hpt-qp*, de acuerdo con los datos históricos y el modelo BVE11.
9. Seleccionar las dos mejores relaciones, con base en un análisis de correlación; la primera, una relación que implique la probabilidad marginal de la lluvia, $F(hpt)$ y cualquier probabilidad condicional, $F(y|x)$; la segunda, será aquella que involucre esta última y alguna otra que incluya la característica restante del hidrograma como probabilidad condicional.
10. Con los parámetros estimados en el punto 7, las ecuaciones de las mejores relaciones de probabilidades, el modelo BVE11 condicional (ecuación 3.2) y la FDP marginal Gumbel, verificar el comportamiento de los procesos, al comparar los eventos históricos con los estimados.

11. El último paso consiste en obtener los eventos de diseño; es decir, el volumen de escurrimiento directo y el gasto pico de los hidrogramas, asociados a la lluvia que se estima los ha generado, con el patrón de probabilidades estimadas con base en la ocurrencia histórica

3.4 Desarrollo de la Metodología

En esta sección se desarrolla la metodología para el análisis de los procesos: lluvia-volumen de escurrimiento, volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-gasto pico, con el objeto de definir las características de los hidrogramas de diseño.

La aplicación propuesta de aquellos procesos fue desarrollada en la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación hidrométrica denominada como Jaina, localizada sobre la corriente del mismo nombre, en el estado de Sinaloa. Esta cuenca forma parte de la región hidrológica RH-10, Figura 3.2, ubicada en el noroeste de la República Mexicana. La Figura 3.3 muestra la zona en estudio, así como las estaciones hidrométricas y climatológicas utilizadas para la obtención de la información requerida.

En la Figura 3.4, se indican las áreas de influencia definidas por el método de los polígonos de Thiessen, para la estimación de la precipitación media de la cuenca.

Información Requerida

Los datos requeridos para el desarrollo de la aplicación fueron: los volúmenes de escurrimiento directo de las avenidas máximas anuales, seleccionadas, estas, de acuerdo con los gastos medios diarios máximos anuales (Apéndice B); las láminas de lluvia diaria que generaron tales avenidas (Apéndice C).

En la Tabla 3.1 se presentan las 12 estaciones hidrométricas y climatológicas que sirvieron de apoyo para la obtención de la información, así como sus períodos de registro disponibles de lluvias diarias, y áreas de influencia en la definición de las precipitaciones medias de la cuenca, por medio de los polígonos de Thiessen.

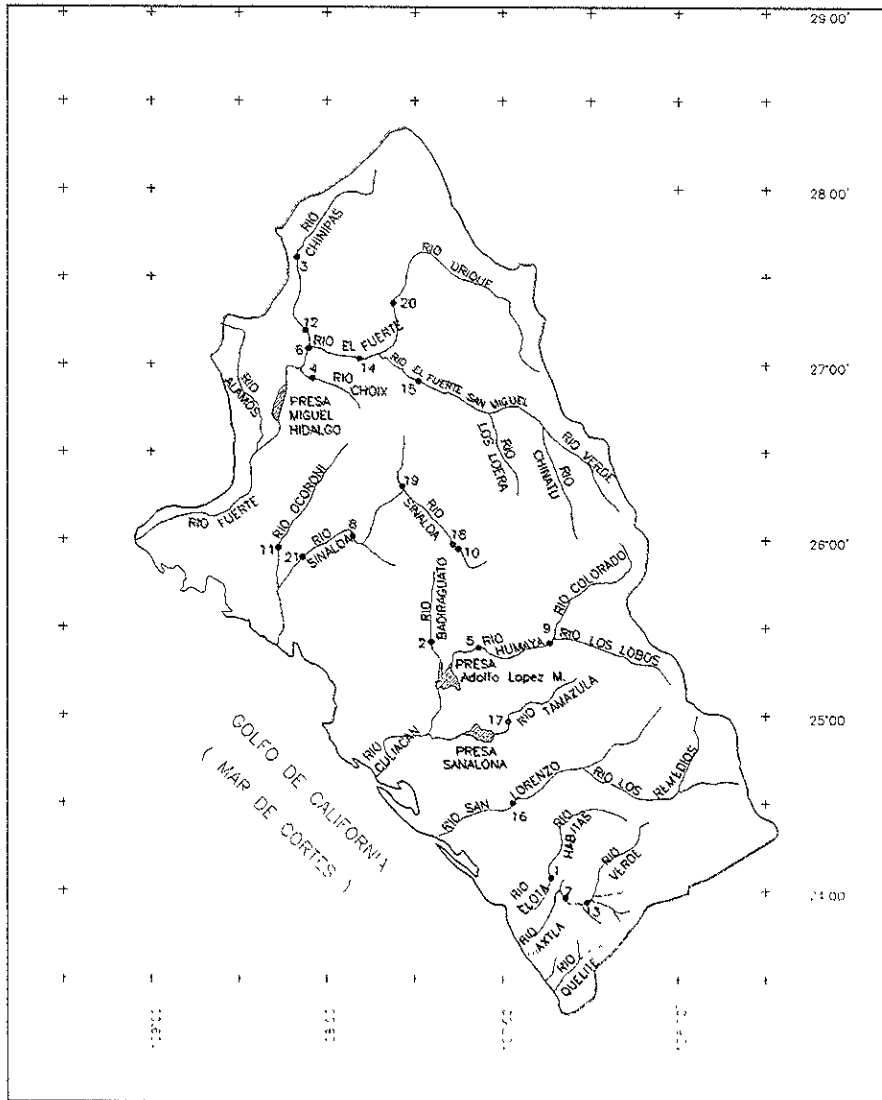
El período común de registro fue el comprendido de 1961 a 1980, debido a que a partir de Mayo de 1981 comenzó a operar sobre la corriente del río Sinaloa la presa Gustavo Díaz Ordaz.

Inferencia de Registros Diarios de Lluvia Faltantes

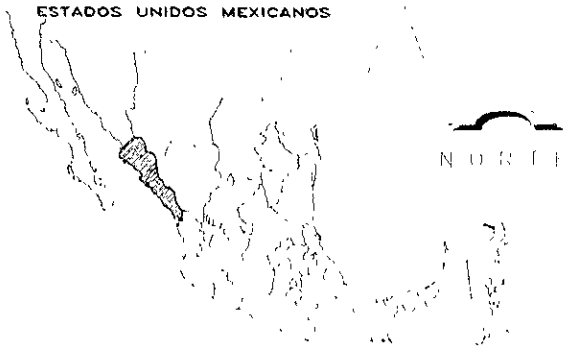
Los datos o valores faltantes de un registro de lluvias son frecuentes y se deben a una gran variedad de causas. Por ejemplo, debido a desperfectos en el equipo de mediciones, por enfermedad o sustitución del encargado de las observaciones, por interrupciones debidas a limitaciones presupuestales, etc. En general, los datos faltantes son estimados con base en los registros de las estaciones cercanas.

FIGURA 3.2 REGION HIDROLOGICA RH-10

Cuenca de los Ríos:
Fuerte, Sinaloa, Culiacán, San Lorenzo, Elota y Piaxtla.



ESTADOS UNIDOS MEXICANOS



ALGUNAS ESTACIONES HIDROLOGICAS IMPORTANTES

No.	N. ESTACION	No.	N. ESTACION
1	ACATHAN	11	PALE DIECE
2	BADIRACUARO	12	PIAXTLA
3	CARIBIA	13	SAN FRANCISCO
4	CHOIX	14	SAN IGNACIO
5	GUANAJUA	15	SANTA FE
6	HUPI	16	SANALOMA
7	AXAPAPA	17	EL OTOLIMA
8	YABA	18	EL SANALOMA
9	LA HUAYANA	19	EL SANALOMA
10	EL SANALOMA	20	EL SANALOMA

Tabla 3.1 Estaciones localizadas en la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación Jaina. Período de registro de precipitación. Área tributaria.

I	Nombre de la estación	Tipo	Estado	Período	Longitud de registro	Área (km ²)	Factor
1	Baborígame	Climatológica	Chi.	1961-1985	25	532.1	0.0651
2	Bacubirito	Climatológica	Sin.	1963-1981	19	455.1	0.0556
3	Dolores	Climatológica	Chi.	1961-1990	30	935.8	0.1144
4	Guadalupe y Calvo	Climatológica	Chi.	1961-1985	25	857.3	0.1048
5	Huacapas	Climatológica	Sin.	1961-1990	30	331.4	0.0405
6	Jaina	Hidrométrica	Sin.	1961-1983	23	242.9	0.0297
7	San José de Gracia	Climatológica	Sin.	1962-1990	29	596.6	0.0729
8	Soyatita	Climatológica	Sin.	1961-1990	30	996.2	0.1218
9	Surutato	Climatológica	Sin.	1961-1985	25	477.4	0.0584
10	Tameapa	Climatológica	Sin.	1969-1983	15	311.6	0.0381
11	Tecusiapa	Hidrométrica	Sin.	1961-1990	30	596.8	0.0730
12	Toahayana	Hidrométrica	Chi.	1961-1983	23	1845.7	0.2257
suma:						8179.0	1.0000

Los datos faltantes de registros diarios de lluvia han sido obtenidos con base en el método del U. S. National Weather Service (Campos, D.F. 1992; Subramanya, 1994). Este procedimiento ha sido verificado tanto teórica como empíricamente y considera que el dato faltante en una cierta estación x , puede estimarse con apoyo de los datos observados en las estaciones vecinas. Este método es aplicable en la estimación de valores diarios, mensuales o anuales faltantes.

El método consiste en ponderar los valores observados en una cantidad K , igual al recíproco del cuadrado de la distancia (L) entre cada estación vecina y la estación x . La lluvia buscada será igual a

$$h_{px} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad (3.16)$$

donde:

h_{pi} : es la precipitación observada para la fecha de la faltante, en las estaciones auxiliares circundantes, en milímetros. Se recomienda como mínimo dos estaciones.

$K_i = 1/L_i^2$: L_i es la distancia entre cada estación circundante y la estación a inferir, en km.

La distancia L_i , para este estudio, se ha restringido a una máxima de 60 km; aunque la distancia máxima empleada fue de 57.5 km. Por otra parte, como alternativa en la inferencia de registros diarios de lluvia faltantes, pueden emplearse los llamados métodos de interpolación.

Separación del Volumen de Esgurrimiento Directo del Hidrograma

Antes de indicar el procedimiento aplicado para la separación del volumen del escurrimiento directo de cada hidrograma máximo anual, conviene explicar algunos conceptos importantes.

El hidrograma es una representación gráfica del gasto que pasa por una sección particular de un río, como función del tiempo. En la Figura 3.5 se muestra un hidrograma típico correspondiente a valores instantáneos de gasto de una avenida aislada.

El análisis de un hidrograma como el mostrado en la Figura 3.5, se realiza fundamentalmente para encontrar su relación con la tormenta que la produce. En este sentido, lo primero que se requiere es separar el escurrimiento directo; es decir, el que proviene directamente de la tormenta, del escurrimiento base producto del flujo del agua subterráneo.

Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varían no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir los siguientes puntos, de los cuales se definen algunos conceptos útiles para particularizar una avenida y relacionarlos con las características de la precipitación y de la cuenca en estudio. Los puntos marcados son (Figura 3.5):

- A. Punto de levantamiento.** Es el punto en el que se inicia el escurrimiento directo. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que ha cesado de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, sus sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.
- B. Punto de inflexión anterior al gasto máximo.** Es donde se considera concluye la rama ascendente del hidrograma.
- C. Punto de gasto máximo o gasto pico.** Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.
- D. Punto de inflexión posterior al gasto máximo.** En este punto, es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.
- E. Punto en el que termina el escurrimiento directo.** A partir de aquí el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Se acepta normalmente como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue fácilmente.

Con base en los puntos anteriores se definen las siguientes características del hidrograma:

Tiempo base. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento, **A**, hasta el punto final del escurrimiento directo, **E**. Es el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Tiempo de pico. El tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento, **A**, hasta el pico del hidrograma, **C**.

Tiempo de retraso. Es el tiempo entre el centroide del hietograma de lluvia en exceso y el pico del hidrograma, C.

Curva de concentración. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento, A, hasta el pico, C.

Curva de recesión del escurrimiento superficial. Es la parte del hidrograma que va desde el pico, C, hasta el final del escurrimiento directo, E. Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

Selección y Componentes de los Hidrogramas

Como se ha expresado anteriormente, las avenidas máximas anuales fueron seleccionadas de acuerdo con los gastos medios diarios máximos anuales. La separación del escurrimiento directo del base, dada la discretización disponible de la información en $\Delta t = 1$ día, se realizó de acuerdo a: si el hidrograma es aislado o proviene de hidrogramas compuestos.

Hidrogramas aislados

En hidrogramas asilados, el procedimiento fue el que se describe a continuación:

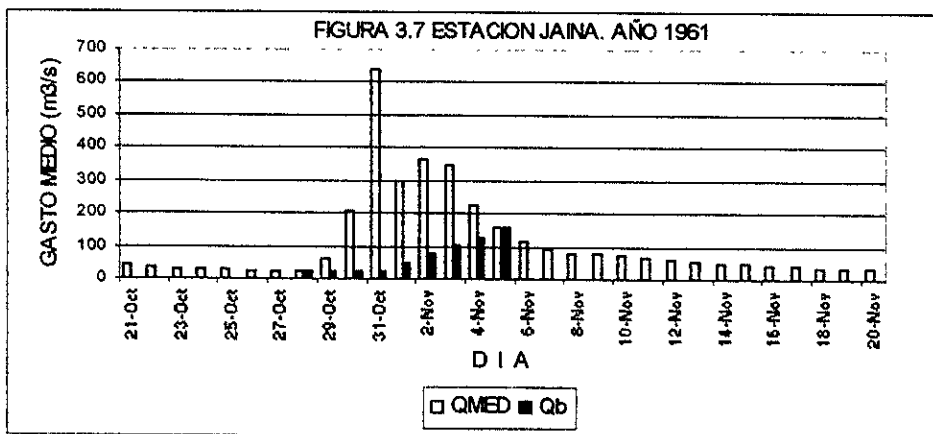
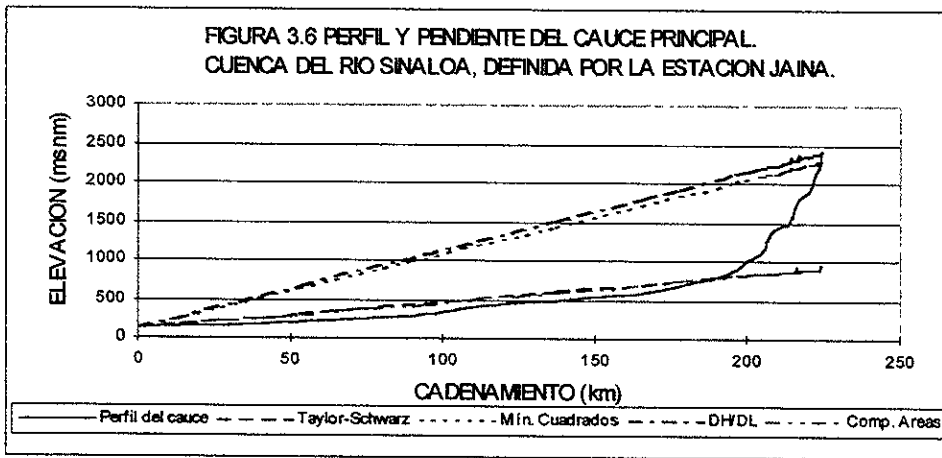
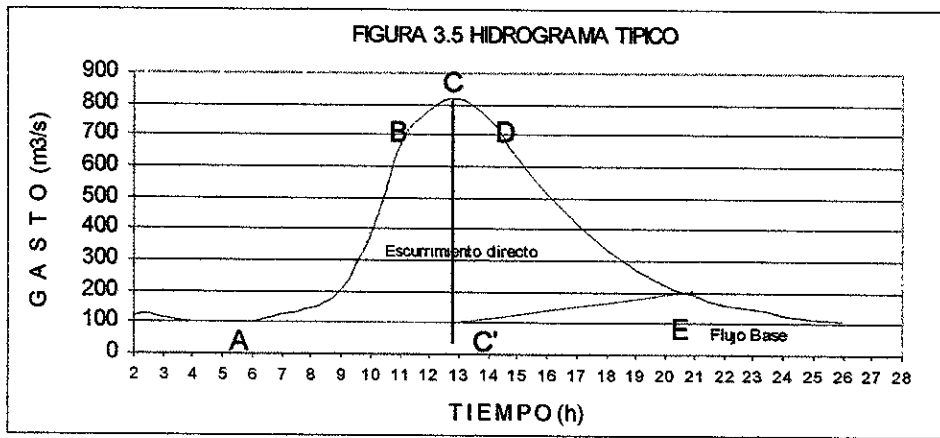
La frontera entre el escurrimiento directo y base se ha definido trazando una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el inicio del escurrimiento directo, punto A de la Figura 3.5, hasta la proyección del punto C que corresponde al gasto máximo (punto C' de la Figura 3.5).

Al aprovechar los intentos de correlacionar el tiempo de vaciado del escurrimiento directo con algunas características de las cuencas, el método que ha tenido mejores resultados es el que relaciona dicho tiempo con el área de la cuenca. Una relación muy utilizada es la siguiente (Campos, 1992; Aparicio, 1997):

$$t_v = 0.827A^{0.2} \quad (3.17)$$

donde: t_v = tiempo de vaciado del escurrimiento directo, en días; A = área de la cuenca en km^2 .

A partir del punto C' se toma una distancia horizontal igual a t_v para definir el punto E. El punto E del hidrograma estará un tiempo t_v días después del pico. Para el caso particular de la zona en estudio, donde $A = 8179 \text{ km}^2$, t_v tendrá un valor de 5.01 días, por lo que se puede cerrar el valor a $t_v = 5$ días. A continuación, se traza una recta que una los puntos C' y E; por lo que queda separado el escurrimiento directo del base (Ver Apéndice B). Afortunadamente, en general, el escurrimiento base no es muy significativo en las tormentas importantes que son las empleadas en el diseño.



Hidrogramas compuestos

En hidrogramas compuestos, primero, se identifica el hidrograma máximo con base en el de mayor magnitud de su gasto medio diario máximo anual; posteriormente, se localizan los puntos de levantamiento del propio hidrograma máximo, y del subsiguiente, para aislar el hidrograma individual de interés.

La separación del escurrimiento directo del base, se propone de acuerdo al siguiente esquema:

A partir de los hidrogramas antecedentes al máximo, y que formen parte del tren de hidrogramas donde se ubica aquel, se localiza el primer punto de levantamiento del hidrograma, desde donde se traza una línea recta horizontal hasta llegar al gasto pico del primer hidrograma. Posteriormente, se continua aquella con una línea recta inclinada, con pendiente mq , hasta el primer día posterior al gasto pico, que se aceptará, en éste caso, como punto de inflexión posterior al gasto pico. Se continuará la separación del escurrimiento directo con trazos rectos inclinados descendentes, con base en la constante de recesión K_r del escurrimiento subterráneo (gasto base) y la siguiente ecuación:

$$Q_i = Q_{i-1} K_r \quad (3.18)$$

donde:

Q_i gasto en un cierto tiempo t después del gasto Q_{i-1} , en m^3/s .

Q_{i-1} gasto medido un cierto tiempo t antes de Q_i , en m^3/s .

K_r constante de recesión, adimensional.

t tiempo, considerado como un día.

Se continúa con el cálculo de los Q_i hasta llegar al punto de levantamiento del siguiente hidrograma, para iniciar de nuevo con el procedimiento descrito; así sucesivamente se prosigue hasta llegar al hidrograma máximo anual de nuestro interés.

La pendiente mq , en $m^3/s/día$, se ha determinado con base en la línea inclinada definida en la separación del escurrimiento directo, descrita para hidrogramas aislados, por el trazo de la recta que une los punto C' y E; la que en promedio proporcionó una pendiente $mq=15.85 m^3/s/día$.

La constante de recesión media del escurrimiento subterráneo, se ha obtenido con base en los hidrogramas aislados, la que proporcionó un valor medio $K_r=0.91$, que de acuerdo con E.F. Shultz (1976) toma valores en el rango de 0.85 a 0.98.

Estimación del Tiempo de Concentración de la Cuenca

En la Tabla 3.2 se presenta la estimación de la pendiente del cauce principal de la cuenca en estudio, de acuerdo con los métodos de: Taylor-Schwarz, compensación de áreas, mínimos

cuadrados y directamente el cociente del desnivel entre la longitud; y en la Figura 3.6 su representación gráfica, así como del perfil del cauce.

En la misma Tabla 3.2 se presenta el tiempo de concentración, estimado con base en la fórmula de Kirpich (Singh, V.P., 1988). Como puede observarse en la tabla o gráficamente, los métodos por Taylor-Schwarz y de Compensación de áreas proporcionan prácticamente la misma magnitud, por lo que podrían seleccionarse cualquiera de los dos.

Tabla 3.2 Pendiente del cauce principal y tiempo de concentración de la cuenca del río Sinaloa definida por la estación JAINA

i	Método	Longitud del cauce Principal (km)	Pendiente del cauce principal	Tiempo de concentración (h)
1	Taylor-Schwarz	224.7	0.0035355	37.71
2	Compensación de áreas		0.0035091	37.82
3	Mínimos cuadrados		0.0096497	25.62
4	DH/DL		0.0101529	25.12

Por lo que, para efectos de selección del inicio de la tormenta que genera los hidrogramas, el tiempo de concentración se considerará como de dos días.

Obtención de la Precipitación de cada Hidrograma Máximo Anual

En forma semejante que en la separación del escurrimiento directo del base para hidrogramas aislados o aquellos provenientes de hidrogramas compuestos o trenes de hidrogramas, la obtención de la precipitación de la tormenta que generó los hidrogramas máximos, dependerá si aquellos son aislados o compuestos, como se describe a continuación:

Hidrogramas aislados

En hidrogramas aislados, el día de inicio de la tormenta se ha aceptado como el día anterior al tiempo de concentración, con relación al día del gasto pico, si el tiempo de pico es menor que el tiempo de concentración; o un día anterior en el que se manifiesta el punto de levantamiento del hidrograma, si el tiempo de pico es mayor que el tiempo de concentración; para tomar en cuenta la lluvia ocurrida como humedad antecedente, y se toma el 100% de la lluvia registrada el día inicial de la tormenta.

El día en que se estima ha concluido la tormenta para cada hidrograma aislado, se ha considerado como el segundo día anterior al punto donde se observa concluye el escurrimiento directo, y se toma sólo el 50% de la lluvia registrada, debido a que si se registrara lluvia en los dos últimos días de la conclusión del escurrimiento directo, aquella se manifestaría en el siguiente hidrograma, dado el tiempo de concentración característico de la cuenca.

Hidrogramas compuestos

Posteriormente de definir el hidrograma máximo anual aislado, en un hidrograma compuesto, el período de la tormenta se ha determinado de la siguiente manera:

El primer día que se ha considerado como inicio de la tormenta es el día en donde se manifiesta el punto de levantamiento del hidrograma, y se ha tomado como el 100% de la lluvia registrada.

El día que se ha estimado como término de la tormenta, es el día anterior al punto donde se manifiesta el levantamiento del hidrograma contiguo al máximo, y se ha tomado como el 100% de la precipitación registrada.

Ejemplo

Como ejemplo de la obtención de la lluvia media de la tormenta y volumen de escurrimiento directo, de un hidrograma aislado, consideremos la avenida del año 1961, mostrada por la Figura 3.7. Se observa el primer día (29 de Octubre) para el cual se manifiesta el punto de levantamiento del hidrograma; así mismo, a partir del día en que se presenta el gasto máximo, para el caso que nos ocupa, el quinto día (5 de Noviembre) es el punto en que ha cesado el escurrimiento directo. Estos dos días son los que definen el inicio y término del escurrimiento directo.

Los días que definen el período de tiempo que será tomado como la duración total de la tormenta, para este caso, que se utilizará para obtener la precipitación media de la cuenca relativa al hidrograma máximo, se determinan como sigue:

El primer día de la tormenta se aceptó a partir del 28 de Octubre, al tomar el 100% de lluvia registrada. El último día de la tormenta se determinó como el día 3 de Noviembre, y se incluyó el 50% de la lluvia registrada.

Después de definir el período de cada tormenta, relativa al período de ocurrencia del hidrograma, se procede a determinar la lluvia media de la cuenca. Para tal efecto, el proceso de estimación de la lluvia media diaria de la cuenca, de las tormentas que generaron las avenidas máximas anuales, es con base en el método de polígonos de Thiessen. La lluvia media se calcula como el promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, empleando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_{pj} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i h_{pij}}{A_T} \quad (3.19)$$

donde: A_i es el área de influencia de la estación i y A_T es el área total de la cuenca, h_{pij} es la altura de precipitación en la estación i del día j ; n es el total de estaciones consideradas, y j es el día de la lluvia registrada.

La lluvia media de la tormenta, asociada sólo a hidrogramas aislados, se obtiene por medio de

$$\bar{h}_{PT} = \sum_{j=1}^{k-1} \bar{h}_{pj} + 0.5\bar{h}_{pk} \quad (3.20)$$

donde \bar{h}_{pk} es la lluvia media ocurrida al final de la tormenta analizada; \bar{h}_{pj} es la lluvia media registrada el día j ; k es el período, en días, de la ocurrencia de la tormenta en análisis.

Con base en lo anterior, los datos de lluvia media total, volumen de escurrimiento directo y gasto pico del hidrograma de escurrimiento directo, de la avenida máxima de 1961 son:

Lluvia total de la tormenta:	92.6 mm (757.38 Mm ³)
Escurrecimiento directo:	18.1 mm (148.13 Mm ³)
Gasto pico del escurrimiento directo:	612.6 m ³ /s

Los datos básicos para el análisis del período de estudio de la cuenca del río Sinaloa, definida por le estación hidrométrica Jaina, se presentan en la Tabla 3.3.

Para el caso de hidrogramas aislados a partir de hidrogramas compuestos, la lluvia media total de la tormenta, se obtiene al aplicar la ecuación siguiente:

$$\bar{h}_{PT} = \sum_{j=1}^k \bar{h}_{pj} \quad (3.21)$$

en el período k , en días, estimados de la tormenta.

Datos Básico para el Análisis

En la Tabla 3.3 se presentan los datos básicos para el análisis de los procesos: lluvia-volumen de escurrimiento (*hpt-ved*), volumen de escurrimiento-gasto pico (*ved-qp*) y lluvia-gasto pico (*hpt-qp*), de la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación hidrométrica Jaina.

Con base en los datos de la Tabla 3.3, se estiman los parámetros del modelo bivariado BVE11, ec (1.74), por el Método de Máxima Verosimilitud (MMV), Tabla 3.4, y el del Principio de Máxima Entropía (POME), Tabla 3.5, de los procesos: *hpt-ved*, *ved-qp* y *hpt-qp*.

Resultados de los Procesos: Lluvia-Volumen de Escurrimiento, Volumen de Escurrimiento-Gasto Pico y Lluvia-Gasto Pico

Se analizan los fenómenos: lluvia-volumen de escurrimiento, volumen de escurrimiento-gasto pico y lluvia-gasto pico, con la finalidad de estimar las características de los hidrogramas en

forma condicional al definir el patrón de ocurrencia histórica entre los proceso hidrológicos descritos.

Tabla 3.3 Datos de lluvia, volumen de escurrimiento directo y gasto pico del escurrimiento directo, asociados a las avenidas máximas anuales de la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación JAINA.

i	Año	Lámina de lluvia total <i>Hpt</i> , (mm)	Vol esc directo <i>VED</i> , (Mm ³)	Gasto pico directo <i>Qp</i> , (m ³ /s)
1	1961	92.6	148.13	612.6
2	1962	90.5	162.68	886.2
3	1963	107.1	219.78	1031.0
4	1964	98.7	100.73	314.8
5	1965	37.7	44.41	251.7
6	1966	76.1	192.41	639.9
7	1967	102.1	157.87	654.9
8	1968	44.5	99.03	478.9
9	1969	73.1	46.83	163.1
10	1970	59.3	93.50	162.8
11	1971	115.9	192.37	818.5
12	1972	82.5	133.39	746.0
13	1973	85.0	162.02	936.8
14	1974	73.9	118.73	520.8
15	1975	41.5	67.15	262.6
16	1976	95.9	125.71	529.6
17	1977	69.9	139.15	404.8
18	1978	95.9	138.01	642.7
19	1979	113.2	304.72	1380.5
20	1980	76.1	103.07	261.9

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Tabla 3.4 Parámetros estimados por MMV, del modelo BVE11 para aplicación en la FDP condicional, de los procesos: Lluvia-Volumen de escurrimiento, Volumen de escurrimiento-Gasto pico y Lluvia-Gasto pico.

Parámetros	Proceso: <i>hpt-ved</i>		Proceso: <i>ved-gp</i>		Proceso: <i>hpt-gp</i>	
	Valor	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Unidad
α_1	22.76	mm	49.69	Mm ³	22.39	mm
u_1	69.95	mm	109.11	Mm ³	69.55	mm
α_2	52.44	Mm ³	253.27	m ³ /s	276.07	m ³ /s
u_2	110.77	Mm ³	442.09	m ³ /s	445.19	m ³ /s
m	2.2877	Adimensional	3.4800	Adimensional	1.9417	Adimensional

Tabla 3.5 Parámetros estimados por POME, del modelo BVE11 para aplicación en la FDP condicional, de los procesos: Lluvia-Volumen de escurrimiento, Volumen de escurrimiento-Gasto pico y Lluvia-Gasto pico.

Parámetros	Proceso: <i>hpt-ved</i>		Proceso: <i>ved-gp</i>		Proceso: <i>hpt-gp</i>	
	Valor	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Unidad
α_1	21.42	mm	54.30	Mm ³	21.78	mm
u_1	69.20	mm	106.11	Mm ³	68.99	mm
α_2	48.72	Mm ³	228.75	m ³ /s	247.60	m ³ /s
u_2	109.33	Mm ³	452.60	m ³ /s	442.08	m ³ /s
m	2.0000	Adimensional	2.9152	Adimensional	1.9836	Adimensional

Posterior a la estimación de los parámetros de los procesos: $hpt-ved$, $ved-qp$ y $hpt-qp$, se obtienen las probabilidades marginales y condicionales de cada uno de ellos con la información histórica. Para el primero; es decir, el proceso lluvia-volumen de escurrimiento ($hpt-ved$), se determinan las probabilidades marginales de la lluvia: $F(hpt)$, ved ; las probabilidades marginales del volumen de escurrimiento directo: $F(ved)$, hpt ; y las probabilidades condicionales del volumen de escurrimiento directo dada la lluvia, $F(ved|hpt)$, y de la lluvia dado el volumen de escurrimiento directo $F(hpt|ved)$; y así sucesivamente para los restantes procesos. Para el caso del Método de Máxima Verosimilitud, estos resultados se describen en la Tabla 3.6, y por el Método de Máxima Entropía, en la Tabla 3.8.

A continuación, con los anteriores resultados, se obtiene la matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales de los diferentes procesos, para definir la mejor relación entre la distribución marginal de la lluvia asociada con cualquier distribución condicional. La matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales de los tres procesos por MMV y POME se presentan en la Tablas 3.7 y 3.9, respectivamente.

Se observa, de acuerdo con las Tablas 3.7 y 3.9, que la mejor relación de la distribución marginal de la lluvia, la proporciona la que proviene del gasto pico en forma conjunta ($F(hpt)$, qp) y la distribución condicional $F(hpt|ved)$; y a su vez, esta última con la distribución condicional $F(hpt|qp)$, por sus mejores coeficientes de correlación lineal.

Tabla 3.6 Probabilidades marginales y condicionales del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11 por MMV.

Año	Datos Históricos			Proceso: $hpt-ved$				Proceso: $ved-qp$				Proceso: $hpt-qp$			
	Hpt (mm)	Ved (Mm ³)	Qp (m ³ /s)	$F(hpt)$, ved	$F(ved)$, hpt	$F(ved hpt)$	$F(hpt ved)$	$F(ved)$, qp	$F(qp)$, ved	$F(qp ved)$	$F(ved qp)$	$F(hpt)$, qp	$F(qp)$, hpt	$F(qp hpt)$	$F(hpt qp)$
1961	92.6	148.13	612.6	0.6909	0.6123	0.4400	0.7144	0.6338	0.6005	0.4574	0.6375	0.6996	0.5797	0.4165	0.7488
1962	90.5	162.68	886.2	0.6667	0.6896	0.6325	0.5466	0.7116	0.8410	0.9288	0.1472	0.6755	0.8168	0.8424	0.3738
1963	107.1	219.78	1031.0	0.8224	0.8824	0.8178	0.4288	0.8978	0.9069	0.6698	0.5200	0.8295	0.8871	0.8124	0.4997
1964	98.7	100.73	314.8	0.7537	0.2979	0.0584	0.9621	0.3061	0.1915	0.1967	0.7200	0.7619	0.2011	0.0476	0.9595
1965	37.7	44.41	251.7	0.0162	0.0289	0.2498	0.1150	0.0253	0.1200	0.7819	0.0421	0.0158	0.1332	0.5462	0.0328
1966	76.1	192.41	639.9	0.4661	0.8099	0.9548	0.1048	0.8294	0.6326	0.0798	0.9640	0.4741	0.6102	0.7141	0.3761
1967	102.1	157.87	654.9	0.7838	0.6654	0.3577	0.8170	0.6874	0.6495	0.4447	0.6678	0.7916	0.6263	0.3468	0.8428
1968	44.5	99.03	478.9	0.0469	0.2862	0.7903	0.0409	0.2938	0.4212	0.7551	0.2221	0.0468	0.4127	0.8349	0.0294
1969	73.1	46.83	163.1	0.4186	0.0339	0.0129	0.9138	0.0301	0.0493	0.4364	0.1829	0.4260	0.0621	0.0398	0.8287
1970	59.3	93.50	162.8	0.2025	0.2490	0.4774	0.3247	0.2543	0.0492	0.0248	0.9059	0.2059	0.0620	0.0985	0.5574
1971	115.9	192.37	818.5	0.8756	0.8098	0.4186	0.8212	0.8293	0.7975	0.4340	0.7219	0.8815	0.7721	0.3878	0.8705
1972	82.5	133.39	746.0	0.5620	0.5222	0.4828	0.6063	0.5415	0.7399	0.9306	0.1167	0.5708	0.7144	0.7774	0.3838
1973	85.0	162.02	936.8	0.5967	0.6864	0.7261	0.4201	0.7084	0.8678	0.9646	0.0869	0.6056	0.8449	0.9182	0.2357
1974	73.9	118.73	520.8	0.4313	0.4235	0.4895	0.5127	0.4387	0.4805	0.6105	0.4168	0.4389	0.4675	0.5438	0.4737
1975	41.5	67.15	262.6	0.0305	0.1005	0.4887	0.0865	0.0976	0.1312	0.5001	0.2658	0.0302	0.1441	0.5132	0.0616
1976	95.9	125.71	529.6	0.7263	0.4713	0.1915	0.8876	0.4887	0.4927	0.5311	0.5121	0.7347	0.4788	0.2471	0.8615
1977	69.9	139.15	404.8	0.3670	0.5587	0.7710	0.2515	0.5791	0.3139	0.0780	0.9287	0.3736	0.3143	0.3794	0.5254
1978	95.9	138.01	642.7	0.7263	0.5516	0.2850	0.8345	0.5718	0.6358	0.7072	0.3774	0.7347	0.6132	0.4166	0.7708
1979	113.2	304.72	1380.5	0.8611	0.9755	0.9899	0.0862	0.9807	0.9757	0.4295	0.7664	0.8673	0.9668	0.9673	0.2240
1980	76.1	103.07	261.9	0.4661	0.3140	0.2746	0.6971	0.3233	0.1304	0.0798	0.8538	0.4741	0.1434	0.0985	0.8017

Tabla 3.7 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso *hpt-ved-qp* con base en el modelo BVE11 y MMV.

	Proceso: <i>hpt-ved</i>				Proceso: <i>ved-qp</i>				Proceso: <i>hpt-qp</i>			
	$F(hpt), ved$	$F(ved), hpt$	$F(ved hpt)$	$F(hpt ved)$	$F(ved), qp$	$F(qp), ved$	$F(qp ved)$	$F(ved qp)$	$F(hpt), qp$	$F(qp), hpt$	$F(qp hpt)$	$F(hpt qp)$
$F(hpt), ved$	1											
$F(ved), hpt$	0.751	1										
$F(ved hpt)$	0.007	0.638	1									
$F(hpt ved)$	0.602	-0.010	-0.734	1								
$F(ved), qp$	0.753	1.000	0.632	0.000	1							
$F(qp), ved$	0.693	0.908	0.573	-0.001	0.909	1						
$F(qp ved)$	0.045	0.077	0.065	-0.023	0.081	0.479	1					
$F(ved qp)$	0.276	0.347	0.188	0.032	0.346	-0.063	-0.889	1				
$F(hpt), qp$	1.000	0.751	0.006	0.604	0.753	0.692	0.045	0.276	1			
$F(qp), hpt$	0.693	0.909	0.576	-0.010	0.909	1.000	0.476	-0.062	0.692	1		
$F(qp hpt)$	0.056	0.543	0.793	-0.592	0.539	0.731	0.627	-0.372	0.055	0.735	1	
$F(hpt qp)$	0.607	0.088	-0.599	0.899	0.096	-0.085	-0.422	0.442	0.609	-0.093	-0.729	1

Tabla 3.8 Probabilidades marginales y condicionales del proceso *hpt-ved-qp* con base en el modelo BVE11 por POME.

Año	Datos Históricas			Proceso <i>hpt-ved</i>				Proceso <i>ved-qp</i>				Proceso: <i>hpt-qp</i>			
	<i>Hpt</i> (mm)	<i>Ved</i> (Mm ³)	<i>Op</i> (m ³ /s)	$F(hpt), ved$	$F(ved), hpt$	$F(ved hpt)$	$F(hpt ved)$	$F(ved), qp$	$F(qp), ved$	$F(qp ved)$	$F(ved qp)$	$F(hpt), qp$	$F(qp), hpt$	$F(qp hpt)$	$F(hpt qp)$
1961	92.6	148.13	612.6	0.7151	0.6370	0.4758	0.7180	0.6305	0.6084	0.5078	0.6068	0.7130	0.6052	0.4299	0.7473
1962	90.5	162.68	886.2	0.6908	0.7157	0.6521	0.5691	0.7027	0.8605	0.9397	0.1496	0.6890	0.8468	0.8803	0.3241
1963	107.1	219.78	1031.0	0.8433	0.9016	0.8300	0.4270	0.8840	0.9233	0.8405	0.3497	0.8405	0.9115	0.8617	0.4281
1964	98.7	100.73	314.8	0.7770	0.3033	0.0786	0.9529	0.3315	0.1610	0.1412	0.7626	0.7744	0.1879	0.0370	0.9685
1965	37.7	44.41	251.7	0.0129	0.0226	0.1825	0.0905	0.0444	0.0901	0.4991	0.1499	0.0149	0.1156	0.5233	0.0349
1966	76.1	192.41	639.9	0.4845	0.8338	0.9485	0.1382	0.8154	0.6434	0.1663	0.9217	0.4860	0.6378	0.7448	0.3565
1967	102.1	157.87	654.9	0.8064	0.6913	0.4074	0.8151	0.6801	0.6617	0.5241	0.6146	0.8036	0.6548	0.3580	0.8415
1968	44.5	99.03	478.9	0.0420	0.2907	0.7386	0.0416	0.3200	0.4101	0.6516	0.3179	0.0460	0.4224	0.8522	0.0265
1969	73.1	46.83	163.1	0.4345	0.0271	0.0128	0.8859	0.0508	0.0289	0.1603	0.3937	0.4368	0.0457	0.0248	0.8627
1970	59.3	93.50	162.8	0.2044	0.2506	0.4489	0.3190	0.2833	0.0287	0.0128	0.9138	0.2100	0.0455	0.0677	0.6108
1971	115.9	192.37	818.5	0.8932	0.8337	0.4770	0.8224	0.8153	0.8171	0.6075	0.5936	0.8905	0.8036	0.4150	0.8576
1972	82.5	133.39	746.0	0.5842	0.5432	0.5017	0.6126	0.5460	0.7578	0.9185	0.1485	0.5840	0.7460	0.8138	0.3506
1973	85.0	162.02	936.8	0.6199	0.7124	0.7323	0.4517	0.6997	0.8865	0.9684	0.0953	0.6191	0.8732	0.9434	0.1931
1974	73.9	118.73	520.8	0.4480	0.4385	0.4927	0.5168	0.4527	0.4761	0.5614	0.4707	0.4501	0.4830	0.5570	0.4738
1975	41.5	67.15	262.6	0.0261	0.0928	0.4133	0.0758	0.1288	0.1008	0.2762	0.4384	0.0292	0.1269	0.4892	0.0663
1976	95.9	125.71	529.6	0.7501	0.4895	0.2304	0.8775	0.4981	0.4896	0.5080	0.5415	0.7478	0.4955	0.2423	0.8706
1977	69.9	139.15	404.8	0.3798	0.5815	0.7573	0.2771	0.5803	0.2916	0.0954	0.9086	0.3832	0.3127	0.3682	0.5449
1978	95.9	138.01	642.7	0.7501	0.5741	0.3282	0.8279	0.5737	0.6469	0.7086	0.3942	0.7478	0.6410	0.4327	0.7669
1979	113.2	304.72	1380.5	0.8797	0.9820	0.9889	0.1252	0.9745	0.9828	0.8342	0.3855	0.8769	0.9777	0.9833	0.1562
1980	76.1	103.07	261.9	0.4845	0.3208	0.2881	0.6827	0.3473	0.1001	0.0563	0.8659	0.4860	0.1262	0.0767	0.8327

Tabla 3.9 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso *hpt-ved-qp* con base en el modelo BVE11 y POME.

	Proceso: <i>hpt-ved</i>				Proceso: <i>ved-qp</i>				Proceso: <i>hpt-qp</i>			
	$F(hpt), ved$	$F(ved), hpt$	$F(ved hpt)$	$F(hpt ved)$	$F(ved), qp$	$F(qp), ved$	$F(qp ved)$	$F(ved qp)$	$F(hpt), qp$	$F(qp), hpt$	$F(qp hpt)$	$F(hpt qp)$
$F(hpt), ved$	1											
$F(ved), hpt$	0.752	1										
$F(ved hpt)$	0.124	0.722	1									
$F(hpt ved)$	0.649	0.058	-0.597	1								
$F(ved), qp$	0.750	1.000	0.728	0.051	1							
$F(qp), ved$	0.692	0.908	0.649	0.059	0.904	1						
$F(qp ved)$	0.398	0.527	0.392	-0.007	0.522	0.824	1					
$F(ved qp)$	0.013	0.002	-0.037	0.096	0.012	-0.398	-0.821	1				
$F(hpt), qp$	1.000	0.752	0.125	0.649	0.751	0.691	0.397	0.015	1			
$F(qp), hpt$	0.691	0.909	0.654	0.052	0.905	1.000	0.824	-0.398	0.691	1		
$F(qp hpt)$	0.093	0.568	0.788	-0.523	0.566	0.753	0.795	-0.612	0.092	0.757	1	
$F(hpt qp)$	0.534	0.018	-0.552	0.883	0.016	-0.164	-0.396	0.530	0.535	-0.170	-0.757	1

Con la finalidad de estimar el patrón de ocurrencia del proceso *hpt-ved-qp*, se ajusta cada una de las relaciones de probabilidades $(F(hpt), qp) - F(hpt | ved)$ y $F(hpt | ved) - F(hpt | qp)$ a un modelo matemático, entre ellos: el lineal, logarítmico, polinomio de segundo orden, potencial y exponencial. En el caso del modelo BVE11 por POME, el modelo potencial presenta el mejor ajuste para ambas relaciones, con las siguientes expresiones:

$$F(hpt|ved) = 0.68924751 [F(hpt), Qp]^{0.6148645} \quad ; \quad r = 0.772 \quad (3.22)$$

$$F(hpt|qp) = 0.97821705 [F(hpt|ved)]^{1.02778169} \quad ; \quad r = 0.899 \quad (3.23)$$

donde:

$F(hpt|ved)$: Es la probabilidad condicional de *hpt* dado *ved*.

$F(hpt|qp)$: Es la probabilidad condicional de *hpt* dado *qp*.

$F(hpt), Qp$: Es la probabilidad marginal de *hpt* del proceso conjunto con *qp*.

r : Es el coeficiente de correlación.

Las ecuaciones (3.22) y (3.23) definen el patrón de ocurrencia del proceso $hpt-ved-qp$ con base en el modelo BVE11, el Principio de Máxima Entropía y los datos históricos de: lluvia, volumen de escurrimiento y gasto pico asociados a los hidrogramas máximos anuales. La descripción gráfica de estos modelos se exponen en la Figuras 3.8 y 3.9.

El procedimiento es similar para obtener las ecuaciones de mejor ajuste, de la relaciones de probabilidad estimadas con el modelo BVE11 y el Método de Máxima Verosimilitud, las que en este caso resultaron el modelo potencial y un polinomio de segundo orden, como se describe a continuación:

$$F(hpt|ved) = 0.6438387 [F(hpt), Qp]^{0.56590819} ; r = 0.685 \quad (3.24)$$

$$F(hpt|qp) = 0.198404 [F(hpt|ved)]^2 + 0.666649 [F(hpt|ved)] + 0.113576 ; r = 0.900 \quad (3.25)$$

Tabla 3.10 Análisis condicional del proceso $hpt-ved-qp$ al aplicar el modelo BVE11 Condicional con la estimación de parámetros por MMV.

Año	Datos Históricos			$F(hpt), Qp$	$F(hpt ved)$	Estimado		Estimado Qp (m ³ /s)
	Hpt (mm)	Ved (Mm ³)	Qp (m ³ /s)			Ved (Mm ³)	$F(hpt qp)$	
1961	92.6	148.13	612.6	0.6996	0.5260	170.71	0.5191	801.8
1962	90.5	162.68	886.2	0.6755	0.5157	166.20	0.5101	775.9
1963	107.1	219.78	1031.0	0.8295	0.5792	202.42	0.5663	980.2
1964	98.7	100.73	314.8	0.7619	0.5520	183.94	0.5420	877.0
1965	37.7	44.41	251.7	0.0158	0.0616	58.98	0.1554	8.7
1966	76.1	192.41	639.9	0.4741	0.4220	135.84	0.4303	595.4
1967	102.1	157.87	654.9	0.7916	0.5641	191.39	0.5528	918.8
1968	44.5	99.03	478.9	0.0468	0.1139	72.40	0.1921	136.4
1969	73.1	46.83	163.1	0.4260	0.3972	129.65	0.4097	556.8
1970	59.3	93.50	162.8	0.2058	0.2632	101.71	0.3028	370.2
1971	115.9	192.37	818.5	0.8815	0.5995	222.02	0.5845	1088.3
1972	82.5	133.39	746.0	0.5708	0.4688	149.20	0.4697	676.3
1973	85.0	162.02	936.8	0.6056	0.4847	154.47	0.4834	707.6
1974	73.9	118.73	520.8	0.4389	0.4040	131.29	0.4153	567.14
1975	41.5	67.15	262.6	0.0302	0.0888	66.48	0.1744	82.0
1976	95.9	125.71	529.6	0.7347	0.5408	177.85	0.5321	842.5
1977	69.9	139.15	404.8	0.3736	0.3688	123.09	0.3864	515.1
1978	95.9	138.01	642.7	0.7347	0.5408	177.85	0.5321	842.5
1979	113.2	304.72	1380.5	0.8673	0.5940	215.98	0.5796	1055.1
1980	76.1	103.07	261.9	0.4741	0.4220	135.84	0.4303	595.4
				EM=		41.70	EM=	259.30

Con apoyo de las ecuaciones (3.22) a (3.25), el modelo BVE11 Condicional (ec 3.2), la distribución marginal de la lluvia ($F(hpt), Qp$) y los parámetros de los diversos procesos; es posible, estimar el volumen de escurrimiento directo y el gasto pico, de acuerdo con el patrón de ocurrencia deducido, al proporcionar la lluvia real como dato, asociado a la generación de los

hidrogramas. Por lo anterior, los valores estimados por Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía se describen en las Tablas 3.10 y 3.11, respectivamente, donde se observa que, los estimadores por POME presentan el mejor ajuste al obtener los menores errores medios (ec. 2.39). Por otra parte, la comparación esquemática entre los valores reales y estimados se describen en las Figuras 3.10 y 3.11.

Tabla 3.11 Análisis condicional del proceso hpt - ved - qp al aplicar el modelo BVE11 Condicional con la estimación de parámetros por POME.

Año	Datos Históricos			$F(hpt), Qp$	$F(hpt ved)$	Estimado	$F(hpt qp)$	Estimado
	Hpt (mm)	Ved (Mm ³)	Qp (m ³ /s)			Ved (Mm ³)		Qp (m ³ /s)
1961	92.6	148.13	612.6	0.7130	0.5598	169.79	0.5389	761.8
1962	90.5	162.68	886.2	0.6890	0.5482	165.39	0.5273	739.8
1963	107.1	219.78	1031.0	0.8405	0.6194	200.76	0.5979	916.9
1964	98.7	100.73	314.8	0.7744	0.5890	182.71	0.5678	826.5
1965	37.7	44.41	251.7	0.0149	0.0518	58.41	0.0467	214.5
1966	76.1	192.41	639.9	0.4860	0.4423	135.71	0.4230	591.8
1967	102.1	157.87	654.9	0.8036	0.6025	189.98	0.5812	862.9
1968	44.5	99.03	478.9	0.0460	0.1038	72.30	0.0953	281.2
1969	73.1	46.83	163.1	0.4368	0.4142	129.64	0.3954	561.7
1970	59.3	93.50	162.8	0.2100	0.2640	101.99	0.2489	425.4
1971	115.9	192.37	818.5	0.8905	0.6418	219.94	0.6201	1013.1
1972	82.5	133.39	746.0	0.5840	0.4952	148.79	0.4750	656.9
1973	85.0	162.02	936.8	0.6191	0.5133	153.94	0.4929	682.6
1974	73.9	118.73	520.8	0.4501	0.4219	131.26	0.4030	569.7
1975	41.5	67.15	262.6	0.0292	0.0784	66.20	0.0715	251.8
1976	95.9	125.71	529.6	0.7478	0.5764	176.76	0.5553	796.7
1977	69.9	139.15	404.8	0.3831	0.3821	123.19	0.3640	529.7
1978	95.9	138.01	642.7	0.7478	0.5764	176.76	0.5553	796.7
1979	113.2	304.72	1380.5	0.8769	0.6358	214.03	0.6141	983.4
1980	76.1	103.07	261.9	0.4860	0.4423	135.71	0.4230	591.8
					EM=	41.54	EM=	236.90

Hidrogramas Históricos y Estimados

A continuación se comparan los hidrogramas históricos con los estimados con base en la modelación condicional por MMV y POME de la distribución BVE11.

Con la finalidad de proporcionar la forma de los hidrogramas estimados, primero, se han caracterizado los máximos anuales históricos, para estimar los tiempos de pico y base que particularizan la cuenca en estudio. Por lo que, con base en los hidrogramas históricos máximos (Apéndice B) y considerar el tiempo de pico, t_p , que va desde el centro del día en que se tiene un gasto de magnitud cero, al inicio del hidrograma, hasta el centro del día en que se presenta el gasto pico; y el tiempo de vaciado, t_v , a partir del centroide del gasto pico, hasta el centro del día en que concluye el escurrimiento directo o un gasto remanente mínimo, para estimar el tiempo de base, t_b , de los hidrogramas, que se describen en la Tabla 3.12.

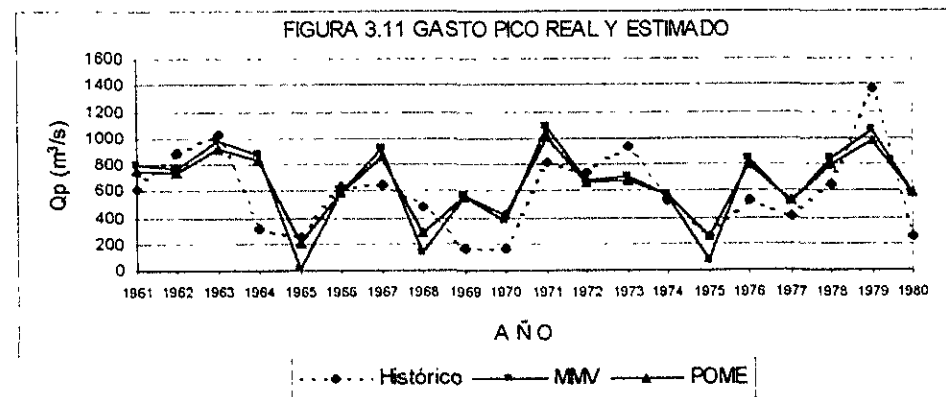
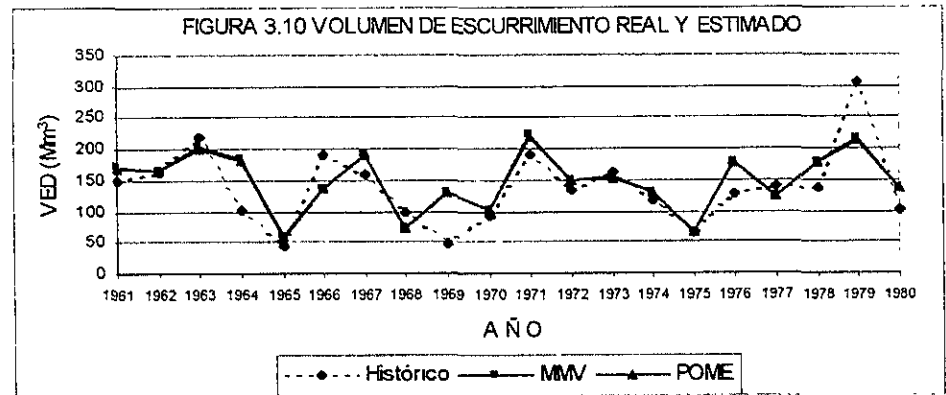
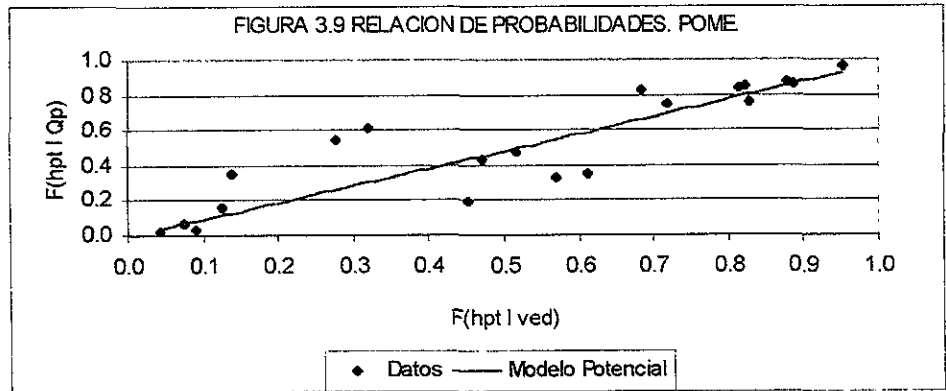
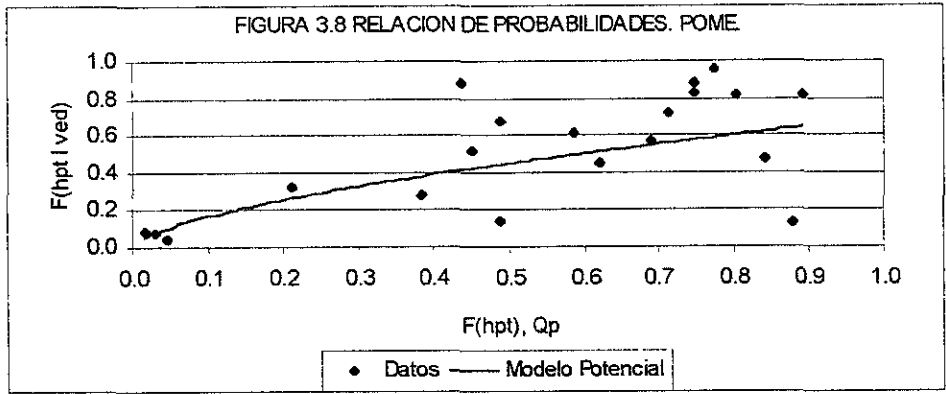


Tabla 3.12 Tiempo de pico, vaciado y base (en días), de los hidrogramas máximos anuales de la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación Jaina.

año	T_p	T_v	T_b	año	T_p	T_v	T_b	año	T_p	T_v	T_b	año	T_p	T_v	T_b
1961	3	5	8	1966	2	5	7	1971	3	5	8	1976	2	4	6
1962	2	5	7	1966	2	5	7	1972	2	5	7	1977	3	6	9
1963	2	5	7	1968	1	5	6	1973	1	5	6	1978	2	5	7
1964	5	5	10	1969	4	5	9	1974	3	5	8	1979	2	5	7
1965	2	5	7	1970	7	5	12	1975	1	5	6	1980	4	5	9

Cabe señalar, que el tiempo de vaciado característico de la cuenca ha sido de 5 días, de acuerdo con lo expuesto en secciones anteriores, lo que se comprueba en la tabla anterior; así mismo, el tiempo de pico característico y principalmente de los hidrogramas de magnitud considerable es de dos días, de acuerdo con la información disponible con que se ejemplifica esta metodología.

