



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DE SEDIMENTOS FINOS PARA EL PROYECTO
HIDROELÉCTRICO LAS CRUCES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
JULIANA RESTREPO LONDOÑO

TUTOR PRINCIPAL
DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA – INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. MOISÉS BEREZOWSKY VERDUZCO – INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. OSCAR FUENTES MARILES – INSTITUTO DE INGENIERÍA
M.I. VÍCTOR FRANCO – INSTITUTO DE INGENIERÍA
DRA. MARITZA LILIANA ARGANIS JUÁREZ – INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO D. F., MAYO DE 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Moisés Berezowsky Verduzco
Secretario:	Dr. Oscar Fuentes Mariles
1 ^{er} Vocal:	Dr. Ramón Domínguez Mora
2 ^{do} Suplente:	M.I. Víctor Franco
3 ^{er} Suplente:	Dra. Maritza Liliana Arganis Juárez

CIUDAD DE MÉXICO

TUTOR DE TESIS:

DR. RAMÓN DOMÍNGUEZ MORA

FIRMA

A mi familia, madre, padre, hermano, los amo profundamente son mi vida y mi aliciente.

A Wilson, tenerte en esta etapa fue una bendición, gracias por apoyarme y creer en mí.

A Dios y a la Virgen María Auxiliadora, gracias por bendecirme.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Ramón Domínguez Mora por su apoyo, tiempo, paciencia y generosidad a la hora de ofrecerme un espacio en el instituto y hacerme parte de su grupo de estudiantes.

Al Dr. Moisés Berezowsky y Dr. Oscar Fuentes por la revisión y comentarios a la tesis.

A la Dra. Maritza Arganis por el apoyo constante durante la realización de la tesis, por su revisión y aportes a la misma.

A la M. I. Guadalupe Fuentes por su disposición y apoyo.

Al M. I. Eliseo Carrizosa por su apoyo como becaria del instituto de ingeniería.

Al Concejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca otorgada para la realización de mis estudios.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) por su apoyo como becaria.

TABLA DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.2	ESTRUCTURA DE LA TESIS	2
2	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	4
2.1	CUENCA DEL RÍO SAN PEDRO – MEZQUITAL.....	4
2.2	RÍO SAN PEDRO	6
2.3	REGIÓN HIDROLÓGICA	8
2.4	PRESAS EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	10
2.5	LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LAS CRUCES	11
3	INFOMACIÓN DISPONIBLE	12
3.1	INFORMACIÓN GEOGRÁFICA	12
3.2	INFORMACIÓN HIDROLÓGICA.....	12
3.3	INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA	12
3.4	INFORMACIÓN DE SEDIMENTOS	14
4	AVENIDAS DE DISEÑO	15
4.1	DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS POR CUENCA PROPIA PARA EL P.H. LAS CRUCES .	16
4.1.1	Método de transposición empírica (WMO, 2008)	16
4.1.2	Caso de estudio	17
4.2	DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS	19
4.2.1	Caso de estudio	20
4.3	ANÁLISIS DE FRECUENCIA UNIVARIADO Y BIVARIADO	23
4.3.1	Análisis de frecuencia univariado.....	27
4.3.2	Análisis de frecuencia bivariado	30
4.3.3	Caso de estudio	32
4.3.4	Análisis de frecuencia univariado.....	32
4.3.5	Determinación de gastos medios diarios	36
4.3.6	Construcción de la forma y pico de la avenida de diseño	38
4.3.7	Análisis de frecuencia Bivariado.....	39
4.4	TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO	44
4.4.1	Funcionamiento de vasos.....	45
4.4.2	Tránsito de avenidas en vasos.....	45

4.4.3	Caso de estudio	50
4.4.4	Avenidas obtenidas por el método univariado	52
4.4.5	Avenidas obtenidas por el método bivariado	53
5	SEDIMENTO FINO	58
5.1	ESTIMACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN DE SEDIMENTOS.....	58
5.2	RELACIÓN ENTRE GASTOS Y VOLÚMENES DE SEDIMENTOS FINOS	58
5.3	PROPORCIONES DE LLUVIAS.....	61
5.4	ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELO. FACTORES LSKC.....	62
5.4.1	Caso de estudio	65
6	LLENADO DEL EMBALSE	72
7	GENERACIÓN DE SERIES SINTÉTICAS.....	74
7.1	MÉTODO DE LOS FRAGMENTOS DE SVANIDZE MODIFICADO	75
7.1.1	Caso de estudio	75
8	CONCLUSIONES	84
9	BIBLIOGRAFÍA	86
	ANEXO A.....	90
	ANEXO B	100