Al obtener los valores promedio, al tomar en cuenta la Tabla 3.12, los tiempos característicos de los hidrogramas máximos, con base en la información diaria, se describen con las siguientes magnitudes:

Tabla 3.13 Tiempos característicos promedio de los hidrogramas máximos

Tiempos Característicos	Valores medios	Valores considerados
Pico (d)	2.65	2.0
Vaciado (d)	5.0	5.0
Base (d)	7.65	7.0

Por lo que, con base en la Tabla 3.13, se propone caracterizar los hidrogramas con los tiempos promedio y ajustados a gastos medios de duración de un día, al establecer un t_p y t_b de 2.0 y 7.0 días, respectivamente. Lo anterior es acorde con los tiempos característicos del hidrograma histórico más desfavorable en gasto y volumen, que ha sido el del año de 1979, con un tiempo de pico de dos (2) días y tiempo base de siete (7) días.

Por lo anterior, los hidrogramas estimados se ajustarán a $t_p=2$ y $t_b=7$ días, respectivamente; también, deberán ajustarse a los Q_p y VED descritos en las Tablas 3.10 y 3.11. El algoritmo básico consiste, inicialmente, en ajustar los hidrogramas estimados a una forma triangular, caracterizada con los Q_p , t_p y t_b . Posteriormente, se inicia un proceso iterativo de ajuste de las ordenadas del hidrograma, de tal forma que su volumen de escurrimiento directo sea igual al estimado de acuerdo con la modelación bivariada condicional.

Los resultados de este procedimiento se describen en las Tablas 3.14 y 3.15, y la comparación gráfica de éstos con los históricos se presenta en el apéndice D.

Los hidrogramas estimados por el proceso condicional por MMV (Tabla 3.14), para los años de 1965 y 1975, no son posibles de ajustar su volumen a $t_p=2$ y $t_b=7$ d, para hacerlo, estos deberán ser mayores, como ha ocurrido con los históricos, sobre toda para la del año de 1965, en los que

los tiempos han sido de mayor longitud. Con relación al hidrograma estimado para el año de 1968, ha sido necesario considerar un día adicional en el tiempo de pico, para ajustarse al volumen estimado.

En relación con los hidrograma estimados de acuerdo con el proceso condicional por POME, éstos presentan un mejor comportamiento que los estimados por MMV.

Tabla 3.14 Hidrogramas (m^3/s) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por MMV del proceso $hpt-ved-qp$, para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Año	D I A S								VED
	0	1	2	3	4	5	6	7	Mm3
1961	0.0	213.9	801.8	494.3	294.7	136.9	34.2	0.0	170.71
1962	0.0	210.3	775.9	480.7	288.4	134.6	33.6	0.0	166.20
1963	0.0	241.0	980.2	588.8	340.0	154.2	38.6	0.0	202.42
1964	0.0	224.9	877.0	533.8	313.4	143.9	36.0	0.0	183.94
1965			8.7						58.98
1966	0.0	188.7	595.4	389.0	248.2	120.8	30.2	0.0	135.84
1967	0.0	231.3	918.8	556.0	324.0	148.0	37.0	0.0	191.39
1968	35.57	135.0	136.4	135.0	133.5	132.0	130.5	0.0	72.40
1969	0.0	185.1	556.8	370.0	240.6	118.5	29.6	0.0	129.65
1970	0.0	174.7	370.2	282.3	210.3	111.8	27.9	0.0	101.71
1971	0.0	258.7	1088.3	647.0	368.7	165.6	41.4	0.0	222.02
1972	0.0	197.5	676.3	429.6	265.4	126.4	31.6	0.0	149.20
1973	0.0	201.3	707.6	445.5	272.4	128.8	32.2	0.0	154.47
1974	0.0	186.0	567.14	375.0	242.6	119.1	29.8	0.0	131.29
1975			82.0						66.48
1976	0.0	219.8	842.5	515.6	304.7	140.7	35.2	0.0	177.85
1977	0.0	181.7	515.1	349.8	232.8	116.3	29.1	0.0	123.09
1978	0.0	219.8	842.5	515.6	304.7	140.7	35.2	0.0	177.85
1979	0.0	253.2	1055.1	629.1	359.8	162.0	40.5	0.0	215.98
1980	0.0	188.7	595.4	389.0	248.2	120.8	30.2	0.0	135.84

Hidrogramas de Diseño

El objetivo específico de esta parte de la investigación ha sido, desarrollar una metodología para estimar hidrogramas de diseño, en los que las características principales estén asociadas al patrón de ocurrencia histórica.

El procedimiento para la estimación del volumen de escurrimiento directo, ved , y el gasto pico, qp , de los hidrogramas de diseño, es similar al descrito y ejemplificado en la sección anterior; sólo que, primero, se debe establecer el período de retorno de la lluvia, hpt , y por ende su probabilidad de ocurrencia de acuerdo con la distribución marginal definida, $[F(hpt), Qp]$, para obtener la lluvia de diseño. Por lo que, en este caso, se asignará el período de retorno del hidrograma de diseño con base en el asignado a la lluvia que lo genera.

Al tomar lo anterior en cuenta y proporcionar la forma de los hidrogramas de diseño con t_p y t_b de dos y siete días, respectivamente, de acuerdo con lo establecido en la sección anterior; y, ajustar su forma al gasto pico y volumen de escurrimiento directo estimados con base en el proceso condicional, se obtienen las características básicas de las avenidas de diseño así como la forma de los hidrogramas, que se describen en las Tablas 3.16 a 3.19.

Tabla 3.15 Hidrogramas (m^3/s) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por POME del proceso $hpt-ved-qp$, para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Año	D I A S								VED
	0	1	2	3	4	5	6	7	Mm3
1961	0.0	228.2	761.8	488.0	304.6	146.1	36.5	0.0	169.79
1962	0.0	223.3	739.8	475.1	297.4	142.9	35.7	0.0	165.39
1963	0.0	262.8	916.9	578.7	354.9	168.2	42.1	0.0	200.76
1964	0.0	242.7	826.5	525.9	325.6	155.3	38.8	0.0	182.71
1965	0.0	99.5	214.5	162.3	120.2	63.7	15.9	0.0	58.41
1966	0.0	189.9	591.8	388.3	248.9	121.5	30.4	0.0	135.71
1967	0.0	250.8	862.9	547.1	337.4	160.5	40.1	0.0	189.98
1968	0.0	116.1	281.2	202.9	143.6	74.3	18.6	0.0	72.30
1969	0.0	183.0	561.7	370.5	239.0	117.1	29.3	0.0	129.64
1970	0.0	151.2	425.4	289.6	193.3	96.7	24.2	0.0	101.99
1971	0.0	284.2	1013.1	634.8	386.1	181.9	45.5	0.0	219.94
1972	0.0	204.6	656.9	426.5	270.3	131.0	32.7	0.0	148.79
1973	0.0	210.4	682.6	441.6	278.7	134.7	33.7	0.0	153.94
1974	0.0	184.8	569.7	375.2	241.7	118.3	29.6	0.0	131.26
1975	0.0	108.9	251.8	185.1	133.4	69.7	17.4	0.0	66.20
1976	0.0	236.0	796.7	508.4	315.9	151.0	37.8	0.0	176.76
1977	0.0	175.6	529.7	351.6	228.4	112.4	28.1	0.0	123.19
1978	0.0	236.0	796.7	508.4	315.9	151.0	37.8	0.0	176.76
1979	0.0	277.6	983.4	617.5	376.5	177.7	44.4	0.0	214.03
1980	0.0	189.9	591.8	388.3	248.9	121.5	30.4	0.0	135.71

Tabla 3.16 Principales características de las avenidas de diseño con base en el proceso $hpt-ved-qp$ y el análisis condicional por MMV.

i	$Tr-hpt$ (años)	Hpt (mm)	VED (Mm ³)	Qp (m ³ /s)
1	2	77.76	139.27	616.5
2	5	103.13	193.66	931.5
3	10	119.93	231.08	1137.8
4	20	136.05	267.58	1335.9
5	50	156.91	315.27	1592.7
6	100	172.54	351.17	1785.3
7	500	208.67	434.30	2230.6
8	1000	224.20	470.07	2422.0
9	5000	260.24	553.11	2866.5
10	10000	275.76	588.87	3057.8

Tabla 3.17 Principales características de las avenidas de diseño con base en el proceso *hpt-ved-qp* y el análisis condicional por POME.

I	Tr-hpt (años)	Hpt (mm)	VED (Mm ³)	Qp (m ³ /s)
1	2	76.98	137.49	600.6
2	5	101.66	189.03	858.1
3	10	118.00	224.56	1036.2
4	20	133.68	259.35	1210.5
5	50	153.97	304.96	1438.8
6	100	169.17	339.36	1610.8
7	500	204.31	419.13	2009.7
8	1000	219.41	453.47	2181.4
9	5000	254.47	533.19	2579.9
10	10000	269.56	567.53	2751.5

Tabla 3.18 Hidrogramas (m³/s) de diseño estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por MMV del proceso *hpt-ved-qp*. para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Tr-hpt Años	D I A S								VED Mm ³
	0	1	2	3	4	5	6	7	
2	0.0	190.8	616.5	399.4	252.5	122.1	30.5	0.0	139.27
5	0.0	233.3	931.5	562.8	327.3	149.3	37.3	0.0	193.66
10	0.0	267.1	1137.8	673.9	382.1	170.9	42.7	0.0	231.08
20	0.0	301.4	1335.9	781.9	436.6	192.9	48.2	0.0	267.58
50	0.0	347.2	1592.7	922.8	508.5	222.2	55.6	0.0	315.27
100	0.0	382.0	1785.3	1028.9	562.8	244.5	61.1	0.0	351.17
500	0.0	462.8	2230.6	1274.2	688.8	296.2	74.0	0.0	434.30
1000	0.0	497.7	2422.0	1379.8	743.1	318.5	79.6	0.0	470.07
5000	0.0	578.6	2866.5	1624.8	869.1	370.3	92.6	0.0	553.11
10000	0.0	613.4	3057.8	1730.3	923.3	392.6	98.1	0.0	588.87

Tabla 3.19 Hidrogramas (m³/s) de diseño estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por POME del proceso *hpt-ved-qp*. para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Tr-hpt Años	D I A S								VED Mm ³
	0	1	2	3	4	5	6	7	
2	0.0	191.9	600.6	393.5	251.9	122.8	30.7	0.0	137.49
5	0.0	249.7	858.1	544.3	335.9	159.8	40.0	0.0	189.03
10	0.0	289.4	1036.2	648.4	393.6	185.2	46.3	0.0	224.56
20	0.0	328.3	1210.5	750.2	450.2	210.1	52.5	0.0	259.35
50	0.0	379.4	1438.8	883.6	524.4	242.8	60.7	0.0	304.96
100	0.0	418.0	1610.8	984.2	580.4	267.5	66.9	0.0	339.36
500	0.0	507.6	2009.7	1217.4	710.4	324.8	81.2	0.0	419.13
1000	0.0	546.1	2181.4	1317.8	766.3	349.5	87.4	0.0	453.47
5000	0.0	635.7	2579.9	1550.8	896.3	406.8	101.7	0.0	533.19
10000	0.0	674.3	2751.5	1651.2	952.2	431.5	107.9	0.0	567.53

En la Figura 3.12 se describen gráficamente los hidrogramas de diseño propuestos, para T_r de 100 a 10 000 años, con base en el análisis condicional y el Método del Principio de Máxima Entropía, dado que es el mejor método que describe el proceso condicional *hpt-ved-qp*, por su menor error medio de ajuste.

3.5 Análisis de Resultados

Al comparar los datos históricos con los estimados de los procesos condicionales por MMV y POME, de las características (*ved* y *qp*) de las avenidas máximas anuales, se observa, de acuerdo con las Tablas 3.10 y 3.11, que el Principio de Máxima Entropía proporciona los mejores estimadores del proceso *hpt-ved-qp* condicional, con base en el modelo BVE11, para estimar las características principales de los hidrogramas, por su menor error medio y a su comportamiento similar en la forma de los hidrogramas estimados al compararlos con los históricos, como se observa en el Apéndice D.

Las diferencias entre los resultados del análisis de las avenidas con base en la modelación condicional, por MMV y POME, se observa en las magnitudes de los gastos pico, sobre todo en los asignados a períodos de retorno alto; por ejemplo, para los eventos de 1000 y 10000 años existen diferencias de 241 (11.0%) y 306 (11.1%) m^3/s , en el gasto pico, que podrían proporcionar obras hidráulicas más económicas, al diseñar aquellas con los estimados por POME.

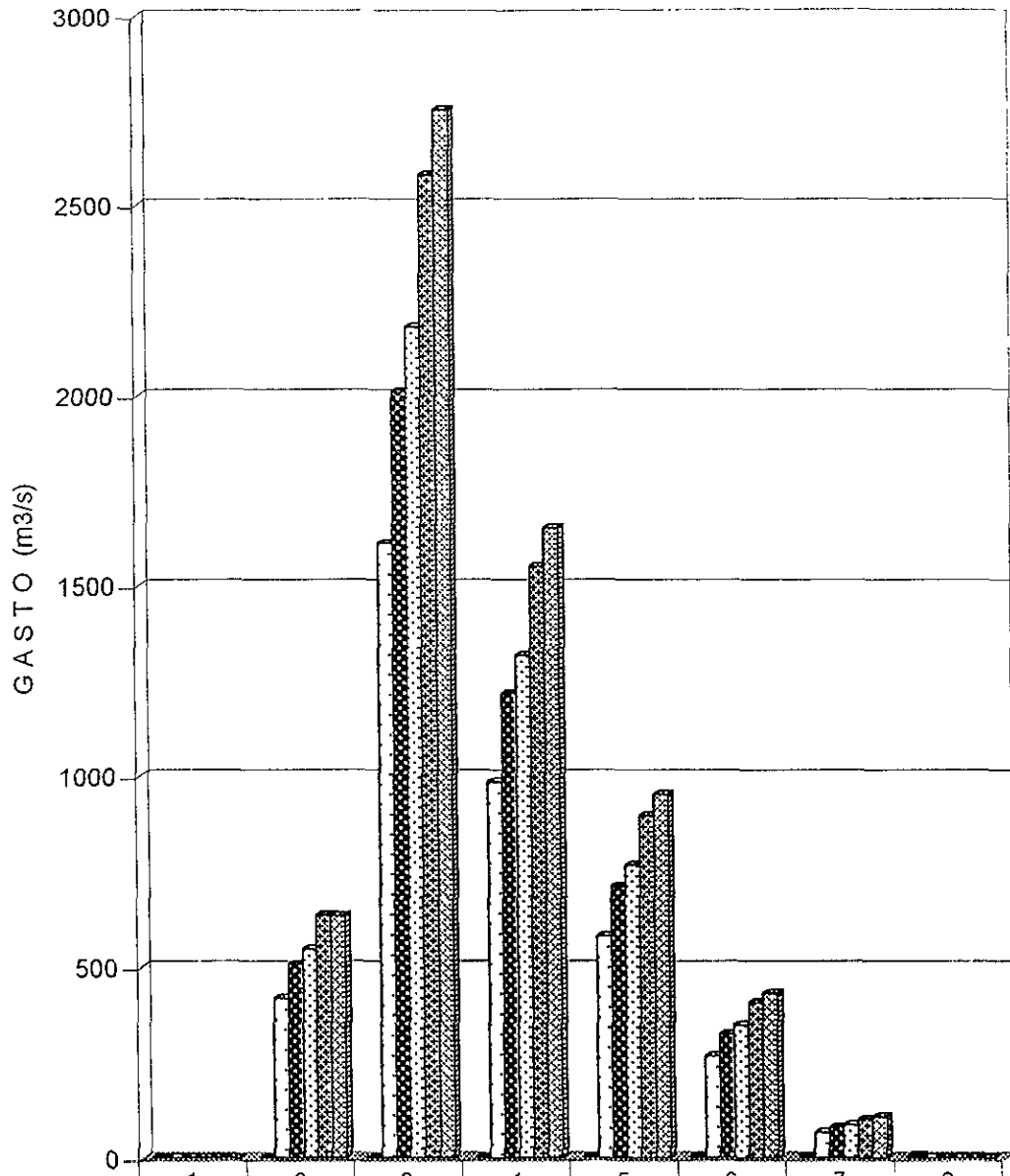
3.6 Conclusiones y Recomendaciones

El objetivo general de este estudio ha sido desarrollar una metodología para estimar la avenidas de diseño, en las que se definan sus características principales: volumen y gasto pico del escurrimiento directo, con base en el patrón de ocurrencia histórica.

El objetivo específico de ésta segunda aplicación, se puede expresar en forma concreta como sigue:

Desarrollar una nueva y diferente metodología para la estimación de las avenidas de diseño, en las que la principal característica que las genera, la lluvia media de la cuenca, así como la respuesta de la misma, el volumen y gasto pico del escurrimiento directo, sean asociados al patrón de ocurrencia histórica, al modelar el proceso Lluvia-Volumen de escurrimiento-Gasto pico, con base en el concepto de probabilidad condicional y con apoyo del Modelo Logístico BVE11 Condicional.

FIGURA 3.12 HIDROGRAMAS DE DISEÑO. ESTACION JAINA, SIN.



$t(\text{dias})/\text{gasto (m}^3/\text{s)}$	1	2	3	4	5	6	7	8
Tr= 100	0.0	418.0	1610.8	984.2	580.4	267.5	66.9	0.0
Tr= 500	0.0	507.6	2009.7	1217.4	710.4	324.8	81.2	0.0
Tr= 1000	0.0	546.1	2181.4	1317.8	766.3	349.5	87.4	0.0
Tr= 5000	0.0	635.7	2579.9	1550.8	896.3	406.8	101.7	0.0
Tr= 10000	0.0	634.3	2751.5	1651.2	952.2	431.5	107.9	0.0

Como recomendaciones y conclusiones de esta aplicación se ofrecen las siguientes:

La estimación de las características principales de los hidrogramas de diseño: volumen y gasto pico del escurrimiento directo, pueden determinarse al analizar los procesos Lluvia-Volumen de escurrimiento, Volumen de escurrimiento-Gasto Pico y Lluvia-Gasto Pico, en forma conjunta para definir el proceso *hpt-ved-qp* en forma condicional al estimar el patrón de ocurrencia histórica y aplicar el modelo BVE11 Condicional y el Método del Principio de Máxima Entropía, como técnica de estimación de parámetros.

La asignación del período de retorno de los hidrogramas de diseño, en este caso, se sugiere se determine con base en el establecido para la lluvia, dado que es el impulso para la generación de ellos y a su designación como variable condicional en el proceso analizado.

En la conformación de los datos básicos para el análisis de los procesos descritos, es muy importante definir cuidadosamente las avenidas máximas anuales y utilizar un procedimiento adecuado para aislar los hidrogramas a partir de los hidrogramas compuestos en trenes de hidrogramas continuos, así como la separación del escurrimiento directo tanto en éstos como en los hidrogramas aislados; así mismo, definir apropiadamente las láminas de lluvia asociadas a los hidrogramas máximos.

Aunque la metodología propuesta se ha desarrollado con información diaria de: gastos, volúmenes de escurrimiento y lluvias, los resultados han demostrado una buena interpretación del fenómeno hidrológico analizado, en el que, el modelo BVE11 por POME del análisis condicional del proceso *hpt-ved-qp*, resulta como el mejor al compararlo con el método de Máxima Verosimilitud y los hidrogramas históricos. Por lo anterior, se espera que al llevar a cabo éste análisis con información más aproximada al proceso hidrológico, objeto de este estudio, se logre un pronóstico más preciso del fenómeno.

La importancia y alcances de la metodología desarrollada en este estudio no sólo se limitan a su aplicación en la estimación de las avenidas de diseño así como la forma del hidrograma; sino también, es posible utilizarlo como modelo de pronóstico de las avenidas y su forma esperada, que ayude en la toma de decisiones y medidas preventivas para evitar o minimizar desastres por inundación, como los que en los recientes años se han observado, si se pronostica con base en la modelación estocástica la lámina de lluvia esperada para la zona en estudio que alimente al modelo condicional *hpt-ved-qp*.

Con base en lo anterior, se sugiere y recomienda la metodología propuesta en esta investigación, para la estimación de los hidrogramas de diseño de las obras hidráulicas, así como modelo de pronóstico que ayude en la toma de decisiones y medidas preventivas para evitar o minimizar desastres por inundación.

Un análisis más detallado con base en información de las avenidas máximas instantáneas u horarias proporcionará los verdaderos hidrogramas de diseño de las obras hidráulicas, y pronósticos de avenidas más precisos.

Por último, la única limitante del procedimiento propuesto, es el de contar con información de avenidas máximas anuales y lluvias asociadas a aquéllas.

CAPÍTULO CUATRO

PROCESO CONDICIONAL LLUVIA-PRODUCCIÓN DE SEDIMENTO- PRODUCCIÓN PICO DE SEDIMENTO

En el proceso erosivo inducido por una serie de lluvias, eventualmente, las partículas de materia alcanzan una corriente, después de que han sido transportadas a través de una gran variedad de distancias en una cuenca de drenaje. Dependiendo de las características, tales como: pendiente del terreno, longitud del cauce, topografía y disponibilidad de suelo superficial transportable; partículas de diverso tamaño pueden, luego de un determinado tiempo, alcanzar la corriente principal de la cuenca.

Los materiales erosionados que alcanzan el curso de la corriente como aportación lateral, se combinan con los sedimentos nativos del cauce propio y continúan transportándose aguas abajo por el escurrimiento prevaeciente. Por lo que puede decirse que, la erosión en cuencas es provocada principalmente por las lluvias y los escurrimientos.

La erosión afecta las zonas de cultivo al reducir su productividad, y produce la pérdida de suelo, el cual es, para fines prácticos, un recurso no renovable. Por otra parte, el sedimento generado degrada la calidad del agua y es un buen medio de transporte de contaminantes químicos. Esto, sin olvidar que, anualmente es necesario dedicar grandes cantidades de recursos económicos al desazolve de canales, ríos, embalses, puertos, etc.

Objetivo General

El objetivo general de esta investigación es desarrollar una metodología para estimar la forma y las características de los sedimentogramas; como son: producción de sedimento y producción pico de sedimento, de acuerdo con la magnitud de la lluvia y asociadas a períodos de retorno con base en el patrón de ocurrencia histórica, con apoyo del concepto de probabilidad condicional.

Objetivos Específicos

El objetivo específico de esta investigación es desarrollar una metodología para estimar sedimentogramas de diseño.

Esto se pretende obtener con la modelación de tres procesos o relaciones: el primero, la relación Lluvia-Producción de Sedimento (*hpt-ys*); el segundo, Producción de Sedimento-Producción Pico de Sedimento (*ys-sp*); y el tercero, Lluvia-Producción Pico de Sedimento (*hpt-sp*).

El procedimiento fundamental es equivalente al propuesto en la aplicación del capítulo anterior; por lo que, a partir del análisis conjunto de los procesos descritos, con la aplicación del modelo logístico BVE11, se determinan las probabilidades marginales y condicionales con el propósito de establecer la mejor relación entre los procesos y definir un patrón de relaciones de

probabilidades entre ellos, con base en los datos históricos, que se utilice en la inferencia de las características de los sedimentogramas.

Con este enfoque podrán estimarse sedimentogramas de diseño para prevenir y aminorar los daños de situaciones tales como los ocurridos en Baja California, en 1993, en las que se presentaron avenidas con importante transporte de sedimentos.

Se aceptará, en principio, que la máxima producción de sedimento está relacionada a las máximas avenidas y por lo tanto a las lluvias máximas; esto, con la finalidad de seleccionar los sedimentogramas para calibración del modelo, de acuerdo con las avenidas máximas anuales.

El alcance de este estudio está limitado exclusivamente a la producción de la carga de lavado (wash-load). La carga de fondo, y el sedimento suspendido movilizado de fondo, no se consideran dentro del contexto de esta investigación.

La metodología propuesta se restringe a cuencas de un tamaño tal que su tiempo de concentración sea mayor o igual a 24 horas.

4.1 Fenómeno de Erosión en Suelos y Transporte del Material Sólido

La pérdida de suelo en cuencas se considera constituido de tres fases principales:

- Remoción de las partículas del suelo,
- Transporte, y
- Depósito del material sólido (sedimento).

El sedimento viaja de las partes más altas de las cuencas, hacia las partes más bajas. En algunos casos, el material sólido llega hasta los océanos, pero en otros, se deposita en zonas interiores de la cuenca, o bien en sus embalses.

Básicamente, existen dos formas de transporte de los sedimentos: de fondo (rodando o saltando) y en suspensión. En la primera, se transportan principalmente las partículas gruesas que provienen de la erosión de canales. En la segunda, se transporta el material “fino” proveniente tanto de la erosión laminar como de los canales. Este material fino en muchos casos está constituido fundamentalmente de material de lavado (wash-load).

La carga o material de lavado (wash-load), se mueve siempre en suspensión, por lo que su volumen es función del gasto líquido. Este material puede abandonar la cuenca en cada evento lluvia-escurrimiento; sin embargo, esto no sucede con el material de fondo, ya que éste sólo recorre ciertas distancias en cada avenida.

Varios autores (e.g., Chow, 1964; Graft, 1971; Shen, 1971) han indicado que, en muchos casos, la carga de lavado comprende del 90 al 95% de la carga total del sedimento transportado en la

corriente; sin embargo, esto depende de las características (topografía, suelo, vegetación, etc.) de la cuenca.

Como se ha establecido anteriormente, el alcance de este trabajo está limitado exclusivamente a la producción de la carga de lavado (wash-load).

Estado del conocimiento del material de lavado (wash-load)

Las ecuaciones de transporte de sedimentos, disponibles en la literatura, no han sido derivadas específicamente para la aportación lateral de la combinación agua-suelo (wash-load) originada por la erosión laminar y cárcavas de la superficie del suelo en una cuenca de drenaje.

Shen (1971) ha puntualizado “*Finalmente, ninguna de las ecuaciones de predicción de sedimento suspendido considera el material de lavado del escurrimiento.*” Shen indica también que, la aplicación de las ecuaciones disponibles de transporte de sedimento suspendido a una determinada corriente alcanzan un error substancial.

Las ecuaciones existentes de transporte de sedimento están basadas exclusivamente en la movilización de partículas finas concentradas (sedimento suspendido) y masas gruesas estratificadas de fondo, nativas del cauce de la corriente (Rendon-Herrero, 1974). Es de importancia el hecho de que en la mayoría de los casos, la cantidad de la carga de lavado derivada de la aportación lateral puede ser substancialmente mayor que el sedimento suspendido nativo de fondo. Como se ha mencionado anteriormente, varios autores estiman que la contribución del material de fondo a la carga total de sedimento es usualmente del orden del 5%, y en muchos casos puede despreciarse del cálculo de la carga total.

4.2 Procesos: Lluvia-Producción de Sedimento, Producción de Sedimento-Producción Pico de Sedimento, y Lluvia-Producción Pico de Sedimento

Esta aplicación se desarrolla en la misma cuenca, que se ha venido estudiando, del río Sinaloa definida por la estación hidrométrica denominada como Jaina.

Ecuaciones aplicadas

En este caso, se aplican, también, las ecuaciones (1.74), del modelo Logístico Bivariado BVE11; y (3.2), que define el modelo de distribución de probabilidad condicional.

Función de densidad de probabilidad condicional del modelo BVE11

En el caso de funciones de probabilidad discretas, la probabilidad condicional de y , dada la ocurrencia de x , $P(y|x)$, puede obtenerse en forma numérica y expresarse directamente por el cociente entre la probabilidad conjunta $P(x,y)$, y la marginal $P(x)$; es decir

$$P(y|x) = \frac{P(x,y)}{P(x)} \quad (4.1)$$

En funciones de probabilidad continuas, lo anterior no es posible; sin embargo, si lo es, obtener en forma numérica y directa la densidad condicional de probabilidad $f(y|x)$, por medio de la expresión

$$f(y|x) = \frac{f(x,y)}{f(x)} \quad (4.2)$$

en la que, $f(x,y)$ es la fdp conjunta de x y y ; $f(x)$ es la fdp de la marginal x .

En el caso del modelo BVE11, $f(x,y)$ es la fdp del modelo bivariado, ecuación (3.3); $f(x)$ es la fdp marginal Gumbel, ecuación (3.14 o 3.15); por lo que, al sustituir lo anterior en la ecuación (4.2) y llevar a cabo el desarrollo matemático, la fdp condicional BVE11 queda definida por la siguiente expresión

$$f(y|x) = \frac{1}{\alpha_2} \exp \left[e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right) - m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right) + (1-m) \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} \right] \exp \left[- \left\{ e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right\}^{\frac{1}{m}} \right] \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}-2} \left\{ (m-1) + \left[e^{-m \left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + e^{-m \left(\frac{y-u_2}{\alpha_2}\right)} \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (4.3)$$

Si se realiza la integración analítica de la ecuación anterior, se obtiene la FDP condicional BVE11, definida por la ecuación (3.2).

4.3 Procedimiento Propuesto para el Análisis de los Procesos: Lluvia-Producción de Sedimento, Producción de Sedimento-Producción Pico de Sedimento y Lluvia-Producción Pico de Sedimento

El análisis propuesto para la estimación de los sedimentogramas, puede considerarse como complementario y esta relacionado con la metodología desarrollada en el capítulo anterior, que se refiere a la obtención de los hidrogramas de diseño. La metodología propuesta se describe a continuación:

1. Definir la zona en estudio, así como la estación hidrométrica que será considerada para seleccionar los hidrogramas máximos anuales, los sedimentogramas relacionados a estos y las

- estaciones climatológicas, para emplearse en la obtención de las lluvias de las tormentas, asociadas a los hidrogramas y sedimentogramas.
2. Seleccionar las avenidas máximas anuales; definir a partir de los hidrogramas máximos anuales, los sedimentogramas relacionados a aquéllos; y, obtener la producción total y pico de sedimento de cada sedimentograma (Apéndice E).
 3. Definir, a partir de cada avenida máxima anual, el período de duración de la tormenta que la genera.
 4. Inferir los registros diarios de lluvia faltantes del período de duración de la tormenta de las estaciones seleccionadas con registros pluviométricos.
 5. Obtener la lluvia media total de la cuenca en estudio de cada tormenta, relativa a cada avenida máxima anual, por medio del método de polígonos de Thiessen (Apéndice C).
 6. Obtener los datos básicos para el análisis, que comprende: la lluvia media total, la producción de sedimento y la producción pico de sedimento, asociadas a las avenidas máximas anuales.
 7. Estimar los parámetros del modelo Logístico BVE11, ec. (1.74) por algún método: Máxima Verosimilitud (Raynal, 1985), POME (Domínguez, 1995; Escalante y Domínguez, 1997) o algún otro, de los procesos lluvia-producción de sedimento (*hpt-ys*), producción de sedimento-producción pico de sedimento (*ys-sp*) y lluvia-producción pico de sedimento (*hpt-sp*).
 8. Estimar las probabilidades marginales y condicionales de los procesos: *hpt-ys*, *ys-sp* y *hpt-sp*, de acuerdo con los datos históricos y el modelo BVE11.
 9. Seleccionar las dos mejores relaciones, con base en un análisis de correlación; la primera, una relación que implique la probabilidad marginal de la lluvia, $F(hpt)$, y cualquier probabilidad condicional, $F(y|x)$; la segunda, será aquélla que involucre ésta última y alguna otra que incluya la característica restante del sedimentograma como probabilidad condicional.
 10. Con los parámetros estimados en el punto 7, las ecuaciones de las mejores relaciones de probabilidades, el modelo BVE11 condicional (ecuación 3.2) y La FDP marginal Gumbel, verificar el comportamiento de los procesos, al comparar los eventos históricos con los estimados.
 11. El último paso consiste en obtener los eventos de diseño; es decir, la producción de sedimento y la producción pico del sedimento de los sedimentogramas, asociados a la lluvia que se estima los ha generado, con el patrón de probabilidades estimadas con base en la ocurrencia histórica.

4.4 Desarrollo de la Metodología

La aplicación propuesta se desarrolló, también, en la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación hidrométrica denominada como Jaina, por lo que pueden observarse las Figuras 3.2, 3.3 y 3.4 que describen la localización de la región hidrológica, la zona en estudio y las áreas de influencia de las estaciones climatológicas, respectivamente.

Información Requerida

Los datos requeridos para el desarrollo de ésta aplicación fueron: la producción de sedimento, así como la producción pico de sedimento, asociados a las avenidas y sedimentogramas máximos

anuales, y las láminas de lluvia diaria que los generaron (Apéndice C), al seleccionar las avenidas de acuerdo con los gastos medios diarios máximos anuales (Apéndice B).

En la Tabla 3.1 se presentan las 12 estaciones hidrométricas y climatológicas que sirvieron de apoyo para la obtención de la información.

En el capítulo anterior se describen los procedimientos aplicados para la inferencia de la información de registros de lluvia faltantes, así mismo, los procedimientos propuestos para la selección y separación de los hidrogramas máximos anuales, sus diferentes componentes y las lluvias relacionadas con la generación de las avenidas máximas; por lo que queda por describir el procedimiento aplicado para la estimación de la producción total y pico de sedimento, así como los sedimentogramas.

Obtención de los Sedimentogramas

Se ha considerado que los sedimentogramas máximos anuales están asociados los hidrogramas máximos anuales, por lo que ambos son la respuesta de los efectos de las tormentas ocurridas en la cuenca o zona en estudio.

Con base en lo anterior, se propone aceptar, en principio, que la duración de los sedimentogramas es la misma de los hidrogramas. Esto es válido si observamos (Apéndice E) que, la producción de sedimento es cero o en términos prácticos es despreciable el día en que se ha establecido como punto de levantamiento de los hidrogramas; sin embargo, el día en que se estima concluye el escurrimiento directo de las avenidas, continúa manifestándose el transporte de sedimento por la corriente, y puede continuar por varios días posteriores, aunque no de manera significativa, por tal motivo se ha aceptado, para condiciones de evaluación de la producción de sedimento y del tiempo base de los sedimentogramas un día adicional, con respecto al tiempo base establecido en los hidrogramas.

Producción de Sedimento y Producción pico de Sedimento

En otras investigaciones (Jeje et al., 1991; Gracia, 1996) se han clasificado los sedimentogramas de la concentración de sedimento suspendido de acuerdo con su posición en relación al pico del hidrograma en cuatro principales grupos, en cuencas pequeñas, a saber:

- a) Adelantado, cuando el pico del sedimentograma ocurre antes que el pico de la avenida;
- b) En fase, cuando los picos del sedimentograma e hidrograma ocurren al mismo tiempo;
- c) Retardado, cuando el pico del sedimentograma ocurre después del pico del hidrograma; y
- d) Picos múltiples, cuando la lluvia produce escurrimiento con varios picos generando varios picos en el sedimentograma.

En el caso de ésta investigación, los sedimentogramas se conformaron con base en la carga de lavado y su producción de sedimento; sin embargo, se observa en la mayoría de ellos, si se

considera y aplica la clasificación anterior para estos sedimentogramas, sedimentogramas en fase y sedimentogramas de picos múltiples.

Practicamente, en la mayoría de los casos, el día considerado como punto de levantamiento del sedimentograma, la producción de sedimento es muy pequeño y en otros cero, por lo que se supondrá que, todo el sedimento transportado es por efecto de la lluvia en exceso y su respectivo escurrimiento

Con base en lo anterior, como ejemplo concreto consideremos el sedimentograma relativo a la avenida máxima anual de año 1961, ver Figura 4.1.

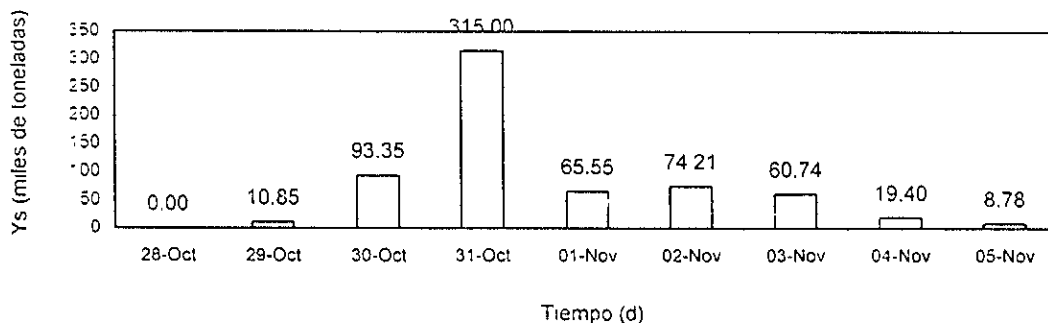
En este caso, el día en que se manifiesta el punto de levantamiento del sedimentograma (e hidrograma) es el 29 de Octubre; por otro lado, el día en que se estima ha cesado el escurrimiento directo, y que se considera aún la producción de sedimento por efecto de la tormenta, es el día 5 de Noviembre; de tal forma que, la producción de sedimento para esta avenida se determina desde el día 29 de Octubre hasta el día 5 de Noviembre, inclusive. Por lo que, para este caso, la producción de sedimento es de 647 880 ton (79.21 ton/km^2)

Datos Básicos para el Análisis

En el Apéndice E se presentan los sedimentogramas relativos a cada avenida máxima anual, así como su producción; y en la Tabla 4.1 los datos de lluvia, producción total y pico de sedimento, para el análisis de los procesos: *hpt-ys*, *ys-sp* y *hpt-sp*, de la cuenca del río Sinaloa, definida por la estación Jaina.

Con base en los datos de la Tabla 4.1, se estiman los parámetros del modelo bivariado BVE11, ec. (1.74), por el Método de Máxima Verosimilitud (MMV), Tabla 4.2 y el del Principio de Máxima Entropía (POME), Tabla 4.3, de los procesos: *hpt-ys*, *ys-sp* y *hpt-sp*, respectivamente.

FIGURA 4.1 ESTACION : JAINA. SEDIMENTOGRAMA. AÑO 1961



Resultados de los procesos: Lluvia-Producción de Sedimento, Producción de Sedimento-Producción pico de Sedimento y Lluvia-Producción pico de Sedimento

Se analizan los fenómenos: lluvia-producción de sedimento, producción de sedimento-producción pico de sedimento y lluvia-producción pico de sedimento, con el propósito de estimar las características de los sedimentogramas en forma condicional, al definir el patrón de ocurrencia histórica entre los procesos hidrológicos descritos.

Los modelos y métodos de estimación de parámetros se seleccionaron con base en el error medio, definido por la ecuación (2.39).

Posterior a la estimación de los parámetros de los procesos: $hpt-ys$, $ys-sp$ y $hpt-sp$, se obtienen las probabilidades marginales y condicionales de cada uno de ellos con la información histórica. Para el primero; es decir, el proceso lluvia-producción de sedimento ($hpt-ys$), se determinan las probabilidades marginales de la lluvia: $F(hpt)$, ys ; las probabilidades marginales de la producción de sedimento: $F(ys)$, hpt ; y las probabilidades condicionales de la producción de sedimento dada la lluvia, $F(ys|hpt)$, y de la lluvia dada la producción de sedimento $F(hpt|ys)$; y así sucesivamente para los restantes procesos. Para el caso del Método de Máxima Verosimilitud, estos resultados se describen en la Tabla 4.4, y por el Método de Máxima Entropía, en la Tabla 4.6.

A continuación, con los anteriores resultados, se obtiene la matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales de los diferentes procesos, para seleccionar la mejor relación entre la distribución marginal de la lluvia asociada con cualquier distribución condicional. La matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales de los tres procesos por MMV y POME se presentan en las Tablas 4.5 y 4.7, respectivamente.

Se observa, para el caso en el que los parámetros son estimados por MMV, de acuerdo con la Tabla 4.5, que la mejor relación de la distribución marginal de la lluvia, la proporciona la que proviene de la producción de sedimento en forma conjunta ($F(hpt)$, ys) y la distribución condicional $F(hpt|sp)$; y a su vez, esta última con la distribución condicional $F(hpt|ys)$, por sus mejores coeficientes de correlación lineal.

Por otra parte, para el caso en el que los parámetros son estimados por POME, de acuerdo con la Tabla 4.7, la mejor relación de la distribución marginal de la lluvia, la proporciona la que proviene de la producción de sedimento en forma conjunta ($F(hpt)$, ys) y la distribución condicional $F(hpt|ys)$; y a su vez, esta última con la distribución condicional $F(hpt|sp)$, por sus mejores coeficientes de correlación lineal.

Tabla 4.4 Probabilidades marginales y condicionales del proceso *hpt-ys-sp* con base en el modelo BVE11 por MMV.

Año	Datos Históricos			Proceso: <i>hpt-ys</i>				Proceso: <i>ys-sp</i>				Proceso: <i>hpt-sp</i>			
	<i>Hpt</i> (mm)	<i>Ys</i> (E03 ton)	<i>Sp</i> (E03 ton/d)	$F(hpt),$ <i>ys</i>	$F(ys),$ <i>hpt</i>	$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>ys</i>	$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	$F(hpt),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>hpt</i>	$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)
1961	92.6	647.88	315.0	0.7031	0.3614	0.2419	0.8278	0.3802	0.3712	0.4710	0.5085	0.6986	0.3666	0.2751	0.8005
1962	90.5	1469.71	948.9	0.6790	0.8535	0.8691	0.4295	0.8870	0.9461	0.9415	0.1664	0.6744	0.9286	0.9490	0.3464
1963	107.1	1509.20	888.2	0.8321	0.8652	0.7721	0.6542	0.8972	0.9296	0.8343	0.3425	0.8288	0.9093	0.8668	0.5970
1964	98.7	614.57	169.2	0.7650	0.3337	0.1828	0.8880	0.3491	0.1461	0.0949	0.8345	0.7609	0.1608	0.0869	0.8985
1965	37.7	343.39	226.1	0.0159	0.1316	0.3833	0.0316	0.1230	0.2265	0.6705	0.1729	0.0157	0.2354	0.4952	0.0213
1966	76.1	1343.09	469.2	0.4776	0.8098	0.8901	0.2693	0.8475	0.6118	0.0669	0.9739	0.4728	0.5872	0.6413	0.4486
1967	102.1	2144.50	1037.0	0.7945	0.9662	0.9739	0.2911	0.9786	0.9636	0.2725	0.8908	0.7907	0.9497	0.9496	0.4237
1968	44.5	737.45	495.9	0.0472	0.4356	0.7338	0.0398	0.4629	0.6471	0.8675	0.1806	0.0465	0.6206	0.8388	0.0292
1969	73.1	280.84	145.9	0.4294	0.0967	0.0899	0.6861	0.0857	0.1178	0.4678	0.2524	0.4247	0.1338	0.1363	0.6146
1970	59.3	639.75	115.1	0.2079	0.3546	0.5226	0.2455	0.3726	0.0854	0.0294	0.9234	0.2049	0.1020	0.1522	0.3551
1971	115.9	1108.53	462.7	0.8836	0.6986	0.4033	0.8989	0.7407	0.6028	0.2268	0.8617	0.8809	0.5788	0.3313	0.9201
1972	82.5	818.58	538.0	0.5744	0.5008	0.4806	0.6201	0.5342	0.6981	0.8685	0.1997	0.5695	0.6695	0.6907	0.5111
1973	85.0	1630.52	976.4	0.6092	0.8958	0.9374	0.2861	0.9234	0.9523	0.8718	0.2940	0.6044	0.9360	0.9643	0.2701
1974	73.9	583.59	270.8	0.4424	0.3081	0.3274	0.5715	0.3203	0.2977	0.4187	0.5153	0.4376	0.3001	0.3219	0.5479
1975	41.5	317.20	154.9	0.0304	0.1163	0.3181	0.0642	0.1065	0.1283	0.4384	0.3013	0.0299	0.1440	0.3254	0.0530
1976	95.9	373.33	280.8	0.7380	0.1503	0.0699	0.9099	0.1434	0.3142	0.7911	0.1181	0.7337	0.3151	0.2113	0.8461
1977	69.9	776.94	344.9	0.3768	0.4677	0.5630	0.3969	0.4982	0.4211	0.3555	0.6711	0.3724	0.4117	0.4838	0.4187
1978	95.9	571.83	339.6	0.7380	0.2985	0.1698	0.8758	0.3094	0.4123	0.6900	0.2824	0.7337	0.4037	0.2910	0.8232
1979	113.2	1594.42	674.7	0.8696	0.8874	0.7666	0.6909	0.9163	0.8245	0.1532	0.9431	0.8667	0.7955	0.6198	0.8191
1980	76.1	194.29	53.4	0.4776	0.0583	0.0454	0.7619	0.0469	0.0385	0.2412	0.3363	0.4728	0.0528	0.0454	0.7148

Tabla 4.5 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso *hpt-ys-sp* con base en el modelo BVE11 y MMV.

	Proceso: <i>hpt-ys</i>				Proceso: <i>ys-sp</i>				Proceso: <i>hpt-sp</i>			
	$F(hpt),$ <i>ys</i>	$F(ys),$ <i>hpt</i>	$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>ys</i>	$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	$F(hpt),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>hpt</i>	$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)
$F(hpt),$ <i>ys</i>	1											
$F(ys),$ <i>hpt</i>	0.573	1										
$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	0.095	0.888	1									
$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	0.764	-0.103	-0.534	1								
$F(ys),$ <i>sp</i>	0.525	0.999	0.886	-0.098	1							
$F(sp),$ <i>ys</i>	0.480	0.919	0.838	-0.114	0.917	1						
$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	-0.046	0.042	0.119	-0.102	0.042	0.398	1					
$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	0.289	0.412	0.286	0.066	0.416	0.057	-0.866	1				
$F(hpt),$ <i>sp</i>	1.000	0.528	0.096	0.763	0.526	0.481	-0.046	0.289	1			
$F(sp),$ <i>hpt</i>	0.480	0.919	0.840	-0.119	0.917	1.000	0.400	0.054	0.481	1		
$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	0.117	0.798	0.901	-0.466	0.794	0.917	0.495	-0.095	0.118	0.920	1	
$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)	0.806	0.007	-0.431	-0.966	0.012	-0.084	-0.308	0.304	0.806	-0.090	-0.459	1

Tabla 4.6 Probabilidades marginales y condicionales del proceso *hpt-ys-sp* con base en el modelo BVE11 por POME.

Año	Datos Históricos			Proceso: <i>hpt-ys</i>				Proceso: <i>ys-sp</i>				Proceso: <i>hpt-sp</i>			
	<i>Hpt</i> (mm)	<i>Ys</i> (E03 ton)	<i>Sp</i> (E03 ton/d)	$F(hpt),$ <i>ys</i>	$F(ys),$ <i>hpt</i>	$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>ys</i>	$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	$F(hpt),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>hpt</i>	$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)
1961	92.6	647.88	315.0	0.8104	0.3817	0.1014	0.9536	0.3871	0.3576	0.4336	0.5166	0.7213	0.3838	0.1643	0.8955
1962	90.5	1469.71	948.9	0.7921	0.8621	0.8076	0.4770	0.8572	0.9473	0.9425	0.2452	0.6962	0.9311	0.9740	0.1458
1963	107.1	1509.20	888.2	0.9019	0.8732	0.5703	0.7690	0.8683	0.9308	0.8825	0.3676	0.8520	0.9126	0.8473	0.4543
1964	98.7	614.57	169.2	0.8556	0.3539	0.0632	0.9765	0.3600	0.1321	0.1198	0.7373	0.7850	0.1755	0.0309	0.9735
1965	37.7	343.39	226.1	0.0448	0.1458	0.4854	0.0934	0.1555	0.2114	0.4615	0.2740	0.0078	0.2520	0.7908	0.0071
1966	76.1	1343.09	469.2	0.6235	0.8204	0.8848	0.2872	0.8155	0.6050	0.2290	0.9037	0.4796	0.6010	0.7003	0.3887
1967	102.1	2144.50	1037.0	0.8764	0.9686	0.9675	0.2186	0.9659	0.9647	0.6616	0.6923	0.8148	0.9515	0.9656	0.2036
1968	44.5	737.45	495.9	0.1080	0.4559	0.8200	0.0702	0.4591	0.6415	0.7899	0.2895	0.0311	0.6335	0.9614	0.0063
1969	73.1	280.84	145.9	0.5786	0.1086	0.0432	0.9055	0.1180	0.1048	0.2758	0.3313	0.4268	0.1474	0.1178	0.7606
1970	59.3	639.75	115.1	0.3407	0.3749	0.5042	0.4183	0.3805	0.0741	0.0494	0.8268	0.1869	0.1139	0.2100	0.4448
1971	115.9	1108.53	462.7	0.9351	0.7135	0.1529	0.9736	0.7099	0.5958	0.3911	0.7623	0.9013	0.5928	0.1290	0.9704
1972	82.5	818.58	538.0	0.7082	0.5205	0.3189	0.8098	0.5218	0.6942	0.8081	0.3052	0.5848	0.6811	0.7184	0.4430
1973	85.0	1630.52	976.4	0.7369	0.9022	0.9306	0.2624	0.8976	0.9535	0.9125	0.3241	0.6222	0.9382	0.9866	0.0897
1974	73.9	583.59	270.8	0.5909	0.3280	0.2133	0.8008	0.3349	0.2829	0.3691	0.5184	0.4410	0.3173	0.3220	0.6253
1975	41.5	317.20	154.9	0.0759	0.1295	0.3805	0.1777	0.1392	0.1149	0.2716	0.3673	0.0179	0.1580	0.6042	0.0317
1976	95.9	373.33	280.8	0.8362	0.1655	0.0204	0.9856	0.1752	0.2995	0.5944	0.2243	0.7575	0.3323	0.1049	0.9360
1977	69.9	776.94	344.9	0.5272	0.4878	0.4832	0.5842	0.4900	0.4086	0.3957	0.6219	0.3692	0.4286	0.5573	0.4088
1978	95.9	571.83	339.6	0.8362	0.3182	0.0603	0.9733	0.3254	0.3996	0.5741	0.3675	0.7575	0.4207	0.1641	0.9108
1979	113.2	1594.42	674.7	0.9263	0.8943	0.5376	0.0858	0.8896	0.8241	0.4237	0.8328	0.8881	0.8030	0.4200	0.8531
1980	76.1	194.29	53.4	0.6235	0.0670	0.0184	0.9432	0.0752	0.0312	0.1113	0.3795	0.4796	0.0610	0.0297	0.8778

Tabla 4.7 Matriz de correlación entre las probabilidades marginales y condicionales históricas del proceso *hpt-ys-sp* con base en el modelo BVE11 y POME.

	Proceso: <i>hpt-ys</i>				Proceso: <i>ys-sp</i>				Proceso: <i>hpt-sp</i>			
	$F(hpt),$ <i>ys</i>	$F(ys),$ <i>hpt</i>	$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>ys</i>	$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	$F(hpt),$ <i>sp</i>	$F(sp),$ <i>hpt</i>	$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)
$F(hpt),$ <i>ys</i>	1											
$F(ys),$ <i>hpt</i>	0.507	1										
$F(ys$ $ $ <i>hpt</i>)	-0.158	0.727	1									
$F(hpt$ $ $ <i>ys</i>)	0.669	-0.225	-0.808	1								
$F(ys),$ <i>sp</i>	0.507	1.000	0.727	-0.225	1							
$F(sp),$ <i>ys</i>	0.450	0.919	0.705	-0.242	0.919	1						
$F(sp$ $ $ <i>ys</i>)	0.218	0.527	0.476	-0.211	0.527	0.802	1					
$F(ys$ $ $ <i>sp</i>)	0.248	0.367	0.135	0.047	0.367	0.006	-0.557	1				
$F(hpt),$ <i>sp</i>	0.989	0.525	-0.146	0.640	0.525	0.482	0.255	0.233	1			
$F(sp),$ <i>hpt</i>	0.450	0.918	0.706	-0.245	0.918	1.000	0.807	0.0002	0.483	1		
$F(sp$ $ $ <i>hpt</i>)	-0.238	0.591	0.889	-0.776	0.592	0.721	0.708	-0.236	-0.206	0.724	1	
$F(hpt$ $ $ <i>sp</i>)	0.629	-0.235	-0.783	0.935	-0.236	-0.333	-0.421	0.280	0.608	-0.338	-0.879	1

En el caso del modelo BVE11 por POME, con la finalidad de estimar el patrón de ocurrencia del proceso hpt - ys - sp , se ajusta cada una de las relaciones de probabilidades $(F(hpt), ys)-F(hpt|ys)$ y $F(hpt|ys)-F(hpt|sp)$ a un modelo matemático, entre ellos: el lineal, logarítmico, polinomio de segundo orden, potencial y exponencial; de los que resultan como mejores, de acuerdo con sus coeficiente de correlación, el modelo potencial, en la primer relación, y un polinomio de segundo grado, en la segunda, respectivamente, con las siguientes expresiones:

$$F(hpt|ys) = 0.81113271 [F(hpt), ys]^{0.73607058} ; r = 0.789 \quad (4.4)$$

$$F(hpt|sp) = 0.68654922 [F(hpt|ys)]^2 + 0.22059813 [F(hpt|ys)] + 0.04155139 ; r = 0.945 \quad (4.5)$$

donde:

$F(hpt|ys)$: Es la probabilidad condicional de hpt dado ys .

$F(hpt|sp)$: Es la probabilidad condicional de hpt dado sp .

$F(hpt), ys$: Es la probabilidad marginal de hpt del proceso conjunto con ys .

r : Es el coeficiente de correlación.

Las ecuaciones (4.4) y (4.5) definen el patrón de ocurrencia del proceso condicional hpt - ys - sp con base en el modelo BVE11, el Principio de Máxima Entropía y los datos históricos de: lluvia, producción de sedimento y producción pico de sedimento asociados a los sedimentogramas máximos anuales. La descripción gráfica de estos modelos se exponen en las Figuras 4.2 y 4.3.

El procedimiento es similar para obtener las ecuaciones de mejor ajuste, de la relaciones de probabilidad estimadas con el modelo BVE11 y el Método de Máxima Verosimilitud, las que en este caso, resultaron como mejor el modelo potencial para ambas relaciones, como se describe a continuación:

$$F(hpt|sp) = 0.89787450 [F(hpt), ys]^{0.89700866} ; r = 0.942 \quad (4.6)$$

$$F(hpt|ys) = 0.92492526 [F(hpt|sp)]^{0.90495744} ; r = 0.981 \quad (4.7)$$

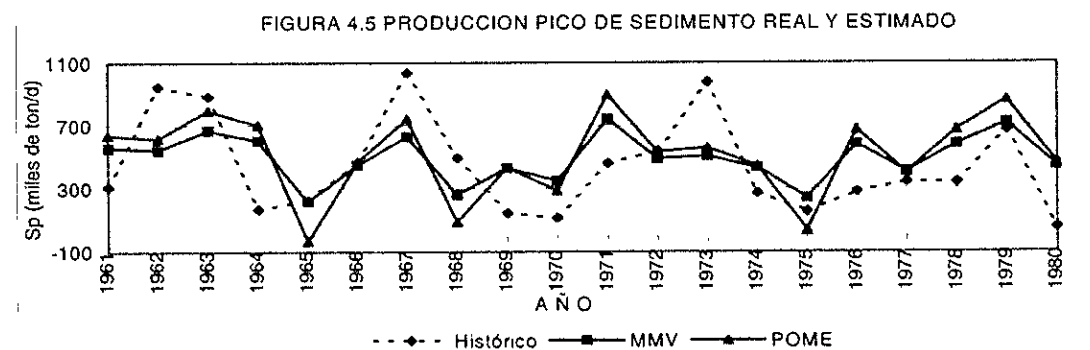
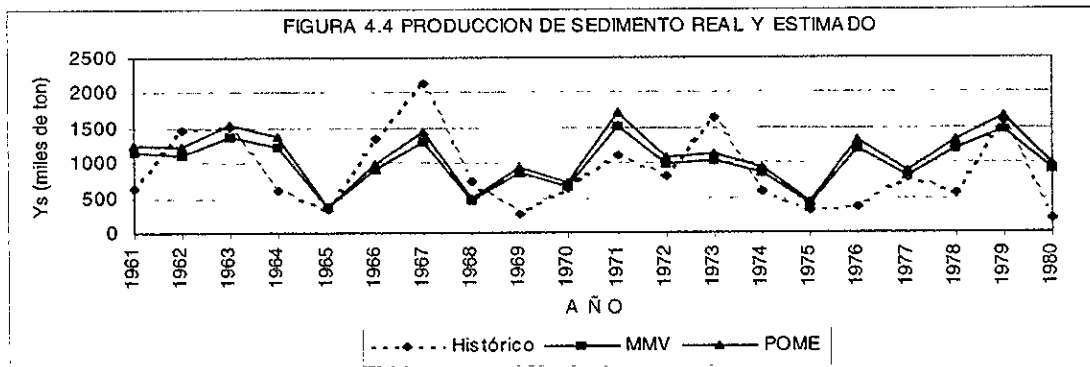
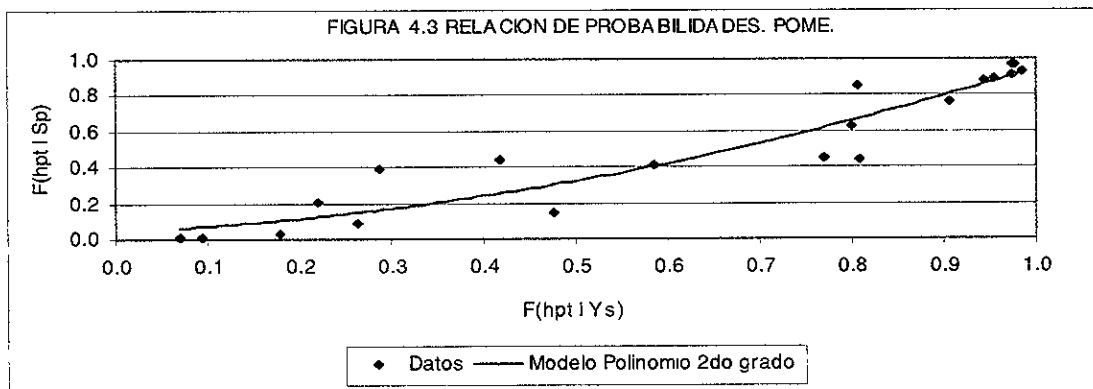
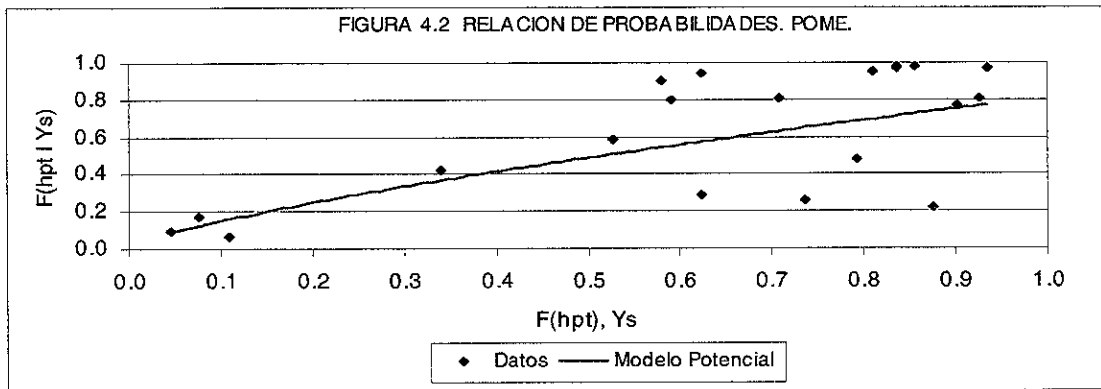
donde:

$F(hpt|ys)$: Es la probabilidad condicional de hpt dado ys .

$F(hpt|sp)$: Es la probabilidad condicional de hpt dado sp .

$F(hpt), ys$: Es la probabilidad marginal de hpt del proceso conjunto con ys .

r : Es el coeficiente de correlación.



Con apoyo de las ecuaciones (4.4) a (4.7), el modelo BVE11 Condicional (ec 3.2), la distribución marginal de la lluvia ($F(hpt)$, ys) y los parámetros de los diversos procesos; es posible, estimar la producción de sedimento y su producción pico de acuerdo con el patrón de ocurrencia deducido, al proporcionar la lluvia real como dato, asociada a la generación de los sedimentogramas. Por lo anterior, los valores estimados por Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía se describen en las Tablas 4.8 y 4.9, respectivamente, donde se observa que, los estimadores por MMV presentan el mejor ajuste al obtener los menores errores medios (ec. 2.39). Por otra parte, la comparación esquemática entre los valores reales y estimados, se exponen en las Figuras 4.4 y 4.5.

Sedimentogramas Históricos y Estimados

En esta sección, se comparan los sedimentogramas históricos con los estimados, de acuerdo con las características descritas en las Tablas 4.8 y 4.9.

En el capítulo anterior se caracterizó a los hidrogramas con t_p y t_b de 2 y 7 días, respectivamente. En este capítulo se sugiere considerar un día adicional al tiempo base de los hidrogramas y considerarlo como el tiempo base de los sedimentogramas, esto, debido que aún se observa transporte de sedimento el día en que se acepta concluye el escurrimiento directo, aunque no de manera significativa, por lo que, los tiempos característicos de los sedimentogramas se establecerán como 2 y 8 días, para el t_p y t_b , respectivamente.

Tabla 4.8 Análisis condicional del proceso hpt - ys - sp al aplicar el modelo BVE11 Condicional con la estimación de parámetros por MMV.

Año	Datos Históricos			$F(hpt), ys$	$F(hpt sp)$	Estimado	$F(hpt ys)$	Estimado
	Hpt	Sp	Ys			Sp		Ys
	mm	E03 ton/d	E03 ton			E03 ton/d		E03 ton
1961	92.6	315.0	647.88	0.7031	0.6546	560.0	0.6303	1140.91
1962	90.5	948.9	1469.71	0.6790	0.6345	545.1	0.6128	1108.94
1963	107.1	888.2	1509.20	0.8321	0.7614	670.0	0.7227	1372.58
1964	98.7	169.2	614.57	0.7650	0.7061	604.7	0.6750	1236.02
1965	37.7	226.1	343.39	0.0159	0.0219	219.5	0.0291	375.27
1966	76.1	469.2	1343.09	0.4776	0.4628	449.4	0.4605	899.53
1967	102.1	1037.0	2144.50	0.7945	0.7305	630.6	0.6961	1290.52
1968	44.5	495.9	737.45	0.0472	0.0581	260.2	0.0704	469.96
1969	73.1	145.9	280.84	0.4293	0.4206	430.5	0.4224	857.73
1970	59.3	115.1	639.75	0.2079	0.2194	347.3	0.2344	670.16
1971	115.9	462.7	1108.53	0.8836	0.8035	743.2	0.7588	1522.29
1972	82.5	538.0	818.58	0.5744	0.5460	490.7	0.5349	990.64
1973	85.0	976.4	1630.52	0.6092	0.5757	507.4	0.5611	1027.05
1974	73.9	270.8	583.59	0.4424	0.4320	435.5	0.4327	868.82
1975	41.5	154.9	317.20	0.0304	0.0391	242.4	0.0493	428.51
1976	95.9	280.8	373.33	0.7380	0.6837	583.9	0.6556	1191.94
1977	69.9	344.9	776.94	0.3768	0.3741	410.8	0.3799	813.65
1978	95.9	339.6	571.83	0.7380	0.6837	583.9	0.6556	1191.94
1979	113.2	674.7	1594.42	0.8696	0.7921	720.2	0.7490	1475.67
1980	76.1	53.4	194.29	0.4776	0.4628	449.4	0.4605	899.53
					EM=	270.82	EM=	465.60

Tabla 4.9 Análisis condicional del proceso *hpt-ys-sp* al aplicar el modelo BVE11 Condicional con la estimación de parámetros por POME.

Año	Datos Históricos			$F(hpt), ys$	$F(hpt ys)$	Estimado	$F(hpt sp)$	Estimado
	Hpt	Ys	Sp			Ys		Sp
	mm	E03 ton	E03 ton/d			E03 ton		E03 ton/d
1961	92.6	647.88	315.0	0.8104	0.6948	1259.76	0.5263	637.8
1962	90.5	1469.71	948.9	0.7921	0.6833	1221.64	0.5128	615.5
1963	107.1	1509.20	888.2	0.9019	0.7518	1534.07	0.5954	795.9
1964	98.7	614.57	169.2	0.8556	0.7232	1372.90	0.5602	703.4
1965	37.7	343.39	226.1	0.0448	0.0824	377.41	0.0644	-33.2
1966	76.1	1343.09	469.2	0.6235	0.5729	972.03	0.3933	465.9
1967	102.1	2144.50	1037.0	0.8764	0.7361	1437.43	0.5759	740.6
1968	44.5	737.45	495.9	0.1080	0.1577	480.19	0.0934	88.5
1969	73.1	280.84	145.9	0.5786	0.5422	922.56	0.3630	435.1
1970	59.3	639.75	115.1	0.3407	0.3672	704.25	0.2151	287.6
1971	115.9	1108.53	462.7	0.9351	0.7721	1708.58	0.6211	895.1
1972	82.5	818.58	538.0	0.7082	0.6292	1080.42	0.4521	531.9
1973	85.0	1630.52	976.4	0.7369	0.6479	1123.86	0.4727	557.8
1974	73.9	583.59	270.8	0.5909	0.5507	935.67	0.3712	443.3
1975	41.5	317.20	154.9	0.0759	0.1216	434.97	0.0785	37.3
1976	95.9	373.33	280.8	0.8362	0.7111	1320.53	0.5456	673.2
1977	69.9	776.94	344.9	0.5272	0.5063	870.66	0.3293	402.0
1978	95.9	571.83	339.6	0.8362	0.7111	1320.53	0.5456	673.2
1979	113.2	1594.42	674.7	0.9263	0.7667	1654.50	0.6142	864.5
1980	76.1	194.29	53.4	0.6235	0.5729	972.03	0.3933	465.9
					EM =	501.53	EM =	302.06

Por lo anterior, los sedimentogramas estimados se ajustarán a $t_p = 2$ d y $t_b = 8$ d; así mismo, deberán ajustarse a los Sp y Ys descritos en las Tablas 4.8 y 4.9. El algoritmo básico es similar al aplicado en el capítulo anterior, y consiste en ajustar, inicialmente, la forma de los sedimentogramas a una triangular, caracterizada con Sp , t_p y t_b . A continuación se inicia un proceso iterativo de ajuste de las ordenadas del sedimentograma, de tal forma que su producción total de sedimento sea igual al estimado con la modelación del proceso condicional.

Los resultados de este procedimiento se exponen en las Tablas 4.10 y 4.11, y la comparación gráfica con los históricos se ofrece en el apéndice E.

El sedimentograma estimado para el año de 1965, por POME, Tabla 4.11, proporciona valores negativos, por lo que se sale del sentido físico, y no se considera su comparación con el histórico; y el estimado para el año de 1975, misma tabla, no es posible ajustar su producción de sedimento al tiempo pico y base establecidos.

Tabla 4.10 Sedimentogramas (miles de ton/d) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por MMV del proceso *hpt-ys-sp*, para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Año	D		I			A		S		Ys E03 Ton
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
1961	0.0	96.8	560.0	161.4	129.1	96.8	64.5	32.3	0.0	1140.91
1962	0.0	94.0	545.1	156.6	125.3	94.0	62.6	31.3	0.0	1108.94
1963	0.0	117.1	670.0	195.2	156.1	117.1	78.1	39.0	0.0	1372.58
1964	0.0	105.2	604.7	175.4	140.3	105.2	70.1	35.1	0.0	1236.02
1965	0.0	26.0	219.5	43.3	34.6	26.0	17.3	8.7	0.0	375.27
1966	0.0	75.0	449.4	125.0	100.0	75.0	50.0	25.0	0.0	899.53
1967	0.0	110.0	630.6	183.3	146.7	110.0	73.3	36.7	0.0	1290.52
1968	0.0	35.0	260.2	58.3	46.6	35.0	23.3	11.7	0.0	469.96
1969	0.0	71.2	430.5	118.7	94.9	71.2	47.5	23.7	0.0	857.73
1970	0.0	53.8	347.3	89.7	71.7	53.8	35.9	17.9	0.0	670.16
1971	0.0	129.8	743.2	216.4	173.1	129.8	86.6	43.3	0.0	1522.29
1972	0.0	83.3	490.7	138.9	111.1	83.3	55.6	27.8	0.0	990.64
1973	0.0	86.6	507.4	144.4	115.1	86.6	57.7	28.9	0.0	1027.05
1974	0.0	72.2	435.5	120.4	96.3	72.2	48.1	24.1	0.0	868.82
1975	0.0	31.0	242.4	51.7	41.4	31.0	20.7	10.3	0.0	428.51
1976	0.0	101.3	583.9	168.9	135.1	101.3	67.6	33.8	0.0	1191.94
1977	0.0	67.1	410.8	111.9	89.5	67.1	44.8	22.4	0.0	813.65
1978	0.0	101.3	583.9	168.9	135.1	101.3	67.6	33.8	0.0	1191.94
1979	0.0	125.9	720.2	209.8	167.9	125.9	83.9	42.0	0.0	1475.67
1980	0.0	75.0	449.4	125.0	100.0	75.0	50.0	25.0	0.0	899.53

Tabla 4.11 Sedimentogramas (miles de ton/d) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por POME del proceso *hpt-ys-sp*, para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa.

Año	D		I			A		S		Ys E03 Ton
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
1961	0.0	103.7	637.8	172.8	138.2	103.7	69.1	34.6	0.0	1259.76
1962	0.0	101.0	615.5	168.4	134.7	101.0	67.3	33.7	0.0	1221.64
1963	0.0	123.0	795.9	205.0	164.0	123.0	82.0	41.0	0.0	1534.07
1964	0.0	111.6	703.4	186.0	148.8	111.6	74.4	37.2	0.0	1372.90
1965			-33.2							377.41
1966	0.0	84.4	465.9	140.6	112.5	84.4	56.2	28.1	0.0	972.03
1967	0.0	116.1	740.6	193.6	154.9	116.1	77.4	38.7	0.0	1437.43
1968	0.0	65.3	88.5	108.8	87.1	65.3	43.5	21.8	0.0	480.19
1969	0.0	81.3	435.1	135.4	108.3	81.3	54.2	27.1	0.0	922.56
1970	0.0	69.4	287.6	115.7	92.6	69.4	46.3	23.1	0.0	704.25
1971	0.0	135.6	895.1	226.0	180.6	135.6	90.4	45.2	0.0	1708.58
1972	0.0	91.4	531.9	152.4	121.9	91.4	61.0	30.5	0.0	1080.42
1973	0.0	94.3	557.8	157.2	125.8	94.3	62.9	31.4	0.0	1123.86
1974	0.0	82.1	443.3	136.8	109.4	82.1	54.7	27.4	0.0	935.67
1975			37.3							434.97
1976	0.0	107.9	673.2	179.8	143.9	107.9	71.9	36.0	0.0	1320.53
1977	0.0	78.1	402.0	130.2	104.2	78.1	52.1	26.0	0.0	870.66
1978	0.0	107.9	673.2	179.8	143.9	107.9	71.9	36.0	0.0	1320.53
1979	0.0	131.7	864.5	219.5	175.6	131.7	87.8	43.9	0.0	1654.50
1980	0.0	84.4	465.9	140.6	112.5	84.4	56.2	28.1	0.0	972.03

Sedimentogramas de Diseño

Los sedimentogramas de diseño se obtienen de acuerdo con lo siguiente:

El procedimiento para la estimación de la producción de sedimento, ys , y su producción pico, sp , de los sedimentogramas de diseño, es similar al descrito y ejemplificado en la sección anterior; sólo que, primero, se debe establecer el período de retorno de la lluvia, hpt , y por ende su probabilidad de ocurrencia de acuerdo con la distribución marginal definida, $[F(hpt), ys]$, para obtener la lluvia de diseño. Por lo que, en este caso, se asignará el período de retorno del sedimentograma de diseño con base en el asignado a la lluvia que lo genera.

Al considerar lo anterior y proporcionar la forma de los sedimentogramas de diseño con t_p y t_b de dos y ocho días, respectivamente, de acuerdo con lo establecido; y, ajustar su forma a la producción total y pico de sedimento estimadas de acuerdo con el proceso condicional, se obtienen las características básicas de las sedimentogramas, que se describen en las Tablas 4.12 y 4.13, por MMV y POME, respectivamente.

Tabla 4.12 Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso $hpt-ys-sp$, y el análisis condicional por MMV.

i	Tr-hpt (años)	Hpt (mm)	Ys (miles de ton)	Sp (miles ton/d)
1	2	77.53	919.59	458.41
2	5	102.77	1301.44	635.77
3	10	119.49	1585.15	774.47
4	20	135.53	1876.30	922.75
5	50	156.28	2270.52	1130.47
6	100	171.83	2572.91	1293.02
7	500	207.78	3280.70	1677.98
8	1000	223.23	3586.48	1845.05
9	5000	259.09	4297.10	2233.80
10	10000	274.53	4603.24	2401.36

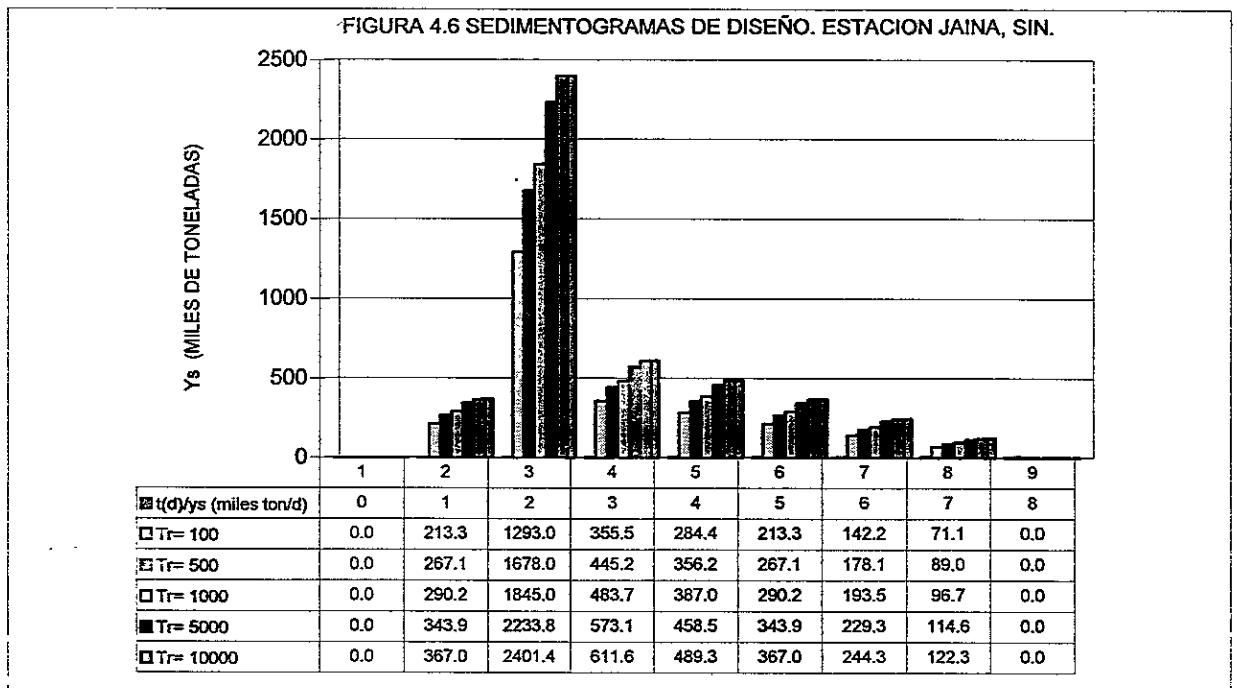
Tabla 4.13 Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso $hpt-ys-sp$, y el análisis condicional por POME.

i	Tr-hpt (años)	Hpt (mm)	Ys (miles de ton)	Sp (miles ton/d)
1	2	68.28	844.72	385.1
2	5	91.39	1237.71	624.9
3	10	106.69	1526.03	791.3
4	20	121.36	1819.29	957.7
5	50	140.36	2213.89	1179.3
6	100	154.60	2515.55	1347.9
7	500	187.49	3220.32	1740.6
8	1000	201.63	3524.58	1910.0
9	5000	234.45	4231.51	2303.5
10	10000	248.59	4536.04	2472.9

Tabla 4.14 Sedimentogramas de diseño (miles de ton/d) estimados con base en el modelo BVE11 Condicional por MMV del proceso *hpt-ys-sp*, para la estación hidrométrica Jaina, de la cuenca del río Sinaloa

<i>Tr-hpt</i> Años	D I A S									Ys E03 Ton
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	
2	0.0	76.9	458.4	128.1	102.5	76.9	51.2	25.6	0.0	919.59
5	0.0	110.9	635.8	184.9	147.9	110.9	74.0	37.0	0.0	1301.44
10	0.0	135.1	774.5	225.2	180.2	135.1	90.1	45.0	0.0	1585.15
20	0.0	158.9	922.8	264.9	211.9	158.9	105.9	53.0	0.0	1876.30
50	0.0	190.0	1130.5	316.7	253.3	190.0	126.7	63.3	0.0	2270.52
100	0.0	213.3	1293.0	355.5	284.4	213.3	142.2	71.1	0.0	2572.91
500	0.0	267.1	1678.0	445.2	356.2	267.1	178.1	89.0	0.0	3280.70
1000	0.0	290.2	1845.0	483.7	387.0	290.2	193.5	96.7	0.0	3586.48
5000	0.0	343.9	2233.8	573.1	458.5	343.9	229.3	114.6	0.0	4297.10
10000	0.0	367.0	2401.4	611.6	489.3	367.0	244.3	122.3	0.0	4603.24

Se observa que el análisis del proceso *hpt-ys-sp* condicional por MMV y POME, proporciona eventos de diseño muy semejantes. Por otra parte, la forma de los sedimentogramas por MMV se presenta en forma numérica en la Tabla 4.14 y en forma gráfica en la Figura 4.6, para *Tr* de 100 a 10 000 años.



Con el propósito de mejorar el pronóstico de los eventos estimados por POME del proceso condicional $hpt-ys-sp$, al considerar la asociación del gasto pico, se analizó el proceso condicional $hpt-qp-ys-sp$ por POME, con los resultados siguientes:

El error medio al estimar ys se redujo de 501.5 del proceso $hpt-ys-sp$ por POME a 463.7 del proceso $hpt-qp-ys-sp$; en relación con la estimación de sp , el error medio se redujo de 302.1 del proceso $hpt-ys-sp$ por POME a 281.2 del proceso $hpt-qp-ys-sp$.

Las ecuaciones que definen el mejor patrón de ocurrencia histórica para estimar las características de los sedimentogramas fueron:

$$F(qp|ys) = -0.26007 [F(qp), hpt]^2 + 1.02003 [F(qp), hpt] + 0.07858 \quad ; \quad r = 0.762 \quad (4.8)$$

$$F(qp|sp) = -0.38392 [F(qp), ys]^2 + 0.31755 [F(qp), ys] + 0.20297 \quad ; \quad r = 0.827 \quad (4.9)$$

Los eventos de diseño, de acuerdo con este análisis, se describen en la Tabla 4.15, en la que, los eventos hpt y qp son los obtenidos con base en el proceso $hpt-ved-qp$ por POME.

Tabla 4.15 Principales características de los sedimentogramas de diseño con base en el proceso $hpt-qp-ys-sp$, y el análisis condicional por POME.

$Tr-hpt$ (años)	Hpt (mm)	Qp (m ³ /s)	Ys (miles de ton)	Sp (miles ton/d)
2	76.98	600.6	888.69	484.8
5	101.66	858.1	1284.48	675.4
10	118.00	1036.2	1586.00	816.2
20	133.68	1210.5	1896.05	958.9
50	153.97	1438.8	2315.02	1149.5
100	169.17	1610.8	2635.84	1294.4
500	204.31	2009.7	3386.05	1631.6
1000	219.41	2181.4	3710.07	1777.0
5000	254.47	2579.9	4463.01	2114.5
10000	269.56	2751.5	4787.39	2259.9

4.5 Análisis de Resultados

Al comparar los datos históricos con los estimados del proceso condicional $hpt-ys-sp$ por MMV y POME, de las características principales de los sedimentogramas (ys y sp), se observa, de acuerdo con las Tablas 4.8 y 4.9, que el Método de Máxima Verosimilitud proporciona los mejores estimadores de ys y sp , por sus menores errores medios; sin embargo, al comparar ambos pronósticos para eventos de diseño, las dos alternativas proporcionan resultados muy aproximados.

Con el propósito de mejorar la calidad de los estimadores por POME, se presentan los resultados al incluir la variable de los gastos pico, al analizar el proceso condicional $hpt-qp-ys-sp$ por

POME, del que se observa una mejora en el pronóstico de las características de los sedimentogramas al reducir los errores medios de ys y sp estimados. Cabe señalar que, los eventos de diseño obtenidos con base en este procedimiento son, en términos prácticos, iguales a los estimados por POME y MMV de la primer alternativa propuesta.

En las Figuras 4.7 y 4.8, se comparan gráficamente los hidrogramas y sedimentogramas históricos con los estimados de los años 1962 y 1972, respectivamente, en los que se observa un pronóstico satisfactorio en la forma y magnitud de ambos procesos hidrológicos.

Por otra parte, en las Figuras 4.9 y 4.10 se describen los hidrogramas y sedimentogramas de diseño para 1000 y 10 000 años de períodos de retorno, respectivamente.

Por último, la comparación entre los sedimentogramas e hidrogramas estimados con los históricos observa un comportamiento aceptable tanto analítica como gráficamente si se toma en cuenta que la información con la que se basó el análisis fue de períodos de duración de un día; por lo que, podría esperarse un progreso significativo en su pronóstico, si se mejora la aproximación de los datos básicos, de tal forma que, es posible recomendar esta metodología en la estimación de sedimentogramas de diseño, en zonas con alto riesgo de transporte de sedimentos relacionados con avenidas extremas.

4.6 Conclusiones y Recomendaciones

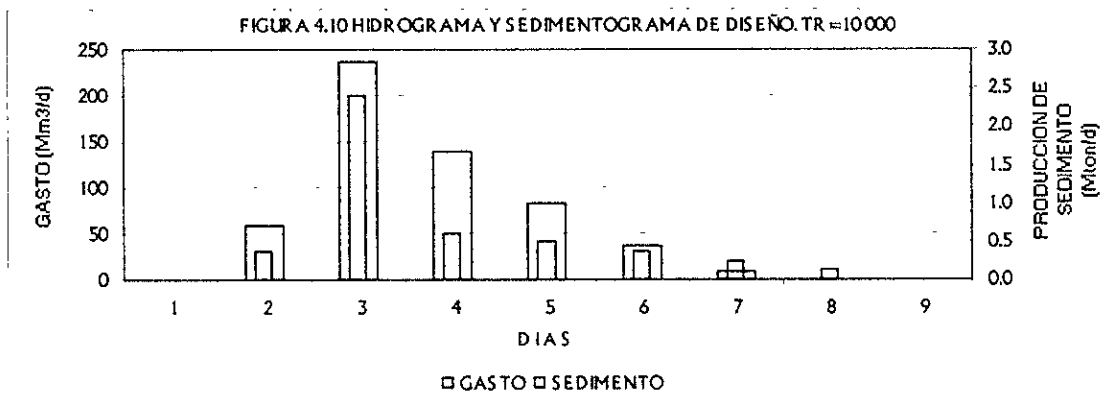
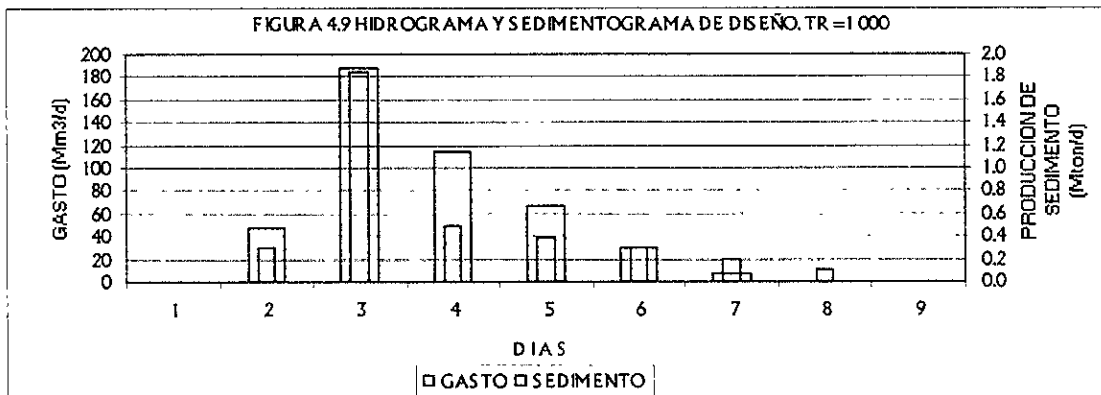
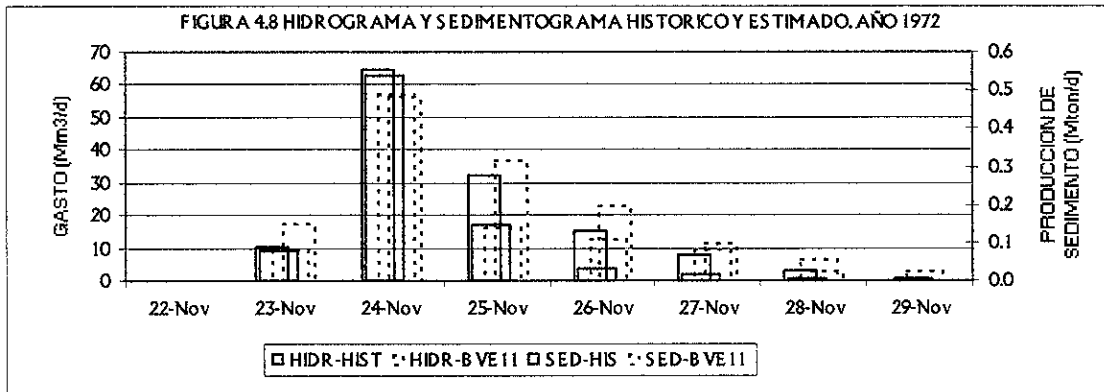
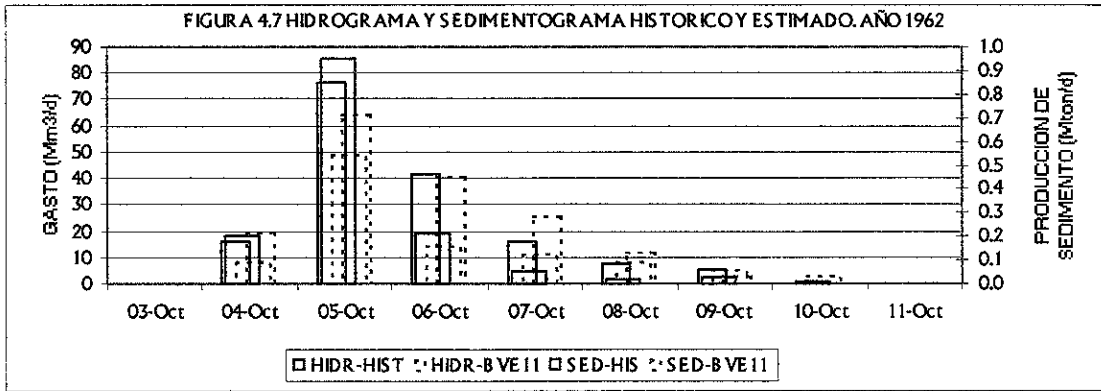
El objetivo general de esta investigación ha sido desarrollar una metodología para estimar las características principales y la forma de los sedimentogramas, en las que aquéllas se definan con base en la magnitud de la lluvia de la tormenta.

El objetivo específico de esta investigación se expresa en forma concreta como:

Desarrollar una nueva y diferente metodología para la estimación de los sedimentogramas de diseño, en los que la principal característica que los genera, la lluvia media de la cuenca, así como la respuesta de la misma, la producción de sedimento y su producción pico, sean asociados al patrón de ocurrencia histórica, al modelar el proceso Lluvia-Producción de sedimento-Producción pico, con base en el concepto de probabilidad condicional y con apoyo del Modelo Logístico BVE11 Condicional.

Como recomendaciones y conclusiones de esta aplicación se ofrecen las siguientes:

La estimación de las características principales de los sedimentogramas de diseño: producción de sedimento y producción pico de sedimento, pueden determinarse al analizar los procesos Lluvia-Producción de sedimento, Producción de sedimento-Producción pico de sedimento y Lluvia-Producción pico de sedimento, en forma conjunta para definir el proceso $hpt-ys-sp$ de manera condicional, al estimar el patrón de ocurrencia histórica y aplicar el modelo BVE11 Condicional y los Métodos de Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía, como técnicas de estimación de parámetros.



La asignación del período de retorno de los sedimentogramas de diseño, en este caso, se sugiere se determine con base en el establecido para la lluvia, dado que es el impulso para la generación de ellos y a su designación como variable condicional en el proceso analizado.

La comparación entre los sedimentogramas e hidrogramas estimados con los históricos, observa un comportamiento aceptable tanto analítica como gráficamente, si se toma en cuenta que la información con la que se basó el análisis fue de períodos de duración de un día; por lo que, podría esperarse un progreso significativo en su pronóstico, si se mejora la aproximación de los datos básicos, de tal forma que, es posible recomendar esta metodología en la estimación de sedimentogramas de diseño, en zonas con alto riesgo de transporte de sedimentos relacionados con avenidas extremas.

Se ha observado que, la exploración del proceso condicional con una variable adicional, podría mejorar la calidad de los estimadores al reducir los errores medios de los valores calculados.

Con el propósito de reducir los errores medios en el análisis y con ello proporcionar un pronóstico de mayor precisión, se recomienda explorar la influencia e impacto en el análisis, de las lluvias máximas, asociadas al tiempo de concentración de la cuenca en estudio.

El alcance de este estudio está limitado exclusivamente a la producción de la carga de lavado (wash-load). La carga de fondo y el sedimento suspendido movilizado de fondo, no se consideran dentro del contexto de esta investigación.

Como restricción de la metodología propuesta, se limita su aplicación a cuencas de un tamaño tal que su tiempo de concentración sea mayor o igual a 24 horas, de acuerdo con la disponibilidad de discretización de la información.

CAPÍTULO CINCO

ANÁLISIS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO DE LLUVIAS EXTREMAS

En los últimos años se ha puesto un gran esfuerzo en el análisis regional de frecuencias, el cual utiliza información proveniente de otras estaciones localizadas dentro de la región homogénea. En el proceso de regionalización son básicas tres tareas para su análisis; la primera, identificar la región homogénea; la segunda, identificar la distribución poblacional regional característica; y la tercera, seleccionar un método adecuado de estimación de parámetros.

La identificación de la verdadera distribución estadística para diferentes grupos de datos hidrológicos y meteorológicos sigue siendo la mayor interrogante que enfrentan los hidrólogos. Un problema similar, pero de mayor importancia, es la identificación de la forma de la distribución para la información regional. La incógnita para ésta información regional es más fácil de resolver para datos de precipitación que para las avenidas, debido al mayor número de estaciones y a la continuidad espacial del sistema climático que genera la precipitación. Por lo que es más razonable emplear estos datos regionales simultáneamente para la identificación de la forma de la distribución de la precipitación. Lo anterior se dificulta para los datos de las avenidas.

Debido a la variación espacial de la lluvia, la magnitud de ésta en las estaciones vecinas difiere significativamente. Las predicciones llevadas a cabo a partir de una sola secuencia histórica de variables hidrológicas están limitadas debido a que los registros son generalmente cortos y los correspondientes errores de muestreo grandes.

Una técnica para mejorar la estimación de los eventos extremos más allá del registro histórico es sustituir el tiempo por el espacio. Este enfoque es muy útil donde la dinámica de las características hidrometeorológicas del sitio de interés es similar a aquéllas de una amplia región geográfica.

La regionalización o más propiamente *la identificación de regiones homogéneas para propósitos de regionalización*, comúnmente se emplea en hidrología con la finalidad de extrapolar información a partir de sitios cuyos registros son disponibles, a otros en los cuales no se dispone pero sí se requiere.

Si se divide el área en estudio en subregiones homogéneas, que se consideren de comportamiento similar, la información se extrapola con mayor precisión, y las ecuaciones de regresión con base en las características de las cuencas pueden emplearse con mayor confianza para pronosticar las variables hidrológicas.

Objetivo General

El objetivo general de la investigación, correspondiente a la última aplicación propuesta, es desarrollar una alternativa de solución para la estimación de las curvas $i-d-Tr$ o $hp-d-Tr$, con un enfoque bivariado.

Objetivos Específicos

Con la finalidad de reducir la incertidumbre en la estimación de las láminas de lluvia empleadas en los modelos lluvia-escurrimiento, se aplica el modelo Logístico BVE11, para la estimación de las características significativas de las tormentas, $i-d-Tr$, al efectuar un análisis regional y considerar la información proveniente de las estaciones vecinas, que presenten una buena correlación y posean una igual o mayor longitud de registro con referencia a la muestra en estudio.

Antes de llevar a cabo el análisis estadístico de las lluvias, se propone efectuar un estudio regional en donde se defina e integren subregiones climatológicamente homogéneas, RCH, al considerar las láminas de lluvia anual registradas, tanto por las estaciones pluviométricas como pluviográficas. Con lo anterior, se espera que los resultados finales sean más confiables, al reducir la incertidumbre en la estimación.

5.1 Ventajas del Análisis Regional de Frecuencias

El análisis regional puede expandir los datos registrados del sitio específico a la región completa. La magnitud en el incremento de la base de datos y en el grado de reducción del error en la estimación, dependerá fundamentalmente del número de sitios en la región, el número de observaciones en cada sitio, el grado de homogeneidad e independencia entre la información registrada en la región.

Otras ventajas de la regionalización son la facilidad de emplear percentiles regionales para el diseño de las obras hidráulicas y su aplicación en sitios donde no se dispone de registros de precipitación. Adicionalmente, es favorable emplear valores regionales de lluvias extremas en combinación con un modelo de escurrimiento para examinar la influencia de las características de drenaje de la cuenca en las características de las frecuencias de las avenidas.

Para una región climatológicamente homogénea, las diferencias en las distribuciones poblacionales entre varios sitios en el análisis de avenidas son grandes, debido a las diferencias en las características físicas de las cuencas correspondientes.

Breve Reseña de los Modelos Regionales de Frecuencias

Las técnicas regionales de frecuencias han sido propuestas por varios investigadores (Dalrymple 1960; Stedinger 1983; Kuczera 1982; Hosking 1986; Schaefer 1990). Greis y Wood (1981) recomendaron un método índice similar al de Dalrymple (1960), pero con la distribución general de valores extremos (GVE) como distribución base y el método de momentos de probabilidad pesada (MPP) como método de estimación de parámetros. Este método de MPP, fue primero propuesto por Greenwood et al., (1979) y ha demostrado que posee características asintóticas muy atractivas cuando se emplea para estimar los parámetros de varias distribuciones, especialmente en el caso donde las muestras presentan una amplia variación (Landwehr et al. 1979). Esta característica hace muy útil al modelo para análisis regional de frecuencias. Potter y Lettermaier (1990) probaron 10 métodos de frecuencias comúnmente empleados y encontraron que el método GVE índice posee cualidades predictivas superiores a los otros métodos analizados.

Hosking (1986) expandió la utilidad del método de MPP por medio del desarrollo de los momentos-L, los cuales son combinaciones lineales de las esperanzas de estadísticos de orden. Los momentos-L son más robustos que los momentos convencionales, debido a que los primeros son menos influenciados por los efectos de la variación de muestreo (Hosking 1989). Schaefer (1990) desarrolló un procedimiento de análisis regional por medio de las relaciones de momentos-L y dos curvas regionales de regresión de los coeficientes de variación y el coeficiente de asimetría con la precipitación media anual. Hosking y Wallis (1993) desarrollaron dos criterios de prueba independientes para identificar regiones homogéneas y la distribución de probabilidad regional característica. Similarmente, Cong et al. (1993) desarrollaron un procedimiento para la identificación de la distribución característica de una región homogénea dada.

En México el esfuerzo no se ha hecho esperar, tales son los estudios más recientes realizados por Gutiérrez L.A. (1994, 1996), donde presenta la selección de las características fisiográficas de una cuenca para efectos de regionalización; Domínguez E.J.Y. (1996), presenta una prueba de homogeneidad, con base en la FDP GVE y la variabilidad de los percentiles 90 % de las avenidas normalizadas de una región; Domínguez y Cisneros (1996), obtienen factores de regionalización de las lluvias de la cuenca del río Papaloapan, con el objeto de apoyar el cálculo de los gastos máximos generados por una lluvia en zonas con escasa información, nulas mediciones o con topografía peculiar que influye en su ocurrencia; Domínguez, Villalobos y Guichard (1996) proporcionan una contribución al análisis regional de lluvias y escurrimientos máximos en la cuenca del río Grijalva.

5.2 Criterios de Homogeneidad Regional

La regionalización se emplea en Hidrología para facilitar la transferencia de información desde lugares con una mayor longitud de registro, a sitios cuyos registros son escasos o nulos. Por otra parte, ha demostrado que tiene la capacidad de reducir significativamente la incertidumbre en la estimación de eventos extremos, comparados con aquellos obtenidos con base en el análisis de

frecuencias convencionales en el sitio. El proceso de regionalización abarca una serie de detalles que deben cuidarse para lograr una confiable y exitosa estimación de los eventos a predecir.

Muchos estudios regionales de avenidas han adoptado regiones geográficamente definidas por límites políticos, administrativos o fisiográficos. Estas regiones se suponen como homogéneas en términos de su respuesta hidrológica, pero esto no garantiza que sus cuencas vecinas sean físicamente iguales.

Un enfoque más lógico, el cual obvia estas dificultades es la de establecer la definición de una región en términos de las características de la cuenca, las cuales se espera controlen las frecuencias de las avenidas.

De acuerdo con H. D. Fill y J. R. Stedinger (1995), una región homogénea se define como un grupo de sitios (contiguos o no) cuyos gastos de avenidas, cuando son escalados por su media, se distribuyen idénticamente. En la práctica, se juzga la homogeneidad por la variación, entre los sitios, del coeficiente de variación C_v y/o del coeficiente de asimetría C_s , de sus equivalentes momentos-L (Hosking, 1990), o de sus percentiles adimensionales.

En este trabajo, se define una Región Climatológicamente Homogénea RCH (o Región Meteorológicamente Homogénea), de acuerdo a Naghavi y Yu (1995), cuando los valores del C_v y del C_s para caracterizar la población regional se espera que sean constantes, y los percentiles de la lluvia para una función de distribución de probabilidad acumulada F en el sitio i de una región homogénea pueda expresarse como $X_i(F)$ (ver ecuación (5.6)).

5.3 Preparación de la Información previa a la Identificación de Regiones Homogéneas

Antes de utilizar los registros de lluvias de una estación, es necesario, primero, verificar la continuidad y consistencia de los datos. La continuidad de un registro puede interrumpirse por la pérdida de la información por diversas razones, como por ejemplo, daños o fallas en los dispositivos de medición durante un determinado período. Los datos faltantes se estiman con base en los registros simultáneos de las estaciones vecinas. En éste proceso se utiliza la lluvia media como un parámetro de comparación. El valor promedio de la lluvia es un dato particular, mensual o anual obtenido en un determinado periodo de registro.

Estimación de Datos Perdidos. Datos Anuales, Mensuales y Diarios Faltantes

Para estimar la precipitación anual hp_x faltante en una determinada estación X , con base en la precipitación anual hp_1, hp_2, \dots, hp_k de las k estaciones vecinas 1, 2, 3, ..., k respectivamente; se requiere, adicionalmente, conocer las precipitaciones medias anuales $\bar{hp}_1, \bar{hp}_2, \dots, \bar{hp}_k, \dots$ de cada una de las anteriores $(k+1)$ estaciones, incluyendo la estación X .

Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones auxiliares está dentro de un 10% de la precipitación media anual, $\bar{h}p_x$, de la estación X , entonces puede estimarse la precipitación buscada hp_x por medio de un simple promedio aritmético. Es decir

$$hp_x = \frac{1}{k} \{hp_1 + hp_2 + \dots + hp_k\} \quad (5.1)$$

Si la precipitación media anual varía en más del 10%, entonces hp_x se estima ponderando la precipitación de las estaciones vecinas por las relaciones de las precipitaciones medias anuales. Este método, conocido como el Método de Relación de Promedios, proporciona hp_x como

$$hp_x = \frac{\bar{h}p_x}{k} \left\{ \frac{hp_1}{\bar{h}p_1} + \frac{hp_2}{\bar{h}p_2} + \dots + \frac{hp_k}{\bar{h}p_k} \right\} \quad (5.2)$$

Los dos métodos anteriores, también se aplican para la estimación de datos mensuales faltantes.

Una alternativa para la estimación de datos faltantes, es el Método del US National Weather Service (Subramanya, 1994; Campos, 1992) por medio de la ecuación 3.16. Este procedimiento se ha verificado tanto teórica como empíricamente y considera que el dato faltante en una cierta estación X , puede estimarse con base en los datos observados de las estaciones vecinas. La ventaja de éste método es de que tiene aplicación en la estimación de valores diarios, mensuales o anuales faltantes

Si no es posible disponer de estaciones cercanas y circundantes a la estación incompleta, o bien, las existentes no cuentan con observaciones de los datos (meses) faltantes, se estima el valor mensual faltante por medio de un simple promedio aritmético de los valores contenidos en el registro para ese mes, lo anterior se considera válido únicamente si es un sólo año (o máximo dos) el faltante y tal promedio se realiza con diez datos (años) como mínimo (o 20 años, en el caso de dos datos mensuales faltantes) (Campos, 1992).

Cuando en el registro de lluvias mensuales, de una determinada estación, existen uno o más años incompletos, el denominado Método Racional Deductivo permite estimar los registros mensuales faltantes (como máximo once), apoyándose en la información que brindan los años completos. El procedimiento se describe con los siguientes pasos

1. Se obtiene la precipitación anual para cada uno de los años completos y se calcula la lluvia mensual promedio para cada año.
2. Se calcula para cada uno de los años completos los porcentajes mensuales de precipitación, los que serán iguales a la lluvia mensual entre el promedio mensual calculado en el paso anterior y por 100. Al sumar los porcentajes calculados y obtener su promedio deberán de obtenerse 1200 y 100 (para cada año), respectivamente.
3. Para el período de años completos y para cada mes, se obtiene la suma de los porcentajes mensuales: es decir, se obtienen doce sumatorias (una para cada mes), las que se dividen

entre el número de años completos, esto es, se calcula el porcentaje promedio que se denomina $Pmens_j$, en el que j varía desde 1 (Enero) hasta 12 (Diciembre).

4. El método acepta la hipótesis que considera que los meses desconocidos tendrán un porcentaje igual al porcentaje promedio ($Pmens_j$).

Con base en lo anterior, se establece la siguiente proporción

$$\frac{hpx_i}{Pmens_i} = \left(\frac{\sum_{k=1}^{12-n} hp_k}{1200 - \sum_{i=1}^n Pmens_i} \right) \quad (5.3)$$

por lo que, la precipitación mensual desconocida en cada año incompleto, en mm, se estima como

$$hpx_i = \left(\frac{\sum_{k=1}^{12-n} hp_k}{1200 - \sum_{i=1}^n Pmens_i} \right) Pmens_i \quad (5.4)$$

donde:

i : cada uno de los meses desconocidos, como máximo puede ser once.

n : número máximo de meses desconocidos

hpx_i : precipitación mensual desconocida en cada año incompleto, en mm.

$\sum_{i=1}^n Pmens_i$: suma de los porcentajes (%) promedio de los meses cuya precipitación se desconoce.

$\sum_{k=1}^{12-n} hp_k$: suma de las precipitaciones mensuales conocidas en los años incompletos, en mm.

$Pmens_i$: porcentaje promedio asignado a cada uno de los meses desconocidos o faltantes.

Prueba de Consistencia de la Información

Si las condiciones relevantes de medición de la estación pluviométrica han manifestado un cambio significativo durante el período de registro, la inconsistencia del mismo se manifestará en los datos de lluvia de la estación. La que podría aparecer desde el tiempo en que el cambio significativo tomó lugar. Algunas de las causas comunes de la inconsistencia de la información son:

1. Al cambiar una estación a una nueva ubicación,

2. La región de la estación ha manifestado un cambio significativo,
3. Cambio en el ecosistema debido a calamidades, tales como incendios forestales, deslizamiento de tierras,
4. Ocurrencia de error por observación a partir de un cierto dato.

La verificación y corrección de la inconsistencia de un registro se lleva a cabo por medio de la técnica de la curva masa doble. Este procedimiento se fundamenta en el principio de que si cada dato registrado proviene de la misma población, entonces estos son consistentes.

El procedimiento consiste en seleccionar un grupo de 5 a 10 estaciones base de la vecindad de la estación X por verificar. Para un período largo de registro, se ordenan cronológicamente los datos de lluvia anual (o media mensual) de la estación X y de la lluvia media anual del grupo de estaciones base. Se calcula la precipitación acumulada anual de la estación X y los valores acumulados de la lluvia media anual del grupo de estaciones base. En el plano x-y, se grafican las magnitudes acumuladas en el período consecutivo de tiempo. Un cambio en la pendiente de la gráfica resultante indica un cambio en el régimen de precipitación de la estación X . Los valores de precipitación en la estación X , posteriores al período del cambio de régimen, se corrigen al aplicar el siguiente factor de corrección

$$hp_{cx} = hp_x \frac{K_c}{K_a} \quad (5.5)$$

donde

hp_{cx} : precipitación corregida en cualquier período de tiempo t en la estación X .

hp_x : precipitación original registrada en el período de tiempo t en la estación X .

K_c : pendiente corregida de la curva masa doble.

K_a : pendiente original de la curva masa.

Se observa que cuanto más homogéneo es el grupo de estaciones base, más aproximados serán los valores corregidos de la estación X . Normalmente, se considera significativo un cambio en la pendiente, sólo cuando éste persiste por más de cinco años. La curva masa doble es útil también en la detección de errores en la transferencia de información de datos de lluvia.

5.4 Identificación de Regiones Climatológicamente Homogéneas

Dentro de las tres tareas básicas de un análisis regional de frecuencias, tal vez una de las más difíciles es la identificación de la región climatológicamente homogénea (RCH). Para una RCH, se espera que los valores del coeficiente de variación y el coeficiente de asimetría para caracterizar la población regional sean constantes, y puedan expresarse los percentiles de la lluvia para una función de distribución de probabilidad acumulada (FDP) F en el sitio i de una región homogénea, $X_i(F)$, como

$$X_i(F) = \mu_i x_R(F) \quad (5.6)$$

donde

$x_R(F)$: son los percentiles regionales correspondientes.

μ_i : es la media poblacional en el sitio i .

Para un grupo determinado de datos observados, sin embargo, los valores muestrales de C_v y C_s varían de estación en estación, aunque sus valores poblacionales sean constantes. Para detectar estas variaciones en los datos observados, se calculan los estadísticos muestrales C_v y C_s por el método de momentos, y pueden graficarse contra los números de identificación de cada estación. Se recomienda que las estaciones sean numeradas u ordenadas, de tal forma que queden agrupadas de acuerdo con las RCH factibles, lo que representa de alguna manera una clasificación geográfica.

Procedimiento

El procedimiento propuesto por Naghavi y Yu (1995), para definir una región climatológicamente homogénea con base en registros de lluvias, consiste en los siguientes pasos:

Paso 1. Las regiones climatológicamente homogéneas (RCH) primeramente se identifican con base en los valores medios de la precipitación anual, como se muestra en la Figura 5.1.

Paso 2. Se prueba la variación de C_v para verificar si proviene de la misma muestra poblacional. La variación de C_v se calcula a partir de las series de precipitación anual dentro de una RCH. La prueba-t se emplea para este propósito cuando las series C_v dentro de la RCH se aceptan con distribución normal. Como alternativa, la siguiente prueba estadística podría aplicarse para identificar las estaciones extraviadas de una RCH considerada:

$$D_i = \frac{[C_v(i) - \bar{C}_v]^2}{s_v^2} \quad (5.7)$$

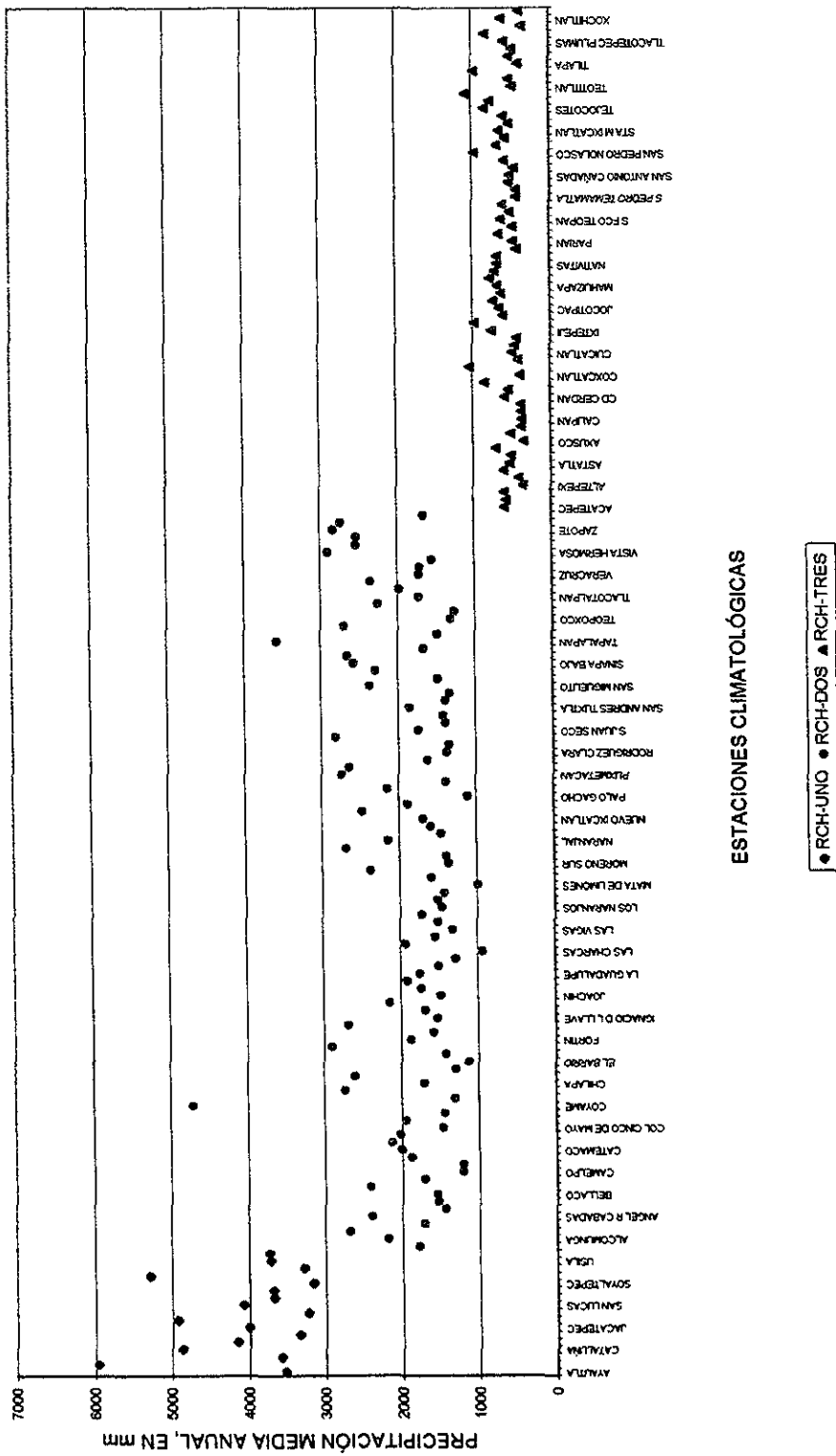
donde:

\bar{C}_v : es el promedio de los valores de $C_v(i)$ en una RCH.

s_v : es la desviación estándar muestral de los valores $C_v(i)$ en una RCH.