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Municipios comprendidos en la cuenca del río San Pedro.....	5
Tabla 2.2. Características de las Presas en la Subregión Hidrológica río San Pedro	11
Tabla 3.1. Estaciones hidrométricas.....	12
Tabla 3.2. Estaciones de precipitación	13
Tabla 3.3. Estaciones hidrométricas con información de volúmenes de sedimentos finos ...	14
Tabla 4.1. Características de las cuencas	18
Tabla 4.2. Gastos medios diarios de octubre de 1994	19
Tabla 4.3. Gastos máximos anuales, volumen total y duración del hidrograma	21
Tabla 4.4. Gastos máximos anuales de 1 a 10 días de duración (m ³ /s)	22
Tabla 4.5. Gastos máximos anuales instantáneos por cuenca propia. P.H. Las Cruces	24
Tabla 4.6. Parámetros estadísticos de las muestra de gastos máximos anuales.....	25
Tabla 4.7. Parámetros estadísticos de la muestra de gastos máximos anuales instantáneos	25
Tabla 4.8. Gastos extrapolados para períodos de retorno de 2 a 10000 años	35
Tabla 4.9. Parámetros para cada función	35
Tabla 4.10. Gastos medios diarios (individuales) y gastos ordenados por bloques alternos .	36
Tabla 4.11. Gastos máximos instantáneos anuales y volumen de su avenida.....	39
Tabla 4.12. Estadísticos de las series gasto y volumen	40
Tabla 4.13. Frecuencia empírica de la función bivariada.....	40
Tabla 4.14. Parámetros de ajuste de la función Doble Gumbel Bivariada.....	42
Tabla 4.15. Parámetros de la función bivariada.....	43
Tabla 4.16. Ecuaciones del caudal de salida por el vertedor (Ven Te Chow, 1994).....	48
Tabla 4.17. Datos generales y de generación del P.H. Las Cruces. CFE.....	50
Tabla 4.18. Políticas de operación del vertedor. CFE.....	51
Tabla 4.19. Resumen de gastos de entrada y salida máximos, y elevación máxima	56
Tabla 4.20. Gastos promedio de 1 y 2 días	56
Tabla 5.1. Cuencas consideradas para el análisis y sus áreas	61
Tabla 5.2. Proporción considerando las lluvias, el exponente 1.8 y el área de las cuencas ...	61
Tabla 5.3. Valores de K en función del suelo y su textura superficial	63
Tabla 5.4. Valores del Factor C por categoría de uso de suelo y vegetación	65
Tabla 5.5. Valores medios de los factores K, C, L y S de la USLE por subcuenca	71
Tabla 5.6. Factor final de pérdida de suelo respecto a la EH San Pedro.....	71
Tabla 6.1. Criterios para la elección del régimen de caudales ordinarios estacionales. CFE..	72
Tabla 7.1. Volumen mensual y total anual.....	76
Tabla 7.2. Parámetros estadísticos	77
Tabla 7.3. Fracciones por mes.....	78
Tabla 7.4. Parámetros de la función Gumbel.....	80
Tabla 7.5. Estadísticos de las 10 series sintéticas generadas.....	81
Tabla 7.6. Valores promedios de los parámetros estadísticos.....	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Croquis de las corrientes y estaciones. Tomada de la actualización del estudio Hidrológico del PH Las Cruces. CFE	4
Figura 2.2. Cuenca del río San Pedro – Mezquital Fuente: WWF y FGRA I.A.P., 2008.....	6
Figura 2.3. Hidrografía en la cuenca de estudio, EH San Pedro y sitio de presa	8
Figura 2.4. Ubicación geográfica de la región hidrológica No. 11 Presidio – San Pedro en el mapa de las Regiones Hidrológicas de la República Mexicana. Fuente: Estadísticas del Agua en México, Edición 2010, CONAGUA, página 19	9
Figura 2.5. Elevación en la cuenca en estudio	10
Figura 2.6. Ubicación al sitio del P.H. Las Cruces Fuente: Informe Actualización del estudio hidrológico del PH Las Cruces, CFE, 2014.....	11
Figura 3.1. Cuenca en estudio (a) estaciones de precipitación y (b) precipitación media en la cuenca	14
Figura 4.1. Precipitación media anual	17
Figura 4.2. Prueba de independencia de los gastos máximos anuales de 1 a 10 días	27
Figura 4.3. Prueba de independencia de los gastos máximos anuales instantáneos por cuenca propia	27
Figura 4.4. Región para la estimación del período de retorno conjunto (Tomada de Arganis, 2013).....	32
Figura 4.5. Análisis de frecuencia	34
Figura 4.6. Curva Q-Tr-d	35
Figura 4.7. Avenida de diseño para diferentes períodos de retorno	38
Figura 4.8. Construcción de la forma y pico de la avenida de diseño para diferentes períodos de retorno.....	39
Figura 4.9. Funciones Doble Gumbel (Marginal de Q y de V)	42
Figura 4.10. Comparación frecuencia empírica vs teórica obtenida con AG	43
Figura 4.11. Curvas gasto-volumen-período de retorno.....	43
Figura 4.12. Hidrograma Hermitiano triparametrico determinado para el método bivariado.....	44
Figura 4.13. Cambio de almacenamiento durante un período de tránsito Δt . (Tomada de Ven Te Chow, 1994).....	46
Figura 4.14. Hidrograma de entrada (I) y salida (O). (Tomada de Aparicio, 2013)	47
Figura 4.15. Diagrama de bloques. (Tomada de Aparicio, 2013)	50
Figura 4.16. Políticas de operación del vertedor. CFE.....	51
Figura 4.17. Curva elevación-volumen. CFE	51
Figura 4.18. Tránsito de avenida $Tr = 10$ años	52
Figura 4.19. Tránsito de avenida $Tr = 100$ años	52
Figura 4.20. Tránsito de avenida $Tr = 1000$ años	53
Figura 4.21. Tránsito de avenida $Tr = 10000$ años	53
Figura 4.22. Tránsito de avenida $Tr = 10$ años	54