Si las series $C_v(i)$ de una RCH considerada se aproximan por la distribución normal, y s_v se aproximan a sus valores poblacionales, entonces puede considerarse que D_i se distribuye con una distribución Chi-Cuadrada y un grado de libertad de uno. Para un nivel de significancia de $\alpha = 0.05$, el valor crítico es 3.84. En un sentido práctico, cuando el valor D_i para la estación i sea mayor que 4.0, toda la información relacionada con esa estación i deberá examinarse antes de que sea incluida dentro de la RCH.

FIGURA 5.1 IDENTIFICACIÓN DE ESTACIONES CLIMATOLÓGICAMENTE HOMOGÉNEAS.
CUENCA DEL RÍO PAPALOAPAN RH-28



Paso 3. Las ubicaciones geográficas de todas las estaciones en una RCH deberán quedar localizadas dentro de una región continua.

5.5 Filtrado Inicial de la Información

Posterior a la identificación de la región homogénea y antes de utilizar los datos de lluvias máximas anuales, es necesario aplicar, como parte del proceso de filtrado de la información, algunas pruebas estadísticas estándar para verificar la independencia serial en el sitio de los datos y la estacionariedad de las medias en los sitios. También, se lleva a cabo un análisis de correlación cruzada para definir el grado de correlación entre las estaciones. La magnitud de la correlación cruzada es de particular interés debido a que proporciona una medida de la cantidad de información independiente, contenida en los datos regionales, relativa a la cantidad de años de registro de la estación.

Independencia

En la prueba de independencia es necesario calcular el coeficiente de correlación serial para los máximos anuales de cada estación y cada duración. Con este criterio, se considera que la muestra es independiente si menos del 10% de estos coeficientes sobrepasan los límites de confianza.

Función de Autocovarianza

Esta función mide el grado de autodependencia lineal de una serie de tiempo.

$$c_k = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x}) \quad ; \quad k = 0, 1, 2, \dots, K \quad (5.8)$$

donde:

c_k : es la autocovarianza de retraso k .

k : representa el tiempo de retraso o la distancia entre las parejas correlacionadas (x_i, x_{i+k}) .

\bar{x} : es la media muestral.

N : es el tamaño de la muestra.

Para el caso particular donde $k = 0$, se tiene $c_0 = s^2$. La autocovarianza muestral c_k , ec. (5.8), es un estimador sesgado de la función poblacional de la covarianza γ_k . Un estimador insesgado se obtiene al utilizar $(N - k)$ en lugar de N en el denominador de la ec. (5.9), por lo que el estimador insesgado se expresa como

$$c_k = \frac{1}{N-k} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x}) \quad ; \quad k = 0, 1, 2, \dots, K \quad (5.9)$$

En ambos casos, tales estimadores son conocidos como estimadores de series abiertas.

Coefficiente de Autocorrelación Lineal o Coeficiente de Correlación Serial

Una medida adimensional de la dependencia lineal, se obtiene por medio del coeficiente de autocorrelación de retraso k , que se expresa por

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} = \frac{\sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^N (x_t - \bar{x})^2} \quad (5.10)$$

Esta ecuación se conoce también como coeficiente de correlación serial o función de autocorrelación. La gráfica de r_k vs. k se conoce, generalmente, como correlograma.

El coeficiente de autocorrelación serial r_k es un estimador del coeficiente poblacional ρ_k .

La medida muestral de uso más común de la dependencia en el tiempo de una serie es el primer coeficiente de correlación serial r_1 o ρ_1 de la muestra o la población, respectivamente (Box et al., 1994).

Es suficiente, para propósitos prácticos, redondear el coeficiente de correlación serial a dos cifras decimales. En la práctica, para obtener una estimación útil de r_k , se necesitarían de al menos 50 observaciones, y el r_k debería calcularse para $k=0, 1, \dots, K$, donde K no fuera tan grande, digamos $N/4$ (Box et al., 1994)

Una alternativa para estimar r_k , es el que se obtiene por máxima verosimilitud de ρ_k cuando (x_t, x_{t+k}) es bivariado con distribución normal (Jenkins and Watts, 1969):

$$r_k = \frac{\sum_{t=1}^{N-K} (x_t - \bar{x}_t)(x_{t+k} - \bar{x}_{t+k})}{\left[\sum_{t=1}^{N-K} (x_t - \bar{x}_t)^2 \sum_{t=1}^{N-K} (x_{t+k} - \bar{x}_{t+k})^2 \right]^{1/2}} \quad (5.11)$$

Aunque esta ecuación es un buen estimador de ρ_k cuando se considera individualmente, no es el caso cuando se requieren varios estimadores, es decir: r_1, r_2, \dots

Las ecuaciones (5.10) y (5.11) proporcionan $r_k = 1$ para $k = 0$, y en general: $-1 \leq r_k \leq 1$, ambos estimadores de r_k son sesgados hacia la izquierda, es decir, el promedio \bar{r}_k de los valores r_k calculados de muchas series de tamaño N no son igual al valor poblacional ρ_k . La media \bar{r}_k es más pequeña que ρ_k , y la diferencia se incrementa cuando se incrementa el valor de ρ_k y el tamaño de la muestra disminuye.

Los estimadores sesgados, de la autocorrelación poblacional, en la práctica son una desventaja. El sesgo en el estimador r_k se remueve al aplicar la corrección de Quenouille (Kendal and Stuart, 1968, p. 435)

$$r_k' = 2r_k - 0.50[r_k(1) + r_k(2)] \quad (5.12)$$

donde $r_k(1)$ y $r_k(2)$ son los coeficientes obtenidos para la primera y segunda mitad de la serie correspondiente.

Límites de Confianza del Coeficiente de Correlación Serial -

Las expresiones para calcular los límites de confianza del coeficiente de correlación serial para niveles de confianza del 95 y 99% se indican como

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{N-K-1}}{N-K} \quad (5.13)$$

$$r_k(99\%) = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{N-K-1}}{N-K} \quad (5.14)$$

Otro criterio, similar pero más rápido, para verificar la independencia de la muestra se expresa como sigue (Schaefer, 1990):

Calcular los estadísticos muestrales (valores promedio) de los coeficientes de correlación serial (r_1) para el conjunto de estaciones y cada duración, y probar la hipótesis nula de independencia al 95% del nivel de confianza para cada una de las duraciones.

Estacionariedad

Para probar la estacionariedad de las medias de los sitios para cada duración se aplican las técnicas estándar de regresión lineal para cada duración. Por lo anterior, con la finalidad de examinar cualquier tendencia en las medias de las estaciones, se calcula la media muestral de las pendientes del conjunto de estaciones obtenidas por regresión lineal y posteriormente, se prueban contra una hipótesis nula de pendiente cero (estacionariedad) al 95% de nivel de confianza para cada una de las duraciones, de acuerdo con el siguiente procedimiento:

Se establece la hipótesis nula: $\mu = \mu_0$

Se establece la hipótesis alterna: $\mu \neq \mu_0$

Nivel de significancia: $\alpha = 0.05$

Criterio: Se rechaza la hipótesis nula si: $t < -t_{\frac{\alpha}{2}}$ 0 $t > +t_{\frac{\alpha}{2}}$

Donde:

$t_{\frac{\alpha}{2}}$ es el valor de $t_{\frac{0.05}{2}}$ para $n-1$ grados de libertad, y

$$t = \frac{\bar{x} - \mu_0}{\frac{s}{\sqrt{n}}}, \text{ es el estadístico de prueba con distribución t-student} \quad (5.15)$$

\bar{x} : promedio del estimador de la pendiente,

μ_0 : valor poblacional con pendiente cero,

s : desviación estándar de las pendientes,

n : número de estaciones.

Para que los datos puedan examinarse en conjunto, primero, los datos se escalan al dividirlos por el valor medio de su estación respectiva.

Actualmente, el tema de estacionariedad climática es un tópico de mucha discusión entre los climatólogos. Como una nota interesante, durante el período 1930 a la fecha, se ha observado una significativa tendencia de crecimiento en la precipitación anual en los Estados Unidos de Norteamérica, a partir de las latitudes centrales hacia arriba del hemisferio norte (Bradley et al., 1987)

Correlación Cruzada

La alta correlación cruzada entre los datos de los sitios, para los datos reales de precipitación, aumenta la capacidad del procedimiento regional para expandir el tamaño del grupo de datos. Schaefer (1990) encontró que la correlación cruzada es función tanto de la duración como de la distancia entre estaciones.

En general, los coeficientes de correlación cruzada para datos de precipitación de corta duración muestran los valores más pequeños, esto probablemente refleja la limitada cobertura de las tormentas tipo convectivo. Por lo contrario, las mayores magnitudes del coeficiente para altas duraciones de tormenta (específicamente 24 h) probablemente resulte de una cobertura mayor debido a tormentas de tipo ciclónico. Sin embargo, una interpretación estricta del significado físico de la magnitud de la correlación cruzada se hace difícil por diversos factores.

Función de correlación espacial

La representación de los coeficientes de correlación cruzada con relación a la distancia entre estaciones se describe mejor si se observan gráficamente, por lo que puede obtenerse la función de correlación espacial, $\rho(d_{ij})$, de observaciones entre $n(n-1)/2$ pares de estaciones y la distancia entre ellas. Posteriormente a haber definido una región homogénea, la función de correlación podría representarse por alguno de los modelos propuestos por Yevjevich y Karplus en 1973, (Tabios y Salas, 1985)

a. Modelo Inverso:
$$\rho(d_{ij}) = \frac{1}{1 + \frac{d_{ij}}{c}} \quad (5.16)$$

b. Modelo de Potencia Inversa:
$$\rho(d_{ij}) = \frac{1}{\left(1 + \frac{d_{ij}}{c}\right)^{\delta}} \quad (5.17)$$

c. Modelo Exponencial:
$$\rho(d_{ij}) = \exp\left(-\frac{d_{ij}}{c}\right) \quad (5.18)$$

donde:

d_{ij} : distancia entre el par de estaciones

a y c : parámetros del modelo (c es conocido como radio característico)

Para la estimación de la función de correlación es necesario estimar los parámetros del modelo, por medio de la aplicación de la técnica de mínimos cuadrados, máxima verosimilitud o de optimización.

Previo al ajuste de las funciones de correlación, es necesario estimar las correlaciones entre estaciones, así para las estaciones i y j , el coeficiente de correlación muestral se expresa por

$$\hat{\rho}(d_{ij}) = \frac{1}{N-1} \frac{\sum_{t=1}^N (x_t^i - \bar{x}_i)(y_t^j - \bar{y}_j)}{s_i s_j} \quad (5.19)$$

donde:

x_t^i : observaciones de la serie de tiempo del proceso x en la estación i

y'_j : observaciones de la serie de tiempo del proceso y en la estación j

\bar{x}_i : media de las observaciones en la estación i

\bar{y}_j : media de las observaciones en la estación j

s_i : desviación estándar de las observaciones en la estación i

s_j : desviación estándar de las observaciones en la estación j

N : número total de datos históricos en común entre el par de estaciones

Para n estaciones, habrá $n(n-1)/2$ pares de estaciones, las cuales se utilizan en el ajuste de las funciones de correlación espacial.

5.6 Aplicaciones

La aplicación de la metodología propuesta se lleva a cabo en dos regiones disímiles de la República Mexicana; la primera, región hidrológica No 28; y la segunda, la región hidrológica No 24 Oriente.

Región Hidrológica No 28: Cuenca del Río Papaloapan

Descripción de la cuenca en estudio

Esta Cuenca se localiza en la vertiente Sur del Golfo de México y sus colindancias son: Al norte con las cuencas cerradas Oriental y la del Río Atoyac de Veracruz; al Este con la del río Coatzacoalcos, al Oeste las del río Balsas y al Sur con las Cuencas de los ríos Atoyac y Tehuantepec de Oaxaca. Geográficamente se ubica entre los 17° y 19° de latitud norte y entre los meridianos 95° y $97^\circ 40'$ de longitud oeste de Greenwich.

Comprende parte de tres estados que integran $46\,517\text{ km}^2$ de la Cuenca del Papaloapan; corresponden a Oaxaca el 51% de la superficie; el 37% al de Veracruz y el 12% al de Puebla. El área total de la Cuenca representa el 2.4% de la superficie de la República Mexicana.

Identificación de regiones homogéneas

El procedimiento descrito en secciones anteriores para la identificación de regiones climatológicamente homogéneas, se ha aplicado a la Cuenca del Río Papaloapan. El grupo total de estaciones analizadas fueron 185, las cuales se presentan por subregiones climatológicamente homogéneas en las Tablas 5.1, 5.2 y 5.3, respectivamente; en las que se indica el nombre de la estación, coordenadas, longitud de registro disponible, lluvia media anual, coeficiente de variación, coeficiente de asimetría y estadístico de prueba D_j .

En la Figura 5.2 se presenta en forma gráfica la Propuesta de Regionalización de la Cuenca del Río Papaloapan, con base en los registros de lluvias y la prueba de homogeneidad.

TABLA 5.1. REGION HIDROLOGICA 28, CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN, REGION CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEA UNO

i	NOMBRE DE LA ESTACION	LAT ° ' "	LONG ° ' "	N.de Años	hp med mm	Cv(i)	Cs(i)	TEST D(i)
1	AYAUTLA	18 03	96 39	26	3537	0.141	1.018	1.28
2	CAMPTO VISTA HERMOSA	17 38	96 22	22	5976	0.119	0.997	2.86
3	CANTON	18 01	96 16	34	3587	0.187	0.113	0.01
4	CATALUNA	18 16	96 45	27	4883	0.247	1.134	2.73
5	CHILCHOTLA	18 13	96 50	27	4170	0.233	0.793	1.63
6	IJCXCATLAN	18 09	96 30	26	3359	0.206	1.182	0.34
7	JACATEPEC	17 52	96 12	29	4024	0.183	0.763	0.00
8	LA ESTRELLA	17 55	96 26	28	4943	0.154	1.155	0.61
9	OJITLAN	18 03	96 25	34	3249	0.222	0.237	1.01

PRECIPITACION MEDIA: 4026 mm; C. medio= 0.1839; S_e = 0.00146

TABLA 5.2 REGION HIDROLOGICA 28, CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN, REGION CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEA DOS

i	NOMBRE DE LA ESTACION	LAT ° ' "	LONG ° ' "	N.de Años	hp med mm	Cv(i)	Cs(i)	TEST D(i)
10	SAN LUCAS	17 51	96 22	28	4093	0.151	0.829	0.75
11	SANTIAGO PROGRESO	17 43	96 16	25	3690	0.177	0.419	0.03
12	SANTO DOMINGO	18 03	96 33	28	3698	0.156	0.797	0.55
13	SOYALTEPEC	18 12	96 29	22	3175	0.180	-0.066	0.01
14	TENANGO	18 10	96 44	25	5300	0.244	0.481	2.51
15	TLAGOTEPEC DE DIAZ	18 24	96 52	27	3291	0.198	1.372	0.13
16	USIJA	17 53	96 31	31	3726	0.137	-0.011	1.53
17	VALLE NACIONAL	17 47	96 19	34	3744	0.191	0.532	0.04
56	LA LIMA	17 58	95 11	23	1519	0.170	0.364	1.26
57	LA VICTORIA	18 46	96 15	15	1295	0.198	0.294	0.19
58	LAS CHARCAS	18 32	95 59	22	951	0.279	0.334	2.37
59	LAS MARGARITAS	18 15	96 18	24	1943	0.224	0.475	0.04
60	LAS PRIETAS	18 30	96 25	29	1556	0.215	0.597	0.00
61	LAS VIGAS	18 46	96 14	28	1324	0.212	0.033	0.01
62	LAUCHAPAN	18 15	95 21	33	1518	0.230	1.034	0.12
63	LOS MANGOS	18 17	95 18	23	1729	0.286	0.711	2.91
64	LOS NARANJOS	18 22	96 10	14	1469	0.154	0.545	2.26
65	MACUILTIANGUIS	17 33	96 33	30	1527	0.242	-0.149	0.40
66	MADEROS	18 44	96 10	33	1439	0.266	0.563	1.50
67	MATA DE LIMONES	18 06	95 32	25	1004	0.259	0.335	1.11
68	MATA TENAITO	18 43	96 40	25	1601	0.211	0.724	0.01
69	MONTA ROSA	17 48	95 56	26	2387	0.184	0.378	0.62
70	MORENO SUR	18 35	96 14	25	1378	0.201	0.728	0.13
71	MORILLO	18 19	95 25	23	1408	0.202	0.047	0.12
72	MOTZORONGO	18 39	96 43	28	2703	0.192	1.019	0.35
73	NARANJAL	18 38	95 31	25	2158	0.255	-0.109	0.91
74	NOVILLERO	18 16	95 57	28	1605	0.183	1.003	0.59
75	NUBUJO CATLAN	17 38	95 27	24	1695	0.187	-0.453	0.51
76	OMEBALCA	18 44	96 44	28	2486	0.189	-0.502	0.43
77	OTATITLAN	18 11	96 02	37	1896	0.273	-0.635	1.93
78	PALO GACHO	18 45	96 20	23	1126	0.252	-0.217	0.79
79	PAPALOAPAN	18 10	96 05	34	2154	0.192	0.231	0.34
80	PIEDRAS NEGRAS	18 46	96 10	18	1467	0.212	0.937	0.01
81	PRESA OTAPA	18 40	96 20	14	1399	0.243	0.049	0.45
82	PUXMETACAN	17 16	95 39	26	2746	0.153	0.499	2.37
83	QUETZALTEPEC	16 59	95 50	16	2658	0.190	-1.330	0.40
84	RINCON PACHECO	18 25	96 07	28	1640	0.243	0.186	0.49
85	RODRIGUEZ CLARA	17 59	95 24	28	1392	0.183	0.538	0.56
86	RODRIGUEZ TEJEDA	18 38	96 25	14	1362	0.254	0.251	0.89
87	S JUAN DEL RIO	17 30	95 48	31	2830	0.223	-0.664	0.05
88	S JUAN SECO	18 21	95 11	22	1756	0.172	-0.118	1.17
89	S JUANILLO	18 03	95 09	25	1396	0.160	0.420	1.91
90	SAN ANDRES AMATITLAN	18 27	95 45	24	1432	0.246	0.200	0.54
91	SAN ANDRES TUXTLA	18 27	95 13	41	1861	0.206	-0.035	0.06
92	SAN JUAN EVANGELISTA	17 53	95 08	38	1395	0.193	0.039	0.25
93	SAN MIGUEL	18 34	95 43	24	1343	0.278	0.125	2.32
18	ACAYUCAN	17 56	94 54	32	1792	0.191	-0.689	0.39
19	ALCOMUNGA	18 26	97 02	25	2196	0.187	0.758	0.52
20	ALOTEPEC	17 06	95 52	30	2685	0.295	0.361	3.74
21	ALVARADO	18 47	95 45	34	1720	0.291	0.094	3.40
22	ANGEL R CABADAS	18 35	95 26	25	2400	0.263	0.028	1.31
23	AYUTLA	17 01	96 04	31	1449	0.190	-0.107	0.41
24	AZUETA	18 05	95 43	33	1549	0.225	0.629	0.05
25	BELLACO	17 46	95 11	32	1566	0.142	-0.411	3.31
26	BETHANIA	17 58	96 02	25	2428	0.196	0.722	0.25
27	BOCA SOCHIAPA	17 40	95 22	27	1721	0.212	-0.104	0.01
28	CAMELPO	18 44	96 26	20	1225	0.213	-0.242	0.00
29	CAPULINES	18 52	96 20	21	1225	0.194	0.196	0.29
30	CASCAJAL	18 04	95 58	18	1885	0.275	0.655	2.13
31	CATEMACO	18 25	95 08	37	2012	0.203	0.132	0.10
32	CHILAPA	19 00	97 09	25	1713	0.274	-1.482	2.00
33	CHOAPAN	17 26	95 56	33	2611	0.282	-0.473	2.61
34	CHUALTEPEC	17 27	95 23	23	2138	0.166	0.838	1.47
35	CIUDAD ALEMAN	18 11	96 05	30	2032	0.187	0.126	0.49
36	COL CINCO DE MAYO	17 51	95 22	20	1481	0.161	-0.066	1.83
37	COL GRUPO TRESS	17 54	95 32	21	1960	0.260	-1.403	1.18
38	COSAMALOAPAN	18 22	95 48	23	1452	0.245	0.265	0.52
39	COYAME	18 26	95 02	29	4726	0.147	0.050	2.85
40	CUATOTOLAPAN	18 09	95 18	34	1318	0.202	0.588	0.12
41	CUICHAPA	18 46	96 51	33	2744	0.171	0.407	1.20
42	DOBLADERO	18 07	95 46	23	1302	0.159	0.313	1.93
43	EL BARRIO	18 32	96 07	23	1136	0.270	-0.119	1.74
44	EL COPITAL	18 57	96 12	12	1434	0.206	0.437	0.06
45	EL PALMAR	18 32	96 47	39	2918	0.185	0.596	0.58
46	FORTIN	18 53	96 59	11	1885	0.138	-0.050	3.66
47	HOASUNTLAN	18 14	94 52	27	1595	0.199	-0.849	0.17
48	HUATILAN	18 07	96 50	29	2696	0.176	0.402	0.96
49	IGNACIO DE LA LLAVE	18 44	95 59	24	1541	0.251	0.900	0.73
50	INDEPENDENCIA	17 50	95 26	25	1699	0.165	0.637	3.38
51	JALTEPEC CANDUYOC	17 20	95 27	25	2159	0.240	0.365	0.56
52	JOACHIN	18 38	96 14	17	1494	0.238	0.851	0.28
53	LA FLORENCIA	17 38	95 11	22	1750	0.283	0.126	2.74
54	LA GRANJA	18 22	96 15	32	1931	0.238	0.741	0.59
55	LA GUADALUPE	17 33	95 19	17	1759	0.245	0.556	0.49

Tabla 5.2 REGION HIDROLOGICA 28. CUENCA DEL RIO PAPALOA PAN. REGION CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEA DOS. Continuación...

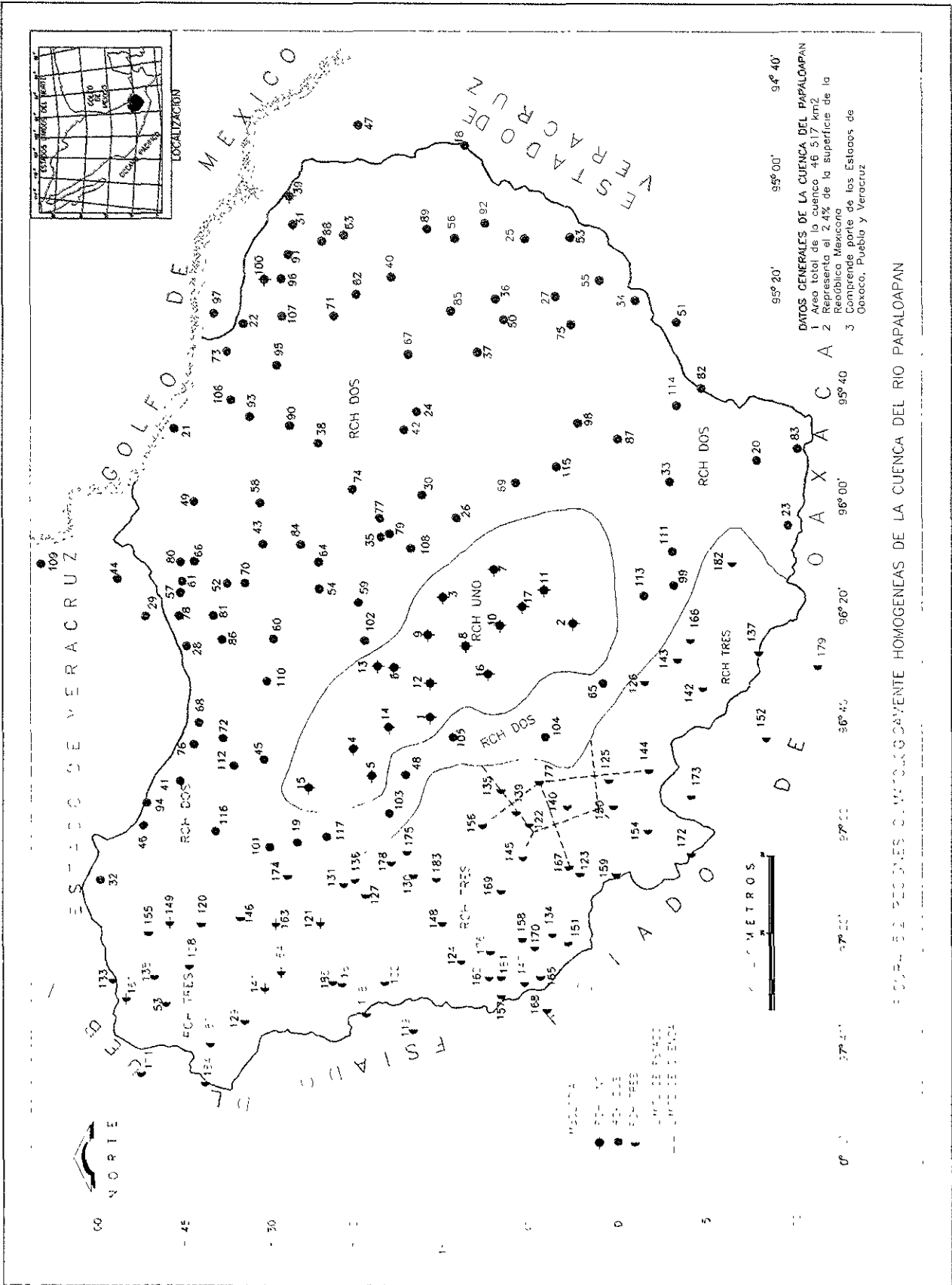
i	NOMBRE DE LA ESTACION	LAT ° ' "	LONG ° ' "	N. de Años	hp med mm	Cv(i) SITIO	Cx(i) SITIO	TEST D(i)
94	SAN MIGUELITO	18 52	96 55	29	2378	0.182	0.571	0.69
95	SANTA ROSALIA	18 29	95 34	20	1492	0.256	0.139	0.96
96	SANTIAGO Tuxtla	18 28	95 18	33	2297	0.214	-0.201	0.00
97	SNAPA BAJO	18 40	95 24	21	2587	0.250	0.090	0.69
98	SOCHAPAN	17 37	95 45	27	2660	0.206	-0.033	0.05
99	TALEA	17 21	96 15	26	1674	0.160	-0.390	1.91
100	TAPALAPAN	18 31	95 18	24	3575	0.216	-0.755	0.00
101	TEHUAPAN	18 31	97 03	25	1496	0.250	-0.137	0.70
102	TEMASCAL	18 14	96 25	31	2708	0.209	0.371	0.03
103	TEOPOSICO	18 10	96 57	15	1537	0.277	0.239	2.23
104	TEPONANTLA	17 43	96 43	22	1263	0.228	0.499	0.08
105	TEUTLA	17 59	96 43	28	2268	0.184	1.002	0.63

PRECIPITACION MEDIA: 1940 mm; C. medio= 0.2159; S²=0.00167

Tabla 5.3 REGION HIDROLOGICA 28. CUENCA DEL RIO PAPALOA PAN. REGION CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEA TRES.

i	NOMBRE DE LA ESTACION	LAT ° ' "	LONG ° ' "	NDE ANOS	hp med mm	Cv(i) SITIO	Cx(i) SITIO	TEST D(i)
115	OAXACA	17 03	96 43	56	693	0.213	0.449	2.54
152	PALMAR DE BRAVO	18 49	97 32	12	439	0.238	0.980	0.93
154	PARIAN	17 25	97 00	24	489	0.270	-0.096	0.03
155	POTREROS	18 52	97 19	12	674	0.221	-0.632	1.91
156	QUIJOTEPEC	17 54	96 59	35	488	0.203	0.661	0.44
157	SFCO TEOPAN	17 51	97 30	12	638	0.280	0.477	0.01
158	S MIGUEL TEQUIXTEPEC	17 41	97 20	15	525	0.237	-0.273	0.99
159	S PEDRO CANTAROS	17 31	97 08	26	615	0.279	-0.334	0.01
160	S PEDRO TEMAMATLA	18 56	97 31	12	451	0.275	0.136	0.00
161	SALINAS DE BARRANCA	18 20	97 28	12	451	0.355	0.684	3.93
162	SAN ANTONIO ABAD	17 53	97 27	24	549	0.356	0.541	4.01
163	SAN ANTONIO CAÑADAS	18 30	97 17	23	526	0.279	0.450	0.00
164	SAN LORENZO TEOTIPILCO	18 29	97 26	17	476	0.308	0.283	0.65
165	SAN MIGUEL TULANCINGO	17 44	97 27	25	600	0.321	0.903	1.23
166	SAN PEDRO NOLASCO	17 18	96 25	26	991	0.268	-1.743	0.05
167	SANTIAGO APOALA	17 39	97 07	15	694	0.263	-0.755	0.12
168	SANTIAGO TEOTONGO	17 43	97 33	12	584	0.291	-0.380	0.13
169	STA MARIACATLAN	17 51	97 11	29	664	0.290	0.256	0.12
170	SUCHITLAHUACA	17 44	97 21	12	540	0.207	-0.143	3.04
171	TECAMACHALCO	18 55	97 44	40	607	0.224	0.356	1.72
172	TEJOCOTES	17 18	97 04	28	856	0.263	0.617	0.12
173	TELIXTLAHUACA	17 18	96 54	24	785	0.325	0.456	1.51
174	TECPATAN	18 30	97 09	28	1091	0.222	0.027	1.84
175	TEOTILAN	18 07	97 04	31	487	0.303	0.169	0.45
176	TEPELMEME	17 53	97 22	31	528	0.246	0.143	0.59
177	TEPEUXILA	17 44	96 51	27	976	0.252	0.482	0.37
178	TILAPA	18 10	97 06	15	412	0.299	-0.175	0.32
179	TILACOLULA	16 57	96 30	44	530	0.251	0.614	0.39
180	TILACOTEPEC	18 40	97 39	40	502	0.247	0.724	0.53
181	FLACOTEPEC PLUMAS	17 51	97 27	14	507	0.209	0.316	2.90
182	VILLA HIDALGO	17 11	96 11	24	844	0.239	0.480	0.87
183	XIQUILA	18 02	97 09	27	368	0.273	-0.123	0.01
184	XOCHITLAN	18 42	97 47	35	634	0.320	0.903	1.20
185	ZAROPITLAN DE SALINAS	18 20	97 28	39	404	0.336	0.720	2.23

PRECIPITACION MEDIA: 602 mm; C. medio= 0.2764; S²=0.00159



DATOS GENERALES DE LA CUENCA DEL PAPALOAPAN
 1 Área total de la cuenca: 46,517 km²
 2 Representa el 2.4% de la superficie de la República Mexicana
 3 Comprende parte de los Estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz

FIGURA 5.2. REGIONES CUMULOGIGAMENTE HOMOGÉNEAS DE LA CUENCA DEL RIO PAPALOAPAN

Comentarios de la regionalización

Los resultados de esta aplicación en la Región Hidrológica N. 28 (Domínguez, 1998), sugieren que ésta sea dividida en Tres Regiones Climatológicamente Homogéneas. Las RCH se presentan en la Figura 5.2. Sin embargo, en la RCH-TRES de acuerdo a la Tabla 5.3, la estación 162. San Antonio Abad presenta un valor del estadístico D_i igual a 4.012, que en un sentido práctico, la estación puede considerarse como homogénea con la región.

Por otra parte, conviene expresar con relación a las estaciones 39. Coyame y 100. Tapalapan (Tabla 5.2), de la RCH-DOS, que aunque sus precipitaciones medias anuales están muy por arriba de la media de su región, de acuerdo con su ubicación geográfica y con base en el estadístico de prueba, son homogéneos con la región considerada.

En análisis preliminares, la estación 145. Jocotipac, entre otras, presentó inconsistencia en su información en un determinado período, por lo que en tal período la información fue estimada con base en las estaciones aledañas más cercanas y con el método del US National Weather Service (USNWS), ec. (3.16), en el que los pesos de las estaciones son inversamente proporcionales a los cuadrados de la distancia de las estaciones aledañas con relación a la estación en estudio. Con este procedimiento, se logró mejorar el parámetro D_i desde 12.05 hasta 3.28.

Por último, después de considerar los anteriores comentarios, las tres RCH pueden referirse como (1) Región Uno o Central, (2) Región Dos o Baja y (3) Región Tres o Alta. La precipitación media anual de las regiones UNO, DOS y TRES son: 4026, 1900 y 602 mm, respectivamente.

Análisis de Lluvias Máximas Anuales

Selección de la región climatológicamente homogénea, RCH

El análisis de las lluvias extremas se llevó a cabo con la información de la RCH-TRES de la cuenca del Río Papaloapan, por contar con la mayor cantidad de información disponible: 66 estaciones climatológicas en total; de las cuales 22 disponen de pluviógrafo, y las 44 restantes de pluviómetro, al haber omitido previamente las estaciones: San Francisco Teopan, Oax., por disponer solamente de lluvias acumuladas mensuales; y Cacaloapan, Pue., por contar con escasa información.

Filtrado de la información y correlación cruzada

Las pruebas estadísticas estándar para verificar la independencia serial y estacionariedad se aplican a las intensidades máximas anuales de las lluvias de duración 5 a 240 min y a las lluvias máximas diarias anuales de la RCH-TRES.

Se concluye, con base en los resultados descritos en las Tablas 5.4 a 5.9, que los datos de las estaciones analizadas son independientes y estacionarios en la media, por lo que pueden utilizarse para llevar cabo el análisis probabilístico.

Tabla 5.4 Coeficientes de correlación serial r_1 de las intensidades de lluvias máximas para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

i	Nombre de la Estación	5	10	15	20	30	40	60	80	90	100	120	240
1	Apazco, Oax.	0.24	0.18	0.22	0.34	0.37	0.29	0.20	0.22		0.28	0.37	
2	Astafra, Oax.	-0.14	-0.17	-0.06	0.05	0.05	-0.07	0.01	0.01		-0.03	-0.07	
3	Calapilla, Oax.					0.16		-0.01		0.02		0.00	0.02
4	Caltepec, Pue.	0.18	0.26	0.20	0.19	0.25	0.20	0.15	0.16		0.17	0.17	
5	Coixtlahuaca, Oax.	0.27	0.17	0.15	0.10	0.09	0.10	0.00	0.05		-0.05	-0.12	
6	Cuesta Blanca, Ver.	0.00	0.01	-0.01	0.03	0.12	0.14	0.13	0.09		0.14	0.16	
7	El Carmen, Pue.	0.00	0.04	-0.05	-0.02	0.03	-0.02	-0.01	0.06		0.04	0.05	
8	Jayacatlán, Oax.	0.37	0.50	0.49	0.36	0.41	0.41	0.11	0.21		0.20	0.17	
9	Magdalena, Jicotlán, Oax.	-0.32	0.00	-0.07	-0.10	0.01	0.07	0.01	-0.02		-0.01	0.02	
10	Palmar de Bravo, Pue.	0.33	0.26	0.23	0.18	0.22	0.34	0.41	0.34		0.31	0.30	
11	Quiotepec, Oax.	0.39	0.36	0.35	0.35	0.41	0.31	0.43	0.47		0.50	0.52	
12	Salinas de Barranca, Pue.					-0.29		-0.23		-0.22		-0.24	-0.29
13	San Lorenzo Teotipilco, Pue.	0.51	0.25	0.08	0.08	0.24	0.11	0.52	0.46		0.47	0.55	
14	San Miguel Tulancingo, Oax.	-0.06	-0.18	-0.14	-0.14	-0.13	-0.21	-0.20	-0.12		-0.09	-0.07	
15	San Pedro Nolasco, Oax.	0.16	0.24	0.32	0.32	0.37	0.49	0.55	0.60		0.65	0.67	
16	Santiago Apoala, Oax.	0.09	-0.05	-0.06	-0.06	-0.11	-0.15	-0.20	-0.20		-0.20	-0.21	
17	Santiago Teotongo, Oax.	-0.50	-0.56	-0.46	-0.46	-0.45	-0.30	-0.22	-0.16		-0.13	-0.11	
18	Suchixtlahuaca, Oax.	-0.04	-0.10	-0.01	-0.01	0.08	0.11	0.08	0.06		0.05	0.05	
19	Telpatlán, Pue.	0.16	-0.08	-0.16	-0.16	-0.16	-0.11	0.01	0.05		0.09	0.10	
20	Tepelmeme, Oax.	-0.12	0.01	-0.06	-0.06	-0.19	-0.19	-0.16	-0.14		-0.14	-0.11	
21	Tepeuxila, Oax.	0.28	0.25	0.15	0.15	0.07	0.07	0.04	-0.06		-0.12	-0.09	
22	Xiquila, Oax.					0.13		-0.06		0.02		-0.03	-0.04

Tabla 5.5 Porcentaje de puntos del correlograma que caen fuera de los límites de confianza al 95%, de las intensidades de lluvias máximas para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

i	Nombre de la Estación	5	10	15	20	30	40	60	80	90	100	120	240
1	Apazco, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
2	Astafra, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
3	Calapilla, Oax.					0.0				0.0		0.0	0.0
4	Caltepec, Pue.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
5	Coixtlahuaca, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
6	Cuesta Blanca, Ver.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
7	El Carmen, Pue.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.7	0.0	0.0		0.0	0.0	
8	Jayacatlán, Oax.	5.0	5.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
9	Magdalena, Jicotlán, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
10	Palmar de Bravo, Pue.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
11	Quiotepec, Oax.	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	0.0	3.4	0.0		3.4	6.9	
12	Salinas de Barranca, Pue.					0.0				0.0		0.0	10.0
13	San Lorenzo Teotipilco, Pue.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	10.0	
14	San Miguel Tulancingo, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
15	San Pedro Nolasco, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	10.5	0.0		10.5	10.5	
16	Santiago Apoala, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
17	Santiago Teotongo, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
18	Suchixtlahuaca, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
19	Telpatlán, Pue.	0.0	5.0	0.0	0.0	5.0	5.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
20	Tepelmeme, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
21	Tepeuxila, Oax.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	
22	Xiquila, Oax.					0.0				0.0		0.0	0.0

Tabla 5.6 Pendientes estimadas con base en las técnicas de regresión lineal de las intensidades máximas y prueba de estacionariedad de los sitios, para las duraciones de 5 a 240 min. RCH-3, de la RH 28.

I	Nombre de la Estación	5	10	15	20	30	40	60	80	90	100	120	240
1	Apazco, Oax.	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.005	-0.006		-0.007	-0.009	
2	Astata, Oax.	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.003		-0.003	-0.003	
3	Calapilla, Oax.					0.000		-0.001		0.000		0.000	0.000
4	Caltepec, Pue.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	-0.001	
5	Coixtlahuaca, Oax.	0.000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003	-0.003		-0.009	-0.004	
6	Cuesta Blanca, Ver.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.004		0.006	0.008	
7	El Carmen, Pue.	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001		-0.002	-0.002	
8	Jayacatlán, Oax.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001		0.001	0.002	
9	Magdalena, Ixcatlán, Oax.	0.000	-0.001	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.002	-0.001		0.000	0.001	
10	Palmar de Bravo, Pue.	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003	-0.004	-0.006	-0.006		-0.007	-0.008	
11	Quirotepec, Oax.	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001		-0.002	-0.002	
12	Salinas de Barranca, Pue.					-0.001		-0.002		-0.002		-0.003	-0.003
13	San Lorenzo Teotipilco, Pue.	0.001	0.001	0.001	0.001	-0.002	0.002	-0.003	0.002		0.008	-0.002	
14	San Miguel Tulancingo, Oax.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.001	0.001	
15	San Pedro Nolasco, Oax.	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.002	-0.002	-0.003	-0.003		-0.004	-0.005	
16	Santiago Apoala, Oax.	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.005		0.005	0.005	
17	Santiago Teotongo, Oax.	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	-0.001	
18	Suchixtlahuaca, Oax.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.003	0.004		0.006	0.007	
19	Telpatlán, Pue.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	0.000	
20	Tepelmeme, Oax.	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001		-0.002	-0.002	
21	Tepeuxila, Oax.	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		0.000	0.000	
22	Xiquila, Oax.					-0.001		-0.001		-0.001		-0.002	-0.002

Estacionariedad de las medias de los sitios, probada contra una hipótesis nula de pendiente cero, al 95% de nivel de confianza

I	Duración (min)	5	10	15	20	30	40	60	80	90	100	120	240
1	Tamaño de muestra (n)	19	19	19	19	22	19	22	19	3	19	22	3
2	Suma	0.0010	-0.0050	-0.0040	-0.0070	-0.0130	-0.0090	-0.0210	-0.0090	-0.0030	-0.0090	-0.0200	-0.0050
3	Media	0.0001	-0.0001	-0.0002	-0.0004	-0.0006	-0.0005	-0.0010	-0.0005	-0.0010	-0.0005	-0.0009	-0.0017
4	Desviación Estándar	0.0005	0.0007	0.0009	0.0011	0.0011	0.0017	0.0023	0.0030	0.0010	0.0046	0.0041	0.0015
5	Estadístico t	0.1004	-0.3588	-0.2462	-0.3101	-0.4556	-0.2716	-0.4080	-0.1585	-1.0000	-0.1038	-0.2291	-0.0911
6	Parámetro t-Student	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.08	2.1	4.3	2.1	2.08	4.3
7	Hipótesis nula	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta	Acepta

Tabla 5.7 Coeficientes de correlación serial r_1 de las intensidades de lluvias máximas para la duración de 1440 min. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

i	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440
1	Acatepec, Pue.	0.12	23	El Carmen, Pue.	0.35	45	San L Teotipilco, Pue.	-0.15
2	Acatitlán, Pue.	-0.16	24	Ixtepeji, Oax.	0.01	46	SM Tulancingo, Oax.	0.23
3	Acultzingo, Ver.	-0.05	25	Ixtlán de Juárez, Oax.	0.39	47	S Pedro Nolasco, Oax.	0.10
4	Altepeji, Pue.	-0.17	26	Jayacatlán, Oax.	0.23	48	Santiago Apoala, Oax.	0.00
5	Apoala, Oax.	0.24	27	Jocotipac, Oax.	0.65	49	Stiago Teotongo, Oax.	-0.25
6	Apazco, Oax.	0.21	28	Lagunas, Pue.	0.08	50	Sta Ma Ixcatlán, Oax.	0.22
7	Astata, Oax.	-0.21	29	Magdalena J., Oax.	-0.01	51	Suchixtlahuaca, Oax.	-0.06
8	Atatlahuaca, Oax.	0.33	30	Mahuízapa, Oax.	0.34	52	Tecamachalco, Pue.	0.03
9	Atepec, Oax.	-0.02	31	Maltrata, Ver.	-0.20	53	Tejocotes, Oax.	0.10
10	Axusco, Pue.	-0.19	32	Nacaltepec, Oax.	0.22	54	Telixtlahuaca, Oax.	-0.10
11	Cañada Morelos, Pue.	0.10	33	Nativitas, Oax.	-0.08	55	Telpatlán, Pue.	0.32
12	Calapilla, Oax.	0.15	34	Oaxaca, Oax.	-0.10	56	Teotitlán, Oax.	0.04
13	Calipan, Pue.	-0.24	35	Palmar de Bravo, Pue.	-0.08	57	Tepelmeme, Oax.	-0.28
14	Caltepec, Pue.	-0.53	36	Parian, Oax.	0.38	58	Tepeuxila, Oax.	-0.14
15	Cd. Cerdán, Pue.	0.10	37	Potreros, Pue.	-0.04	59	Tilapa, Pue.	-0.06
16	Coixtlahuaca, Oax.	0.32	38	Quirotepec, Oax.	0.01	60	Tlacolula, Oax.	0.12
17	Concepción Papalo, O.	0.20	39	SM Tequixtepec, Oax.	0.21	61	Tlacotepec, Pue.	0.06
18	Coxcatlán, Pue.	0.20	40	San P Cántaros, Oax.	0.10	62	Tlacotepec Plumas, O.	0.10
19	Cuajimoloyas, Oax.	0.22	41	S P Temamatla, Oax.	-0.05	63	Villa Hidalgo, Oax.	0.04
20	Cuesta Blanca, Pue.	0.30	42	S de Barranca, Pue.	-0.28	64	Xiquila, Oax.	0.10
21	Cuicatlán, Oax.	0.03	43	S Antonio Abad, Oax.	0.24	65	Xochitlán, Pue.	0.04
22	Dominguillo, Oax.	-0.24	44	San A. Cañadas, Pue.	-0.13	66	Zapotitlán de S., Pue.	-0.09

Tabla 5.8 Porcentaje de puntos que caen fuera de los límites de confianza al 95%, de las intensidades de lluvias para la duración de 1440 min. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

I	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440
1	Acatepec, Pue.	0.0	23	El Carmen, Pue.	0.0	45	San L Teotipilco, Pue.	0.0
2	Acatitlán, Pue.	4.3	24	Ixtepeji, Oax.	0.0	46	SM Tulancingo, Oax.	0.0
3	Acultzingo, Ver.	0.0	25	Ixtlán de Juárez, Oax.	2.4	47	S Pedro Nolasco, Oax.	0.0
4	Altepexi, Pue.	2.5	26	Jayacatlán, Oax.	0.0	48	Santiago Apoala, Oax.	0.0
5	Apoala, Oax.	0.0	27	Jocotipac, Oax.	17.5	49	Stiago Teotongo, Oax.	0.0
6	Apazco, Oax.	0.0	28	Lagunas, Pue.	0.0	50	Sta Ma Ixcatlán, Oax.	0.0
7	Astatla, Oax.	0.0	29	Magdalena J., Oax.	0.0	51	Suchixtlahuaca, Oax.	0.0
8	Atatlahuaca, Oax.	3.4	30	Mahuizapa, Oax.	0.0	52	Tecamachalco, Pue.	0.0
9	Atepec, Oax.	0.0	31	Maltrata, Ver.	8.3	53	Tejocotes, Oax.	0.0
10	Axusco, Pue.	4.8	32	Nacaltepec, Oax.	0.0	54	Telixtlahuaca, Oax.	0.0
11	Cañada Morelos, Pue	0.0	33	Nativitas, Oax.	0.0	55	Telpatlán, Pue.	2.6
12	Calapilla, Oax.	0.0	34	Oaxaca, Oax.	0.0	56	Teotitlán, Oax.	0.0
13	Calipan, Pue.	0.0	35	Palmar de Bravo, Pue.	0.0	57	Tepelmeme, Oax.	2.9
14	Caltepec, Pue.	0.0	36	Parian, Oax.	4.2	58	Tepeuxila, Oax.	0.0
15	Cd. Cerdán, Pue.	0.0	37	Potrereros, Pue.	0.0	59	Tilapa, Pue.	0.0
16	Coixtlahuaca, Oax.	6.1	38	Quiotepec, Oax.	2.2	60	Tlacolula, Oax.	0.0
17	Concepción Papalo, O.	0.0	39	SM Tequixtepec, Oax.	0.0	61	Tlacotepec, Pue.	0.0
18	Coxcatlán, Pue.	0.0	40	San P Cántaros, Oax.	0.0	62	Tlacotepec Plumas, O.	0.0
19	Cuajimoloyas, Oax.	0.0	41	S P Temamatla, Oax.	0.0	63	Villa Hidalgo, Oax.	0.0
20	Cuesta Blanca, Pue.	0.0	42	S de Barranca, Pue.	0.0	64	Xiquila, Oax.	4.0
21	Cuicatlán, Oax.	0.0	43	S Antonio Abad, Oax.	0.0	65	Xochitlán, Pue.	2.0
22	Dominguillo, Oax.	0.0	44	San A. Cañadas, Pue.	0.0	66	Zapotitlán de S., Pue.	0.0

Tabla 5.9 Pendientes estimadas con base en las técnicas de regresión lineal de las intensidades máximas y prueba de estacionariedad de los sitios para la duración de 1440 min. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

i	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440	i	Nombre de la Estación	d=1440
1	Acatepec, Pue.	-0.008	23	El Carmen, Pue.	0.010	45	San L Teotipilco, Pue.	0.011
2	Acatitlán, Pue.	0.006	24	Ixtepeji, Oax.	-0.003	46	SM Tulancingo, Oax.	-0.007
3	Acultzingo, Ver.	0.002	25	Ixtlán de Juárez, Oax.	-0.003	47	S Pedro Nolasco, Oax.	0.004
4	Altepexi, Pue.	-0.007	26	Jayacatlán, Oax.	0.008	48	Santiago Apoala, Oax.	-0.001
5	Apoala, Oax.	0.002	27	Jocotipac, Oax.	-0.019	49	Stiago Teotongo, Oax.	0.010
6	Apazco, Oax.	-0.029	28	Lagunas, Pue.	0.004	50	Sta Ma Ixcatlán, Oax.	-0.002
7	Astatla, Oax.	-0.003	29	Magdalena J., Oax.	-0.003	51	Suchixtlahuaca, Oax.	-0.003
8	Atatlahuaca, Oax.	-0.004	30	Mahuizapa, Oax.	-0.010	52	Tecamachalco, Pue.	0.002
9	Atepec, Oax.	0.001	31	Maltrata, Ver.	-0.008	53	Tejocotes, Oax.	-0.005
10	Axusco, Pue.	0.002	32	Nacaltepec, Oax.	0.001	54	Telixtlahuaca, Oax.	-0.003
11	Cañada Morelos, Pue	-0.006	33	Nativitas, Oax.	0.012	55	Telpatlán, Pue.	-0.003
12	Calapilla, Oax.	0.002	34	Oaxaca, Oax.	0.001	56	Teotitlán, Oax.	-0.003
13	Calipan, Pue.	0.000	35	Palmar de Bravo, Pue.	-0.002	57	Tepelmeme, Oax.	-0.003
14	Caltepec, Pue.	0.000	36	Parian, Oax.	0.012	58	Tepeuxila, Oax.	0.000
15	Cd. Cerdán, Pue.	0.006	37	Potrereros, Pue.	-0.006	59	Tilapa, Pue.	-0.001
16	Coixtlahuaca, Oax.	-0.005	38	Quiotepec, Oax.	-0.001	60	Tlacolula, Oax.	0.012
17	Concepción Papalo, O.	0.005	39	SM Tequixtepec, Oax.	0.013	61	Tlacotepec, Pue.	0.003
18	Coxcatlán, Pue.	-0.010	40	San P Cántaros, Oax.	0.007	62	Tlacotepec Plumas, Oax.	0.012
19	Cuajimoloyas, Oax.	-0.002	41	S P Temamatla, Oax.	0.016	63	Villa Hidalgo, Oax.	0.004
20	Cuesta Blanca, Pue.	-0.016	42	S de Barranca, Pue.	-0.003	64	Xiquila, Oax.	-0.003
21	Cuicatlán, Oax.	-0.003	43	S Antonio Abad, Oax.	-0.001	65	Xochitlán, Pue.	-0.004
22	Dominguillo, Oax.	-0.001	44	San A. Cañadas, Pue.	0.000	66	Zapotitlán de S., Pue.	0.002

Tabla 5.9 Continuación..

Estacionariedad de las medias de los sitios, probada contra una hipótesis nula de pendiente cero, al 95% de nivel de confianza.

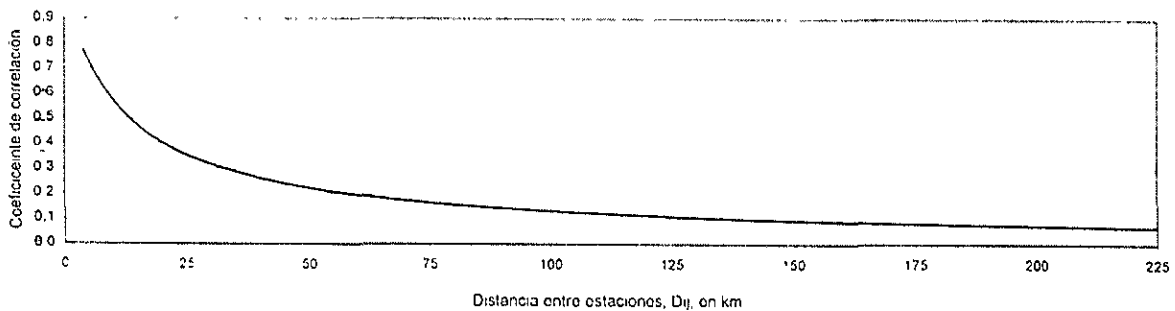
1	Duración (min)	1440
1	Tamaño de muestra (n)	66
2	Suma	-0.020988
3	Media	-0.00032
4	Desviación Estandar	0.007741
5	Estadístico t	-0.334
6	Parámetro t-Student	1.998
7	Hipótesis nula	Acepta

Por otra parte, la correlación cruzada con relación a la distancia entre estaciones puede observarse gráficamente al ajustar sus valores a los modelos Inverso, Potencia Inversa y Exponencial. Al analizar las lluvias máximas diarias de la RCH-TRES, se observa (Tabla 5.10) que el modelo de Potencia inversa es el que mejor se ajusta a los datos, y su representación se observa en la Figura 5.3.

Tabla 5.10 Parámetros estimados de los modelos Inverso, Potencia Inversa y Exponencial, de la función de correlación espacial, para las lluvias máximas diarias. RCH-3, Cuenca del Río Papaloapan.

Parámetros Estimados	Modelo		
	Inverso	Potencia Inversa	Exponencial
a	-	0.8815	-
c	6.7804	11.1112	59.1093
Error estándar	0.0486	0.0391	0.0769

Figura 5.3 Relación del coeficiente de correlación y la distancia entre estaciones para las intensidades de lluvias máximas de duración d=1440 min



Parámetros estimados. Lluvias máximas en 24 h anuales

El procedimiento se desarrolla para la estimación de las características $hp-d-Tr$ de las lluvias extremas, con base en registros pluviométricos y un análisis regional, con apoyo de las relaciones hp_d/hp_{60min} y hp_d/hp_{24h} de las estaciones pluviográficas.