Figura 4.23. Tránsito de avenida $Tr = 100$ años	54
Figura 4.24. Tránsito de avenida $Tr = 1000$ años	55
Figura 4.25. Tránsito de avenida $Tr = 10000$ años	55
Figura 4.26. Avenida de diseño univariado vs. bivariado.....	57
Figura 4.27. Avenida de 1994.....	57
Figura 5.1. Relación entre gastos medios diarios y volúmenes de azolve	59
Figura 5.2. Gráficas del análisis tormenta por tormenta	60
Figura 5.3. División en subcuencas	66
Figura 5.4. Estaciones climatológicas para el análisis	67
Figura 5.5. Precipitación media anual en la cuenca de análisis	68
Figura 5.6. Mapa del Factor K	69
Figura 5.7. Mapa del Factor C	70
Figura 5.8. Curva de duración	71
Figura 6.1. Regímenes de caudales ordinarios estacionales.....	72
Figura 6.2. Días a un almacenamiento dado.....	73
Figura 7.1. Volumen total mensual en el P.H. Las Cruces	75
Figura 7.2. Volumen total anual en la P.H. Las Cruces	76
Figura 7.3. Fracción de volumen mensual con respecto al total	79
Figura 7.4. Ajuste Gumbel para la serie de volumen total.....	80
Figura 7.5. Series sintéticas de volúmenes anuales	81
Figura 7.6. Media.....	81
Figura 7.7. Desviación estándar	81
Figura 7.8. Coeficiente de asimetría.....	82
Figura 7.9. Coeficiente de variación	82
Figura 7.10. Comparación de la media histórica con el promedio de las medias de las series sintéticas.....	82
Figura 7.11. Comparación de la desviación estándar histórica con el promedio de las desviaciones estándar de las series sintéticas	82
Figura 7.12. Comparación del coeficiente de asimetría histórico con el promedio de los coeficientes de asimetría de las series sintéticas.....	83
Figura 7.13. Comparación del coeficiente de variación histórico con el promedio de los coeficientes de variación de las series sintéticas	83
Figura 7.14. Comparación del coeficiente de correlación histórico con el promedio de los coeficientes de correlación de las series sintéticas.....	83

RESUMEN

En este estudio se determinan las avenidas de diseño para diferentes períodos de retorno en el P.H. Las Cruces, a partir de los gastos medidos en la estación hidrométrica San Pedro, estación que cuenta con buena cantidad de registros y está ubicada sobre el río San Pedro aguas abajo del proyecto. Posteriormente se realiza el tránsito a cada avenida y se determina el gasto máximo de descarga y la elevación que alcanza el vaso.