En principio, las lluvias diarias máximas anuales de las 66 estaciones climatológicas de la RCH-TRES, se utilizan en el proceso; por lo que, los parámetros del modelo Logístico BVE11 se estiman al aplicar los esquemas desarrollados por el Principio de Máxima Entropía, POME, (Domínguez, E.J.Y., 1995; Escalante y Domínguez, 1997) y el Método de Máxima Verosimilitud, MMV, (Raynal, 1985). El primer método, POME, sólo considera registros comunes de la pareja de estaciones para el análisis bivariado; en tanto que el segundo, toma en cuenta la longitud total de registro de cada estación al tener un período común entre ambas.

Los parámetros estimados (escala, alfa; ubicación, mu) de ambos esquemas, así como los errores estándar de ajuste (Kite, 1988) y el mejor método de estimación de parámetros se describen en las Tablas 5.11 a, b, y c.

Se observa que, el número de datos total indicado en la columna tres de la tabla anterior citada, se refiere al número de datos utilizados por MMV, y el número de datos común indicado en la columna cuatro, se refiere al número de datos utilizados por POME.

Tabla 5.11a Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el Modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.

i	Estación	Número de Datos		Parámetros Estimados por:				EE Ajuste		Menor EE	
		Total	Común	POME		MMV		POME	MMV	POME	MMV
1	Acatepec, Pue.	27	26	15.01	46.58	15.31	46.38	2.77	2.75		si
2	Acatitlán, Pue.	25	25	14.48	44.29	13.89	45.93	2.86	3.01	si	
3	Acultzingo, Ver.	39	39	10.85	41.45	11.95	40.73	2.91	3.24	si	
4	Altepxi, Pue.	42	41	13.34	35.90	13.24	35.99	2.14	2.13		si
5	Apoala, Oax.	23	23	8.89	35.90	9.46	35.18	3.27	3.39	si	
6	Apazco, Oax.	10	10	8.20	33.79	10.19	33.54	3.01	2.37		si
7	Astatla, Oax.	31	29	9.28	39.52	9.17	39.45	2.13	2.13	si	
8	Atatlahuaca, Oax.	31	13	13.85	38.75	12.78	38.61	2.87	3.51	si	
9	Atepec, Oax.	42	42	11.37	48.17	11.36	48.52	2.80	2.77		si
10	Axusco, Pue.	23	23	13.75	33.98	13.21	34.64	4.16	4.22	si	
11	Cañada Morelos, Pue	14	12	13.66	34.10	11.78	35.61	2.82	3.15	si	
12	Calapilla, Oax.	15	11	15.62	37.83	13.78	40.55	2.21	2.61	si	
13	Calipán, Pue.	34	33	14.33	32.65	13.41	33.91	2.61	2.98	si	
14	Caltepec, Pue.	29	11	11.31	37.84	10.07	38.80	1.86	2.45	si	
15	Cd. Cerdán, Pue.	23	14	11.41	34.32	11.31	34.54	3.17	3.18	si	
16	Coixtlahuaca, Oax.	35	13	17.02	37.62	16.61	37.92	2.78	2.83	si	
17	Concepción P., Oax.	29	23	18.71	54.51	18.46	54.13	4.17	4.22	si	
18	Coxcatlán, Pue.	29	23	17.71	34.88	15.1	37.13	9.48	10.33	si	
19	Cuajimoloyas, Oax.	29	21	18.94	47.21	15.3	47.05	10.01	11.44	si	
20	Cuesta Blanca, Pue.	14	11	9.89	28.75	8.73	29.21	2.42	2.77	si	
21	Cuicatlán, Oax.	33	33	14.37	42.58	13.79	43.05	2.73	2.81	si	
22	Dominguillo, Oax.	32	21	14.21	37.30	11.35	39.06	3.85	4.33	si	

Con base en los resultados indicados en las Tablas 5.11 a, b, y c se observa que 51 de 66 casos, esto es el 77.3 %, se ajustaron mejor por el Principio de Máxima Entropía, donde cabe resaltar que en la mayoría de ellos el número de datos utilizados ha sido menor que el total registrado y utilizado por MMV.

En las Tablas 5.12 a, b y c se presenta la lluvia máxima diaria anual para diferentes períodos de retorno y cada estación de la RCH-TRES, con base en el mejor método de estimación de parámetros.

En las Tablas 5.13 a, b y c se muestra la lluvia máxima anual en 24 h, para diferentes períodos de retorno, al ser afectadas las lluvias máximas diarias por un factor de 1.13, para compensar la diferencia entre el verdadero intervalo y el intervalo fijo y único de observación de los registros diarios de lluvias (Weiss, L.L., 1964; Miller, et. al., 1973; Schaefer, M.G., 1990).

Tabla 5.11b Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el Modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.

i	Estación	Número de Datos		Parámetros Estimados por:				EE Ajuste		Menor EE	
		Total	Común	POME		MMV		POME	MMV	POME	MMV
23	El Carmen, Pue.	19	19	10.10	43.77	10.13	44.27	2.44	2.39		si
24	Ixtepeji, Oax.	42	42	12.72	37.42	12.63	37.92	1.87	1.86		si
25	Ixtlán de Juárez, Oax.	43	19	15.26	44.88	11.76	45.41	5.50	6.62	si	
26	Jayacatlán, Oax.	25	22	16.88	44.42	14.89	44.31	5.03	6.18	si	
27	Jocotipac, Oax.	42	42	16.68	25.90	16.81	26.20	4.99	4.92		si
28	Lagunas, Pue.	28	26	11.65	39.42	10.61	39.70	2.58	2.99	si	
29	Magdalena J., Oax.	29	29	14.02	38.04	14.14	38.14	3.71	3.71	si	
30	Mahuizapa, Oax.	26	26	13.60	40.61	13.41	41.42	2.70	2.66		si
31	Maltrata, Ver.	14	12	11.03	36.50	7.94	37.89	4.71	5.70	si	
32	Nacaltepec, Oax.	14	10	7.99	46.94	7.82	48.38	2.40	2.64	si	
33	Nativitas, Oax.	12	12	13.84	44.28	13.19	46.92	8.14	8.36	si	
34	Oaxaca, Oax.	41	26	13.59	53.02	12.69	53.60	1.58	1.98	si	
35	Palmar de Bravo, Pue.	25	25	9.41	32.89	9.22	33.17	2.13	2.13	si	
36	Parian, Oax.	26	26	12.74	18.84	10.61	20.43	5.34	6.10	si	
37	Potreros, Pue.	15	14	9.68	33.83	10.06	33.61	1.61	1.63	si	
38	Quiotepec, Oax.	48	42	12.75	43.36	13.27	43.08	2.91	3.03	si	
39	SM Tequixtepec, Oax.	12	12	12.90	37.35	11.81	39.76	3.23	3.48	si	
40	San P Cántaros, Oax.	23	21	13.80	32.40	11.22	33.32	3.82	4.96	si	
41	S P Temamatla, Oax.	14	12	14.07	33.31	11.48	34.25	3.17	3.58	si	
42	S de Barranca, Pue	11	10	19.09	50.26	20.91	48.94	4.92	4.61		si
43	S Antonio Abad, Oax.	27	26	11.46	39.13	13.65	37.62	5.07	5.89	si	
44	San A. Cañadas, Pue.	25	10	20.24	47.50	16.96	50.08	3.53	5.09	si	

Tabla 5.11c Parámetros estimados con base en el análisis regional bivariado al aplicar el Modelo Logístico BVE11, y el Principio de Máxima Entropía y Máxima Verosimilitud como técnicas de estimación de parámetros.

i	Estación	Número de Datos		Parámetros Estimados por:				EE Ajuste		Menor EE	
		Total	Común	POME		MMV		POME	MMV	POME	MMV
45	San L Teotipilco, Pue.	16	14	19.01	42.83	15.12	45.81	7.37	8.71	si	
46	SM Tulancingo, Oax.	25	25	13.50	40.61	12.73	41.89	2.07	2.21	si	
47	S Pedro Nolasco, Oax.	22	22	23.53	52.45	19.90	55.31	7.59	9.25	si	
48	Santiago Apoala, Oax.	15	12	15.52	41.19	14.48	41.41	2.47	2.73	si	
49	Stiago Teotongo, Oax.	13	13	17.98	36.40	15.13	40.01	6.49	7.41	si	
50	Sta Ma Ixcatlán, Oax.	42	16	12.34	39.88	11.78	40.66	2.13	2.15	si	
51	Suchixtlahuaca, Oax.	13	11	12.95	38.99	13.05	38.28	2.69	2.67		si
52	Tecamachalco, Pue.	54	39	9.35	41.28	9.92	41.27	1.89	1.92	si	
53	Tejocotes, Oax.	43	42	14.46	36.63	14.50	37.28	5.62	5.60		si
54	Telixtlahuaca, Oax.	26	25	13.21	50.00	12.98	49.91	2.70	2.69		si
55	Telpatlán, Pue.	40	39	21.64	47.61	21.40	47.73	3.75	3.82	si	
56	Teotitlán, Oax.	37	16	17.25	43.37	16.91	43.77	1.84	1.82		si
57	Tepelmeme, Oax.	36	26	11.31	37.64	11.53	37.19	2.80	2.82	si	
58	Tepeuxila, Oax.	42	32	17.11	53.71	15.91	53.82	1.88	2.55	si	
59	Tilapa, Pue.	15	14	10.57	36.29	10.31	36.34	2.60	2.66	si	
60	Tlacolula, Oax.	21	18	10.48	36.33	9.72	36.91	1.80	1.98	si	
61	Tlacotepec, Pue.	44	41	10.43	42.63	11.05	41.34	2.24	1.93		si
62	Tlacotepec Plumas, O.	12	10	12.86	40.52	11.24	40.34	3.13	3.69	si	
63	Villa Hidalgo, Oax.	26	19	18.80	52.14	17.06	52.66	3.59	4.22	si	
64	Xiquila, Oax.	27	23	11.15	33.71	11.13	33.81	2.02	2.01		si
65	Xochtlán, Pue.	52	10	13.77	38.79	12.75	39.09	3.12	3.27	si	
66	Zapotitlán de S., Pue.	31	30	10.76	40.51	11.01	40.71	2.94	2.94	si	

Tabla 5.12a Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	Acatepec, Pue.	52.0	69.3	80.8	91.9	106.1	116.8	141.5	152.1	176.8	187.4
2	Acatitlán, Pue.	49.6	66.0	76.9	87.3	100.8	110.9	134.3	144.3	167.6	177.7
3	Acultzingo, Ver.	45.4	57.7	65.9	73.7	83.8	91.4	108.9	116.4	133.9	141.4
4	Altepxi, Pue.	40.8	55.8	65.8	75.3	87.7	96.9	118.3	127.4	148.8	157.9
5	Apoala, Oax.	39.2	49.2	55.9	62.3	70.6	76.8	91.2	97.3	111.6	117.8
6	Apazco, Oax.	37.3	48.8	56.5	63.8	73.3	80.4	96.9	103.9	120.3	127.4
7	Astatla, Oax.	42.9	53.4	60.4	67.1	75.7	82.2	97.2	103.6	118.6	125.0
8	Atlatlahuaca, Oax.	43.8	59.5	69.9	79.9	92.8	102.4	124.8	134.4	156.7	166.3
9	Atepec, Oax.	52.7	65.6	74.1	82.3	92.8	100.8	119.1	127.0	145.3	153.1
10	Axusco, Pue.	39.0	54.6	64.9	74.8	87.6	97.2	119.4	129.0	151.1	160.6
11	Cañada Morelos, P	39.1	54.6	64.8	74.7	87.4	96.9	119.0	128.5	150.4	159.9
12	Calapilla, Oax.	43.6	61.3	73.0	84.2	98.8	109.7	134.9	145.7	170.9	181.7
13	Calipan, Pue.	37.9	54.1	64.9	75.2	88.6	98.6	121.7	131.6	154.7	164.6
14	Caltepec, Pue.	42.0	54.8	63.3	71.4	82.0	89.9	108.1	116.0	134.2	142.0
15	Cd. Cerdán, Pue.	38.5	51.4	60.0	68.2	78.8	86.8	105.2	113.1	131.5	139.4
16	Coixtlahuaca, Oax.	43.9	63.1	75.9	88.2	104.0	115.9	143.4	155.2	182.6	194.4
17	Concepción P., O.	61.4	82.6	96.6	110.1	127.5	140.6	170.8	183.8	213.9	226.9
18	Coxcatlán, Pue.	41.4	61.4	74.7	87.5	104.0	116.4	144.9	157.2	185.7	198.0
19	Cuajimoloyas, Oax	54.2	75.6	89.8	103.5	121.1	134.3	164.9	178.0	208.5	221.6
20	Cuesta Blanca, P.	32.4	43.6	51.0	58.1	67.3	74.2	90.2	97.1	113.0	119.8
21	Cuicatlán, Oax.	47.8	64.1	74.9	85.3	98.6	108.7	131.9	141.8	165.0	174.9
22	Dominguillo, Oax.	42.5	58.6	69.3	79.5	92.7	102.7	125.6	135.4	158.3	168.1

Tabla 5.12b Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
23	El Carmen. Pue.	48.0	59.5	67.1	74.4	83.8	90.9	107.2	114.2	130.5	137.6
24	Ixtepeji, Oax.	42.5	56.9	66.3	75.4	87.2	96.0	116.4	125.2	145.5	154.2
25	Ixtlán de Juárez, O	50.5	67.8	79.2	90.2	104.4	115.1	139.7	150.3	174.8	185.4
26	Jayacatlán. Oax.	50.6	69.7	82.4	94.6	110.3	122.1	149.3	161.0	188.2	199.9
27	Jocotipac. Oax.	32.4	51.4	64.0	76.1	91.8	103.5	130.7	142.3	169.4	181.0
28	Lagunas, Pue.	43.7	56.9	65.6	74.0	84.9	93.0	111.8	119.9	138.6	146.7
29	Magdalena J., O.	43.2	59.1	69.6	79.7	92.7	102.5	125.1	134.9	157.4	167.1
30	Mahuizapa. Oax.	46.3	61.5	71.6	81.3	93.7	103.1	124.7	134.0	155.6	164.9
31	Maltrata, Ver.	40.5	53.0	61.3	69.3	79.5	87.2	105.0	112.7	130.0	138.1
32	Nacaltepec. Oax.	49.9	58.9	64.9	70.7	78.1	83.7	96.6	102.1	115.0	120.5
33	Nativitas. Oax.	49.3	65.0	75.4	85.4	98.3	107.9	130.3	139.9	162.1	171.7
34	Oaxaca, Oax.	58.0	73.4	83.6	93.4	106.1	115.6	137.5	146.9	168.8	178.2
35	Palmar de Bravo, P.	36.3	47.0	54.1	60.8	69.6	76.2	91.4	97.9	113.1	119.6
36	Parían, Oax.	23.5	37.9	47.5	56.7	68.6	77.4	98.0	106.8	127.4	136.2
37	Potreros, Pue.	37.4	48.4	55.6	62.6	71.6	78.4	94.0	100.7	116.3	123.0
38	Quiotepec. Oax.	48.0	62.5	72.1	81.2	93.1	102.0	122.6	131.42	152.0	160.8
39	SM Tequintepec, O.	42.1	56.7	66.4	75.7	87.7	96.7	117.5	126.5	147.2	156.2
40	San P Cántaros, O.	37.5	53.1	63.4	73.4	86.2	95.9	118.1	127.7	149.9	159.5
41	S P Temamatla, O.	38.5	54.4	65.0	75.1	88.2	98.0	120.7	130.5	153.1	162.9
42	S de Barranca, P.	56.6	80.3	96.0	111.0	130.5	145.1	178.9	193.4	227.0	241.5
43	S Antonio Abad, O.	43.3	56.3	64.9	73.2	83.9	91.9	110.4	118.3	136.8	144.7
44	San A. Cañadas, P.	54.9	77.9	93.1	107.6	126.5	140.6	173.3	187.3	219.9	233.9

Tabla 5.12c Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes períodos de retorno y cada estación analizada, de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
45	San L Teotipilco, P.	49.8	71.3	85.6	99.3	117.0	130.3	161.0	174.1	204.7	217.9
46	SM Tulancingo, O.	45.6	60.9	71.0	80.7	93.3	102.7	124.5	133.9	155.6	165.0
47	S Pedro Nolasco, O.	61.1	87.7	105.4	122.3	144.3	160.7	198.7	215.0	252.9	269.2
48	Santiago Apoala, O.	46.9	64.5	76.1	87.3	101.7	112.6	137.6	148.4	173.4	184.1
49	Stiago Teotongo, O.	43.0	63.4	76.9	89.8	106.6	119.1	148.1	160.6	189.6	202.0
50	Sta Ma Ixcatlán, O.	44.4	58.4	67.7	76.5	88.0	96.7	116.6	125.1	145.0	153.6
51	Suchixtlahuaca, Oax.	43.1	57.9	67.6	77.0	89.2	98.3	119.4	128.4	149.4	158.5
52	Tecamachalco, Pue	44.7	55.3	62.3	69.1	77.8	84.3	99.4	105.9	120.9	127.4
53	Tejocotes. Oax.	42.6	59.0	69.9	80.3	93.9	104.0	127.4	137.4	160.8	170.8
54	Telixtlahuaca, Oax.	54.7	69.4	79.1	88.5	100.6	109.6	130.6	139.6	160.5	169.5
55	Telpatlán. Pue.	55.5	80.1	96.3	111.9	132.0	147.2	182.1	197.1	231.9	246.9
56	Teotitlán. Oax.	50.0	69.1	81.8	94.0	109.8	121.6	148.8	160.6	187.8	199.5
57	Tepelmeme. Oax.	41.8	54.6	63.1	71.2	81.8	89.7	107.9	115.8	134.0	141.9
58	Tepcuxila. Oax.	60.0	79.4	92.2	105.5	120.5	132.4	160.0	171.9	199.4	211.3
59	Tilapa, Pue.	40.2	52.1	60.1	67.7	77.5	84.9	102.0	109.3	126.3	133.7
60	Tlacolula. Oax.	40.2	52.1	59.9	67.5	77.2	84.6	101.5	108.7	147.9	156.3
61	Tlacotepec. Pue.	45.4	57.9	66.2	74.2	84.5	92.2	110.0	117.7	135.5	143.1
62	Tlacotepec Plumas O.	45.2	59.8	69.5	78.7	90.7	99.7	120.5	129.4	150.1	159.0
63	Villa Hidalgo, Oax.	59.0	80.3	94.5	108.0	125.5	138.6	169.0	182.0	212.3	225.3
64	Xiquila, Oax.	37.9	50.5	58.9	66.9	77.2	85.0	103.0	110.7	128.6	136.7
65	Xochitlán, Pue	43.8	56.5	69.8	79.7	92.5	102.2	124.4	133.9	156.1	165.6
66	Zapotitlán de S, Pue.	44.5	56.7	64.7	72.5	82.5	90.0	107.4	114.8	132.2	139.6

Tabla 5.13a Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	Acatepec, Pue.	58.8	78.3	91.3	103.8	119.9	132.0	159.9	171.9	199.8	211.8
2	Acatitlán, Pue.	56.0	74.6	86.9	98.6	113.9	125.3	151.8	163.1	189.4	200.8
3	Acultzingo, Ver.	51.3	65.2	74.5	83.3	94.7	103.3	123.1	131.5	151.3	159.8
4	Altepxi, Pue.	46.1	63.1	74.4	85.1	99.1	109.5	133.7	144.0	168.1	178.4
5	Apoala, Oax.	44.3	55.6	63.2	70.4	79.8	86.8	103.1	109.9	126.1	133.1
6	Apazco, Oax.	42.1	55.1	63.8	72.1	82.8	90.9	109.5	117.4	135.9	144.0
7	Astatla, Oax.	48.5	60.3	68.3	75.8	85.5	92.9	109.8	117.1	134.0	141.3
8	Atafahuaca, Oax.	49.5	67.2	79.0	90.3	104.9	115.7	141.0	151.9	177.1	187.9
9	Atepec, Oax.	59.6	74.1	83.7	93.0	104.9	113.9	134.6	143.5	164.2	173.0
10	Axusco, Pue.	44.1	61.7	73.3	84.5	99.0	109.8	134.9	145.8	170.7	181.5
11	Cañada Morelos, Pue	44.2	61.7	73.2	84.4	98.8	109.5	134.5	145.2	170.0	180.7
12	Calapilla, Oax.	49.3	69.3	82.5	95.1	111.6	124.0	152.4	164.6	193.1	205.3
13	Calipan, Pue.	42.8	61.1	73.3	85.0	100.1	111.4	137.5	148.7	174.8	186.0
14	Caltepec, Pue.	47.5	61.9	71.5	80.7	92.7	101.6	122.2	131.1	151.6	160.5
15	Cd. Cerdán, Pue.	43.5	58.1	67.8	77.1	89.0	98.1	118.9	127.8	148.6	157.5
16	Coixtlahuaca, Oax.	49.6	71.3	85.8	99.7	117.5	131.0	162.0	175.4	206.3	219.7
17	Concepción P., Oax.	69.4	93.3	109.2	124.4	144.1	158.9	193.0	207.7	241.7	256.4
18	Coxcatlán, Pue.	46.8	69.4	84.4	98.9	117.5	131.5	163.7	177.6	209.8	223.7
19	Cuajimoloyas, Oax.	61.2	85.4	101.5	117.0	136.8	151.8	186.3	201.1	235.6	250.4
20	Cuesta Blanca, Pue.	36.6	49.3	57.6	65.7	76.0	83.8	101.9	109.7	127.7	135.4
21	Cuicatlán, Oax.	54.0	72.4	84.6	96.4	111.4	122.8	149.0	160.2	186.5	197.6
22	Dominguillo, Oax.	48.0	66.2	78.3	89.8	104.8	116.1	141.9	153.0	178.9	190.0

Tabla 5.13b Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
23	El Carmen, Pue.	54.2	67.2	75.8	84.1	94.7	102.7	121.1	129.0	147.5	155.5
24	Itepeji, Oax.	48.0	64.3	74.9	85.2	98.5	108.5	131.5	141.5	164.5	174.2
25	Ixtlán de Juárez, Oax	57.1	76.6	89.5	101.9	118.0	130.1	157.9	169.8	197.5	209.5
26	Jayacatlán, Oax.	57.2	78.8	93.1	106.9	124.6	138.0	168.7	181.9	212.7	225.9
27	Jocotipac, Oax.	36.6	58.1	72.3	86.0	103.7	117.0	147.7	160.8	191.4	204.5
28	Lagunas, Pue.	49.4	64.3	74.1	83.6	95.9	105.1	126.3	135.5	156.6	165.8
29	Magdalena J., Oax.	48.8	66.8	78.6	90.1	104.8	115.8	141.4	152.4	177.9	188.8
30	Mahuizapa, Oax.	52.3	69.5	80.9	91.9	105.9	116.5	140.9	151.4	175.8	186.3
31	Maltrata, Ver.	45.8	59.9	69.3	78.3	89.8	98.5	118.7	127.4	146.9	156.1
32	Nacaltepec, Oax.	56.4	66.6	73.3	79.9	88.3	94.6	109.2	115.4	130.0	136.2
33	Nativitas, Oax.	55.7	73.5	85.2	96.5	111.1	121.9	147.2	158.1	183.2	194.0
34	Oaxaca, Oax.	65.5	82.9	94.5	105.5	119.9	130.6	155.4	166.0	190.7	201.4
35	Palmar de Bravo, P.	41.0	53.1	61.1	68.7	78.6	86.1	103.3	110.6	127.8	135.1
36	Parian, Oax.	26.6	42.8	53.7	64.1	77.5	87.5	110.7	120.7	144.0	153.9
37	Potreros, Pue.	42.3	54.7	62.8	70.7	80.9	88.6	106.2	113.8	131.4	139.0
38	Quiotepec, Oax.	54.2	70.6	81.5	91.8	105.2	115.3	138.5	148.5	171.8	181.7
39	SM Tequixtepec, O.	47.6	64.1	75.0	85.5	99.1	109.3	132.8	142.9	166.3	176.5
40	San P Cántaros, Oax.	42.4	60.0	71.6	82.9	97.4	108.4	133.5	144.3	169.4	180.2
41	S P Temamafla, Oax.	43.5	61.5	73.5	84.9	99.7	110.7	136.4	147.5	173.0	184.1
42	S de Barranta, Pue.	64.0	90.7	108.5	125.4	147.5	164.0	202.2	218.5	256.5	272.9
43	S Antonio Abad, O.	48.9	63.6	73.3	82.7	94.8	103.8	124.8	133.7	154.6	163.5
44	San A. Cañadas, P.	62.0	88.0	105.2	121.6	142.9	158.9	195.8	211.6	248.5	264.3

Tabla 5.13c Precipitación Máxima Anual en 24h (mm) para diferentes periodos de retorno, corregida (Factor= 1.13), de la RCH-3.

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
45	San L Teotipilco. P.	56.3	80.6	96.7	112.2	132.2	147.2	181.9	196.7	231.3	246.2
46	SM Tulancingo. O.	51.5	68.8	80.2	91.2	105.4	116.1	140.7	151.3	175.8	186.5
47	S Pedro Nolasco. O.	69.0	99.1	119.1	138.2	163.1	181.6	224.5	243.0	285.8	304.2
48	Santiago Apoala. O.	53.0	72.9	86.0	98.6	114.9	127.2	155.5	167.7	195.9	208.0
49	Stiago Teotongo. O.	48.6	71.6	86.9	101.5	120.5	134.6	167.4	181.5	214.2	228.3
50	Sta Ma Ixcatlán. O.	50.2	66.0	76.5	86.4	99.4	109.3	131.8	141.4	163.9	173.6
51	Suchixtlahuaca. Oax.	48.7	65.4	76.4	87.0	100.8	111.1	134.9	145.1	168.8	179.1
52	Tecamachalco. Pue.	50.5	62.5	70.4	78.1	87.9	95.3	112.3	119.7	136.6	144.0
53	Tejocotes, Oax	48.1	66.7	79.0	90.7	106.1	117.5	144.0	155.3	181.7	193.0
54	Telixtlahuaca, Oax.	61.8	78.4	89.4	100.0	113.7	123.8	147.6	157.7	181.4	191.5
55	Telpatlán, Pue.	62.7	90.5	108.8	126.4	149.2	166.3	205.8	222.7	262.0	279.0
56	Teotitlán, Oax.	56.5	78.1	92.4	106.2	124.1	137.4	168.1	181.5	212.2	225.4
57	Tepelmeme, Oax.	47.2	61.7	71.3	80.5	92.4	101.4	121.9	130.9	151.4	160.3
58	Tepeuxila, Oax.	67.8	89.7	104.2	119.2	136.2	149.6	180.6	194.6	225.3	238.8
59	Tilapa, Pue.	45.4	58.9	67.9	76.5	87.6	95.6	115.3	123.5	142.7	151.1
60	Tlacolula, Oax.	45.4	58.9	67.7	76.3	87.2	95.6	114.7	122.8	167.1	176.6
61	Tlacotepec, Pue.	51.3	65.4	74.8	83.8	95.5	104.2	124.3	133.0	153.1	161.7
62	Tlacotepec Plumas O.	51.1	67.6	78.5	88.9	102.5	112.7	136.2	146.2	169.6	179.7
63	Villa Hidalgo, Oax.	66.7	90.7	106.8	122.0	141.8	156.6	191.0	205.7	239.9	254.9
64	Xiquila, Oax.	42.8	57.1	66.6	75.6	87.2	96.1	116.4	125.1	145.3	154.5
65	Xochitlán, Pue.	49.5	63.8	78.9	90.1	104.5	115.5	140.6	151.3	176.4	187.1
66	Zapotitlán de S. Pue.	50.3	64.1	73.1	81.9	93.2	101.7	121.4	129.7	149.4	157.7

Comparación de lluvias de diseño

En la Tabla 5.14 se comparan las lluvias de diseño asignadas a diferentes periodos de retorno de dos estaciones de la RCH-TRES, obtenidas por POME y MMV, del modelo BVE11. Como puede observarse, en ambos casos resultó mejor estimador el Principio de Máxima Entropía, con base en el criterio del error estándar de ajuste. Para el caso de la estación San Antonio Cañadas, los mejores estimadores se obtuvieron sólo con 10 datos, mucho menor que para el caso por MMV, que fueron 25 datos la longitud total de registro de la estación, lo que podría demostrar el mejor comportamiento del Principio de Máxima Entropía, aún con escasa información.

Las diferencias en la estimación de las lluvias de diseño son importantes conforme aumenta el periodo de retorno, así por ejemplo, en el caso de la estación San Antonio Cañadas, para: 50, 100 y 500 años de periodo de retorno, las diferencias son de 11.5, 14.1 y 20.1 mm, respectivamente, entre los estimadores por POME y MMV, llegando hasta 31.2 mm para 10 000 años de periodo de retorno. Para el caso de la estación San Pedro Nolasco, las diferencias son de 12.8, 15.6 y 22.2 mm para los mismo periodos de retorno, llegando hasta 34.6 mm para 10 000 años de periodo de retorno.

Las diferencias señaladas en el párrafo anterior, pueden resultar significativas en el proceso lluvia-escurrimiento para estimación de los gastos de diseño de las obras hidráulicas, al proporcionar diseños con menor incertidumbre y por lo tanto más seguros.

En las Figuras 5.4 a y b se muestran gráficamente los ajustes teórico y empírico de las estaciones San Antonio Cañadas y San Pedro Nolasco, respectivamente, con base en los métodos POME y MMV aplicados al modelo BVE11.

Tabla 5.14 Comparación de las lluvias de diseño (hp max en 24 h, mm) obtenidas con base en el Modelo BVE11 y los métodos POME y MMV de estimación de parámetros de dos estaciones de la RCH-3 de la Cuenca del Papaloapan.

i	Estación	San Antonio Cañadas, Pue.		Tr (años)	San Pedro Nolasco, Pue.	
	Método	POME	MMV		POME	MMV
	EE	3.53	5.09		7.59	9.25
	N	10	25		22	22

1	62.0	63.0	2	69.0	70.7
2	88.0	85.3	5	99.1	96.3
3	105.2	99.7	10	119.1	113.1
4	121.6	113.6	20	138.2	129.3
5	142.9	131.4	50	163.1	150.3
6	158.9	144.8	100	181.6	166.0
7	195.8	175.7	500	224.5	202.3
8	211.6	188.9	1000	243.0	217.9
9	248.5	219.8	5000	285.8	254.0
10	264.3	233.1	10000	304.2	269.6

Curvas $hp-d-Tr$ de las estaciones pluviométricas: Concepción Papalo, Apoala y Dominguillo, Oax

Con la finalidad de ejemplificar la estimación de las características de las lluvias extremas, con base en registros pluviométricos y con apoyo de las relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} obtenidas de las estaciones pluviográficas, se aplica el procedimiento a tres estaciones pluviométricas y una pluviográfica.

La estación pluviográfica denominada Tepeuxila, Oax., constituye uno de los mejores ajustes de sus datos de lluvias diarias máximas anuales por el Principio de Máxima Entropía a la distribución BVE11 (Tabla 5.11c). El propósito es, estimar relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} de la estación pluviográfica para, posteriormente, aplicarlas a las lluvias máximas en 24 h de las estaciones pluviométricas aledañas y que estén dentro del área de influencia de la estación pluviográfica Tepeuxila, con respecto a las demás estaciones pluviográficas de la región homogénea RCH-TRES en estudio (Ver Figura 5.2, estación 177. Tepeuxila y su área de influencia). Las estaciones pluviométricas dentro del área de influencia son: 122. Apoala, Oax., 135. Concepción Papalo, Oax., y 140. Dominguillo, Oax.

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

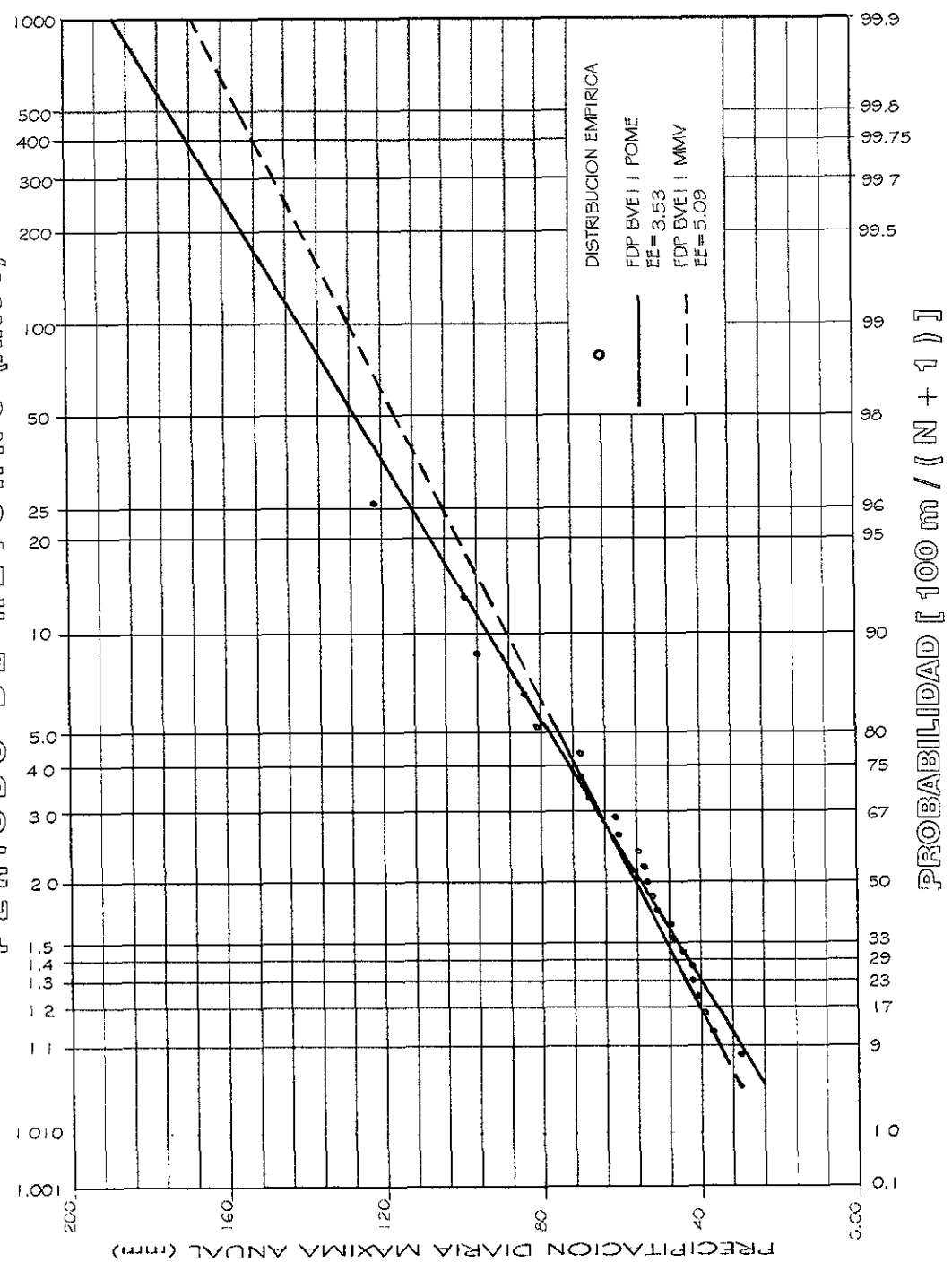


FIGURA 5.4a Curvas de frecuencia empírica y ajustada del modelo Logístico Bivariado BVE I, por medio del Principio de Máxima Entropía y el Método de Máxima Verosimilitud, de las lluvias diarias máximas anuales de la estación San Antonio Cañadas. Pue.

PAPEL DE PROBABILIDAD GUMBEL
PERIODO DE RETORNO (AÑOS)

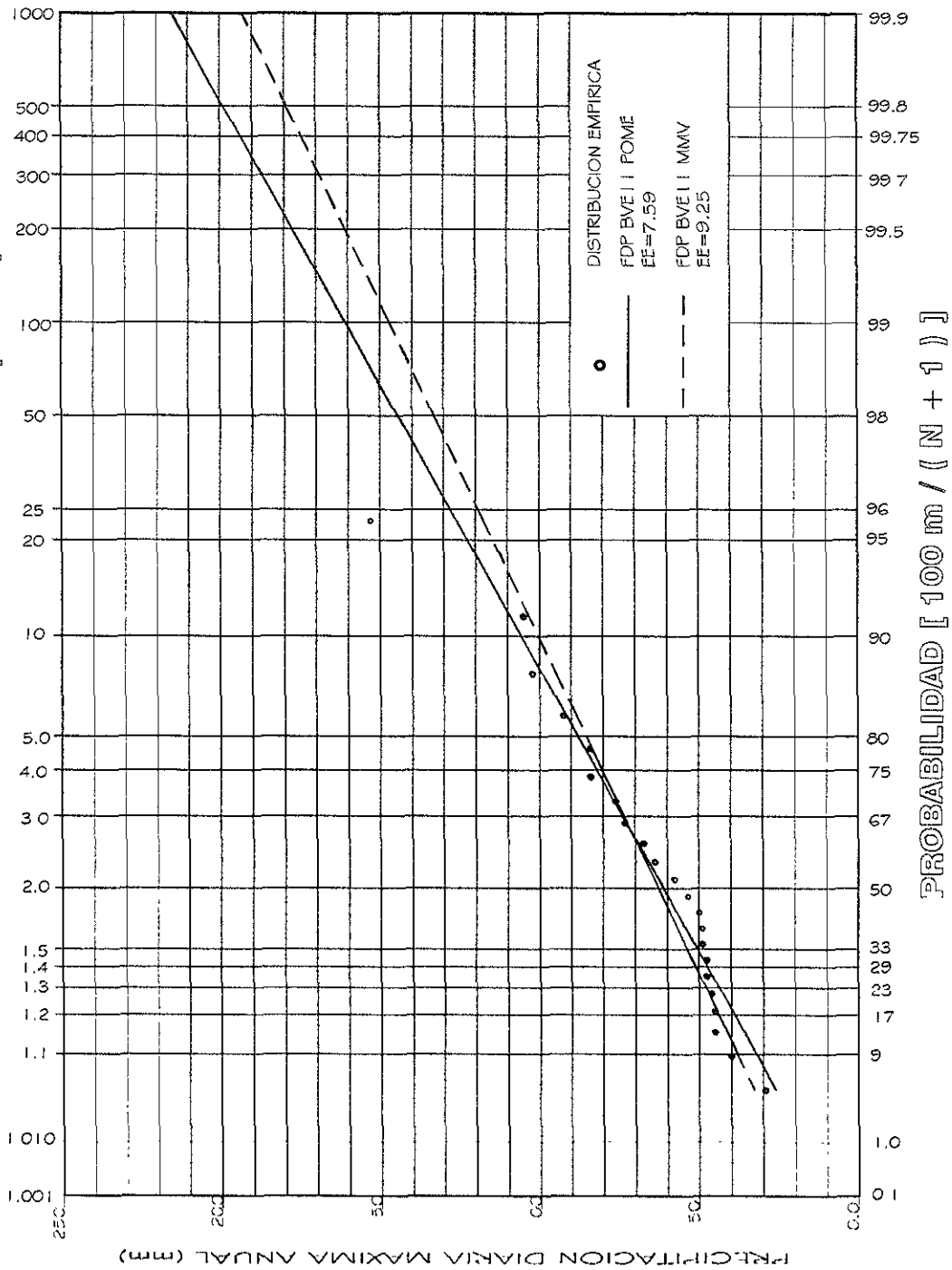


FIGURA 5.4b Curvas de frecuencia empírica y ajustada del modelo Logístico Bivariado, BVE ||, por medio del Principio de Máxima Entropía y el Método de Máxima Verosimilitud, de las lluvias diarias máximas anuales de la estación San Pedro Nolasco, Pue.

Las intensidades de lluvias máximas anuales para $d= 5$ a 60 min de la estación Tepeuxila, se modelan con base en la distribución Gumbel y los métodos de Momentos, POME y MMV para estimación de parámetros. En la Tabla 5.15 se presentan las láminas de lluvia para las duraciones de 5 a 60 min y diferentes periodos de retorno. Se señala que la precipitación para $d= 1440$, se estimó con base en la modelación bivariada y POME como método de estimación de parámetros.

Las relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} para cada duración y Tr se indican en la Tabla 5.16. Se observa que no existe variación significativa para diferentes periodos de retorno, lo que comprueba las recomendaciones de diversos estudios donde se señala que estas son independientes del período de retorno, por lo que las relaciones medias serán aplicadas a las estaciones pluviométricas.

Las características $hp-d-Tr$ de las estaciones pluviométricas; Concepción Papalo, Apoala y Domingullo, Oax., se exponen en las Tablas 5.17, 5.18 y 5.19, respectivamente, al aplicar las relaciones medias para las duraciones de 5 a 60 min. Para las duraciones entre una a 24, las características se obtuvieron con base en una interpolación logarítmica, de acuerdo al USSCS.

Tabla 5.15 Estimación de las características de la lluvia: $hp(mm)-d(min)-Tr(años)$, de la estación Tepeuxila, Oax., con base en la modelación de las intensidades máximas anuales y la distribución Gumbel. (Para $d= 1440$, las magnitudes provienen de un proceso bivariado con base en la DFP BVE11)

I	d (min)	Alfa	Mu	Método	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	5	32.35	84.91	MMV	8.1	11.1	13.1	15.1	17.6	19.5	23.8	25.7	30.0	31.9
2	10	24.17	59.87	POME	11.5	16.0	19.0	21.9	25.7	28.5	35.0	37.8	44.3	47.1
3	15	19.20	46.92	MOM	13.5	18.9	22.5	26.0	30.5	33.8	41.6	44.9	52.6	55.9
4	20	17.48	39.68	MOM	15.4	22.0	26.3	30.5	36.0	40.0	49.4	53.5	62.9	66.9
5	30	13.32	31.25	POME	18.1	25.6	30.6	35.4	41.6	46.3	57.0	61.6	72.4	77.0
6	40	10.16	25.63	POME	19.6	27.2	32.3	37.2	43.5	48.2	59.2	63.9	74.8	79.5
7	60	6.91	19.54	MMV	22.1	29.9	35.1	40.1	46.5	51.3	62.5	67.3	78.4	83.2
8	1440	Ver	Tabla	5.11c	67.8	89.7	104.2	119.2	136.2	149.6	180.6	194.6	225.3	238.8

Tabla 5.16 Relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} de la estación Tepeuxila, Oax., para obtener las características principales de las tormentas en las estaciones dentro de su zona de influencia con base en polígonos de Thiessen.

I	d (min)	Relación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000	Rel media
1	5	Hp_5/hp_{60}	0.365	0.372	0.375	0.377	0.379	0.380	0.382	0.382	0.383	0.384	0.378
2	10	Hp_{10}/hp_{60}	0.519	0.536	0.543	0.548	0.553	0.556	0.561	0.562	0.565	0.566	0.551
3	15	Hp_{15}/hp_{60}	0.611	0.633	0.642	0.649	0.655	0.659	0.665	0.667	0.671	0.673	0.653
4	20	Hp_{20}/hp_{60}	0.696	0.735	0.751	0.762	0.774	0.780	0.791	0.795	0.802	0.804	0.769
5	30	Hp_{30}/hp_{60}	0.819	0.857	0.872	0.884	0.895	0.902	0.913	0.917	0.923	0.926	0.891
6	40	Hp_{40}/hp_{60}	0.887	0.911	0.921	0.929	0.936	0.940	0.947	0.950	0.954	0.956	0.933
7	60	Hp_{60}/hp_{60}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
8	60	Hp_{60}/hp_{24}	0.326	0.333	0.337	0.336	0.341	0.343	0.346	0.346	0.348	0.348	0.340
9	1440	Hp_{1440}/hp_{24}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	

Por último, se grafican las curvas $hp-d-Tr$ para las duraciones de 5 a 60 min de las estaciones Concepción Papalo, Apaola y Dominguillo, en las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7, respectivamente. Por otra parte, las curvas $hp-d-Tr$ para las duraciones de una a 24 h de las mismas estaciones se presentan en las Figuras 5.8, 5.9 y 5.10, respectivamente.

Tabla 5.17 Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno(años) de la estación pluviométrica CONCEPCION PAPALO, OAX.

i	d	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
(h min)											
1	5	8.9	12.0	14.0	16.0	18.5	20.4	24.8	26.7	31.1	33.0
2	10	13.0	17.5	20.5	23.3	27.0	29.8	36.2	38.9	45.3	48.0
3	15	15.4	20.7	24.2	27.6	32.0	35.3	42.8	46.1	53.7	56.9
4	20	18.1	24.4	28.6	32.5	37.7	41.5	50.5	54.3	63.2	67.0
5	30	21.0	28.3	33.1	37.7	43.7	48.1	58.5	62.9	73.2	77.7
6	40	22.0	29.6	34.6	39.5	45.7	50.4	61.2	65.9	76.7	81.3
7	60	23.6	31.7	37.1	42.3	49.0	54.0	65.6	70.6	82.2	87.2
8	2	29.9	40.1	47.0	53.5	62.0	68.4	83.0	89.4	104.0	110.3
9	4	37.8	50.8	59.4	67.7	78.4	86.5	105.1	113.1	131.6	139.6
10	6	43.3	58.3	68.2	77.7	90.0	99.3	120.6	129.7	151.0	160.2
11	8	47.8	64.3	75.2	85.7	99.2	109.4	132.9	143.0	166.5	176.6
12	12	54.8	73.7	86.3	98.3	113.2	125.6	152.5	164.2	191.0	202.6
13	16	60.5	81.3	95.2	108.4	125.6	138.5	168.2	181.0	210.6	223.4
14	20	65.2	87.7	102.6	116.9	135.5	149.4	181.4	195.2	227.2	241.0
15	24	69.4	93.3	109.2	124.4	144.1	158.9	193.0	207.7	241.7	256.4

Tabla 5.18 Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno(años) de la estación pluviométrica APOALA, OAX.

i	d	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
(h min)											
1	5	5.7	7.1	8.1	9.0	10.3	11.2	13.3	14.1	16.2	17.1
2	10	8.3	10.4	11.8	13.2	14.9	16.3	19.3	20.6	23.6	24.9
3	15	9.8	12.3	14.0	15.6	17.7	19.3	22.9	24.4	28.0	29.6
4	20	11.6	14.5	16.5	18.4	20.9	22.7	27.0	28.7	33.0	34.8
5	30	13.4	16.8	19.1	21.3	24.2	26.3	31.2	33.3	38.2	40.3
6	40	14.1	17.6	20.0	22.3	25.3	27.5	32.7	34.9	40.0	42.2
7	60	15.1	18.9	21.5	23.9	27.1	29.5	35.1	37.4	42.9	45.3
8	2	19.1	23.9	27.2	30.3	34.3	37.3	44.4	47.3	54.2	57.3
9	4	24.1	30.3	34.4	38.3	43.4	47.2	56.1	59.8	68.6	72.4
10	6	27.7	34.7	39.5	44.0	49.8	54.2	64.4	68.6	78.8	83.1
11	8	30.5	38.3	43.5	48.5	55.0	59.8	71.0	75.7	86.8	91.7
12	12	35.0	43.9	49.9	55.6	63.1	68.6	81.5	86.9	99.7	105.2
13	16	38.6	48.5	55.1	61.3	69.5	75.6	89.8	95.8	109.9	116.0
14	20	41.6	52.3	59.4	66.2	75.0	81.6	96.9	103.3	118.5	125.1
15	24	44.3	55.6	63.2	70.4	79.8	86.8	103.1	109.9	126.1	133.1

Tabla 5.19 Altura(mm)-duración(min)-Período de retorno(años) de la estación pluviométrica DOMINGUILLO, OAX.

i	d	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
(h min)											
1	5	6.2	8.5	10.1	11.5	13.5	14.9	18.2	19.7	23.0	24.4
2	10	9.0	12.4	14.7	16.8	19.6	21.8	26.6	28.7	33.5	35.6
3	15	10.7	14.7	17.4	19.9	23.3	25.8	31.5	34.0	39.7	42.2
4	20	12.6	17.3	20.5	23.5	27.4	30.4	37.1	40.0	46.8	49.7
5	30	14.5	20.1	23.7	27.2	31.7	35.2	43.0	46.3	54.2	57.6
6	40	15.2	21.0	24.8	28.5	33.2	36.8	45.0	48.5	56.8	60.3
7	60	16.3	22.5	26.6	30.5	35.6	39.5	48.2	52.0	60.8	64.6
8	2	20.6	28.5	33.7	38.6	45.1	49.9	61.0	65.8	77.0	81.7
9	4	26.1	36.0	42.6	48.9	57.0	63.2	77.2	83.3	97.4	103.4
10	6	30.0	41.4	48.9	56.1	65.5	72.5	88.6	95.6	111.7	118.7
11	8	33.1	45.6	53.9	61.8	72.2	80.0	97.7	105.4	123.2	130.9
12	12	37.9	52.3	61.9	71.0	82.8	91.8	112.1	120.9	141.4	150.2
13	16	41.8	57.7	68.2	78.3	91.3	101.2	123.7	133.3	155.9	165.6
14	20	45.1	62.2	73.6	84.4	98.5	109.1	133.4	143.8	168.2	178.6
15	24	48.0	66.2	78.3	89.8	104.8	116.1	141.9	153.0	178.9	190.0

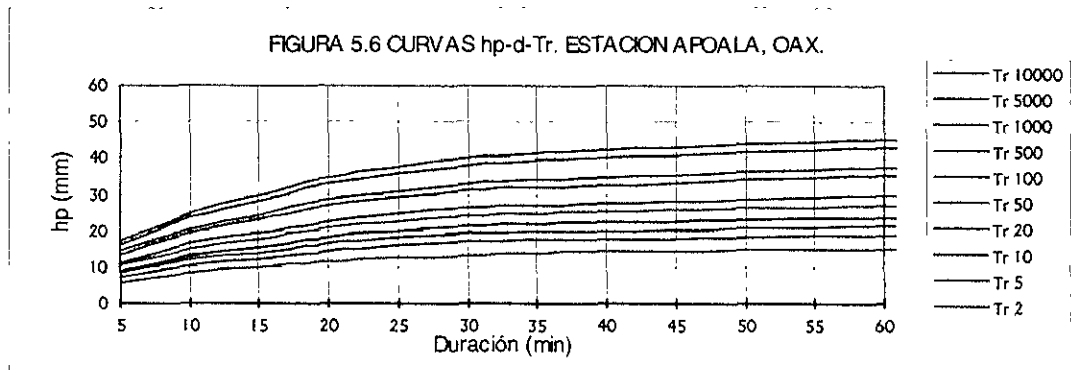
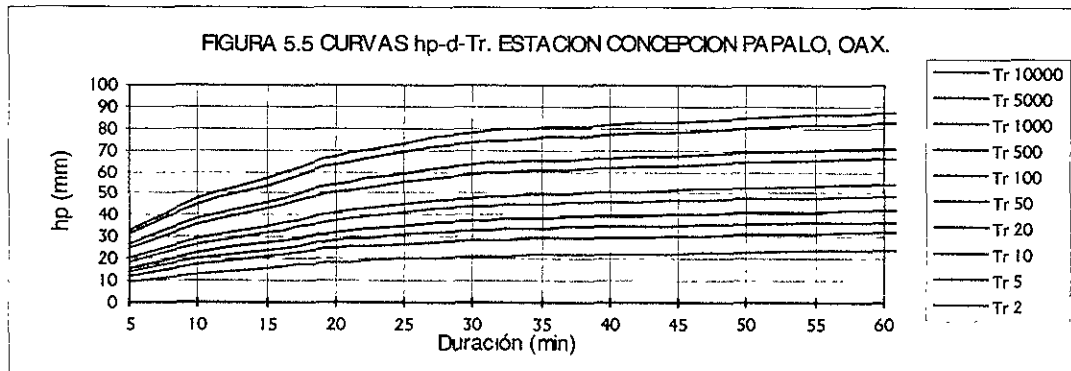


FIGURA 5.7 CURVAS hp-d-Tr. ESTACION DOMINGUILLO, OAX.

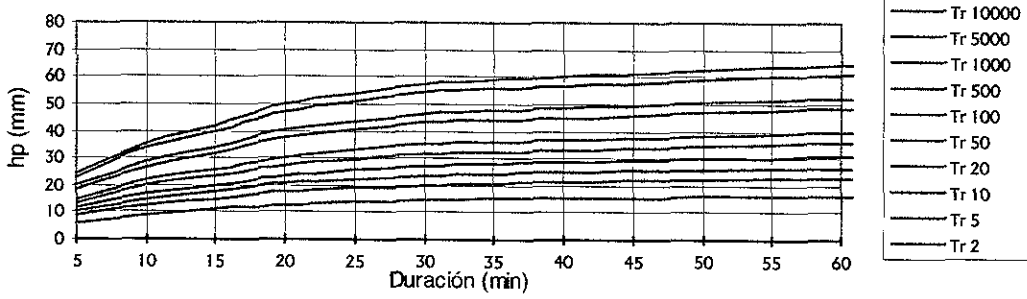


FIGURA 5.8 CURVAS hp-d-Tr. ESTACION CONCEPCION PAPALO, OAX.

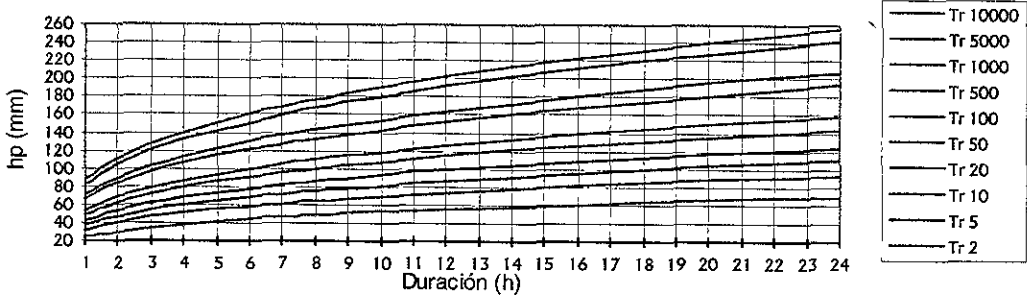


FIGURA 5.9 CURVAS hp-d-Tr. ESTACION APOALA, OAX.

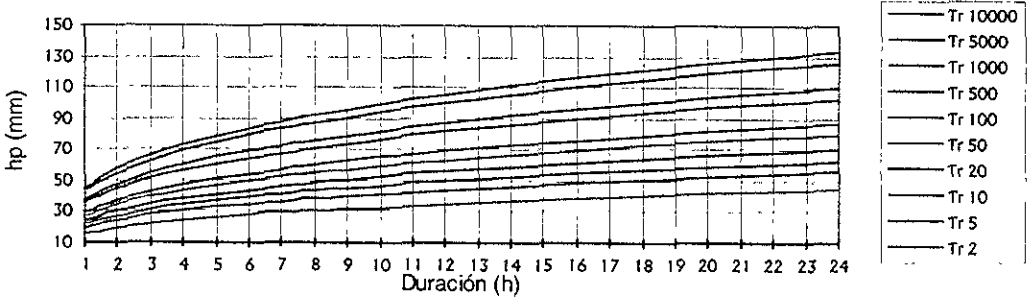
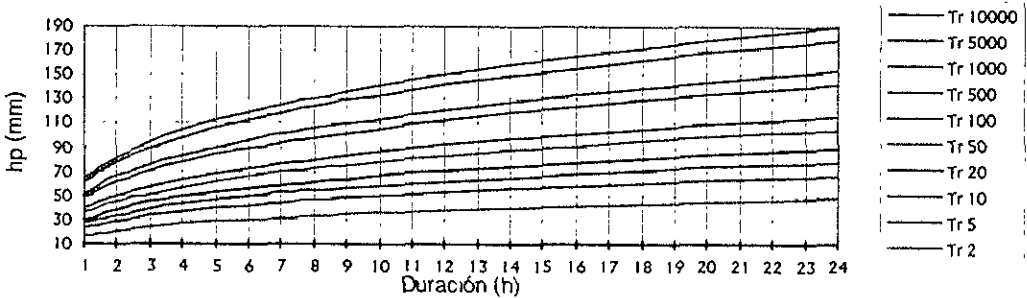


FIGURA 5.10 CURVAS hp-d-Tr. ESTACION DOMINGUILLO, OAX.



Región Hidrológica No 24 Oriente: Cuenca del Bajo Río Bravo

Descripción general de la Cuenca

La región hidrológica No 24 Oriente, comprende principalmente los ríos Alamo, San Juan y la cuenca baja mexicana del río Bravo, desde la cortina de la Presa Internacional Falcón hasta su desembocadura en el Golfo de México; se localiza esta región entre los paralelos 24°50' y 26°40' Latitud Norte y los meridianos 97°10' y 101°50' Longitud W.G.; tiene una superficie aproximada de 47 505 km², distribuida en los estados de Coahuila, Nuevo León y Tamaulipas con 12 019, 21 330 y 14 156 km², respectivamente. Colinda al norte con la región hidrológica No 24 Río Bravo (Amistad-Falcón) y en otro tramo por el propio cauce del río Bravo; al sur con las regiones hidrológicas No 37 y No 25; al oeste con las regiones hidrológicas No 35 y No 36; y al este con el litoral del Golfo de México (Figura 5.11).

Descripción de la zona en estudio

La zona en estudio a que se refiere esta aplicación, se localiza dentro de la región hidrológica No 24 Oriente; abarca parcialmente la cuenca del Bajo Río Bravo, en territorio mexicano, y está limitada en el norte por el Río Bravo desde la ciudad de Reynosa, en el extremo oeste, hasta la ciudad de Matamoros hacia el este, y por el sur hasta la estación pluviométrica BRB2-11; toda la zona se encuentra en el estado de Tamaulipas; geográficamente, en términos de coordenadas se localiza entre los paralelos 25°35' y 26°06' de Latitud Norte y los meridianos 97°31' y 98°17' Longitud W.G. (Figura 5.11 y 5.12).

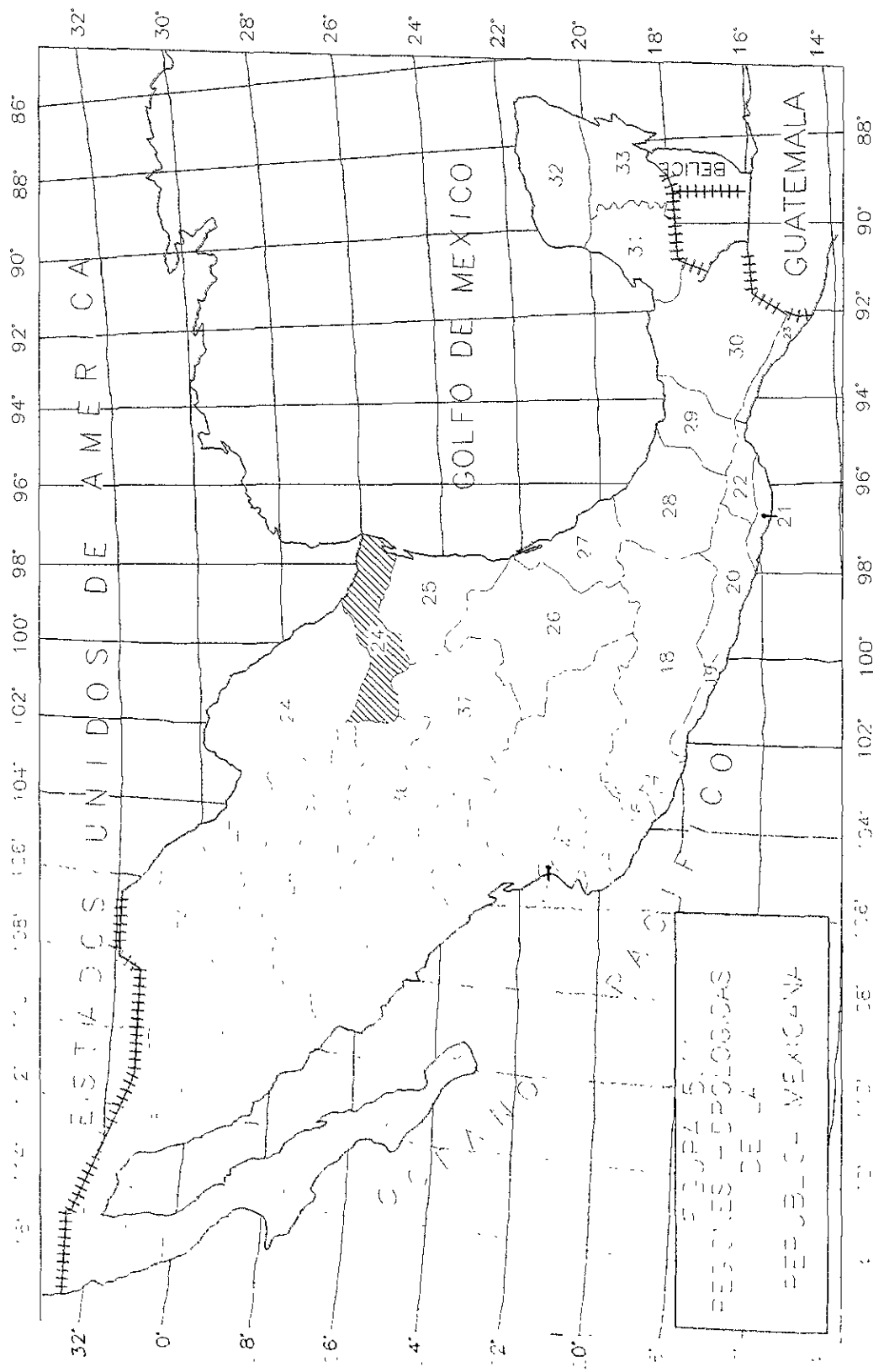
Identificación de regiones homogéneas

La localización de la zona y el grupo de estaciones pluviométricas se presentan en las figuras 5.11 y 5.12. Con base en la aplicación de la prueba estadística para definir si existen una o más regiones climatológicamente homogéneas (RCH) en la zona en estudio; se concluye que, debido a la mínima variación del coeficiente de variación, sólo existe una RCH, la que se denominará como RCH-UNICA. Lo anterior se comprueba con los resultados expuestos en la Tabla 5.20, y Figura 5.13, donde se presentan las características estadísticas para la aplicación de la prueba de homogeneidad de acuerdo a la ecuación 5.7, y apreciar en forma gráfica la variación de la precipitación media anual del grupo de estaciones analizadas.

La precipitación media de la RCH-UNICA es de 647.0 mm, y aunque el estadístico de prueba D , de la estación BRB1-3 es el más alto valor aceptado, en un sentido práctico, podría considerarse como homogéneo con la región. También se observa que es la estación que presenta el menor coeficiente C_v .

Análisis de lluvias máximas anuales

El grupo de estaciones se ha conformado de 21, con una longitud de registro cada una de 48 años de información de lluvias máximas diarias anuales, al aplicar técnicas de extensión de registros con base en análisis de regresión.



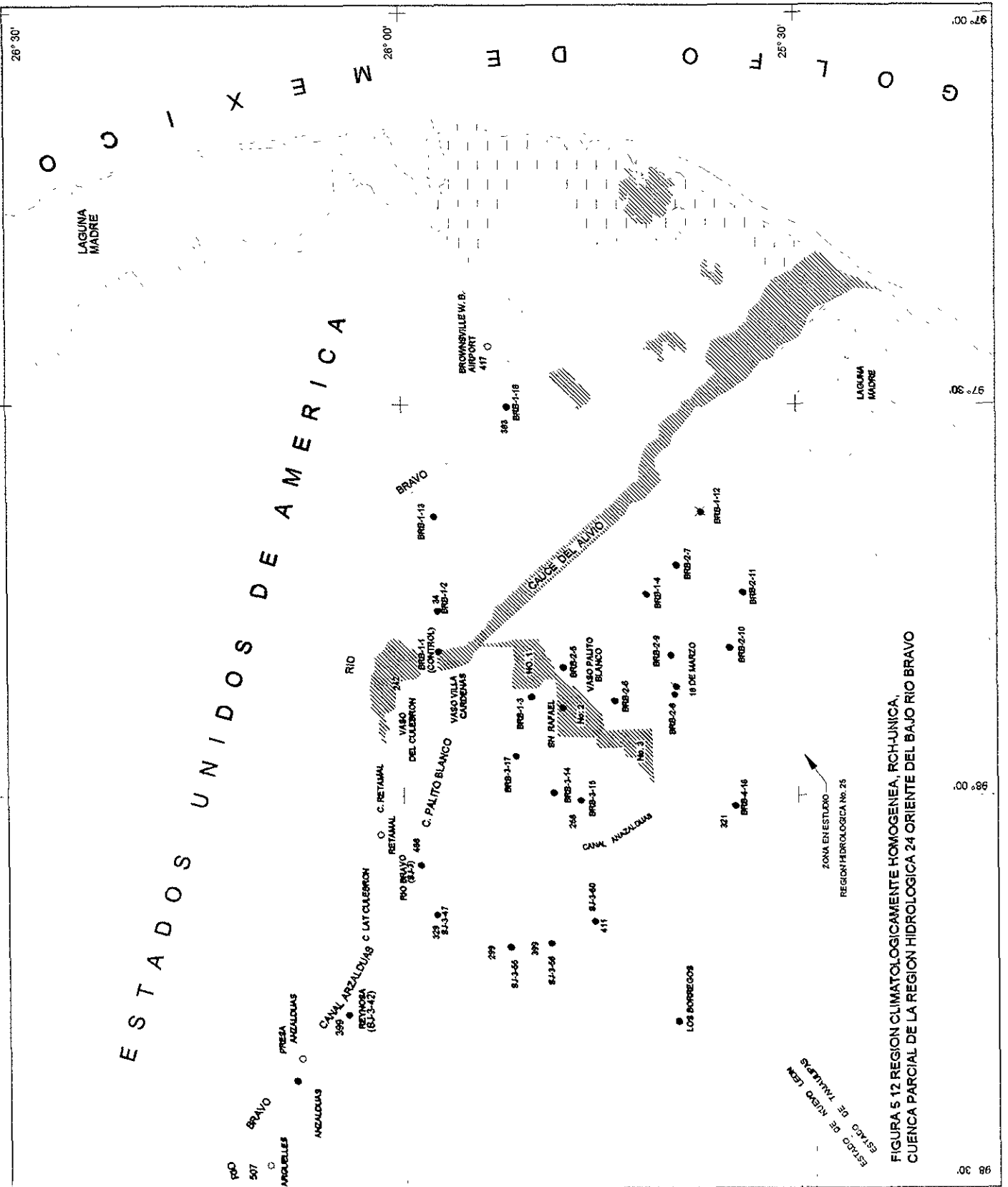
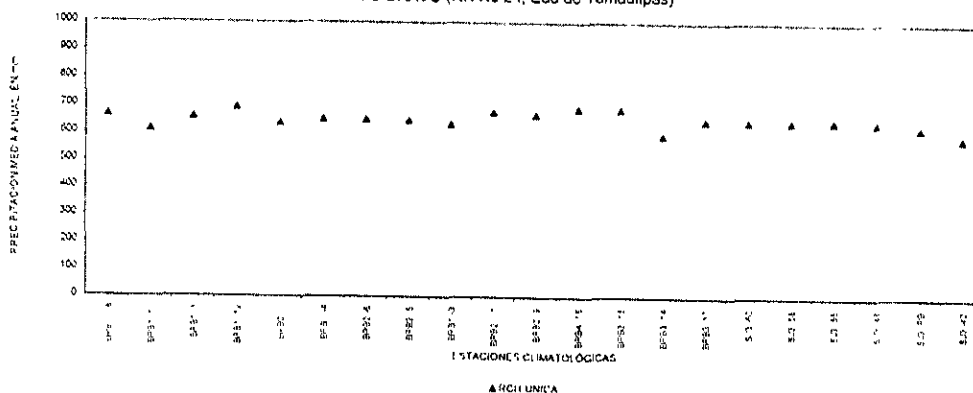


FIGURA 5-12 REGION CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEA, RCH-UNICA, CUENCA PARCIAL DE LA REGION HIDROLOGICA 24 ORIENTE DEL BAJO RIO BRAVO

Tabla 5.20 Región hidrológica No 24 Oriente Bajo Río Bravo: Región Climatológicamente Homogénea Unica (RCH-UNICA)

i	Nombre Estación	LAT ° ' "	LONG ° ' "	N de Años	hp med mm	Cv(i)	Cs(i)	TEST D(i)
1	BRB1 -18	25 52	97 31	80	665	0.270	0.277	1.08
2	BRB1 -13	25 58	97 38	33	615	0.271	0.378	1.06
3	BRB1 -1	25 58	97 49	51	656	0.283	-0.215	0.37
4	BRB1 -12	25 38	97 38	34	693	0.271	0.423	1.06
5	BRB2 -7	25 40	97 43	38	636	0.350	0.106	2.56
6	BRB1 -4	25 42	97 45	38	649	0.307	0.624	0.04
7	BRB2 -6	25 45	97 53	37	648	0.311	1.029	0.11
8	BRB2 -5	25 49	97 50	38	646	0.284	0.555	0.36
9	BRB1 -3	25 51	97 53	38	632	0.241	0.344	4.02
10	BRB2 -11	25 35	97 45	38	676	0.330	0.423	0.92
11	BRB2 -9	25 40	97 50	44	666	0.344	1.305	2.03
12	BRB4 -16	25 36	98 01	34	689	0.312	0.650	0.12
13	BRB3 -15	25 47	98 01	35	686	0.293	1.019	0.09
14	BRB3 -14	25 49	98 00	36	593	0.299	0.391	0.01
15	BRB3 -17	25 52	97 57	35	648	0.246	0.951	3.39
16	SJ3 -60	25 46	98 09	36	645	0.331	0.824	0.95
17	SJ3 -58	25 49	98 11	41	643	0.309	0.663	0.07
18	SJ3 -55	25 53	98 12	41	647	0.309	0.385	0.05
19	SJ3 -47	25 58	98 09	34	640	0.327	0.421	0.73
20	SJ3 -RB	25 58	98 06	34	621	0.328	1.030	0.75
21	SJ3 -42	26 06	98 17	40	586	0.317	0.441	0.25
RCH UNICA. PRECIPITACION REGIONAL MEDIA. 647 mm; Cv medio: 0.3016. S ² . 0.0009								

FIGURA 5.13 IDENTIFICACION DE REGIONES CLIMATOLOGICAMENTE HOMOGENEAS DE LA CUENCA DEL BAJO RIO BRAVO (RH No 24, Edo de Tamaulipas)



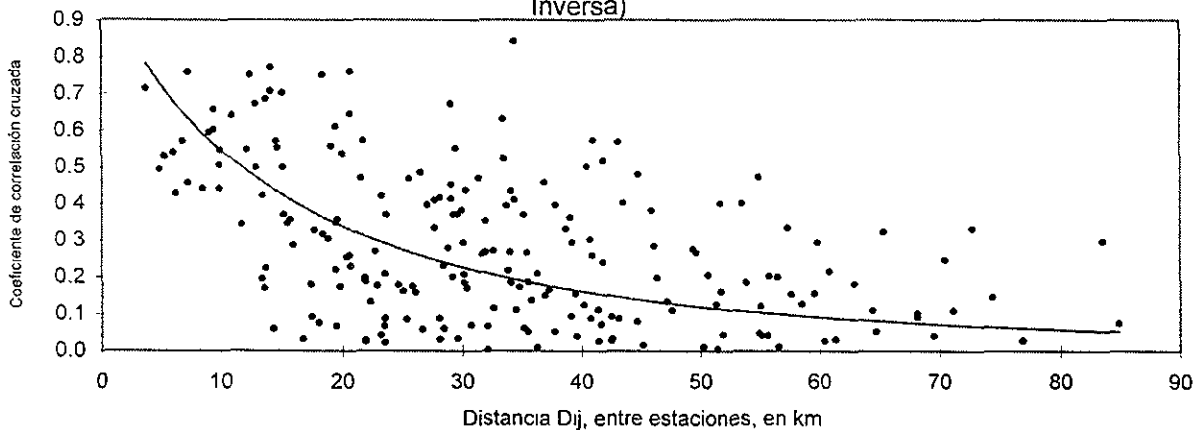
Filtrado de la información y correlación cruzada

Una forma de observar la representación de la correlación cruzada con relación a la distancia entre estaciones es gráficamente. Al ajustar sus valores a los modelos Inverso, Potencia Inversa y Exponencial, se observa (Tabla 5.21) que el segundo es el que mejor se ajusta a los datos, y su representación se expresa en la Figura 5.14.

Tabla 5.21 Parámetros estimados de los modelos de correlación espacial

Parámetros Estimados	Modelo		
	Inverso	Potencia Inversa	Exponencial
a	-	2.4049	-
c	3.3941	35.1745	23.4476
Error estándar	0.0622	0.0341	0.0366

Figura 5.14 Función de correlación espacial, para $d=1440$ min (Modelo: Potencia Inversa)



Al calcular el valor medio del coeficiente de correlación serial r_1 para el conjunto de estaciones de las lluvias máximas diarias anuales, se obtiene un valor de 0.005, siendo los valores límite al 95% de confianza de +0.26 y -0.30, por lo que en conjunto, se constata la independencia de las muestras (Tabla 5.22)

Por otra parte, se verifica en forma individual la independencia de cada una de las muestras, al estimar los límites de confianza de r_k al 95% del nivel de confianza (ec. 5.13), y calcular si menos del 10% de los puntos caen fuera de estos límites; se observa en la Tabla 5.22, que el máximo porcentaje de puntos que caen fuera de los límites es de 4.3, por lo que se comprueba la independencia de las muestras en forma individual.

Finalmente, con relación a la prueba de estacionariedad de las medias de los sitios para las h_p max diaria, se aplica la prueba de hipótesis al valor medio de las pendientes del conjunto de estaciones, por lo que:

Hipótesis nula: $\mu = \mu_0$,

Hipótesis alterna: $\mu \neq \mu_0$

Nivel de significancia: $\alpha = 0.05$

Criterio: Se rechaza la hipótesis nula si: $t < -t_{\frac{\alpha}{2}}$ o $t > +t_{\frac{\alpha}{2}}$

Donde:

$t_{0.025} = 2.09$, para $n-1 = 20$ grados de libertad

$$t = \frac{\bar{x} - \mu_0}{s} = \frac{0.00024 - 0}{0.00078} = 1.398$$

dado que: $-t_{\frac{\alpha}{2}} < t = 1.398 < t_{\frac{\alpha}{2}}$

Por lo tanto, se acepta la hipótesis nula, las muestras son estacionarias en la media.

Tabla 5.22 Parámetros auxiliares para comprobar la independencia y la estacionariedad de las muestras de hp max diaria anual de la RCH-UNICA, de la cuenca del Bajo Río Bravo.

i	Nombre de la Estación	Coef. Corr. Serial r_1	% de puntos fuera del LC _{95%}	Pendiente estimada de hp max diaria anual
1	BRB1 -18	0.05	4.3	0.001
2	BRB1 -13	0.21	2.2	0.000
3	BRB1 -1	0.43	2.2	0.003
4	BRB1 -12	0.08	0.0	0.001
5	BRB2 -7	0.05	0.0	0.000
6	BRB1 -4	-0.04	0.0	0.001
7	BRB2 -6	-0.15	4.3	0.000
8	BRB2 -5	-0.10	0.0	0.001
9	BRB1 -3	-0.01	0.0	0.001
10	BRB2 -11	0.11	0.0	0.001
11	BRB2 -9	0.03	0.0	-0.001
12	BRB4 -16	-0.04	0.0	0.000
13	BRB3 -15	0.19	0.0	-0.001
14	BRB3 -14	0.10	0.0	0.000
15	BRB3 -17	0.09	2.2	0.000
16	SJ3 -60	0.11	0.0	-0.001
17	SJ3 -58	0.17	0.0	-0.001
18	SJ3 -55	0.04	0.0	-0.001
19	SJ3 -47	0.19	0.0	0.000
20	SJ3 -RB	0.07	0.0	0.001
21	SJ3 -42	0.12	0.0	0.000
suma:		0.1160		0.0504
media:		0.0055		0.00024

Parámetros estimados. Lluvias máximas en 24 h anuales

Lo que sigue a continuación es la modelación bivariada, con base en la FDP BVE11 y el Principio de Máxima Entropía, como técnica de estimación de parámetros (Domínguez, 1995; Escalante y Domínguez, 1997); y su contraste con la modelación univariada de la FDP EVI (Gumbel) con las técnicas de Momentos, Máxima Verosimilitud y POME.

El análisis bivariado es llevado a cabo en forma regional, al buscar los mejores estimadores para cada una de las estaciones de la RCH-UNICA del Bajo Río Bravo.

Los resultados del análisis bivariado y univariado de las hp max diarias de la RCH-UNICA se exponen en la Tabla 5.23; se observa que el 71.4% de los casos se ajustaron mejor al método POME del Modelo BVE11; y el 28.6% de los casos ajustados al modelo BVE11 por POME, resultaron del orden de los métodos de MOM, MMV y POME univariado, de la FDP Gumbel.

Tabla 5.23 Parámetros estimados de los modelos Gumbel por los métodos: MOM, MMV y POME; y BVE11 por POME. RCH-UNICA de la cuenca del Bajo Río Bravo.

i	Nombre de la Estación	Parámetros Estimados								EE				Menor EE	Mejor Método
		MOM		MMV		POME-UNI		POME-BIV		MOM	MMV	POME UNIV	POME BIV		
		alfa	Mu	alfa	mu	alfa	Mu	alfa	mu						
1	BRB1-18	28.64	79.47	27.57	79.79	27.87	79.91	30.56	78.19	6.61	7.27	7.04	6.05	6.05	P-Biv
2	BRB1-13	17.11	64.68	19.56	64.17	18.70	63.75	18.44	64.40	3.78	3.57	3.39	3.34	3.34	P-Biv
3	BRB1-1	48.02	69.89	34.38	74.83	37.66	75.87	37.10	74.30	24.08	29.59	27.30	27.77	24.08	MOM
4	BRB1-12	26.28	63.97	24.02	65.08	24.22	65.16	26.71	63.61	9.70	10.50	10.39	9.64	9.64	P-Biv
5	BRB2-7	27.64	68.33	25.82	69.10	26.11	69.22	28.12	67.89	7.82	8.75	8.55	7.69	7.69	P-Biv
6	BRB1-4	21.98	73.04	24.33	72.39	23.65	72.07	24.20	72.15	4.27	3.57	3.62	3.57	3.57	P-Biv
7	BRB2-6	20.91	66.24	22.75	65.83	22.12	65.54	22.76	65.53	4.20	3.54	3.68	3.56	3.54	MMV
8	BRB2-5	35.31	65.04	25.46	69.28	27.02	69.83	28.57	68.04	21.25	23.74	22.90	22.32	21.25	MOM
9	BRB1-3	27.34	65.17	27.53	65.16	27.43	65.12	29.42	64.03	5.27	5.13	5.21	4.44	4.44	P-Biv
10	BRB2-11	23.32	64.03	26.37	63.59	25.14	62.99	24.89	63.83	6.13	5.92	5.76	5.71	5.71	P-Biv
11	BRB2-9	38.46	64.11	29.97	67.02	32.14	67.76	32.55	66.31	16.20	20.14	18.55	18.42	16.20	MOM
12	BRB4-16	28.04	80.00	28.21	80.18	27.93	80.06	29.02	79.59	8.13	8.05	8.17	7.86	7.86	P-Biv
13	BRB3-15	20.99	74.71	21.80	74.81	21.25	74.56	22.08	74.39	8.45	8.36	8.42	8.37	8.36	MMV
14	BRB3-14	13.21	61.58	15.39	61.08	14.68	60.73	14.25	61.38	3.61	3.68	3.47	3.39	3.39	P-Biv
15	BRB3-17	16.52	71.34	20.35	70.78	18.88	69.98	17.38	71.70	5.98	6.90	6.14	5.88	5.88	P-Biv
16	SJ3-60	16.59	62.02	21.13	61.15	19.57	60.30	19.00	61.52	6.59	7.99	7.05	6.81	6.59	MOM
17	SJ3-58	21.68	68.54	25.25	68.25	23.64	67.41	22.49	69.00	8.27	8.73	8.25	8.16	8.16	P-Biv
18	SJ3-55	19.35	62.90	23.42	62.14	21.97	61.38	21.50	62.47	6.66	7.41	6.76	6.60	6.60	P-Biv
19	SJ3-47	18.53	54.74	19.79	54.50	19.31	54.29	20.04	54.14	4.06	3.59	3.74	3.59	3.59	P-Biv
20	SJ3-RB	16.30	70.03	19.25	69.33	18.32	68.87	17.79	69.71	4.96	5.24	4.90	4.77	4.77	P-Biv
21	SJ3-42	27.06	64.90	24.46	65.81	25.08	66.05	27.24	64.44	8.82	10.04	9.63	8.82	8.82	P-Biv

En la Tabla 5.25 se presentan las precipitaciones máximas diarias anuales para diferentes períodos de retorno y el mejor modelo y método de estimación de parámetros, para cada una de las estaciones de la RCH-UNICA de la Cuenca del Bajo Río Bravo.

La Tabla 5.26 muestra las lluvias máximas anuales en 24 h, para diferentes períodos de retorno, al ser afectadas por un factor de 1.13, para compensar la diferencia entre el verdadero intervalo y el intervalo fijo y único de observación de los registros diarios de lluvias (Weiss, L.L., 1964; Miller, et. al., 1973; Schaefer, M.G., 1990).

Curvas $hp-d-Tr$

A continuación, se obtienen las precipitaciones correspondientes para diferentes duraciones. En el caso de la lluvia de una hora, se ha considerado una relación $hp_{1h}/hp_{24h} = 0.45$, después de analizar trabajos previos en la literatura, donde se encontraron para el estado de Tamaulipas valores de 0.4814 en Magicatzin y de 0.336 en Tampico, de aquella relación.

La relación hp_{1h}/hp_d , de acuerdo a Bell, F.C., (1969); Chen, C.L., (1983) y Lafragua, C.J., (1996) son independientes del período de retorno, por lo que en la Tabla 5.27 se indican las lluvias con duración $d=1h$.

Las precipitaciones para duraciones menores a una hora pueden obtenerse con base en las relaciones $hp_d^{Tr}/hp_{d=60}^{Tr}$, propuestas por el United States Weather Bureau, para las duraciones de 5, 10, 15, 30, 60, y para la duración de 45 minutos con la ecuación (5.30) propuesta por Bell (1969), que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.24 Relaciones $hp_d^{Tr}/hp_{d=60}^{Tr}$ para diferentes duraciones, con base en el USWB y E.C, Bell

d (min)	5	10	15	30	45	60
$Hp_d^{Tr}/hp_{d=60}^{Tr}$	0.29	0.45	0.57	0.79	0.90	1.00

Tabla 5.25 Mejor método de estimación de parámetros seleccionado y eventos de diseño para cada estación analizada

Método Seleccionado con el mínimo EE				Precipitación Máxima Diaria Anual (mm) para diferentes periodos de retorno (años)									
i	Estación	Método	EE	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	BRB1-18	P-Biv	6.05	89.4	124.0	147.0	168.9	197.4	218.8	268.1	289.3	338.4	359.6
2	BRB1-13	P-Biv	3.34	71.2	92.1	105.9	119.2	136.3	149.2	179.0	191.7	221.4	234.2
3	BRB1-1	MOM	24.08	87.5	141.9	178.0	212.5	257.3	290.8	368.3	401.6	478.9	512.2
4	BRB1-12	P-Biv	9.64	73.4	103.7	123.7	142.9	167.8	186.5	229.6	248.1	291.1	309.6
5	BRB2-7	P-Biv	7.69	78.2	110.1	131.2	151.4	177.6	197.2	242.6	262.1	307.4	326.9
6	BRB1-4	P-Biv	3.57	81.0	108.4	126.6	144.0	166.6	183.5	222.5	239.3	278.2	295.0
7	BRB2-6	MMV	3.54	74.2	100.0	117.0	133.4	154.6	170.5	207.2	223.0	259.6	275.4
8	BRB2-5	MOM	21.25	78.0	118.0	144.5	169.9	202.8	227.5	284.4	308.9	365.8	390.2
9	BRB1-3	P-Biv	4.44	74.8	108.2	130.2	151.4	178.8	199.4	246.8	267.2	314.6	335.0
10	BRB2-11	P-Biv	5.71	73.0	101.2	119.8	137.8	161.0	178.3	218.5	235.8	275.8	293.1
11	BRB2-9	MOM	16.20	78.2	121.8	150.7	178.4	214.2	241.0	303.1	329.8	391.7	418.4
12	BRB4-16	P-Biv	7.86	90.2	123.1	144.9	165.8	192.8	213.1	259.9	280.0	326.7	346.9
13	BRB3-15	MMV	8.36	82.8	107.5	123.9	139.5	159.9	175.1	210.2	225.4	260.4	275.6
14	BRB3-14	P-Biv	3.39	66.6	82.8	93.5	103.7	117.0	126.9	149.9	159.8	182.8	192.6
15	BRB3-17	P-Biv	5.88	78.1	97.8	110.8	123.3	139.5	151.6	179.7	191.7	219.7	231.8
16	SJ3-60	MOM	6.59	68.1	86.9	99.4	111.3	126.8	138.3	165.1	176.6	203.3	214.8
17	SJ3-58	P-Biv	8.16	77.2	102.7	119.6	135.8	156.7	172.4	208.7	224.3	260.5	276.1
18	SJ3-55	P-Biv	6.60	70.3	94.7	110.9	126.3	146.4	161.4	196.1	211.0	245.6	260.5
19	SJ3-47	P-Biv	3.59	61.5	84.2	99.2	113.7	132.3	146.3	178.6	192.5	224.8	238.7
20	SJ3-RB	P-Biv	4.77	76.2	96.4	109.7	122.6	139.1	151.6	180.3	192.6	221.2	233.6
21	SJ3-42	P-Biv	8.82	74.4	105.3	125.8	145.4	170.7	189.8	233.7	252.6	296.5	315.4

$$\frac{hp_d^{Tr}}{hp_{d=60}^{Tr}} = 0.54 d^{0.25} - 0.5 \quad (5.30)$$

Tabla 5.26 Precipitación máxima anual en 24 h (mm) para diferentes períodos de retorno, corregidas (Factor=1.13)

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	BRB1-18	101.0	140.1	166.1	190.9	223.1	247.2	303.0	326.9	382.4	406.3
2	BRB1-13	80.5	104.1	119.7	134.7	154.0	168.6	202.3	216.6	250.2	264.6
3	BRB1-1	98.9	160.3	201.1	240.1	290.7	328.6	416.2	453.8	541.2	578.8
4	BRB1-12	82.9	117.2	139.8	161.5	189.6	210.7	259.4	280.4	328.9	349.8
5	BRB2-7	88.4	124.4	148.3	171.1	200.7	222.8	274.1	296.2	347.4	369.4
6	BRB1-4	91.5	122.5	143.1	162.7	188.3	207.4	251.4	270.4	314.4	333.4
7	BRB2-6	83.8	113.0	132.2	150.7	174.7	192.7	234.1	252.0	293.3	311.2
8	BRB2-5	88.1	133.3	163.3	192.0	229.2	257.1	321.4	349.1	413.4	440.9
9	BRB1-3	84.5	122.3	147.1	171.1	202.0	225.3	278.9	301.9	355.5	378.6
10	BRB2-11	82.5	114.4	135.4	155.7	181.9	201.5	246.9	266.5	311.7	331.2
11	BRB2-9	88.4	137.6	170.3	201.6	242.0	272.3	342.5	372.7	442.6	472.8
12	BRB4-16	101.9	139.1	163.7	187.4	217.9	240.8	293.7	316.4	369.2	392.0
13	BRB3-15	93.6	121.5	140.0	157.6	180.7	197.9	237.5	254.7	294.3	311.4
14	BRB3-14	75.3	93.6	105.7	117.2	132.2	143.4	169.4	180.6	206.6	217.6
15	BRB3-17	88.3	110.5	125.2	139.3	157.6	171.3	203.1	216.6	248.3	261.9
16	SJ3-60	77.0	98.2	112.3	125.8	143.3	156.3	186.6	199.6	229.7	242.7
17	SJ3-58	87.2	116.1	135.1	153.5	177.1	194.8	235.8	253.5	294.4	312.0
18	SJ3-55	79.4	107.0	125.3	142.7	165.4	182.4	221.6	238.4	277.5	294.4
19	SJ3-47	69.5	95.1	112.1	128.5	149.5	165.3	201.8	217.5	254.0	269.7
20	SJ3-RB	86.1	108.9	124.0	138.5	157.2	171.3	203.7	217.6	250.0	264.0
21	SJ3-42	84.1	119.0	142.2	164.3	192.9	214.5	264.1	285.4	335.0	356.4

Para las lluvias de duración entre una y 24 h (y mayor), se aplica el criterio propuesto por el USSCS, que establece que pueden obtenerse éstas por interpolación, al graficarse en papel doble logarítmico las precipitaciones para una y 24 h de duración y un determinado período de retorno y definir una línea recta entre estos puntos. Las precipitaciones en el rango de duración desde 5 min hasta 24 h, para períodos de retorno de 2, 5 y 10 años se observan en las tablas 5.28, 5.29 y 5.30, respectivamente.

En la Tabla 5.31 se presentan las lluvias máximas anuales para duraciones de 1 a 24 h y períodos de retorno de 2 a 10000 años, de la estación BRB1-18 (Matamoros), y su representación gráfica en la figura 5.15.

Tabla 5.27 Precipitación máxima anual con $d=1$ h para diferentes períodos de retorno $(hp_{1h}^{Tr}/hp_{24h}^{Tr})=0.45$

i	Estación	2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
1	BRB1-18	45.5	63.1	74.7	85.9	100.4	111.3	136.3	147.1	172.1	182.9
2	BRB1 -13	36.2	46.8	53.9	60.6	69.3	75.9	91.0	97.5	112.6	119.1
3	BRB1 -1	44.5	72.2	90.5	108.1	130.8	147.9	187.3	204.2	243.5	260.5
4	BRB1 -12	37.3	52.7	62.9	72.7	85.3	94.8	116.8	126.2	148.0	157.4
5	BRB2 -7	39.8	56.0	66.7	77.0	90.3	100.3	123.4	133.3	156.3	166.2
6	BRB1 -4	41.2	55.1	64.4	73.2	84.7	93.3	113.1	121.7	141.5	150.0
7	BRB2 -6	37.7	50.9	59.5	67.8	78.6	86.7	105.4	113.4	132.0	140.0
8	BRB2 -5	39.7	60.0	73.5	86.4	103.1	115.7	144.6	157.1	186.0	198.4
9	BRB1 -3	38.0	55.0	66.2	77.0	90.9	101.4	125.5	135.9	160.0	170.3
10	BRB2 -11	37.1	51.5	60.9	70.1	81.9	90.7	111.1	119.9	140.2	149.0
11	BRB2 -9	39.8	61.9	76.6	90.7	108.9	122.5	154.1	167.7	199.2	212.8
12	BRB4 -16	45.9	62.6	73.7	84.3	98.0	108.4	132.2	142.4	166.1	176.4
13	BRB3 -15	42.1	54.7	63.0	70.9	81.3	89.0	106.9	114.6	132.4	140.1
14	BRB3 -14	33.9	42.1	47.5	52.7	59.5	64.5	76.2	81.3	93.0	97.9
15	BRB3 -17	39.7	49.7	56.3	62.7	70.9	77.1	91.4	97.5	111.7	117.9
16	SJ3 -60	34.6	44.2	50.5	56.6	64.5	70.3	84.0	89.8	103.4	109.2
17	SJ3 -58	39.3	52.2	60.8	69.1	79.7	87.7	106.1	114.1	132.5	140.4
18	SJ3 -55	35.7	48.2	56.4	64.2	74.4	82.1	99.7	107.3	124.9	132.5
19	SJ3 -47	31.3	42.8	50.4	57.8	67.3	74.4	90.8	97.9	114.3	121.4
20	SJ3 -RB	38.7	49.0	55.8	62.3	70.7	77.1	91.7	97.9	112.5	118.8
21	SJ3-42	37.8	53.5	64.0	73.9	86.8	96.5	118.8	128.4	150.8	160.4

Tabla 5.28 Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr=2$ años

i	Estación	Duración, en min						Duración, en h							
		5	10	15	30	45	60	2	4	6	8	12	16	20	24
1	BRB1-18	13.2	20.5	25.9	35.9	40.9	45.5	54.1	64.4	71.3	76.7	84.9	91.2	96.5	101.0
2	BRB1 -13	10.5	16.3	20.6	28.6	32.6	36.2	43.1	51.3	56.8	61.0	67.6	72.7	76.9	80.5
3	BRB1 -1	12.9	20.0	25.4	35.2	40.0	44.5	53.0	63.0	69.8	75.0	83.1	89.3	94.4	98.9
4	BRB1 -12	10.8	16.8	21.3	29.5	33.6	37.3	44.4	52.9	58.5	62.9	69.7	74.9	79.2	82.9
5	BRB2 -7	11.5	17.9	22.7	31.4	35.8	39.8	47.3	56.3	62.4	67.1	74.2	79.8	84.4	88.4
6	BRB1 -4	11.9	18.5	23.5	32.5	37.1	41.2	49.0	58.4	64.6	69.5	76.9	82.7	87.4	91.5
7	BRB2 -6	10.9	17.0	21.5	29.8	34.0	37.7	44.9	53.5	59.2	63.6	70.4	75.7	80.1	83.8
8	BRB2 -5	11.5	17.8	22.6	31.3	35.7	39.7	47.2	56.2	62.2	66.9	74.1	79.6	84.2	88.1
9	BRB1 -3	11.0	17.1	21.7	30.0	34.2	38.0	45.3	53.9	59.7	64.1	71.0	76.3	80.7	84.5
10	BRB2 -11	10.8	16.7	21.2	29.3	33.4	37.1	44.2	52.6	58.2	62.6	69.3	74.5	78.8	82.5
11	BRB2 -9	11.5	17.9	22.7	31.4	35.8	39.8	47.3	56.3	62.4	67.1	74.2	79.8	84.4	88.4
12	BRB4 -16	13.3	20.6	26.1	36.2	41.3	45.9	54.6	65.0	71.9	77.3	85.6	92.1	97.4	101.9
13	BRB3 -15	12.2	18.9	24.0	33.3	37.9	42.1	50.1	59.6	66.0	71.0	78.6	84.5	89.4	93.6
14	BRB3 -14	9.8	15.2	19.3	26.8	30.5	33.9	40.3	48.0	53.1	57.1	63.2	68.0	71.9	75.3
15	BRB3 -17	11.5	17.9	22.6	31.4	35.7	39.7	47.3	56.3	62.3	67.0	74.1	79.7	84.3	88.3
16	SJ3 -60	10.0	15.6	19.7	27.4	31.2	34.6	41.2	49.1	54.3	58.4	64.7	69.5	73.5	77.0
17	SJ3 -58	11.4	17.7	22.4	31.0	35.3	39.3	46.7	55.6	61.6	66.2	73.3	78.8	83.3	87.2
18	SJ3 -55	10.4	16.1	20.4	28.2	32.2	35.7	42.5	50.6	56.1	60.3	66.7	71.7	75.9	79.4
19	SJ3 -47	9.1	14.1	17.8	24.7	28.1	31.3	37.2	44.3	49.1	52.7	58.4	62.8	66.4	69.5
20	SJ3 -RB	11.2	17.4	22.1	30.6	34.9	38.7	46.1	54.9	60.8	65.3	72.3	77.8	82.3	86.1
21	SJ3-42	11.0	17.0	21.6	29.9	34.0	37.8	45.0	53.6	59.3	63.8	70.6	75.9	80.3	84.1

Tabla 5.29 Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr = 5$ años

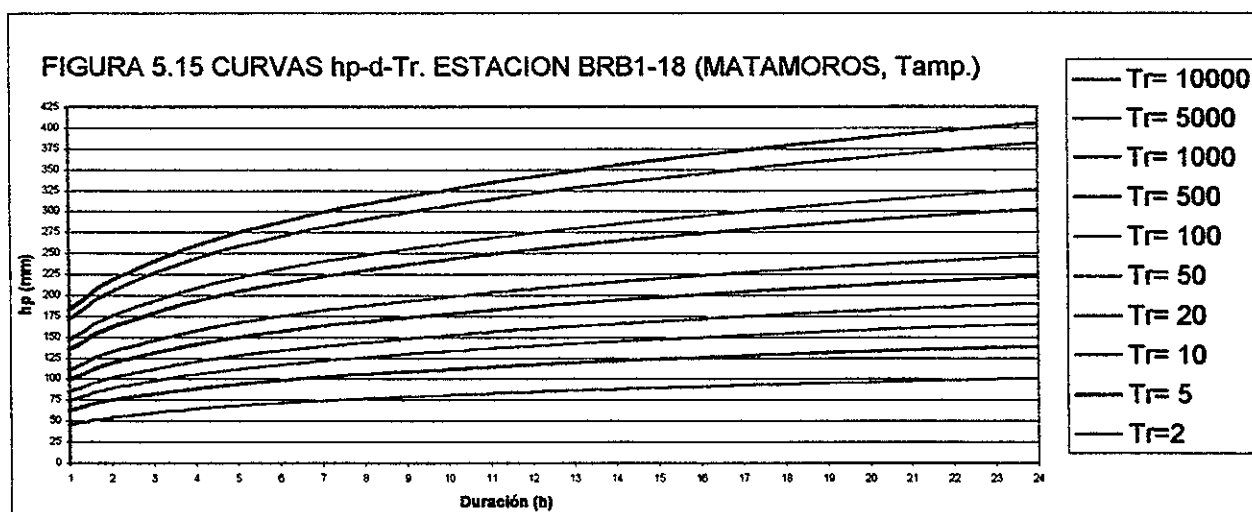
1	Estación	Duración, en min						Duración, en h							
		5	10	15	30	45	60	2	4	6	8	12	16	20	24
1	BRB1-18	18.3	28.4	35.9	49.8	56.7	63.1	75.0	89.3	98.9	106.3	117.7	126.5	133.8	140.1
2	BRB1-13	13.6	21.1	26.7	37.0	42.1	46.8	55.7	66.3	73.5	79.0	87.4	94.0	99.4	104.1
3	BRB1-1	20.9	32.5	41.1	57.0	64.9	72.2	85.9	102.2	113.2	121.7	134.7	144.8	153.2	160.3
4	BRB1-12	15.3	23.7	30.1	41.7	47.5	52.7	62.8	74.7	82.7	88.9	98.5	105.8	111.9	117.2
5	BRB2-7	16.2	25.2	31.9	44.2	50.4	56.0	66.6	79.3	87.8	94.4	104.5	112.4	118.8	124.4
6	BRB1-4	16.0	24.8	31.4	43.5	49.6	55.1	65.6	78.1	86.5	92.9	102.9	110.6	117.0	122.5
7	BRB2-6	14.7	22.9	29.0	40.2	45.8	50.9	60.5	72.0	79.8	85.7	94.9	102.1	107.9	113.0
8	BRB2-5	17.4	27.0	34.2	47.4	54.0	60.0	71.4	85.0	94.1	101.2	112.0	120.4	127.4	133.3
9	BRB1-3	16.0	24.8	31.4	43.5	49.5	55.0	65.5	77.9	86.3	92.8	102.7	110.4	116.8	122.3
10	BRB2-11	14.9	23.2	29.3	40.7	46.3	51.5	61.3	72.9	80.7	86.8	96.1	103.3	109.2	114.4
11	BRB2-9	18.0	27.9	35.3	48.9	55.7	61.9	73.7	87.7	97.2	104.4	115.6	124.3	131.5	137.6
12	BRB4-16	18.2	28.2	35.7	49.5	56.3	62.6	74.5	88.7	98.2	105.5	116.9	125.6	132.9	139.1
13	BRB3-15	15.9	24.6	31.2	43.2	49.2	54.7	65.1	77.4	85.7	92.2	102.1	109.7	116.0	121.5
14	BRB3-14	12.2	18.9	24.0	33.3	37.9	42.1	50.1	59.6	66.0	71.0	78.6	84.5	89.4	93.6
15	BRB3-17	14.4	22.4	28.3	39.3	44.8	49.7	59.2	70.5	78.0	83.9	92.8	99.8	105.6	110.5
16	SJ3-60	12.8	19.9	25.2	34.9	39.8	44.2	52.6	62.6	69.3	74.5	82.5	88.7	93.8	98.2
17	SJ3-58	15.1	23.5	29.8	41.3	47.0	52.2	62.2	74.0	81.9	88.1	97.5	104.8	110.9	116.1
18	SJ3-55	14.0	21.7	27.4	38.0	43.3	48.2	57.3	68.2	75.5	81.2	89.9	96.6	102.2	107.0
19	SJ3-47	12.4	19.3	24.4	33.8	38.5	42.8	51.0	60.7	67.2	72.2	79.9	85.9	90.9	95.1
20	SJ3-RB	14.2	22.1	27.9	38.7	44.1	49.0	58.3	69.4	76.9	82.7	91.5	98.4	104.1	108.9
21	SJ3-42	15.5	24.1	30.5	42.3	48.2	53.5	63.7	75.9	84.0	90.3	100.0	107.5	113.7	119.0

Tabla 5.30 Curvas $hp-d-Tr$ en toda la región, para $Tr = 10$ años

1	Estación	Duración, en min						Duración, en h							
		5	10	15	30	45	60	2	4	6	8	12	16	20	24
1	BRB1-18	21.7	33.6	42.6	59.1	67.3	74.7	89.0	105.9	117.3	126.0	139.6	150.0	158.7	166.1
2	BRB1-13	15.6	24.2	30.7	42.5	48.5	53.9	64.1	76.3	84.5	90.8	100.5	108.1	114.3	119.7
3	BRB1-1	26.2	40.7	51.6	71.5	81.5	90.5	107.7	128.2	142.0	152.6	169.0	181.7	192.1	201.1
4	BRB1-12	18.2	28.3	35.9	49.7	56.6	62.9	74.9	89.1	98.7	106.1	117.4	126.2	133.5	139.8
5	BRB2-7	19.3	30.0	38.0	52.7	60.0	66.7	79.4	94.5	104.7	112.5	124.6	133.9	141.6	148.3
6	BRB1-4	18.7	29.0	36.7	50.9	57.9	64.4	76.6	91.2	101.0	108.6	120.2	129.2	136.7	143.1
7	BRB2-6	17.3	26.8	33.9	47.0	53.5	59.5	70.8	84.3	93.3	100.3	111.1	119.4	126.3	132.2
8	BRB2-5	21.3	33.1	41.9	58.0	66.1	73.5	87.5	104.1	115.3	123.9	137.2	147.5	156.0	163.3
9	BRB1-3	19.2	29.8	37.7	52.3	59.6	66.2	78.8	93.8	103.9	111.6	123.6	132.9	140.5	147.1
10	BRB2-11	17.7	27.4	34.7	48.1	54.8	60.9	72.5	86.3	95.6	102.7	113.7	122.3	129.3	135.4
11	BRB2-9	22.2	34.5	43.7	60.5	69.0	76.6	91.2	108.6	120.2	129.2	143.1	153.8	162.7	170.3
12	BRB4-16	21.4	33.2	42.0	58.2	66.3	73.7	87.7	104.4	115.6	124.2	137.6	147.9	156.4	163.7
13	BRB3-15	18.3	28.4	35.9	49.8	56.7	63.0	75.0	89.3	98.8	106.2	117.6	126.4	133.7	140.0
14	BRB3-14	13.8	21.4	27.1	37.6	42.8	47.5	56.6	67.4	74.6	80.2	88.8	95.4	100.9	105.7
15	BRB3-17	16.3	25.4	32.1	44.5	50.7	56.3	67.1	79.8	88.4	95.0	105.2	113.1	119.6	125.2
16	SJ3-60	14.7	22.7	28.8	39.9	45.5	50.5	60.2	71.6	79.3	85.2	94.4	101.4	107.3	112.3
17	SJ3-58	17.6	27.4	34.7	48.0	54.7	60.8	72.4	86.2	95.4	102.5	113.5	122.1	129.1	135.1
18	SJ3-55	16.4	25.4	32.1	44.6	50.8	56.4	67.1	79.9	88.5	95.1	105.3	113.2	119.7	125.3
19	SJ3-47	14.6	22.7	28.8	39.9	45.4	50.4	60.0	71.5	79.1	85.1	94.2	101.2	107.1	112.1
20	SJ3-RB	16.2	25.1	31.8	44.1	50.2	55.8	66.4	79.0	87.5	94.1	104.1	112.0	118.4	124.0
21	SJ3-42	18.6	28.8	36.5	50.5	57.6	64.0	76.1	90.6	100.3	107.9	119.4	128.4	135.8	142.2

Tabla 5.31 $hp(\text{mm})-d(\text{h})-Tr(\text{años})$ para la estación pluviométrica BRB1-18 (Matamoros, Tamp.)

$d(\text{h})$	$Tr=2$	$Tr=5$	$Tr=10$	$Tr=20$	$Tr=50$	$Tr=100$	$Tr=500$	$Tr=1000$	$Tr=5000$	$Tr=10000$
1	45.5	63.1	74.7	85.9	100.4	111.3	136.3	147.1	172.1	182.9
2	54.1	75.0	89.0	102.2	119.5	132.4	162.3	175.1	204.8	217.6
4	64.4	89.3	105.9	121.7	142.2	157.6	193.1	208.4	243.8	259.0
6	71.3	98.9	117.3	134.7	157.5	174.5	213.8	230.8	269.9	286.8
8	76.7	106.3	126.0	144.8	169.3	187.6	229.9	248.1	290.2	308.3
12	84.9	117.7	139.6	160.4	187.4	207.7	254.5	274.7	321.3	341.4
16	91.2	126.5	150.0	172.4	201.5	223.3	273.6	295.2	345.4	367.0
20	96.5	133.8	158.7	182.3	213.1	236.2	289.4	312.3	365.3	388.2
24	101.0	140.1	166.1	190.9	223.1	247.2	303.0	326.9	382.4	406.3



5.7 CONCLUSIONES

El objetivo general de ésta investigación ha sido el desarrollar una alternativa para la estimación de las curvas $hp-d-Tr$, con un enfoque bivariado.

El objetivo específico se ha expresado como: reducir la incertidumbre, al aplicar el modelo Logístico BVE11, para la estimación de las características significativas de las tormentas, al efectuar un análisis regional y considerar la información proveniente de las estaciones vecinas.

Los resultados de esta investigación de la Cuenca total del Río Papaloapan y una zona específica de estudio (cuenca parcial) de la Cuenca del Bajo Río Bravo, sugieren que, la primera, se divida en tres regiones climatológicamente homogéneas; y la segunda, se defina sólo una.

Con respecto a la zona en estudio de la cuenca del Bajo Río Bravo, y con base en los resultados del análisis bivariado y univariado de las hp max diarias, se observa que el 71.4% de los casos se

ajustaron mejor al método POME del Modelo BVE11 al ser contrastados con los esquemas de Momentos. Máxima Verosimilitud y POME univariado, de la FDP Gumbel.

En relación con la aplicación de la RCH-TRES, de la Cuenca del Río Papaloapan, y con base en los resultados, se observa que el 77.3% de las estaciones se ajustaron mejor por el Principio de Máxima Entropía, al ser comparados con el Método de Máxima Verosimilitud del modelo BVE11. Se hace resaltar que en la mayoría de los casos el número de datos utilizados por POME ha sido mucho menor que el total registrado y utilizados por MMV del esquema de estimación, lo que demuestra el mejor comportamiento de POME, al reducir la incertidumbre y aumentar la seguridad, aún con escasa información, en la estimación de las láminas de lluvia y los correspondientes gastos de diseño de las obras hidráulicas obtenidas en los modelos lluvia-escurrimiento.

Con la finalidad de ejemplificar la estimación de las características de las lluvias extremas, con base en registros pluviométricos y con apoyo de las relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} obtenidas de las estaciones pluviográficas, para el caso de la RCH-TRES, de la cuenca del Río Papaloapan; y utilizar relaciones empíricas y lluvias máximas en 24 con base en las estaciones pluviométricas, para el caso de la zona en estudio de la cuenca del Bajo Río Bravo, RCH-UNICA, se obtienen la características $hp-d-Tr$ de las lluvias extremas.

Por lo que se demuestra, con base en los resultados de ambas aplicaciones (RH 28 y RH 24 Oriente), las ventajas del Principio de Máxima Entropía como estimador de parámetros del modelo bivariado BVE11 y el análisis regional al considerar las estaciones vecinas dentro de la región climatológicamente homogénea.

CAPÍTULO SEIS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En forma concreta, el objetivo general de esta investigación se describe como:

Analizar, desarrollar y aplicar la modelación de procesos hidrológicos bivariados y condicionales, con base en el Modelo Logístico Bivariado con Marginales de Valores Extremos tipo I, conocido como BVE11; al utilizar los métodos de Máxima Verosimilitud y el Principio de Máxima Entropía como técnicas de estimación de parámetros.

Los objetivos particulares se expresan como:

1. Desarrollar la aplicación del proceso bivariado del análisis de avenidas en la confluencia de dos ríos; para la estimación, tanto de las avenidas en la propia confluencia, como en cualquiera de sus afluentes.
2. Desarrollar una metodología para estimar hidrogramas de diseño, en los que sus características principales: volumen de escurrimiento y gasto pico, se definan con base en la magnitud de la lluvia y se asocien al patrón de ocurrencia histórica.
3. Desarrollar una metodología para estimar la forma y características de los sedimentogramas de diseño, en los que aquéllas se definan con base en la magnitud de la lluvia y se asocien al patrón de ocurrencia histórica.
4. Desarrollar una alternativa de solución para la estimación de las curvas $i-d-Tr$ o $hp-d-Tr$, con un enfoque bivariado.

Conclusiones

Las principales conclusiones de las aplicaciones de los procesos bivariados propuestos en esta investigación se ofrecen a continuación:

Con relación al análisis de avenidas, la variación en la inferencia de los eventos de diseño en la confluencia de dos ríos, entre los criterios de dependencia e independencia total en el análisis de avenidas conjuntas, se reduce significativamente si se realiza este análisis con el enfoque de gastos máximos anuales, con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, como se propone en este estudio. Sin embargo, este criterio (dependencia e independencia total) no se aplica en la mayoría de los casos debido a que, en general, existe una dependencia parcial de estos fenómenos hidrológicos; por otra parte, resulta de utilidad su aplicación sólo para conocer la magnitud y el orden de variación de las avenidas de interés, que ayuden en la definición del diseño de una obra hidráulica.

En el caso de dependencia parcial de los fenómenos hidrológicos, que nos ocupa este estudio, para estimar los eventos en la confluencia propia, así como en los afluentes; se propone, de

acuerdo con los resultados obtenidos, llevar a cabo el análisis en forma bivariada con el enfoque del manejo de la información de gastos máximos anuales con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, debido a su comportamiento comparable con el análisis univariado efectuado para los datos físicos registrados.

Por otra parte, la estimación de las características principales de los hidrogramas de diseño: volumen y gasto pico del escurrimiento directo, puede obtenerse al analizar los procesos **Lluvia-Volumen de escurrimiento**, **Volumen de escurrimiento-Gasto pico** y **Lluvia-Gasto pico**, en forma conjunta para definir el proceso *hpt-ved-qp* condicional, al estimar el patrón de ocurrencia histórica y aplicar el modelo BVE11 Condicional y el Método del Principio de Máxima Entropía, como técnica de estimación de parámetros.