Se realiza un análisis de sedimentos en suspensión, con el objetivo de determinar cuánto sedimento se produce en la cuenca del río San Pedro y como se afectara el manglar y Marismas Nacionales que se encuentran ubicados en la desembocadura del río San Pedro. A partir de los datos medidos en la estación hidrométrica San Pedro, se obtuvo una ecuación que relaciona los gastos con los volúmenes de sedimentos; luego se hizo una distribución de áreas por cuencas, determinando las áreas de mayor aportación de sedimentos, y por último para el traslado de los datos de la estación San Pedro al sitio de presa, se consideró la influencia de la magnitud de los gastos tanto anuales como de principales tormentas, y los factores que influyen en la ecuación universal de pérdida de suelo, USLE.

Para obtener un llenado rápido del embalse, se realizó un análisis de los volúmenes en el sitio de presa, determinando en qué fecha es más conveniente el cierre y posterior llenado.

A partir de los registros obtenidos para la cuenca, se generan 10 series sintéticas de escurrimientos mensuales con 100 años de registro, con el método de los fragmentos de Svanidze, se determinan los parámetros estadísticos tanto a nivel anual como mensual y se realiza la comparación con los datos históricos.

1 INTRODUCCIÓN

El conocimiento de la disponibilidad hídrica es fundamental para el estudio y planeación de proyectos hidroeléctricos, por lo tanto, los registros hidrológicos se convierten en la columna vertebral de los estudios energéticos. Así mismo, las obras hidráulicas son afectadas por avenidas y el conocimiento del tamaño y frecuencia de las crecientes son vitales para lograr un buen diseño. En el caso de las presas, que son una de las obras hidráulicas más prominentes, las consecuencias de su falla son muy serias. Así, los estudios hidrológicos, son fundamentales para el desarrollo de los proyectos hidroeléctricos, de allí la motivación para realizar este trabajo sobre el Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces.

Las crecidas repentinas de un río son generadas por las altas precipitaciones que generan aumento en el gasto y nivel de las aguas en los cauces de los ríos. El análisis de las avenidas representa una parte importante en el diseño hidrológico e hidráulico. A partir de la avenida de diseño, basadas en consideraciones técnicas, de probabilidad de ocurrencia y de riesgo de falla, se dimensionan obras de excedencias y de protección.

Adicionalmente, en el diseño de las obras de control, como en este caso la obra de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces, las avenidas extremas definidas tanto por su gasto de pico y su volumen total son de vital importancia (Rivera F. y Escalante C., 1999) para el buen dimensionamiento de las obras, ya que un mal diseño puede causar pérdidas materiales y de vidas humanas debido a inundaciones que se presenten aguas abajo de la presa.

El estudio del sedimento fino en el P.H. Las Cruces, parte principalmente de la necesidad de conocer cuánto es el sedimento que produce la cuenca del río San Pedro y que llegará hasta el sitio de la presa; es importante también para el manglar y Marismas Nacionales que se encuentran en la zona de la desembocadura del río San Pedro, ya que el río aporta el agua dulce y sedimentos, así como los nutrientes vitales para su funcionamiento y permanencia.

Los factores que afectan la erosión y la sedimentación son función del tipo de erosión. Sin embargo; como regla general, la erosión que ocurrirá en un suelo específico depende directamente de ciertas variables: clima, vegetación, hojarasca, tipo de suelo, topografía, velocidad del flujo y uso de la tierra (Morgan, 2005).

Las series sintéticas son muy útiles para la estimación de la capacidad de un embalse, para la evaluación de la confiabilidad de un almacenamiento dada una demanda, para la evaluación de la implementación de estrategias de manejo de los recursos hidráulicos bajo varios potenciales escenarios hidrológicos, para estudios de la planeación futura de la operación de un embalse, para la planeación de la expansión de la capacidad de un sistema de agua potable y para la evaluación del desempeño de un sistema de riego bajo demandas del distrito no conocidas (Salas et al, 1980).

1.1 OBJETIVOS

- Determinar los gastos por cuenca propia para el sitio del proyecto a partir de información medida en estaciones dentro de la misma cuenca en estudio.
- Determinar la avenida de diseño para la obra de excedencias del P.H. La Cruces.
- Establecer a partir de la Ecuación universal de pérdida de suelo (USLE) a los factores de pérdida de suelo por subcuencas, para saber qué tanto se altera la aportación de sedimentos al manglar y Marismas Nacionales.
- Determinar la época del año en que es más conveniente iniciar el llenado del embalse.
- Generar series de tiempo de escurrimientos más largas que las registradas históricamente.

1.2 ESTRUCTURA DE LA TESIS

A continuación se presenta una breve descripción del contenido de los capítulos que componen esta tesis.

En el Capítulo 2 se describe la zona de estudio del proyecto hidroeléctrico Las Cruces, ubicado en el estado de Nayarit, en la cuenca del río San Pedro – Mezquitil, sobre el río San Pedro; en la región hidrológica RH11 denominada Presidio - San Pedro.

En el Capítulo 3 se presenta la información disponible y utilizada para el análisis hidrológico y de sedimentos finos; se presenta la información hidrométrica, climatológica y de volumen de sedimentos en suspensión.

En el Capítulo 4 se presenta el análisis de las avenidas de diseño, la información utilizada para el análisis se obtuvo con el método de transposición empírica (WMO, 2008), mediante un factor de relación para determinar los gastos en el sitio de la presa, partiendo de los datos medidos en la estación hidrométrica San Pedro, ubicada aguas abajo del proyecto.

A partir de dichos gastos, se realizó un análisis de frecuencia univariado de las series de sus promedios máximos anuales para duraciones de 1 a 10 días, se determinó la función de distribución que mejor describe la serie y se obtuvieron los gastos extrapolados para ciertos períodos de retorno. Se determinaron los gastos individuales para cada período de retorno y las avenidas de diseño respectivas. Para la serie de tiempo anual, se obtuvieron los valores máximos instantáneos, que permiten dar el pico a cada una de estas avenidas de diseño. Con la información suministrada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) se realizó el tránsito de cada avenida de diseño, obteniendo un gasto máximo de descarga y la elevación que alcanza el vaso.

En el Capítulo 5 se presenta el análisis de sedimento fino en la zona de estudio, para conocer el comportamiento que se tendrá en el cauce aguas abajo del sitio de presa. Se parte de la información de gastos medios medidos en la estación San Pedro de 1960 a 1990, y se relaciona con los volúmenes medidos de sedimentos. La relación se hace para las crecientes más importantes (358 datos) obteniendo una ecuación de relación. A partir de los análisis tormenta por tormenta se llega a la conclusión de que los gastos y las lluvias, tienen una relación con los gastos elevados a una potencia determinada.

Adicionalmente, tomando en cuenta los demás términos de la Ecuación universal de pérdida de suelo (USLE), se determina la pérdida de suelo promedio anual por área unitaria, para las subcuencas establecidas dentro de la cuenca del río San Pedro.

En el Capítulo 6 se presenta un análisis para determinar la época del año en la que es más conveniente el inicio del llenado del embalse, teniendo en cuenta que se desea un llenado rápido del embalse.

En el Capítulo 7 se describe la generación de series sintéticas a partir del método de los fragmentos (Svanidze, 1980).

Finalmente, en el Capítulo 8 se presentan las principales conclusiones y en el Capítulo 9 la bibliografía utilizada en el informe.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El P.H. Las Cruces está ubicado en el estado de Nayarit, en la cuenca del río San Pedro – Mezquital, sobre el río San Pedro; en la región hidrológica RH11 denominada Presidio - San Pedro.

El Estado de Nayarit está ubicado en el occidente de la República, entre las siguientes coordenadas geográficas extremas: al norte 23° 05' de latitud norte, al sur 20° 36' de latitud norte, al este 103° 43' de longitud oeste y al oeste 105° 46' de longitud oeste. Limita al norte con los Estados de Durango y Sinaloa, al este con los Estados de Jalisco, Durango y Zacatecas, al sur con Jalisco y el Océano Pacífico y al oeste con el Océano Pacífico.