Aunque la metodología propuesta se ha desarrollado con información diaria de: gastos, volúmenes de escurrimiento y lluvias, los resultados han demostrado una buena interpretación del fenómeno hidrológico analizado, en el que, el modelo BVE11 por POME del análisis condicional del proceso *hpt-ved-qp* se refleja como el mejor al compararlo con el método de Máxima Verosimilitud y los hidrogramas históricos. Por lo anterior, se espera que al llevar a cabo éste análisis con información más aproximada del proceso hidrológico, se logre un pronóstico más preciso del fenómeno.

En relación con la estimación de las características principales de los sedimentogramas de diseño: producción de sedimento y producción pico de sedimento, éstas pueden obtenerse al analizar los procesos **Lluvia-Producción de sedimento**, **Producción de sedimento-Producción pico de sedimento** y **Lluvia-Producción pico de sedimento**, en forma conjunta para definir el proceso *hpt-ys-sp* condicional, al estimar el patrón de ocurrencia histórica y aplicar el modelo BVE11 Condicional y los esquemas MMV y POME, como técnicas de estimación de parámetros.

La comparación entre los sedimentogramas e hidrogramas estimados con los históricos, observa un comportamiento aceptable tanto analítica como gráficamente, si se toma en cuenta que la información con la que se basaron los análisis fue de períodos de duración de un día; por lo que, podría esperarse un progreso significativo en su pronóstico, si se mejora la aproximación de los datos básicos.

Se observa que, la exploración del proceso condicional *hpt-ys-sp* con una variable adicional, podría mejorar la calidad de los estimadores, al reducir los errores medios de los valores calculados.

Por último, relativo al análisis de las características extremas de las tormentas con un enfoque bivariado, los resultados de esta investigación de la cuenca total del Río Papaloapan y una zona específica de estudio (cuenca parcial) de la cuenca del Bajo Río Bravo, sugieren que: la primera, se divida en tres regiones climatológicamente homogéneas; y la segunda, se defina sólo una.

Con respecto a la zona en estudio de la cuenca del Bajo Río Bravo, y con base en los resultados del análisis bivariado y univariado de las lluvias máximas diarias, se observa que el 71.4% de los casos se ajustaron mejor al método POME del Modelo BEV11 al ser contrastados con los esquemas de Momentos, Máxima Verosimilitud y POME univariado, de la FDP Gumbel.

En relación con la aplicación de la RCH-TRES, de la Cuenca del Río Papaloapan, y con base en los resultados, se observa que el 77.3% de las estaciones se ajustaron mejor por el Principio de Máxima Entropía, al ser comparados con el Método de Máxima Verosimilitud del modelo BEV11. Se hace resaltar que, en la mayoría de los casos, el número de datos utilizados por POME ha sido mucho menor que el total registrado y utilizados por MMV del esquema de estimación, lo que demuestra el mejor comportamiento de POME, al reducir la incertidumbre y aumentar la seguridad, aún con escasa información, en la estimación de las láminas de lluvia y los correspondientes gastos de diseño de las obras hidráulicas obtenidas en los modelos lluvia-escorrimento.

Con la finalidad de ejemplificar la estimación de las características de las lluvias extremas, con base en registros pluviométricos y con apoyo de las relaciones hp_d/hp_{60} y hp_{60}/hp_{24} obtenidas de las estaciones pluviográficas, para el caso de la RCH-TRES, de la cuenca del Río Papaloapan; y utilizar relaciones empíricas y lluvias máximas en 24 horas con base en las estaciones pluviométricas, para el caso de la zona en estudio de la cuenca del Bajo Río Bravo, RCH-UNICA, se obtienen la características $hp-d-Tr$ de las lluvias extremas.

Con base en los resultados de ambas aplicaciones (RH 28 y RH 24 Oriente), se demuestran las ventajas del Principio de Máxima Entropía como estimador de parámetros del modelo bivariado BEV11 y el análisis regional, al considerar las estaciones vecinas dentro de la región climatológicamente homogénea.

Recomendaciones

En el caso de dependencia parcial de los fenómenos hidrológicos, para estimar los eventos en la confluencia propia, así como en los afluentes; se propone y recomienda, de acuerdo con este estudio, realizar el análisis en forma bivariada con el enfoque del manejo de la información de gastos máximos anuales con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos, debido a que proporciona un comportamiento comparable con el análisis univariado efectuado para los datos físicos registrados, lo que comprueba un pronóstico confiable, basado en información indirecta, que se aproxima en buena medida a los eventos físicos que pudieran ocurrir.

En la conformación de los datos básicos para el análisis del proceso condicional $hpt-ved-qp$, es muy importante definir cuidadosamente las avenidas máximas anuales y utilizar un adecuado procedimiento para aislar los hidrogramas a partir de los hidrogramas compuestos en trenes de hidrogramas continuos, así como la separación del escurrimiento directo tanto en éstos como en los hidrogramas aislados; así mismo, definir apropiadamente las láminas de lluvia asociadas a los hidrogramas máximos.

La importancia y alcances de la metodología desarrollada en este estudio no solo se limitan a su aplicación en la estimación de las avenidas de diseño así como la forma del hidrograma; sino también, es posible utilizarlo como modelo de pronóstico de las avenidas y su forma esperada, que ayude en la toma de decisiones y medidas preventivas para evitar o minimizar desastres por inundación, como los que en los años recientes se han observado, si se pronostica de acuerdo con la modelación estocástica la lámina de lluvia esperada para la zona en estudio que alimente al modelo condicional del proceso $hpt-ved-qp$.

Por lo anterior, se sugiere y recomienda la metodología propuesta en esta investigación, para la estimación de los hidrogramas de diseño de las obras hidráulicas, así como modelo de pronóstico que ayude en la toma de decisiones y medidas preventivas para evitar o minimizar desastres por inundación.

Un análisis más detallado con base en información de las avenidas máximas instantáneas u horarias proporcionará hidrogramas de diseño más precisos para las obras hidráulicas, y pronósticos más confiables de las avenidas.

La asignación del período de retorno de los hidrogramas y sedimentogramas de diseño, se sugiere se establezca con base en el asignado a la lluvia, dado que es el impulso para la generación de ellos y por su definición como variable condicional en los procesos analizados.

Por último, la única limitante del procedimiento propuesto, es el de contar con información de avenidas y sedimentogramas máximos anuales y sus lluvias asociadas.

Es posible recomendar la metodología desarrollada en esta investigación para la estimación de los sedimentogramas de diseño, en zonas con alto riesgo de transporte de sedimentos relacionados con avenidas extremas.

Con el propósito de reducir los errores medios en el análisis y con ello proporcionar un pronóstico más confiable de los sedimentogramas, se recomienda explorar la influencia e impacto en el análisis, de las lluvias máximas asociadas al tiempo de concentración de la cuenca en estudio.

El alcance del estudio relacionado al análisis del proceso *hpt-ys-sp*, está limitado exclusivamente a la producción de la carga de lavado (wash-load). La carga de fondo y el sedimento suspendido movilizado de fondo, no se consideran dentro del contexto de esta investigación.

Como restricción de la metodología para el análisis de los procesos condicionales *hpt-ved-qp* y *hpt-ys-sp*, se limita su aplicación a cuencas de un tamaño tal que su tiempo de concentración sea mayor o igual a 24 horas, de acuerdo con la disponibilidad de discretización de la información.

Es recomendable la estimación de las curvas *i-d-Tr* o *hp-d-Tr* de acuerdo con la modelación bivariada, la técnica del Principio de Máxima Entropía como método de estimación de parámetros, y un análisis regional para considerar las estaciones vecinas dentro de la región climatológicamente homogénea, debido a que se ha demostrado que se obtienen mejores resultados, aún con escasa información.

REFERENCIAS

- Anderson, T.W.**, 1957. *Maximum Likelihood Estimates for Multivariate Normal Distribution when some Observations are Missing*. Journal of the American Statistical Association, Vol. 52, pp. 220-223.
- Aparicio, M.F.J.**, 1997. *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Editorial Limusa, 303 p.
- Awumah, K., Goulter, I., Bhatt, S.K.**, 1991. *Entropy-Based Redundancy Measures in Water-Distribution Networks*. J. Hydraulic Engineering, 117, No 5: 595-613.
- Bacchi, B., Becciu, G. and Kottegoda, N.T.**, 1994. *Bivariate exponential model applied to intensities and durations of extreme rainfall*. Journal of Hydrology., 155: 225-236
- Barbé, D.E., Cruise, J.F., and Singh, V.P.**, 1991. *Solution of Three-Constraint Entropy-Based Velocity Distribution*. J. Hydraulic Engineering, 117, No 10: 1389-1396.
- Bell, F.C.**, 1969. *Generalized rainfall-duration-frequency relationship* J. Hydraulics Eng., ASCE, Vol. 95, No. HY1, January.
- Bortkiewicz, L. Von.**, 1922. *Variationsbreite and Mittlerer Fehler*. Sitzungsberichte der Berliner Mathematischen Gesellschaft, 21, 3-11.
- Box, M.J.**, 1965. *A New Method of Constrained Optimization and a Comparison with other Methods*. Computer Journal. Vol. 8, pp. 42-52.
- Box, M.J., et al.**, 1969. *Non-Linear Optimization Techniques*. Imperial Chemical Industries Monograph No 5, Oliver and Boyd, Edinburgh.
- Box, George E.P., Jenkins, Gwilym M., and Reinsel, Gregory C.**, 1994. *Time series analysis: forecasting and control*. 3rd Ed. Prentice Hall.
- Bradley, R.S., H.F. Diaz, J.K. Eischeid, P.D. Jones, P.M. Kelley, and C.M. Goodnes**, 1987. *Precipitation fluctuations over northern hemisphere lands since the mid-19th century*. Science, 237, 171-175.
- Campos, A.D.F.**, 1992. *Procesos del Ciclo Hidrológico*. Segunda Reimpresión. U.A.S.L.P. Editorial Universitaria Potosina.
- Chen, C.L.**, 1983. *Rainfall intensity-duration-frequency formulas* J. Hydraulics Eng., ASCE, Vol. 109, No. 12, December.
- Chiu, Chao-Lin**, 1987. *Entropy and Probability Concepts in Hydraulics*. J. Hydraulic Engineering, 133: 583-600.
- Chiu, Chao-Lin**, 1988. *Entropy and 2-D Velocity Distribution in Open Channels*. J. Hydraulic Engineering, 114, No 7: 738-755.
- Chiu, Chao-Lin**, 1989. *Velocity Distribution in Open Channels Flow*. J. Hydraulic Engineering, 115: 576-594.
- Chiu, Chao-Lin**, 1991. *Application of Entropy Concept in Open-Channel Flow Study*. J. Hydraulic Engineering, 117, No 5: 615-628.
- Chiu, Chao-Lin, and Murray, D.W.**, 1992. *Variation of Velocity Distribution Along Nonuniform Open-Channel Flow*. J. Hydraulic Engineering, 118, No 7: 989-1001.
- Chiu, Chao-Lin; Lin, Gwo-Fong; and Lu Jyh-Ming**, 1993. *Application of Probability and Entropy Concepts in Pipe-Flow Study*. J. Hydraulic Engineering, 119, No 6: 742-756.
- Chow, V.T.**, 1964. *Handbook of Applied Hydrology*, p. 14. McGraw-Hill, New York, N.Y.

- Clarke, R.T.**, 1980. *Bivariate Gamma Distribution for extending Annual Streamflow Records from Precipitation: Some Large Sample Results*. Water Resources Research. Vol. 16, No. 5, pp. 863-870.
- Claps, P., Fiorentino, M., and Oliveto, G.**, 1996. *Informational entropy of fractal river networks*. Journal of Hydrology 187: 145-156.
- Cong, S., Li, Y., Vogel, J. L., and Schaake, L.C.**, 1993. *Identification of the underlying form of precipitation by using regional data*. Water Resour. Res., 29(4), 1103-1111.
- Cover, T.M., and Thomas, J.A.**, 1991. *Elements of Information Theory*. Wiley Series in Telecommunications. A Wiley-Interscience Publications. John Wiley & Sons, Inc. 542 p.
- Darlymple, T.**, 1960. *Flood frequency analysis*. Water Supply Paper 1543-A, Manual of hydrology, Part 3, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.
- Dood, E.L.**, 1923. *The Greatest and the Least Variate Under General Laws of Error*. Transactions of the American Mathematical Society, 25: p. 525.
- Domínguez, E.J.Y.**, 1995. *El Principio de Máxima Entropía en las Distribuciones Bivariadas de Valores Extremos*. Tesis de Maestría, DEPMI-UNAM, México, 263 p.
- Domínguez, E.J.Y.**, 1996. *Selección de estaciones hidrométricas homogéneas de una región hidrológica*. XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro, México.
- Domínguez, E.J.Y.**, 1998. *Propuesta de regionalización de la cuenca del Río Papaloapan, con base en registros de lluvias*. XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Oaxaca, Oax., México.
- Domínguez, M.R., y Cisneros, I.H.**, 1996. *Factores de regionalización de lluvias en la cuenca del río Papaloapan*. XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro, México.
- Domínguez, M.R., Villalobos, E.E., y Guichard, R.D.**, 1996. *Contribución al análisis regional de lluvias y escurrimientos máximos en la cuenca del río Grijalva*. XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro, México.
- Escalante, S.C.**, 1991. *Funciones de Distribución de Probabilidad Trivariadas de Valores Extremos y sus Aplicaciones en Hidrología*. Tesis Doctoral, DEPMI-UNAM, México.
- Escalante, S.C.**, 1998. *Multivariate Extreme Value Distribution with Mixed Gumbel Marginals*. Journal of the American Water Resources Association. Vol. 34. No. 2. 321-333.
- Escalante, S.C., y Domínguez, E.J.Y.**, 1997. *Parameter Estimation for Bivariate Gumbel Distribution by Maximum Entropy*. Hydrological Science and Technology. Vol. 13, No. 1-4, pp. 1-10.
- Escalante, S.C., y Raynal, J.A.** 1998. *Multivariate Estimation of Floods: The Trivariate Gumbel Distribution*. Journal of Statistical Computation and Simulation. Vol. 61. 313-340.
- Fill, D.H., and Stedinger, R.J.**, 1995. *Homogeneity tests based upon Gumbel distribution and a critical appraisal of Dalrymple's test*. J. Hydrol. 166:81-105.
- Fisher, R.A., and Tippett, L.H.C.**, 1928. *Limiting Forms of the Frequency Distribution of the Largest and Smallest Member of a Sample*. Procc. of the Cambridge Philosophical Society. Vol. XXIV. Part II, pp. 180-190.
- Fréchet, M.**, 1927. *Sur la Loi Probabilite de l'ecart Maximum*. Annales de la Societe Plonaise de Mathematique. Cracovie. Vol. 6, pp. 93-116.
- Galambos, J.**, 1975. *Order Statistics of Sample from Multivariate Distributions*. Journal Of the American Statistical Association. Vol. 70, pp. 674-680.
- Gnedenko, B.U.**, 1943. *Sur la Distribution Limite du Terme Maximum d'une Serie Aleatoire*. Ann. Math., Vol. 44, pp. 423-453.

- Gracia, S.J.**, 1996. *Generation of synthetic sedimentgraphs*. Hydrological Processes, 10:1181-1191.
- Greenwood, J., Landwehr, J., Matalas, N., and Wallis, J.**, 1979. *Probability weighted moments: definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form*. Water Resour. Res., 15(5), 1049-1059.
- Graft, W.H.**, 1971. *Hydraulics of sediment transport*. McGraw-Hill, New York, N.Y.
- Greis, P. and Wood, E.**, 1981. *Regional flood frequency estimation and network design*. Water Resour. Res., 17(4), 1167-1177.
- Guin, J.A.**, 1968. *Modification of the Complex Method of Constrained Optimization*. Computer Journal. Vol. 10, No 4, pp. 416-417.
- Gumbel, E.J.**, 1937. *La Duree Extreme de la Vie Humaine*. Actualities Scientifiques et Industrielles. Paris: Herman et Cie.
- Gumbel, E.J.**, 1941. *Le Return Period of Flood Flows*. Annals of Mathematical Statistics. Vol. 12, pp. 163-190.
- Gumbel, E.J.**, 1944. *On the Plotting of Flood Discharges*. Transactions of the American Geophysical Union. Vol. 25, pp. 669-719.
- Gumbel, E.J.**, 1945. *Flood Estimated by Probability Methods*. Engineering News Record. Vol. 2134 pp. 97-101.
- Gumbel, E.J.**, 1947. *The Distribution of the Range*. Annals of Mathematical Statistics. Vol. 18, pp. 384-412.
- Gumbel, E.J.**, 1954. *Statistical Theory of Droughts*. Proceedings American Society of Civil Engineers. Vol. 80, No. 439.
- Gumbel, E.J.**, 1958. *Statistics of Extremes*. Columbia University Press. 375 p.
- Gumbel, E.J.**, 1959. *Multivariate Disitributions with Given Margins*. Revista de Facultad de Ciencias 2 Serie A. Vol. II, N. 2. pp. 178-218.
- Gumbel, E.J.**, 1960a. *Multivariate Disitributions with Given Margins and Analytical Examples*. Bulletin of the International Statistical Institute. Vol. 37, N. 2. pp. 363-373.
- Gumbel, E.J.**, 1960b. *Distributions des Valeurs Extremes en Plesieurs Dimensions*. Publications de L'Institute de Statistique. Vol. 9, pp 171-173.
- Gumbel, E.J.**, 1961a. *Bivariate Logistic Distribution*. Journal of the American Statistical Association. Vol. 56, Pp. 335-349.
- Gumbel, E.J.**, 1961b. *Some et Differences de Valeurs Extremes Independantes*. Comptes Rendus Academie des Sciences, Vol. 253, pp. 2838-2839.
- Gumbel, E.J.**, 1962. *Statistical Theory of Extreme Values (Main Results)*. Chapter 6, Contribution to Order Statistics, Sarhan, A.S. and Greenberg, B.G., editors. pp. 59-93. John Wiley and Sons.
- Gumbel, E.J. and Mustafi, C.K.**, 1967. *Some Analytical Properties of Bivariate Extremal Distributions*. Journal of the American Statistical Association. Vol. 62, pp. 569-589.
- Gutiérrez, L.A.**, 1994. *Modelos de transferencia de información hidrológica*. Tesis de Maestría, DEPMI-UNAM, 202 p.
- Gutiérrez, L.A.**, 1996. *Selección de las características fisiográficas significativas de una cuencas, para efectos de regionalización*. XIV Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro, México.
- Hosking, J.R.M.**, 1986. *The theory of probability weighted moments*. IBM Res. Rep. RC12210. IBM Corp., Armonk, N.Y.

- Hosking, J.R.M.**, 1989. *L-Moments: analysis and estimation of distributions using linear combination of order statistics*. J. Statistical Soc., 5(3).
- Hosking, J.R.M.**, 1990. *L-Moments: analysis and estimation of distributions using linear combination of order statistics*. J. R. Stat Soc., Ser. B, 52(1): 105-124.
- Hosking, J.R.M., and Wallis, J.R.**, 1993. *Some statistics useful in regional frequency analysis*. Water Resour. Res., 29(2), 271-289.
- Jaynes, E.T.**, 1958. *Probability Theory in Science and Engineering*. Socony Motor Oil Co., Field Research Laboratory, Dallas, Texas, Colloquium Lectures in Pure and Applied Science, No.2.
- Jeje, L.K., Ogunkoya, O.O., y Oluwatimilehin, J.M.**, 1991. *Variation in suspended sediment concentration during storm discharges in three small streams in upper Osun Basin, Central Western Nigeria*. Hydrol. Processes, 5: 361-369.
- Jenkinson, A.F.**, 1955. *The Frequency Distribution of the Annual Maximum (or Minimum) Values of Meteorological Elements*. Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, Vol. 87, pp. 158-171.
- Jenkins, G.M. and Watts, D.G.**, 1969. *Spectral Analysis and its Applications*. Holden-Day Series in Time Series Analysis, San Francisco California.
- Jowitt, P.W.**, 1979. *The Extreme-Value Type-I Distribution and the Principle of Maximum Entropy*. J. Hydrol., 42: 23-38.
- Jowitt, P.W.**, 1980. Reply: *The Extreme-Value Type-I Distribution and the Principle of Maximum Entropy*. J. Hydrol., 47: 389-390.
- Kendal, M.G. and Stuart, H.**, 1968. *The Advanced Theory of Statistics*, Vol. 3, Design and Analysis in Time Series. 2nd edition, Hafner, New York.
- Kite, G.W.**, 1988. *Frequency and Risk Analyses in Hydrlogy*. Water Resources Publications, Fort Collins Colorado.
- Kuczera, G.**, 1982. *Combining site-specific and regional information: an empirical Bayes approach*. Water Resour. Res., 18(2), 306-314.
- Kuester J.L. and Mize, J.H.**, 1973. *Optimization Techniques with Fortran*. McGraw-Hill Book Co., 500 p.
- Lafragua, C.J.**, 1996. *Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno para la Vertiente del Golfo de México*. Tesis de Maestría, DEPEFI, UNAM, Ciudad Universitaria, 133p.
- Landwehr, J., Matalas, N., and Wallis, J.**, 1979. *Probability weighted moments compared with some traditional techniques in estimating gumbel parameters and quantiles*. Water Resour. Res., 15(5), 1055-1064.
- Linsley, R.K. and Franzini J.B.**, 1972. *Water Resources Engineering*. 3rd edition, McGraw - Hill Book Co., pp. 125-126.
- Miller, J.F., R.H., Frederick, and R.S., Tracey, NOAA Atlas 2**, 1973. *Precipitation-Frequency Atlas of the Western United States, vol. IX*, U.S. Department of Commerce, NOAA, National Weather Service, Washington, D.C.
- Mood, A. M., Graybill, F. A.**, 1963. *Introduction to the theory of Statistics*. 3rd edition, McGraw-Hill Book Co. 546 p.
- Naghavi, B., and Yu, F.X.**, 1995. *Regional frequency analysis of Extreme Precipitation in Louisiana*. J. Of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No. 11, November: 819-827.
- Natural Environment Research Council**, 1975. *Flood Studies Report*. Vol. pp. 41-52 and 81-97.

- Nakamura, S.**, 1994. *Métodos Numéricos Aplicados con Software*. Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., Primera edición, 570 p.
- Phien, H.N.**, 1986. Short Communication: *Sampling Properties of the Maximum Entropy Estimators for the Extreme Value Type-I Distribution*. J. Hydrol., 86: 391-398.
- Phien, H.N.**, 1987. *A Review of Methods of Parameters Estimation for the Extreme Value Type-I Distribution*. J. Hydrol., 67: 67-75.
- Potter, K. W., and Lettenmaier, D.P.**, 1990. *A comparison of regional flood frequency estimation methods using a resampling method*. Water Resour. Res., 26(3), 415-424.
- Rao, C.R.**, 1952. *Advanced Statistical Methods in Biometric Research*. John Wiley and Sons. New Yor. 390 p.
- Rao, C.R.**, 1973. *Linear Statistical Inference and its Applications*. 2nd Ed. John Wiley and Sons. New Yor. 625 p.
- Raynal, J.A.**, 1985. *Bivariate Extremes Value Distributions Applied to Flood Frequency Analyses*. PhD dissertation, Colorado States University. For Collins, Colorado, U.S.A..
- Raynal, J.A. and Salas, J.D.**, 1987a. *Multivariate Extreme Values Distributions in Hydrological Analyses*. Proceedings of the Rome Symposium, April 1987. IAHS Publications, N. 164, pp. 111-119.
- Raynal, J.A. and Salas, J.D.**, 1987b. *A Probabilistic Model for Flooding Downstream of the Junction of two rivers*. Hydrological Frequency Modeling. Reidel Publishing Company, pp. 596-602.
- Raynal, J.A.**, 1990. *Análisis de gastos máximos aguas abajo de la confluencia de ríos*. Revista de Ingeniería Hidráulica en México, enero-abril 1990, pp. 37-39.
- Rendon-Herrero, O.**, 1974. *Estimation of washload produced on certain small watershed*. J. Hydr. Div., ASCE, 101(5): 511-528.
- Rice, J. R.**, 1985. *Numerical Methods, Software, and Analysis*. McGraw-Hill, New York, N. Y.
- Rosenbrock, H.H.**, 1960. *An Automatic Method for Finding the Greatest or Least Value of a Function*. Computer Journal. Vol. 3, pp. 175-184.
- Rosenbrock, H.H. and Storey, C.**, 1966. *Computational Techniques for Chemical Enginners*. International Series of Monographs in Chemical Engineering. Vol 7, Pergamon Press. 329 p.
- Rueda, E.**, 1981. *Transfer of Informations for Flood Related Variables*. M. Sc. Thesis. Civil Engineering Department, Colorado State University, 112 p.
- Salas, J.D.**, 1980. *Transfer of information to improve estimates frequencies*. en T.G. Sanders (de.), Hydrology for transportation engineering, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office fo Research and Development Division, pp. 643-642.
- Schaefer, M.G.**, 1990. *Regional analysis of precipitación annual maxima in Washington State*. Water Resour. Res., 26(1), 119-131.
- Schulz, E.F.**, 1976 (Revised). *Problems in Applied Hydrology*. Chapter 2 and 7: Application of elementary statistics in hydrology and Runoff and hydrograph analysis, page 31 to 73 and 275 to 376. Water Resources Publications. Fort Collins, CO. USA.
- Singh, V.P.**, 1986. *Derivation of Some Frequency Distributions Using the Principle of Maximum Entropy (POME)*. Adv. Water Resources, 9: 91-106.
- Singh, V.P.**, 1988. *Hydrologic Systems Rainfall-Runoff Modeling*. Vol. 1. Prentice Hall. 479 p.
- Singh, V.P. and Krstanovic, P.F.**, 1987. *A Stochastic Model for Sediment Yield Using The Principle of Maximum Entropy*. Water Resources Research, Vol. 23, N. 5, pp. 781-793.

- Singh, V.P., and Singh, K.,** 1987. *Parameter Estimation for TPLN Distribution for Flood Frequency Analysis*, Water Resources Bulletin, 23, No 6: 1185-1191.
- Shannon, C.E.,** 1948. *The Mathematical Theory of Communication, I and II*. Bell System Technical Journal 27: 379-427.
- Shannon, C.E., and Weaver, W.W.,** 1949. *The Mathematical theory of Communication*. University of Illinois Press, Urbana, IL.
- Shen, H.W.,** 1971. *River Mechanics*. Vol. I, p. II-13, Colorado State University, Fort Collins.
- Soil Conservation Service,** 1971. *Hydrology*. SCS National Engineering Handbook, Secc 4, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.
- Sonuga, J.O.,** 1972. *Principle of Maximum Entropy in Hydrologic Frequency Analysis*. Journal of Hydrology., 17: 177-191.
- Sonuga, J.O.,** 1976. *Entropy Principle Applied to the Rainfall-Runoff Process*. Journal of Hydrology., 30: 81-94.
- Stedinger, J.,** 1983. *Estimating a regional flood frequency distribution*. Water Resour. Res., 19(2), 503-210.
- Subramanya, K.,** 1994. *Engineering Hydrology*. Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi. Second Ed., 392 p.
- Takahashi, R.,** 1987. *Some Properties of Multivariate Extreme Value Distributions and Multivariate Equivalence*. Ann. Inst. Statist. Math. Vol. 39, Part A, pp. 637-647.
- Takahashi, R.,** 1988. *Characterizations of a Multivariate Extreme Value Distribution*. Adv. Appl. Prob. Vol. 20, pp. 235-236.
- Tiago de Oliveira, J.,** 1958. *Extremal Distributions*. Revista Facultad de Ciencias. 2 Serie A, Vol. 7. Universidad de Lisboa, Lisboa, Portugal. pp. 219-228.
- Tiago de Oliveira, J.,** 1982. *Bivariate Extremes: Models and Statistical Decision*. Technical Report No. 14. Center for Stochastic Processes, Department of Statistics, University of North Carolina, at Chapel Hill.
- Tippet, L.H.C.,** 1925. *On the Extreme Individuals and the Range of Sample taken from a Normal Distribution*. Biometrika. Vol. 17, Parts 3 and 4, pp. 364-387.
- Von, Mises, R.,** 1923. *Über die Variationsbreite einer Beobachtungsreihe*. Berliner Math gesellschaft, t22, p 3.
- Von, Mises, R.,** 1936. *La distribution de la plus grande de n valeurs*. Rev. Math. De L'Union Interbalkanique. Athens, No. 1, pp. 1-20.
- Weibull, W.,** 1939. *The Phenomenon of Rupture in Solids*. Ingenior Vetenskaps Akademiens Handliger, Vol. 153, p. 2.
- Weiss, L.L.,** 1964. *Ratio of True to Fixed Interval Maximum Rainfall*. Proceedings of the ASCE, Journal of Hydraulics Division, Vol. 90, (HY1), 77-82, January.
- Woodrooffe, M.,** 1975. *Probability with Applications*. McGraw-Hill Book Co., pp179-190.
- Wood, E.F., and Rodríguez-Iturbe, I.,** 1975. *Bayesian Inference and Decision Making for Extreme Hydrologic Event*. Water Resources Research, Vol. 11, No. 4, pp. 533-542.
- Xu, Chengchao, and Jowitt, P.W.,** 1991. Discussion: *Entropy-Based Redundancy Measures in Water-Distribution Networks*. J. Hydraulic Engineering, 117, No 5: 164-166.
- Yevjevich, V.M.,** 1972. *Probability and Statistics in Hydrology*. Fort Collins, Colorado: Water Resources Publications.

Modelo 1, de regresión lineal mensual.

$$y = a + bx \quad (A.1)$$

Modelo 2, de regresión lineal mensual.

$$y = cx \quad (A.2)$$

donde:

a, b y c: parámetros a determinar por el método de mínimos cuadrados.

x: gastos medios máximos mensuales.

y: gastos máximos mensuales instantáneos.

Tabla A.1 Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Jacatepec

Mes	Modelo 1 de regresión lineal			Modelo 2 de regresión lineal		Coefficiente de correlación lineal
	a	b	EE	c	EE	r
Junio	49.609	1.337	98.3	1.401	99.0	0.982
Julio	-5.349	1.393	123.3	1.387	118.8	0.984
Agosto	-10.372	1.411	65.8	1.398	63.7	0.993
Septiembre	69.500	1.266	108.8	1.336	110.5	0.982
Octubre	23.137	1.320	118.4	1.354	114.6	0.954

Tabla A.2 Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Cantón

Mes	Modelo 1 de regresión lineal			Modelo 2 de regresión lineal		Coefficiente de correlación lineal
	a	b	EE	c	EE	r
Junio	64.391	1.148	94.7	1.192	99.4	0.994
Julio	232.580	1.067	86.0	1.209	117.5	0.990
Agosto	110.043	1.130	114.2	1.203	126.8	0.991
Septiembre	125.599	1.121	172.2	1.179	181.4	0.990
Octubre	-119.667	1.379	90.7	1.266	101.5	0.989

Tabla A.3 Ecuaciones mensuales de regresión lineal de la estación Tuxtepec

Mes	Modelo 1 de regresión lineal			Modelo 2 de regresión lineal		Coefficiente de correlación lineal
	a	b	EE	c	EE	r
Junio	186.490	1.079	165.0	1.161	190.3	0.991
Julio	238.807	1.084	158.0	1.175	174.6	0.988
Agosto	127.709	1.164	214.6	1.232	214.7	0.974
Septiembre	291.696	1.069	207.1	1.171	246.0	0.989
Octubre	-131.573	1.321	147.9	1.240	150.2	0.981

Tabla A.4 Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y el modelo 1 de regresión lineal mensual

Año	Estimación en Jacatepec		Estimación en Cantón		Estimación en Tuxtepec	
	Tuxtepec	Cantón	Tuxtepec	Jacatepec	Jacatepec	Cantón
1961	4229.0	2440.3	4229.0	1642.6	1642.6	2400.3
1962	2310.3	899.9	2310.3	386.1	1019.7	1288.8
1963	2348.5	965.2	2677.8	666.1	967.0	1548.8
1964	3418.2	1777.7	3418.2	929.4	929.4	1777.7
1965	2189.4	1099.8	2898.8	1001.3	1001.3	2429.4
1966	3237.9	2070.4	3237.9	667.1	667.1	2070.4
1967	2087.0	1178.7	1977.5	567.0	1132.7	1358.7
1968	3237.1	2369.8	3236.1	1545.1	1545.1	2369.8
1969	4211.7	2587.0	4211.7	1122.8	2007.7	3703.2
1970	3008.6	2227.2	3008.6	829.2	829.2	2227.2
1971	1869.1	927.3	2358.0	583.9	583.9	1464.0
1972	3166.7	1835.5	3366.1	1345.9	1345.9	2481.9
1973	4730.9	2923.8	4730.9	1412.7	2777.9	2684.9
1974	4207.4	2251.8	4207.4	850.6	1888.7	3797.4
1975	4280.1	2562.5	4908.7	1417.8	1417.8	4158.1

Tabla A.5 Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y el modelo 2 de regresión lineal mensual

Año	Estimación en Jacatepec		Estimación en Cantón		Estimación en Tuxtepec	
	Tuxtepec	Cantón	Tuxtepec	Jacatepec	Jacatepec	Cantón
1961	4324.1	2442.0	4325.2	1640.8	1640.8	2456.2
1962	2244.9	751.7	2245.4	389.7	1022.3	1293.1
1963	2253.0	983.1	2643.8	668.5	968.1	1491.4
1964	3445.4	1740.6	3446.3	930.7	930.7	1750.8
1965	2178.7	1119.5	2844.6	1003.3	1003.3	2340.2
1966	3227.3	2045.4	3227.3	630.6	630.6	2045.4
1967	2022.9	1065.8	1846.7	525.0	1133.2	1276.0
1968	1838.4	975.3	3248.9	1543.7	1543.7	2421.6
1969	4294.1	2588.7	4294.1	1111.6	2045.4	3762.7
1970	3048.7	2253.9	3049.2	831.8	831.8	2253.9
1971	1842.8	870.0	2297.1	586.7	1104.9	894.8
1972	3172.9	1805.8	3389.9	1345.4	1345.4	2548.7
1973	4868.0	3031.7	4869.2	1412.0	2771.2	2778.6
1974	4289.4	2236.2	4289.4	824.3	1919.8	3861.8
1975	5318.7	3503.6	5057.5	1422.8	1422.8	4241.1

Tabla A.6 Gastos máximos anuales instantáneos (m^3/s), con base en los gastos máximos diarios instantáneos simultáneos y los mejores modelos de regresión lineal mensual

Año	Estimación en Jacatepec		Estimación en Cantón		Estimación en Tuxtepec	
	Tuxtepec	Cantón	Tuxtepec	Jacatepec	Jacatepec	Cantón
1961	4229.0	2440.3	4325.2	1640.8	1642.6	2400.3
1962	2310.3	899.9	2245.4	389.7	1019.7	1288.8
1963	2348.4	965.2	2643.8	668.5	967.0	1548.8
1964	3418.2	1777.7	3446.3	930.7	929.4	1777.7
1965	2189.4	1099.8	2844.6	1003.3	1001.3	2429.4
1966	3237.9	2070.4	3227.3	630.6	667.1	2070.4
1967	2087.0	1178.7	1846.7	525.0	1132.7	1358.7
1968	3237.1	2369.8	3248.9	1543.7	1545.1	2369.8
1969	4211.7	2587.0	4294.1	1111.6	2007.7	3703.2
1970	3048.7	2227.2	3049.2	831.8	829.2	2227.2
1971	1683.5	744.8	2297.1	586.7	583.9	1464.0
1972	3166.7	1835.5	3389.9	1345.4	1345.9	2481.9
1973	4730.9	2923.8	4869.2	1412.0	2777.9	2684.9
1974	4207.4	2251.8	4289.4	824.3	1888.7	3797.4
1975	4280.1	2562.5	5057.5	1422.8	1417.8	4158.1

APÉNDICE B

HIDROGRAMAS MÁXIMOS ANUALES
(ESCURRIMIENTO DIRECTO)

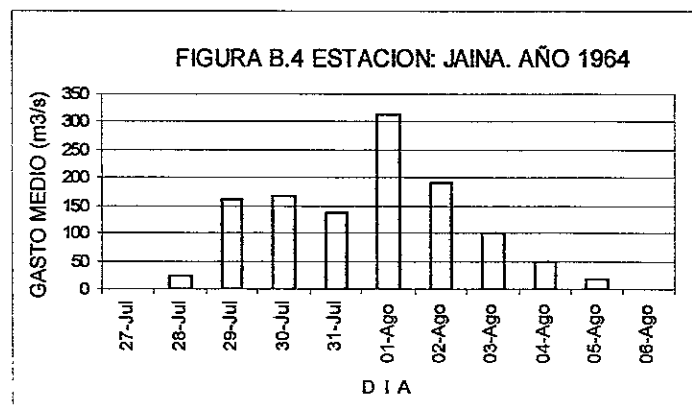
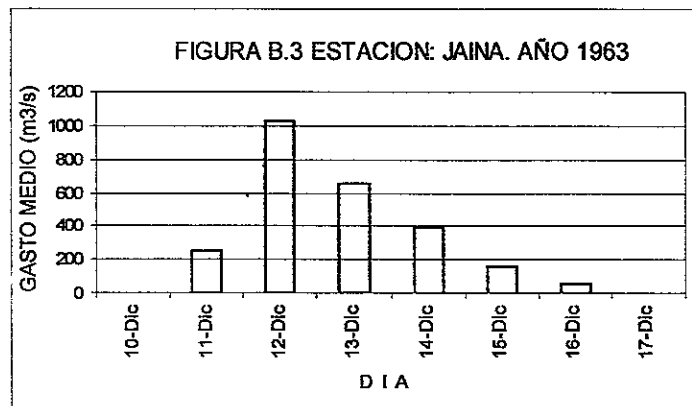
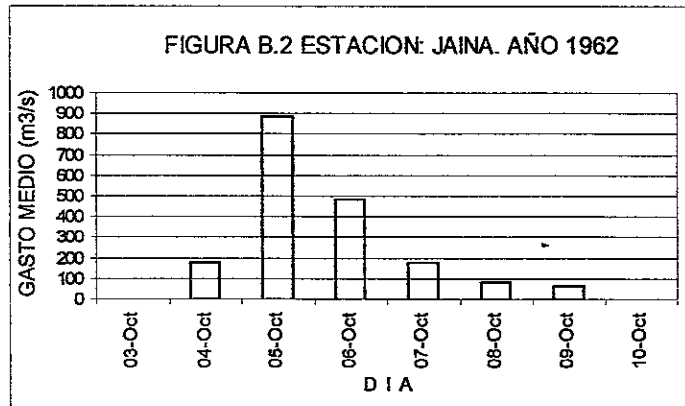
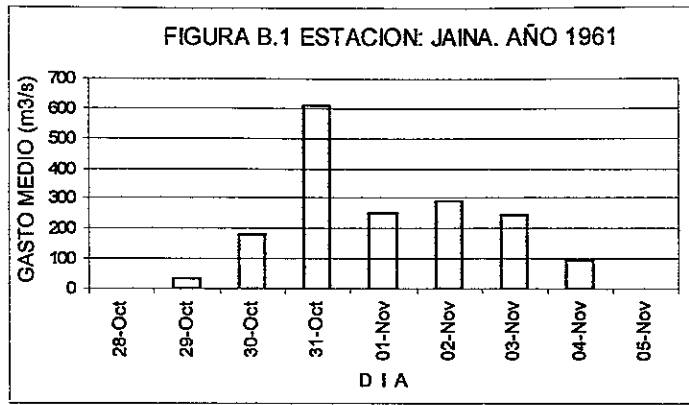
ESTACION: JAINA
CORRIENTE: RIO SINALOA
CUENCA: RIO SINALOA

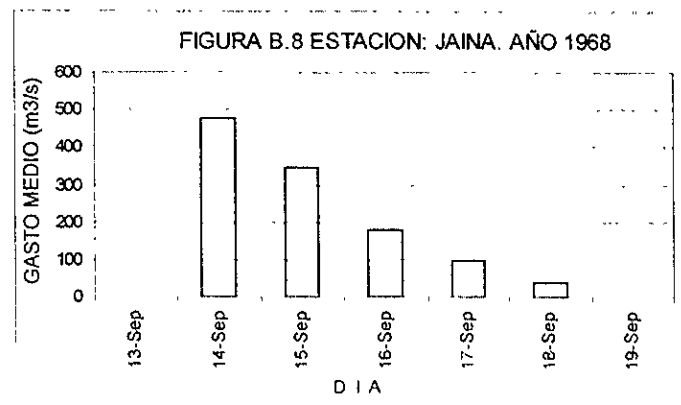
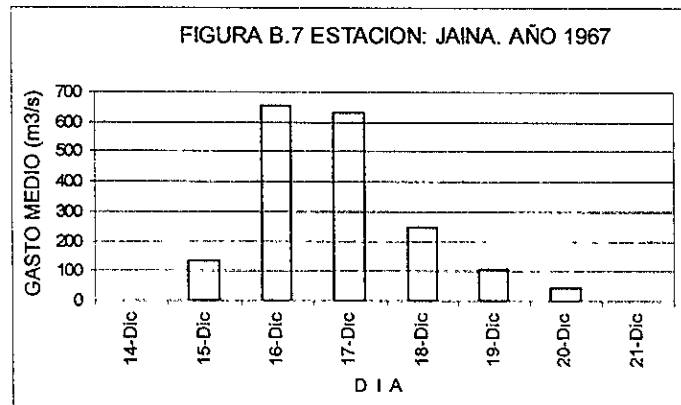
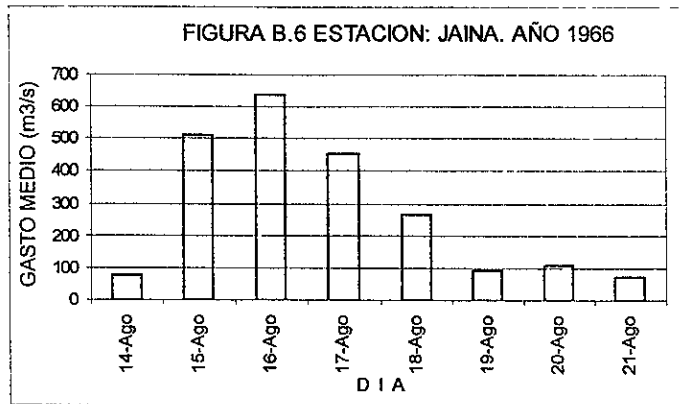
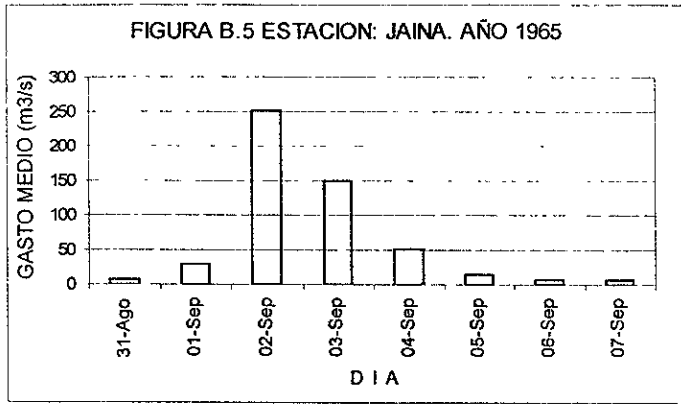
TABLA B.2 HIDROGRAMAS: GASTOS MEDIOS DIARIOS (m³/s), VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO, VED, DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES (Mm³)

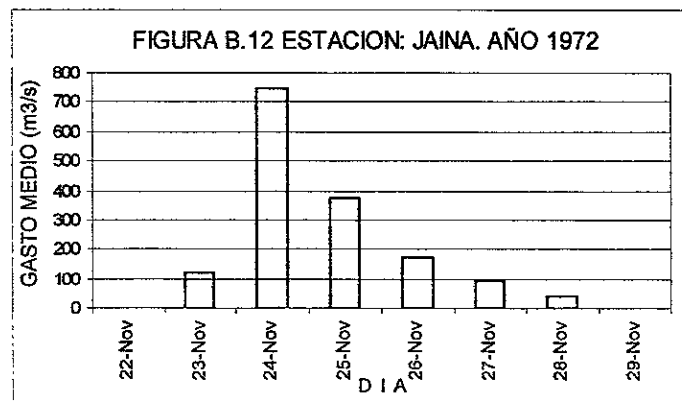
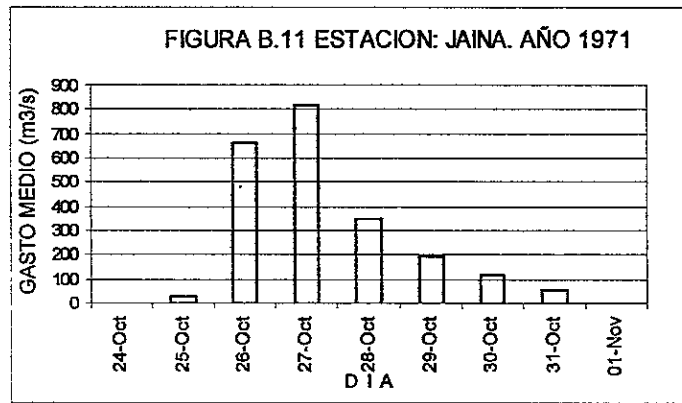
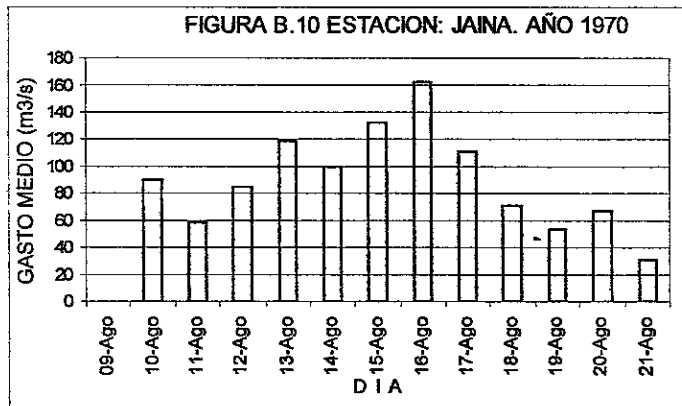
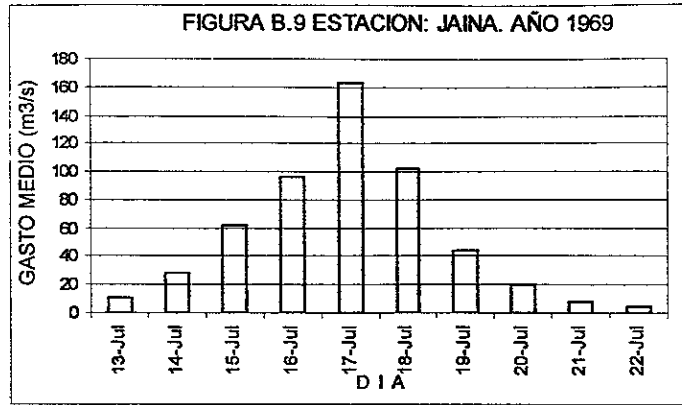
Día Mes	1968		1969		1970		1971		1972		1973		1974	
	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb
23-Ago	115.16		1.11		58.33		31.27		26.74		15.75		16.74	
24-Ago	105.85		1.12		65.56		28.23		15.75		15.75		16.74	
25-Ago	130.89		2.63		53.57		22.43		23.92		15.72		16.74	
26-Ago	134.63		2.77		46.24		18.95		23.96		14.24		15.81	
27-Ago	164.03		3.38		46.24		18.95		23.96		14.24		15.81	
28-Ago	143.86		21.59		106.07		46.24		22.02		13.73		14.66	
29-Ago	183.03		38.08		130.87		46.24		21.65		13.73		14.66	
30-Ago	337.95		66.47		164.38		46.24		20.60		14.22		14.66	
31-Ago	522.65		71.48		145.65		46.24		18.97		16.48		16.69	
1-Sep	295.96		69.14		178.51		46.24		17.50		22.45		16.69	
2-Sep	260.80		62.57		178.51		46.24		17.50		22.45		16.69	
3-Sep	212.72		96.22		209.07		46.24		17.50		22.45		16.69	
4-Sep	154.55		141.60		173.61		62.09		17.50		22.45		16.69	
5-Sep	129.54		48.38		104.97		51.42		17.50		22.45		16.69	
6-Sep	140.43		80.79		143.31		46.79		17.50		22.45		16.69	
7-Sep	119.30		115.51		106.09		42.98		17.50		22.45		16.69	
8-Sep	100.97		182.30		163.08		111.77		17.50		22.45		16.69	
9-Sep	114.24		137.59		35.08		102.91		17.50		22.45		16.69	
10-Sep	149.28		75.56		31.92		43.64		17.50		22.45		16.69	
11-Sep	176.74		49.11		29.05		20.05		17.50		22.45		16.69	
12-Sep	164.14		35.33		26.44		8.89		17.50		22.45		16.69	
13-Sep	132.74		34.63		24.06		5.29		17.50		22.45		16.69	
14-Sep	611.60		132.74		478.86				17.50		22.45		16.69	
15-Sep	480.66		133.16		347.40				17.50		22.45		16.69	
16-Sep	315.22		132.58		181.64				17.50		22.45		16.69	
17-Sep	233.49		134.00		99.49				17.50		22.45		16.69	
18-Sep	173.19		134.42		38.77				17.50		22.45		16.69	
19-Sep	134.84		134.84		0.00				17.50		22.45		16.69	
20-Sep	119.71		100.00						17.50		22.45		16.69	
21-Sep	97.80		81.49						17.50		22.45		16.69	
22-Sep	84.24		78.24						17.50		22.45		16.69	
23-Sep	65.81		64.65						17.50		22.45		16.69	
24-Sep	82.28		48.35						17.50		22.45		16.69	
25-Sep	79.38		33.43						17.50		22.45		16.69	
26-Sep	76.05		25.72						17.50		22.45		16.69	
27-Sep	75.32		34.56						17.50		22.45		16.69	
28-Sep	65.30		67.09						17.50		22.45		16.69	
29-Sep	65.70								17.50		22.45		16.69	
30-Sep	66.30								17.50		22.45		16.69	
1-Oct	69.03								17.50		22.45		16.69	
2-Oct	45.74								17.50		22.45		16.69	
3-Oct	40.00								17.50		22.45		16.69	
4-Oct	37.66								17.50		22.45		16.69	
5-Oct	35.50								17.50		22.45		16.69	
6-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
7-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
8-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
9-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
10-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
11-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
12-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
13-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
14-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
15-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
16-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
17-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
18-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
19-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
20-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
21-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
22-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
23-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
24-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
25-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
26-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
27-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
28-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
29-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
30-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
31-Oct	35.30								17.50		22.45		16.69	
1-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
2-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
3-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
4-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
5-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
6-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
7-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
8-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
9-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
10-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
11-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
12-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
13-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
14-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
15-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
16-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
17-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
18-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
19-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
20-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
21-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
22-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
23-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
24-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
25-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
26-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
27-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
28-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
29-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
30-Nov	35.30								17.50		22.45		16.69	
1-Dec	58.07								58.07				68.51	
2-Dic	48.78								48.78				59.48	
3-Dic	43.48								43.48				54.81	
4-Dic	40.53								40.53				52.21	

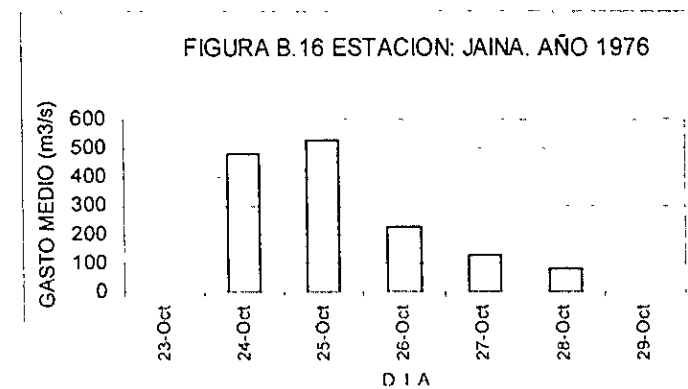
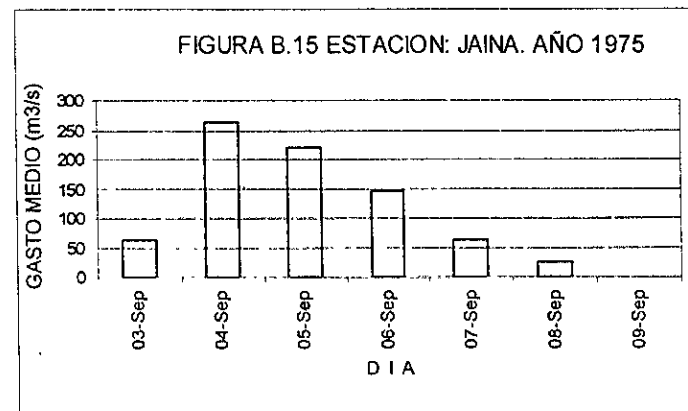
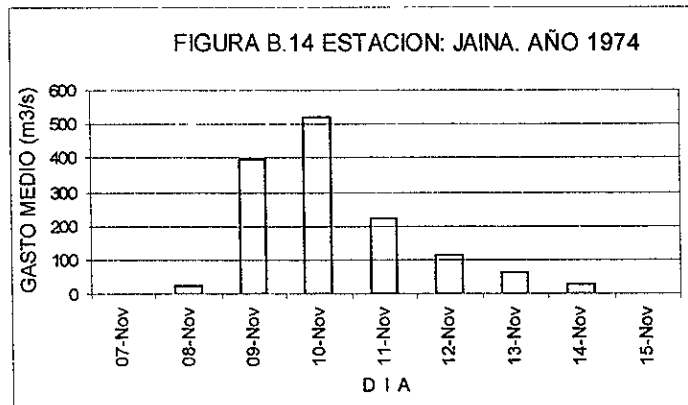
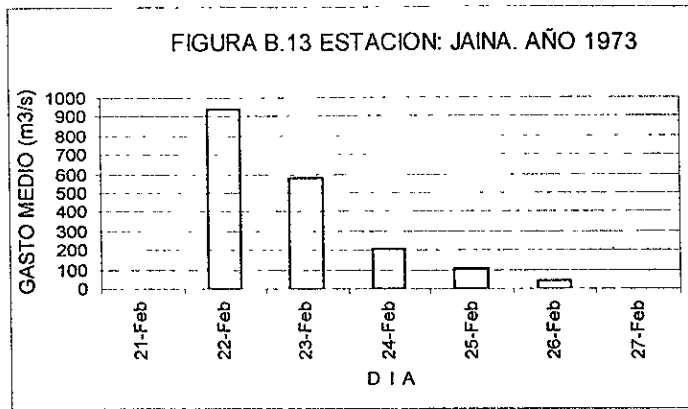
ESTACION: JAINA
 CORRIENTE: RIO SINALOA
 CUENCA: RIO SINALOA
 TABLA B 3 HIDROGRAMAS: GASTOS MEDIOS DIARIOS (m3/s), VOLUMEN DE ESCURRIMIENTO DIRECTO, VED, DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES (Mm3)

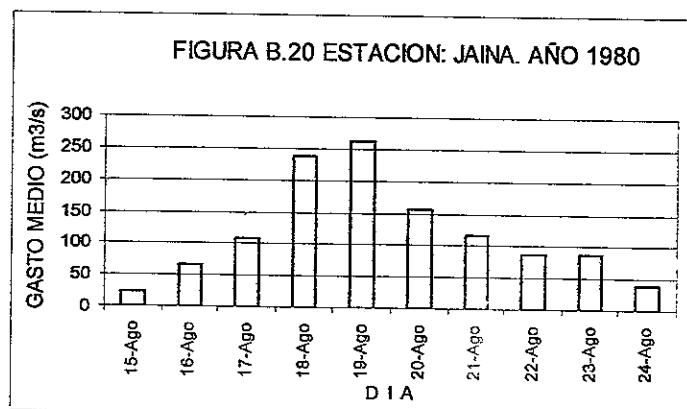
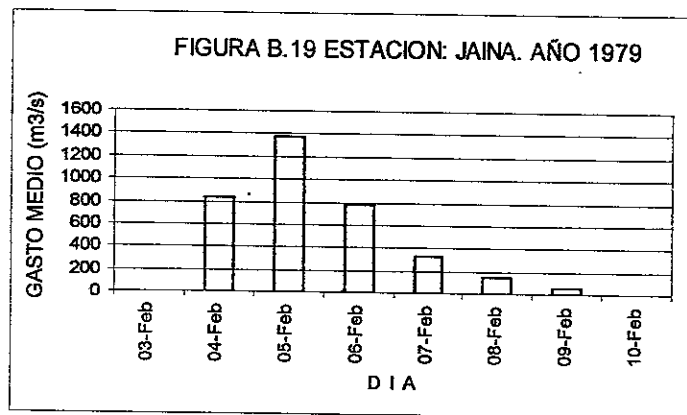
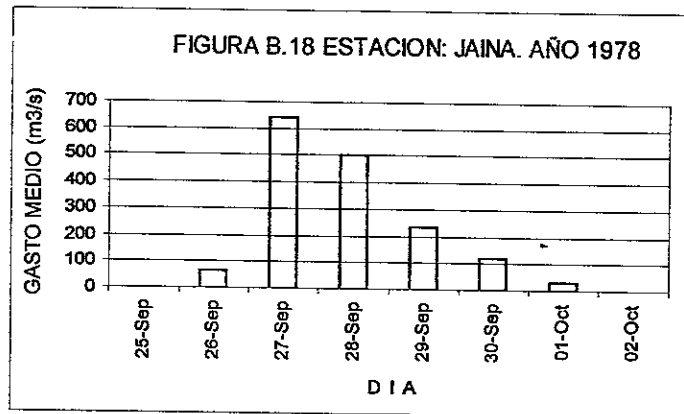
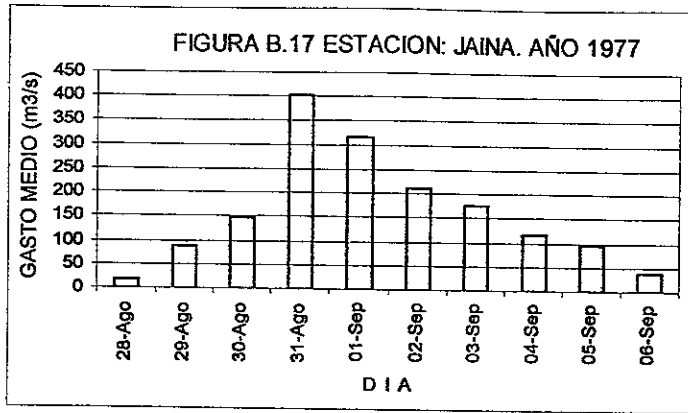
15	1975	1976	1977	1978	1979	20	1980	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd	Qb	Qd
Dia Mes	QMED	QMED	QMED	QMED	QMED	Dia Mes	QMED							
17-Ago	73.00	24.05	108.72	17-Sep	10.17	6-Ago	47.15							
18-Ago	62.49	35.09	90.37	18-Sep	108.75	7-Ago	57.9							
19-Ago	50.88	32.90	108.32	19-Sep	133.38	8-Ago	103.97							
20-Ago	50.88	25.13	167.43	20-Sep	143.80	9-Ago	160.44							
21-Ago	65.87	19.88	133.55	21-Sep	101.70	10-Ago	121.84							
22-Ago	64.41	16.57	94.10	22-Sep	96.99	11-Ago	182.29							
23-Ago	66.66	14.33	81.49	23-Sep	102.44	12-Ago	147.08							
24-Ago	50.88	13.55	157.87	24-Sep	95.60	13-Ago	182.00							
25-Ago	165.23	60.72	157.87	25-Sep	94.55	14-Ago	136.29							
26-Ago	143.09	66.73	209.23	26-Sep	158.91	15-Ago	106.30							
27-Ago	161.91	60.72	196.19	27-Sep	737.27	16-Ago	174.93							
28-Ago	131.83	76.57	124.63	28-Sep	86.58	17-Ago	166.33							
29-Ago	123.23	69.68	176.37	29-Sep	88.58	18-Ago	296.49							
30-Ago	220.53	69.68	493.94	30-Sep	88.58	19-Ago	319.21							
1-Sep	218.80	69.68	235.01	1-Oct	161.94	20-Ago	230.38							
2-Sep	230.03	69.68	402.84	2-Oct	142.82	21-Ago	284.20							
3-Sep	208.79	61.63	354.49	3-Oct	109.13	22-Ago	149.51							
4-Sep	348.08	61.63	262.55	4-Oct	111.98	23-Ago	141.71							
5-Sep	312.74	92.86	219.88	5-Oct	118.18	24-Ago	131.36							
6-Sep	246.13	100.18	145.95	6-Oct	89.71	25-Ago	146.19							
7-Sep	169.84	107.50	62.34	7-Oct	74.74	26-Ago	202.60							
8-Sep	139.85	114.83	24.82	8-Oct	64.77	27-Ago	97.84							
9-Sep	122.16	122.15	0.00	9-Oct	56.30	28-Ago	59.00							
10-Sep	107.62	0.00	132.71	10-Oct	49.71	29-Ago	65.66							
11-Sep	82.82	7.00	166.20	11-Oct	44.84	30-Ago	87.51							
12-Sep	68.04	36.00	150.29	12-Oct	43.07	1-Sep	100.55							
13-Sep	66.27	30.63	132.67	13-Oct	42.66	2-Sep	83.63							
14-Sep	79.87	26.52	114.89	14-Oct	41.78	3-Sep	104.24							
15-Sep	61.62	23.72	90.55	15-Oct	38.97	4-Sep	155.62							
16-Sep	69.41	22.64	69.89	16-Oct	36.62	5-Sep	175.94							
17-Sep	71.35	24.35	71.02			6-Sep	209.71							
18-Sep	62.93		66.24			7-Sep	281.93							
19-Sep	51.42					8-Sep	259.08							
20-Sep	43.91					9-Sep	183.52							
21-Sep	53.97					10-Sep	166.81							
22-Sep	61.56					11-Sep	192.97							
23-Sep	53.76					12-Sep	163.64							
						13-Sep	128.16							
						14-Sep	127.17							
						15-Sep								
suma	(m3/s)	777.16	1454.96	1610.6	1697.4	3526.81								1193.0
ved	(Mm3)	67.45	125.71	139.15	138.01	304.72								103.07
hpe	(mm)	8.2	15.4	17.0	16.9	37.3								12.6











CUENCA: RIO SINALOA

HETOGRAMAS DE LLUVIA TOTAL REFERIDAS A LA OCURRENCIA DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES
LLUVIAS MEDIAS TOTALES DE LA CUENCA

NOTA: La fecha indicada en cada tabla se refiere al día de ocurrencia del gasto medio diario máximo de la avenida

TABLA C 1 FECHA 31 DE OCTUBRE DE 1961		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							61.7	14.6	14.6	1.8	29.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							57.6	5.9	9.7	0.6	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							8.0	6.0	0.0	5.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							48.0	23.0	4.0	0.0	24.5	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							83.5	4.4	6.5	0.5	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							31.0	0.2	6.4	1.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							30.2	16.9	7.0	9.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							22.9	14.3	14.5	2.5	13.1	0.0	0.0	0.1	0.0
9 SURUTATO	0.0584							67.5	66.5	74.7	0.4	24.1	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							44.2	37.8	41.2	0.1	17.0	0.0	0.0	0.1	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							37.2	22.3	28.7	0.0	15.8	0.0	0.0	0.1	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							31.5	26.5	9.0	13.0	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HETOGRAMA (mm)								37.9	20.9	14.7	4.7	14.4	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																92.6

TABLA C 2 FECHA 05 DE OCTUBRE DE 1962		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							9.9	7.5	70.5	0.0	0.2	0.1	0.5	0.3	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							18.0	41.2	48.6	0.0	0.0	0.0	3.4	0.0	1.0
3 DOLORES	0.1144							0.0	0.0	95.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							0.0	7.0	85.0	0.0	0.0	0.0	0.0	24.0	20.0
5 HUACAPAS	0.0405							22.5	61.2	39.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
6 JAINA	0.0297							17.8	14.6	57.1	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							0.0	10.5	74.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							6.4	5.2	89.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							1.0	14.5	146.4	0.0	0.0	0.0	43.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							5.2	18.1	60.4	0.0	0.9	0.0	12.2	0.0	1.1
11 TECUSIAPA	0.0730							2.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							1.5	8.0	66.5	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	9.0
HETOGRAMA (mm)								4.6	11.2	72.5	0.0	0.2	0.0	2.1	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																90.5

TABLA C 3 FECHA 12 DE DICIEMBRE DE 1963		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							34.9	120.2	34.9	20.3	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							12.0	23.0	4.0	3.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							38.0	95.0	75.0	62.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							12.4	31.6	9.8	6.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							8.3	32.2	2.7	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							28.0	33.5	6.0	8.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							19.0	48.6	25.3	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							50.9	120.6	32.0	10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							19.4	48.4	13.8	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							21.5	68.0	12.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HETOGRAMA (mm)								20.6	53.9	19.5	12.7	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																107.1

TABLA C 4 FECHA 01 DE AGOSTO DE 1964		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651					9.1	9.3	11.6	9.1	11.9	0.3	7.0	6.2	0.3	18.8	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556					33.2	25.3	0.0	1.7	36.5	0.0	0.0	7.7	0.0	0.0	0.1
3 DOLORES	0.1144					25.0	30.0	10.0	0.0	10.0	6.0	10.0	5.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048					3.0	5.0	20.0	8.5	11.0	6.5	6.5	2.0	11.5	2.5	0.0
5 HUACAPAS	0.0405					17.6	19.1	1.1	0.3	4.5	0.0	0.0	2.1	0.0	5.0	0.0
6 JAINA	0.0297					40.7	47.9	0.2	0.9	78.5	0.0	1.1	41.5	0.0	0.1	0.2
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729					27.0	12.0	4.5	24.0	24.3	1.5	6.5	5.0	0.0	3.5	1.5
8 SOYATITA	0.1218					0.0	30.8	6.5	35.6	1.5	0.0	9.5	20.2	3.9	15.1	1.0
9 SURUTATO	0.0584					18.5	21.3	5.0	0.5	5.7	0.0	3.2	17.7	0.0	24.8	7.0
10 TAMEAPA	0.0381					8.0	12.9	5.7	25.7	4.5	2.4	4.6	8.7	0.8	9.6	2.3
11 TECUSIAPA	0.0730					8.0	0.0	0.0	32.5	0.0	4.0	5.0	0.5	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257					25.1	17.0	3.9	17.3	24.6	1.7	5.5	10.1	0.0	4.9	1.7
HETOGRAMA (mm)						17.1	18.4	6.6	15.0	15.6	2.3	5.9	9.4	1.7	6.7	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																98.7

TABLA C 5 FECHA 02 DE SEPTIEMBRE DE 1965		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651								0.5	20.7	0.0	0.0	5.9	18.0	8.3	3.5
2 BACUBIRITO	0.0556								0.0	14.9	36.7	0.0	0.0	0.9	0.2	0.0
3 DOLORES	0.1144								0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048								21.0	21.0	0.0	0.0	20.0	10.0	9.0	7.0
5 HUACAPAS	0.0405								0.0	20.0	16.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297								0.0	97.3	36.4	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729								0.0	30.0	3.0	0.0	0.0	2.5	0.2	0.0
8 SOYATITA	0.1218								0.0	10.5	0.0	1.5	0.0	0.0	18.3	3.6
9 SURUTATO	0.0584								0.3	20.2	1.6	12.5	0.0	2.7	2.7	55.0
10 TAMEAPA	0.0381								0.6	16.3	3.2	3.4	2.7	4.2	7.3	16.0
11 TECUSIAPA	0.0730								1.3	14.5	4.5	0.0	0.0	3.0	6.5	3.4
12 TOAHAYANA	0.2257								0.0	17.5	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	4.5
HETOGRAMA (mm)									7.4	18.4	4.6	1.0	2.6	4.1	4.6	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																37.7

CUENCA: RIO SINALOA
 HIETOGRAMAS DE LLUVIA TOTAL REFERIDAS A LA OCURRENCIA DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES
 LLUVIAS MEDIAS TOTALES DE LA CUENCA

NOTA: La fecha indicada en cada tabla se refiere al día de ocurrencia del gasto medio diario máximo de la avenida

TABLA C.6 FECHA: 16 AGOSTO DE 1966		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
i	Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1	BABORIGAME	0.0651								4.4	14.0	23.5	15.5	25.5	0.0	3.4	0.2
2	BACUBIRITO	0.0556								38.0	9.1	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	28.8
3	DOLORES	0.1144								18.0	30.0	23.0	0.0	0.0	0.0	7.0	20.0
4	GUADALUPE Y CALVO	0.1048								24.0	21.0	6.0	5.0	15.0	3.0	1.0	6.5
5	HUACAPAS	0.0405								27.5	65.4	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	9.0
6	JAINA	0.0297								56.5	15.4	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1
7	SAN JOSE DE GRACIA	0.0729								80.0	40.0	0.0	20.0	0.0	0.0	0.0	8.0
8	SOYATITA	0.1218								22.5	16.5	35.4	0.0	8.0	0.0	0.0	2.9
9	SURUTATO	0.0584								52.5	11.1	6.3	0.0	20.0	12.6	0.0	6.0
10	TAMEAPA	0.0381								43.5	15.8	14.0	0.7	7.8	3.2	0.4	5.2
11	TECUSIAPA	0.0730								54.4	20.0	15.0	1.8	1.8	0.0	1.0	5.5
12	TOAHAYANA	0.2257								29.5	9.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0	5.5
HIETOGRAMA (mm)										33.7	19.8	11.1	3.2	5.9	1.2	1.2	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																	76.1

TABLA C.7 FECHA: 16 DE DICIEMBRE DE 1967		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
i	Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1	BABORIGAME	0.0651							0.0	0.0	65.3	66.2	65.5	0.0	0.0	4.0	0.0
2	BACUBIRITO	0.0556							1.5	43.7	28.2	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	DOLORES	0.1144							0.0	0.0	18.0	47.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	GUADALUPE Y CALVO	0.1048							4.9	23.0	85.5	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	HUACAPAS	0.0405							1.0	52.0	29.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	JAINA	0.0297							0.0	56.7	18.3	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							77.0	63.0	43.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	SOYATITA	0.1218							1.0	32.0	35.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	SURUTATO	0.0584							12.6	110.5	10.9	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	TAMEAPA	0.0381							5.4	49.6	40.0	2.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	TECUSIAPA	0.0730							2.1	33.0	45.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	TOAHAYANA	0.2257							2.0	41.7	32.4	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)									7.9	37.4	38.7	13.6	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																	102.1

TABLA C.8 FECHA: 14 DE SEPT DE 1968		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
i	Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1	BABORIGAME	0.0651							0.0	22.0	33.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	BACUBIRITO	0.0556							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	DOLORES	0.1144							0.0	20.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	GUADALUPE Y CALVO	0.1048							3.2	44.1	0.2	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	HUACAPAS	0.0405							0.0	3.0	18.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	JAINA	0.0297							0.0	1.6	17.3	2.2	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0
7	SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							0.0	2.0	16.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	SOYATITA	0.1218							2.2	14.1	6.2	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	SURUTATO	0.0584							9.0	12.6	102.5	5.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	TAMEAPA	0.0381							3.0	16.1	31.3	5.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	TECUSIAPA	0.0730							0.3	9.6	3.7	5.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	TOAHAYANA	0.2257							3.6	6.5	56.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)									2.1	13.9	25.9	2.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																	44.5

TABLA C.9 FECHA: 17 DE JULIO DE 1969		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
i	Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1	BABORIGAME	0.0651							2.5	10.0	42.0	24.0	0.0	9.5	0.0	10.0	6.0
2	BACUBIRITO	0.0556							0.3	1.6	8.5	8.3	2.1	0.0	0.0	2.3	1.2
3	DOLORES	0.1144							2.5	5.0	37.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0
4	GUADALUPE Y CALVO	0.1048							13.1	21.3	18.0	12.0	35.5	2.2	0.0	5.0	20.3
5	HUACAPAS	0.0405							0.0	0.0	5.5	7.0	0.0	0.0	0.0	2.5	0.0
6	JAINA	0.0297							10.7	1.0	7.5	15.7	0.0	0.0	0.0	7.8	10.8
7	SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							28.0	3.0	9.5	36.0	0.0	0.0	0.0	5.5	6.0
8	SOYATITA	0.1218							16.0	0.0	10.6	14.3	0.0	0.0	0.0	5.3	0.0
9	SURUTATO	0.0584							2.7	17.1	37.0	20.7	21.7	0.0	0.0	0.6	23.8
10	TAMEAPA	0.0381							0.0	0.0	20.0	26.0	0.0	0.0	0.0	23.3	0.0
11	TECUSIAPA	0.0730							17.1	13.8	11.0	15.1	0.0	0.0	0.0	23.0	0.0
12	TOAHAYANA	0.2257							5.8	13.0	6.0	20.6	0.0	0.0	0.0	4.5	15.0
HIETOGRAMA (mm)									8.9	8.7	16.8	18.3	5.1	0.8	0.0	6.3	6.2
LLUVIA TOTAL (mm)																	73.1

TABLA C.10 FECHA: 16 DE AGOSTO DE 1970		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
i	Estación Climatologica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1	BABORIGAME	0.0651			0.0	0.0	18.0	0.0	8.0	1.5	9.5	11.5	24.0	10.0	5.5	0.0	0.0
2	BACUBIRITO	0.0556			0.0	2.7	3.1	7.8	0.0	0.0	18.3	1.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
3	DOLORES	0.1144			0.0	0.0	0.0	13.5	3.5	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	GUADALUPE Y CALVO	0.1048			2.6	1.3	1.2	1.5	0.0	0.0	2.6	6.5	3.2	6.7	5.7	0.0	0.0
5	HUACAPAS	0.0405			0.0	0.0	20.0	15.5	0.0	0.5	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	JAINA	0.0297			0.0	0.8	10.5	3.4	0.0	0.0	16.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	SAN JOSE DE GRACIA	0.0729			0.3	1.6	2.5	23.6	1.4	0.7	23.7	2.1	1.6	0.4	0.0	0.0	0.0
8	SOYATITA	0.1218			15.5	20.2	0.0	16.5	1.8	0.0	2.2	5.8	12.1	6.4	0.0	0.0	0.0
9	SURUTATO	0.0584			0.0	5.4	1.8	8.1	10.7	0.1	24.9	16.0	0.0	4.9	2.6	0.0	0.0
10	TAMEAPA	0.0381			0.0	6.0	0.0	8.5	1.5	0.0	6.0	13.5	0.0	0.0	8.5	0.0	0.0
11	TECUSIAPA	0.0730			0.0	7.4	0.0	6.8	22.5	0.0	40.5	26.0	0.0	11.0	0.0	0.0	0.0
12	TOAHAYANA	0.2257			0.5	2.5	0.0	24.0	2.5	1.3	28.8	3.2	0.5	0.6	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)					2.3	4.5	2.9	13.3	4.1	0.5	16.4	6.9	3.6	3.4	1.4	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																	59.3

CUENCA: RIO SINALOA
 HIETOGRAMAS DE LLUVIA TOTAL REFERIDAS A LA OCURRENCIA DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES
 LLUVIAS MEDIAS TOTALES DE LA CUENCA

NOTA: La fecha indicada en cada tabla se refiere al día de ocurrencia del gasto medio diario máximo de la avenida

TABLA C 11 FECHA: 27 DE OCTUBRE DE 1971		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
1 Estación Climatológica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							10.0	87.7	11.7	2.0	1.2	5.4	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							15.3	190.1	27.2	2.0	0.2	8.1	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							6.2	35.3	6.3	1.2	0.1	4.6	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							17.0	77.3	14.1	2.9	0.4	3.2	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							2.5	99.0	13.5	0.0	0.0	7.5	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							8.0	13.1	5.3	0.4	1.5	5.2	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							16.0	120.0	8.5	3.0	1.0	3.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							0.0	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							16.5	170.3	27.5	3.0	0.6	4.8	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							110.0	125.0	40.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							7.5	78.5	5.8	2.0	0.0	23.1	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							3.0	98.0	9.3	1.0	2.0	7.5	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								11.9	84.1	11.7	1.5	0.7	6.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																115.9

TABLA C 12 FECHA: 24 DE NOVIEMBRE DE 1972		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
1 Estación Climatológica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							0.0	83.0	10.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							0.0	53.2	4.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							6.0	39.0	41.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							1.3	57.6	34.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							0.0	63.5	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							0.0	31.8	5.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							2.0	80.0	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							4.0	0.0	10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	0.0
9 SURUTATO	0.0584							8.3	118.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							0.0	25.0	80.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							3.7	58.5	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							0.6	83.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								2.3	59.1	19.9	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																82.5

TABLA C 13 FECHA: 22 DE FEBRERO DE 1973		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
1 Estación Climatológica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							25.5	69.5	56.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							4.0	30.0	20.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							0.0	80.0	13.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							7.9	80.0	64.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							2.5	23.0	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							1.6	32.0	33.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							2.0	42.0	31.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1	0.0	1.3
9 SURUTATO	0.0584							11.5	85.5	37.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							60.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							2.7	56.2	25.3	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							1.5	41.7	33.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								6.5	48.7	28.7	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																85.0

TABLA C 14 FECHA: 10 DE NOVIEMBRE DE 1974		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
1 Estación Climatológica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							29.6	37.4	4.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							21.8	45.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							21.0	41.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							31.7	34.0	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							33.0	38.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							19.0	59.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							18.0	71.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							26.4	43.5	7.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							40.0	68.0	60.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							27.8	39.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							28.5	52.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								25.3	44.2	4.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																73.9

TABLA C 15 FECHA: 04 DE SEPTIEMBRE DE 1975		LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
1 Estación Climatológica	Factor	-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651									24.0	18.0	1.5	4.0	4.0	6.5	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556									9.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144									50.0	0.0	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048									44.1	23.6	8.4	11.3	8.5	7.9	1.0
5 HUACAPAS	0.0405									20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297									28.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729									25.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0
8 SOYATITA	0.1218									12.4	1.8	0.0	2.2	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584									0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381									0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	19.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730									42.4	8.6	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257									3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)										28.9	4.9	2.9	1.7	1.2	2.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																41.5

CUENCA: RÍO SINALOA
 HIETOGRAMAS DE LLUVIA TOTAL REFERIDAS A LA OCURRENCIA DE LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES
 LLUVIAS MEDIAS TOTALES DE LA CUENCA

NOTA: La fecha indicada en cada tabla se refiere al día de ocurrencia del gasto medio diario máximo de la avenida

Tabla C.16 FECHA: 25 DE OCTUBRE DE 1976

Estación Climatológica	Factor	LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO															
		-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6
1 BABORIGAME	0.0651							40.5	108.0	0.0	0.0	0.0	8.0	8.0	0.0	0.0	
2 BACUBIRITO	0.0556							2.6	44.5	0.1	0.0	0.0	4.2	1.1	0.0	0.0	
3 DOLORES	0.1144							0.0	27.0	37.0	0.0	0.0	20.5	9.5	6.0	0.0	
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							0.0	84.8	7.5	0.0	0.0	18.0	28.0	0.0	0.0	
5 HUACAPAS	0.0405							0.0	25.5	0.0	0.0	0.0	2.5	7.5	0.0	0.0	
6 JAINA	0.0297							4.9	61.2	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							30.0	86.0	0.0	0.0	0.0	4.0	2.0	0.0	0.0	
8 SOYATITA	0.1218							0.0	38.4	2.0	0.0	0.0	35.0	10.5	0.0	0.0	
9 SURUTATO	0.0584							37.5	0.0	0.0	0.0	3.1	11.1	3.4	2.5	0.0	
10 TAMEAPA	0.0381							0.0	0.0	0.0	0.0	20.0	15.0	0.0	0.0	10.0	
11 TECUSIAPA	0.0730							0.0	38.4	1.2	0.2	0.0	6.4	8.5	0.0	0.0	
12 TOAHAYANA	0.2257							10.6	84.7	0.0	0.0	0.0	5.8	2.6	0.0	0.0	
HIETOGRAMA (mm)								9.7	59.5	5.4	0.0	0.9	12.7	7.7	0.0	0.0	
LLUVIA TOTAL (mm)																95.9	

Tabla C.17 FECHA: 31 DE AGOSTO DE 1977

Estación Climatológica	Factor	LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
		-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							0.0	10.0	38.0	18.0	13.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							7.8	127.9	1.2	1.6	2.1	0.0	4.2	7.8	0.0
3 DOLORES	0.1144							0.0	25.0	16.0	0.0	0.0	25.0	15.0	22.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							4.7	28.5	4.3	1.3	9.0	0.0	0.0	0.0	23.3
5 HUACAPAS	0.0405							10.0	52.0	32.0	10.0	1.5	0.0	2.5	7.0	0.0
6 JAINA	0.0297							18.3	66.2	8.1	1.8	2.0	0.0	0.6	23.3	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							18.0	20.0	20.0	0.0	0.0	31.0	7.0	5.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							0.0	6.0	3.2	28.3	11.1	0.0	0.0	0.0	9.8
9 SURUTATO	0.0584							0.6	0.0	0.0	3.4	0.0	0.0	3.5	0.0	53.7
10 TAMEAPA	0.0381							0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	20.0	8.0	0.0	5.0
11 TECUSIAPA	0.0730							0.0	31.2	7.5	3.2	10.8	0.0	0.0	9.8	28.0
12 TOAHAYANA	0.2257							1.8	6.8	39.0	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.6
HIETOGRAMA (mm)								3.6	23.7	17.6	5.7	4.6	6.6	3.1	5.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																69.9

Tabla C.18 FECHA: 27 DE SEPTIEMBRE DE 1978

Estación Climatológica	Factor	LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
		-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							32.5	32.5	61.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							36.2	42.5	20.0	2.2	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							32.1	43.0	52.0	10.6	0.0	0.0	3.5	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							10.0	42.0	24.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							45.2	24.8	21.3	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							25.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							25.3	25.3	43.5	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							12.0	35.2	43.5	5.0	2.2	1.5	9.6	12.0	4.0
10 TAMEAPA	0.0381							15.2	28.2	42.8	1.5	5.3	0.4	2.4	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							8.6	20.6	42.6	0.0	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							10.8	63.4	41.0	0.0	0.0	0.0	24.3	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								18.5	33.9	34.0	1.7	1.1	0.1	6.7	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																95.9

Tabla C.19 FECHA: 05 DE FEBRERO DE 1979

Estación Climatológica	Factor	LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
		-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							40.0	72.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2 BACUBIRITO	0.0556							11.6	25.3	13.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3 DOLORES	0.1144							46.0	53.0	47.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							63.5	81.0	26.1	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 HUACAPAS	0.0405							12.0	23.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 JAINA	0.0297							10.5	22.3	25.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							20.0	90.0	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							33.2	63.2	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9 SURUTATO	0.0584							26.5	49.5	71.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 TAMEAPA	0.0381							28.0	66.0	12.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11 TECUSIAPA	0.0730							32.1	58.2	13.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12 TOAHAYANA	0.2257							24.8	40.7	30.6	2.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
HIETOGRAMA (mm)								32.0	55.3	24.8	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LLUVIA TOTAL (mm)																113.2

Tabla C.20 FECHA: 19 DE AGOSTO DE 1980

Estación Climatológica	Factor	LLUVIA DIARIA (mm), CONSIDERANDO EL DIA DE OCURRENCIA DEL GASTO MAXIMO DIARIO COMO EL DIA CERO														
		-9	-8	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
1 BABORIGAME	0.0651							9.0	30.0	5.0	5.0	0.0	0.0	14.0	17.5	6.5
2 BACUBIRITO	0.0556							2.0	44.2	22.5	21.5	0.2	5.2	1.5	0.0	2.7
3 DOLORES	0.1144							0.0	0.0	20.0	0.0	0.0	27.0	0.0	0.0	7.5
4 GUADALUPE Y CALVO	0.1048							4.0	3.0	5.2	9.1	0.0	4.0	20.3	12.1	2.0
5 HUACAPAS	0.0405							5.0	27.0	11.0	18.5	2.5	7.0	3.0	0.0	1.0
6 JAINA	0.0297							0.0	61.2	44.7	50.6	0.6	77.0	30.3	0.0	0.3
7 SAN JOSE DE GRACIA	0.0729							16.0	23.0	40.0	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 SOYATITA	0.1218							10.9	20.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	6.2
9 SURUTATO	0.0584							4.8	10.6	25.3	10.6	11.6	13.1	15.5	0.0	5.3
10 TAMEAPA	0.0381							6.0	17.0	16.0	3.0	42.4	0.0	0.0	18.0	9.0
11 TECUSIAPA	0.0730							3.0	13.5	6.5	1.0	0.0	0.0	3.0	0.0	2.0
12 TOAHAYANA	0.2257							0.0	9.6	9.8	31.8	0.0	3.1	20.0	13.6	0.0
HIETOGRAMA (mm)								4.5	16.2	13.9	13.6	2.4	8.3	9.8	5.5	1.9
LLUVIA TOTAL (mm)																76.1

FIGURA D.1 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1961

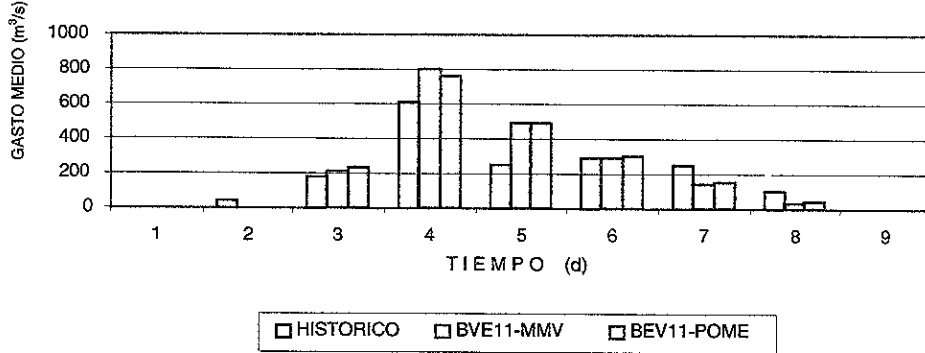


FIGURA D.2 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1962

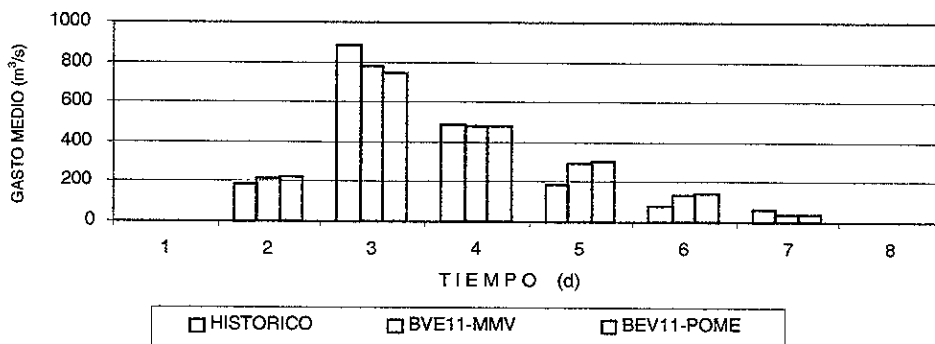


FIGURA D.3 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1963

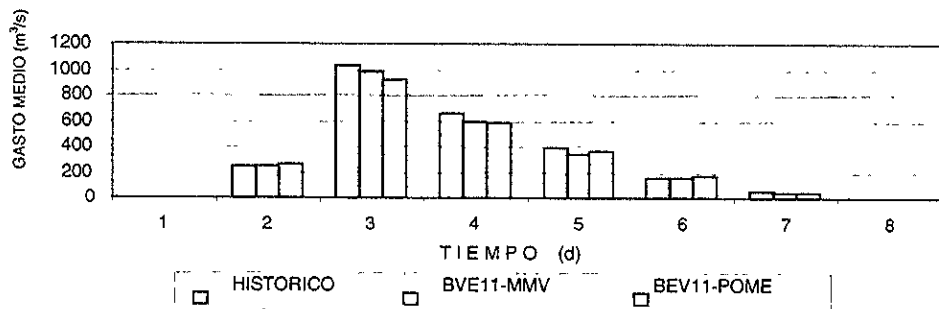


FIGURA D.4 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1964

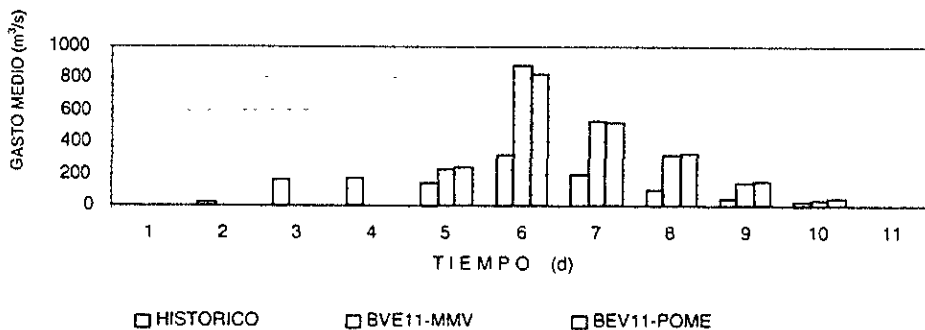


FIGURA D.5 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1965

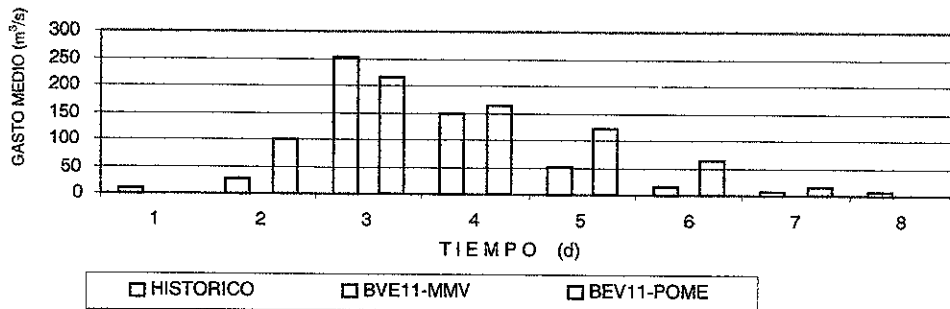


FIGURA D.6 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1966

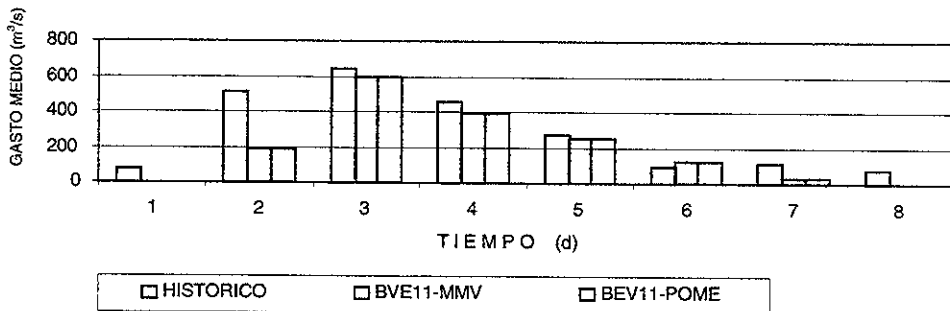


FIGURA D.7 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1967

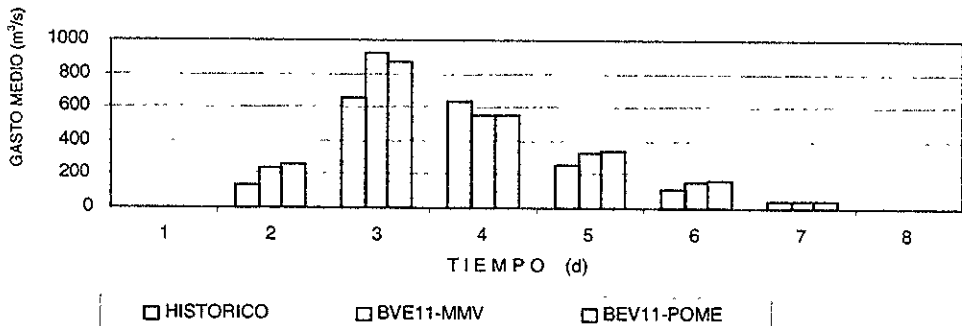


FIGURA D.8 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1968

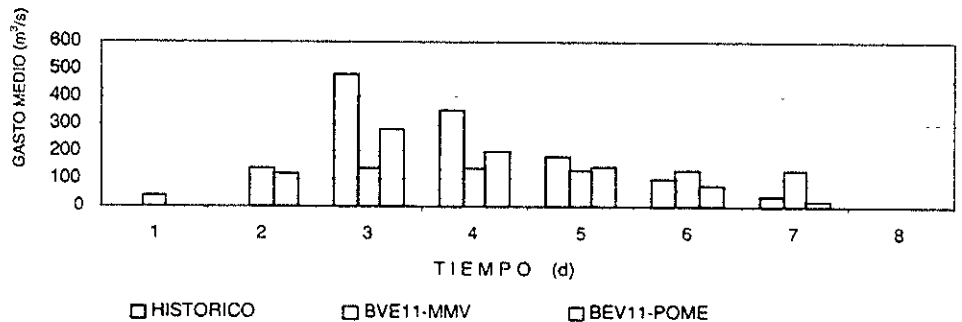


FIGURA D.9 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1969

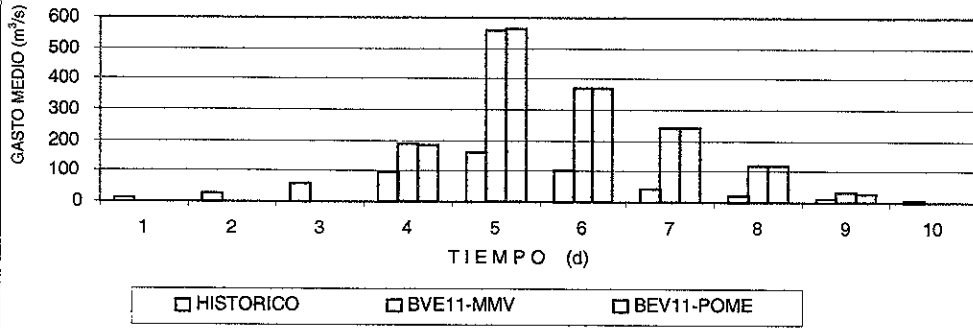


FIGURA D.10 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1970

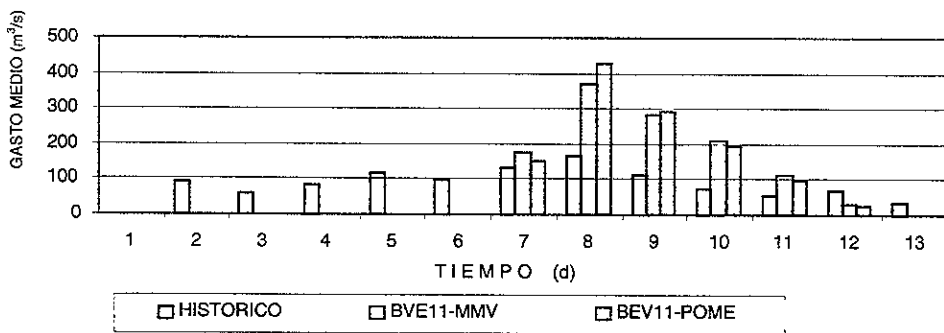


FIGURA D.11 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1971

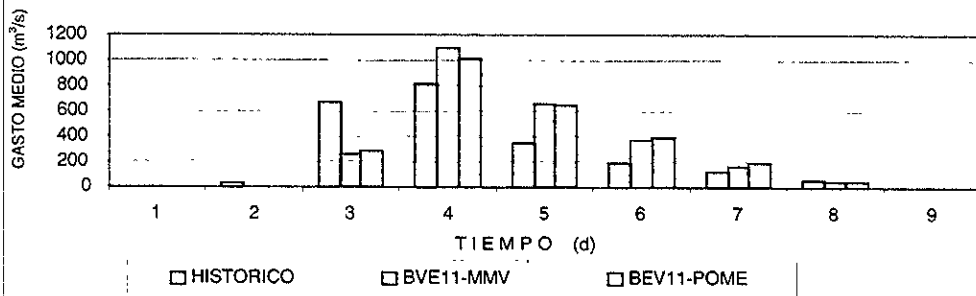


FIGURA D.12 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1972

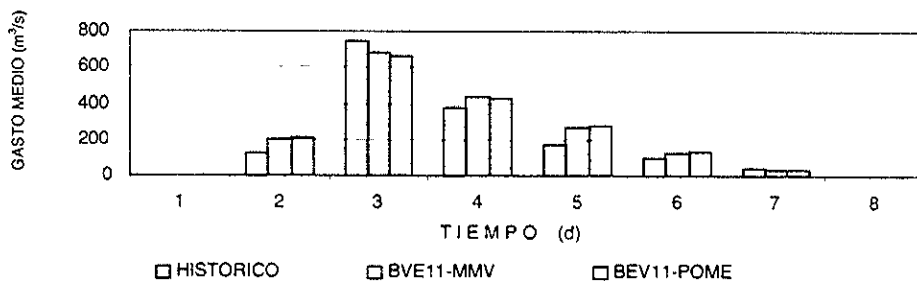


FIGURA D.13 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1973

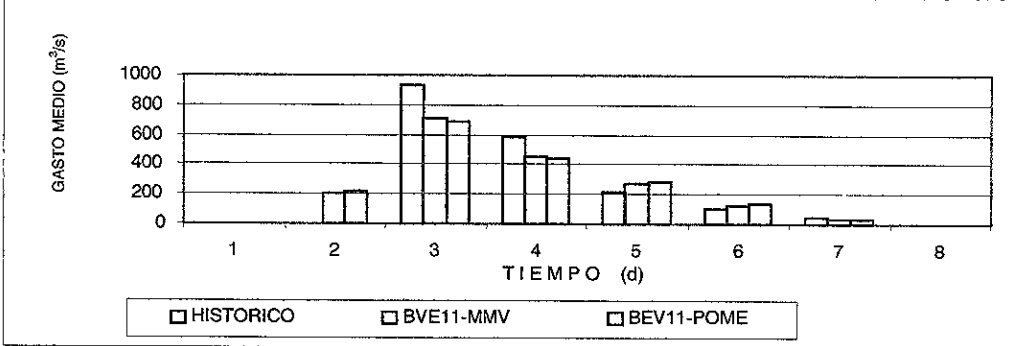


FIGURA D.14 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1974

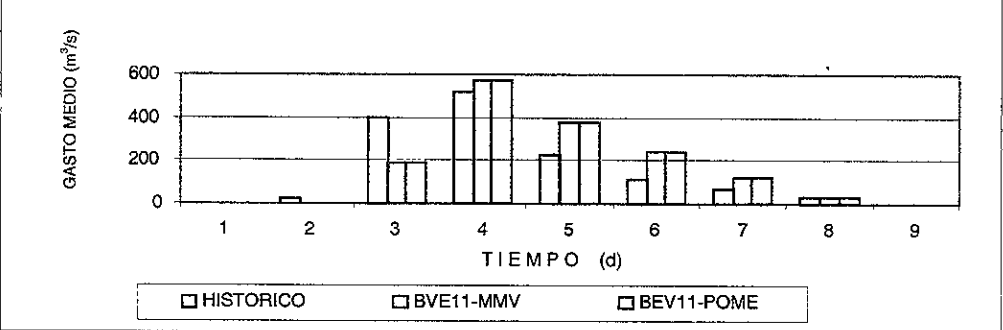


FIGURA D.15 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1975

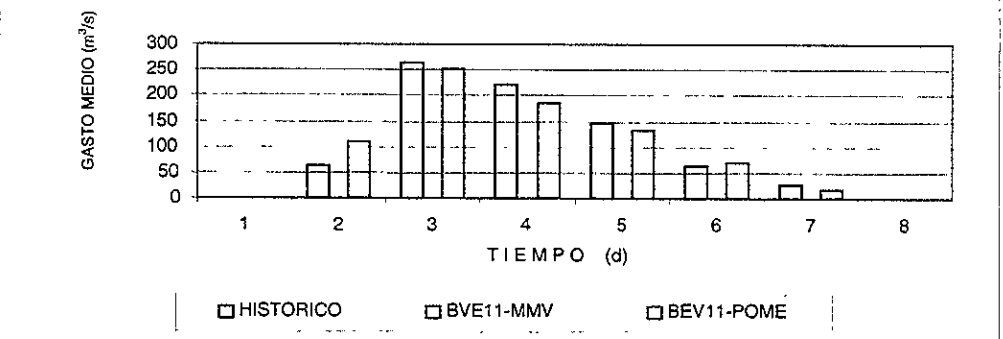


FIGURA D.16 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS. HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1976

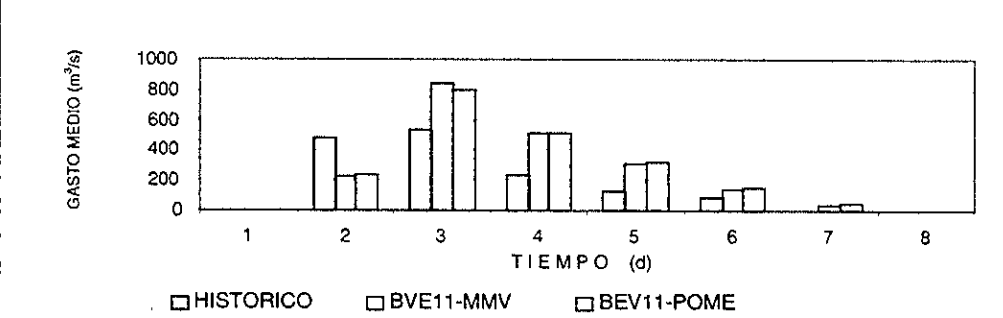


FIGURA D.17 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1977

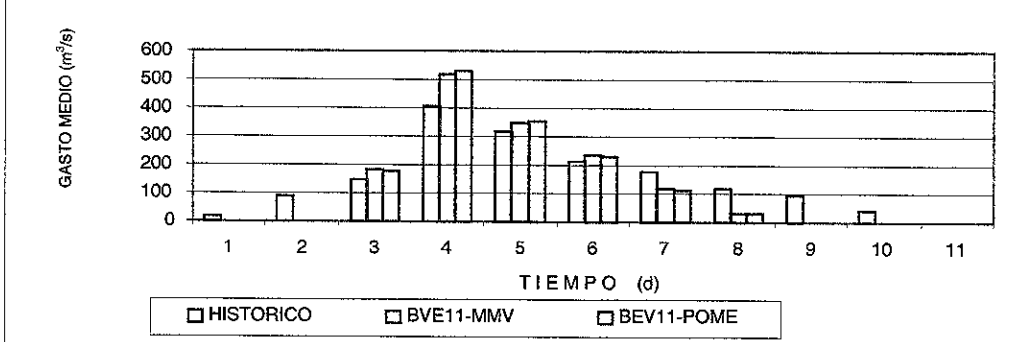


FIGURA D.18 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1978

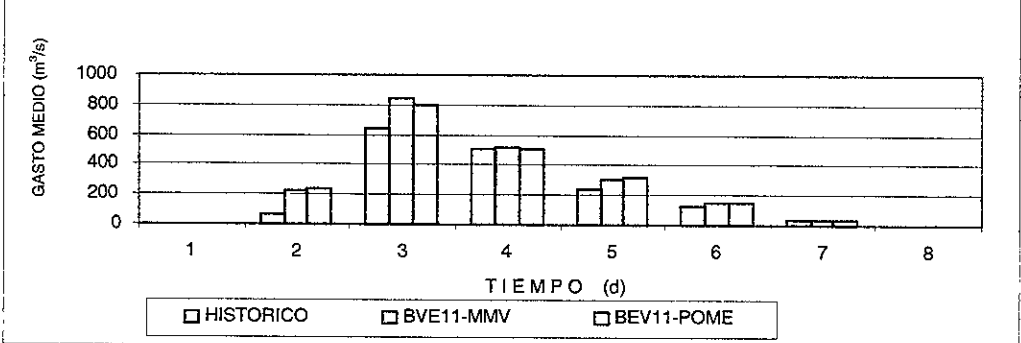


FIGURA D.19 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1979

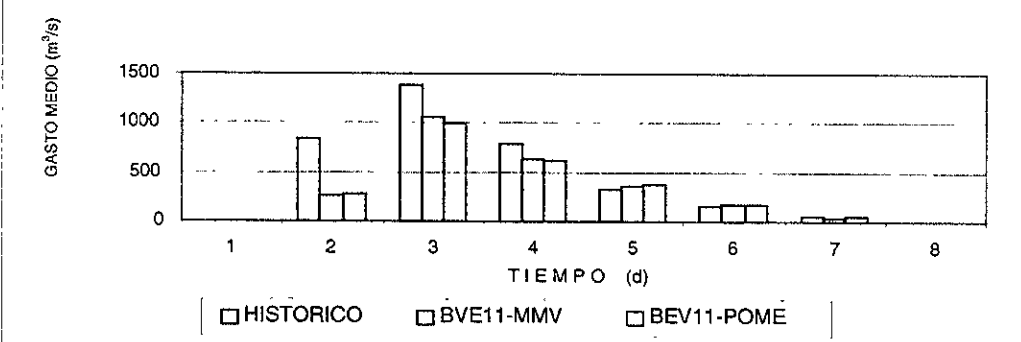


FIGURA D.20 ESTACION JAINA. HIDROGRAMAS: HISTORICO Y ESTIMADOS. AÑO 1980

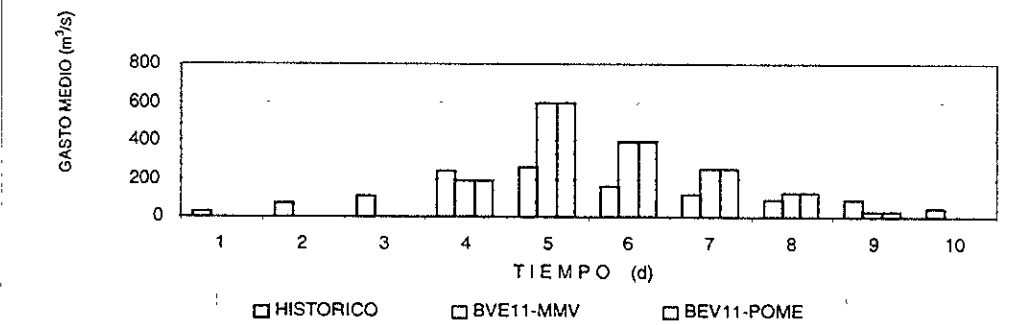


Tabla E.1 PRODUCCION DE SEDIMENTO DE LOS SEDIMENTOGRAMAS RELACIONADOS A LAS AVENIDAS MAXIMAS ANUALES EN MILES DE TONELADAS

DA. MES	1951		1952		1953		1954		1955	
	HISTORICO	BVEI1-PMVE	HISTORICO	BVEI1-PMVE	HISTORICO	BVEI1-PMVE	HISTORICO	BVEI1-PMVE	HISTORICO	BVEI1-PMVE
28-Oct	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29-Oct	10.85	0.00	205.59	94.00	186.55	117.10	13.14	0.00	0.00	0.00
30-Oct	315.35	56.80	848.89	545.10	688.18	670.50	158.69	0.00	23.83	26.00
31-Oct	315.00	637.80	212.38	156.60	259.27	195.00	81.26	0.00	258.05	219.50
1-Nov	65.55	161.40	51.45	172.30	119.27	156.10	84.26	0.00	60.64	43.30
2-Nov	74.21	129.10	17.83	94.00	136.11	117.10	123.00	111.80	21.42	34.60
3-Nov	60.74	95.80	25.52	67.60	14.41	78.10	169.23	904.70	6.52	26.00
4-Nov	19.40	84.50	10.00	31.30	6.43	38.00	41.00	168.90	2.57	17.30
5-Nov	8.78	32.30	34.60	0.00	0.00	0.00	0.00	140.30	7.50	8.70
6-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	103.20	2.56	0.00
7-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	70.10	0.00	0.00
8-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.10	0.00	0.00
9-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30-Nov	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31-Dec	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

FIGURA E.1 ESTACION : JAINA. SEDIMENTOGRAMA AÑO 1961

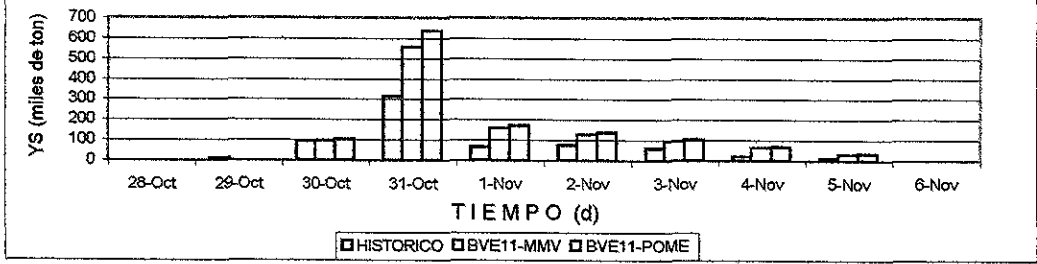


FIGURA E.2 ESTACION: JAINA. SEDIMENTOGRAMA AÑO 1962

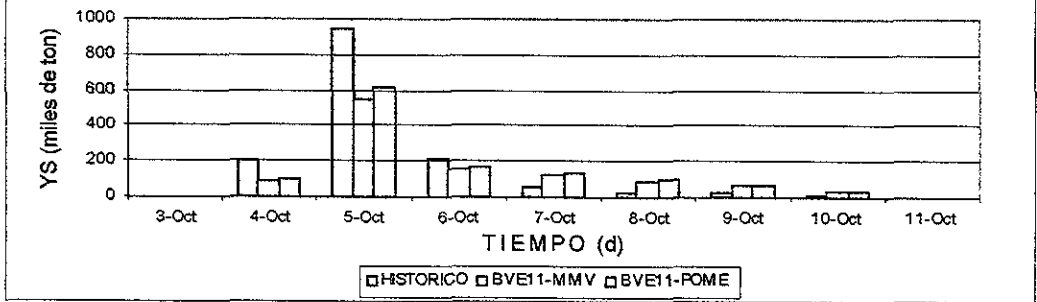


FIGURA E.3 ESTACION: JAINA. SEDIMENTOGRAMA AÑO 1963

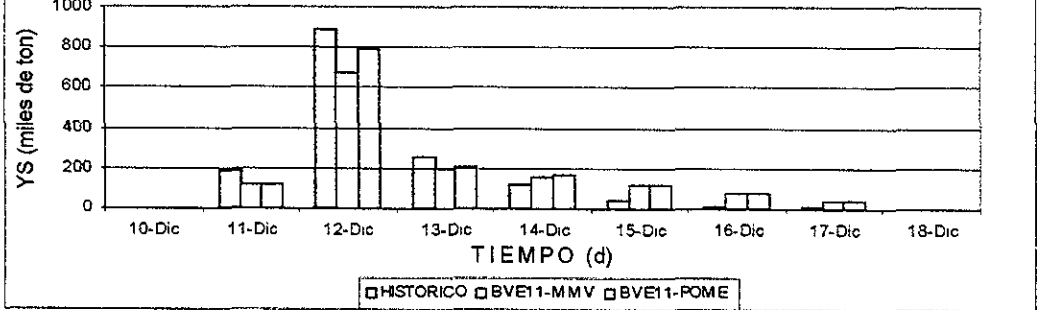


FIGURA E.4 ESTACION: JAINA. SEDIMENTOGRAMA AÑO 1964