2.1 CUENCA DEL RÍO SAN PEDRO – MEZQUITAL

El P.H. Las Cruces se ubica en la cuenca del río San Pedro-Mezquital que forma parte del Sistema Hidrológico San Pedro-Acaponeta. La cuenca del río San Pedro Mezquital se forma por la unión de tres corrientes o afluentes principales: La Sauceda, desde el norte, el Tunal y el Santiago Bayacora, procedentes de la vertiente oriental de la Sierra Madre Occidental; desciende hacia el sureste, se le une el afluente Nombre de Dios y recorre el Cañón del Mezquital, en la Altiplanicie Mexicana; cruza las montañas de la Sierra Madre hacia el suroeste e irriga los valles tropicales de Ruiz, en Nayarit, para desembocar en Marismas Nacionales, donde existe el manglar más extenso del Pacífico Norte, refugio de multitud de especies. Cerca de la desembocadura del río se encuentra la pequeña isla de Mexcaltitán, que algunos identifican como la mítica Aztlán, origen de la migración mexicana que concluiría en la fundación de México Tenochtitlan (WWF y FGRA I.A.P., 2010).



Figura 2.1. Croquis de las corrientes y estaciones. Tomada de la actualización del estudio Hidrológico del PH Las Cruces. CFE

La cuenca abarca alrededor de 27000 km² en los estados de Durango, Nayarit y Zacatecas (Ver Figura 2.2) y acoge una población aproximada de 800000 habitantes. Las principales actividades económicas son ganadería, agricultura, extracción forestal y, en la parte baja, cultivo de camarón y ostión (WWF y FGRA I.A.P., 2008). En la Tabla 2.1 se presentan los municipios que están comprendidos (parcial o totalmente) en la cuenca del río San Pedro – Mezquital.

Tabla 2.1. Municipios comprendidos en la cuenca del río San Pedro.

NÚMERO	ESTADO O CLAVE DE MUNICIPIO	MUNICIPIO	CABECERA MUNICIPAL
DURANGO			
1	1	Canatlán	Ciudad Canatlán
2	4	Cuencamé	Cuencamé de Ceniceros
3	5	Durango	Victoria de Durango
4	8	Guadalupe Victoria	Ciudad Guadalupe Victoria
5	14	Mezquital	San Francisco del Mezquital
6	16	Nombre de Dios	Nombre de Dios
7	20	Pánuco de Coronado	Francisco I. Madero
8	22	Poanas	Villa Unión
9	23	Pueblo Nuevo	El Salto
10	28	San Juan del Río	San Juan del Río del Centauro del Norte
11	32	Santiago Papasquiaro	Santiago Papasquiaro
12	33	Súchil	Súchil
13	38	Vicente Guerrero	Vicente Guerrero
14	39	Nuevo Ideal	Nuevo Ideal
NAYARIT			
15	1	Acaponeta	Acaponeta
16	5	Huajicori	Huajicori
17	9	Del Nayar	Jesús María
18	10	Rosamorada	Rosamorada
19	11	Ruiz	Ruiz
20	15	Santiago Ixcuintla	Santiago Ixcuintla
21	18	Tuxpan	Tuxpan
ZACATECAS			
22	9	Chalchihuites	Chalchihuites
23	40	Saín Alto	Saín Alto
24	42	Sombrerete	Sombrerete

* Fuente INEGI

La parte alta de la cuenca del río San Pedro – Mezquital comprende el 60% de la superficie total de la cuenca, una gran meseta de aproximadamente 15670 km². En esta zona se han construido varias presas entre las que se encuentran La Caboraca, Francisco Villa, Peña del Águila, Presa Garabitos, Guadalupe Victoria, Santiago de Bayacora, San Bartolo, Santa Elena, entre otras, donde se controlan las avenidas generadas y se aprovecha la mayor parte del agua en el riego.



Figura 2.2. Cuenca del río San Pedro – Mezquital Fuente: WWF y FGRA I.A.P., 2008

2.2 RÍO SAN PEDRO

El río San Pedro-Mezquital es la principal fuente de agua dulce del sur del estado de Durango, así como de uno de los humedales más productivos y ricos en biodiversidad del Pacífico: Marismas Nacionales. Conformar una cuenca con una superficie de 27000 km² aproximadamente, que drena al Océano Pacífico un volumen medio anual superior a los 2700 hm³, es decir, alrededor de 87 m³/s de gasto medio anual. El río tiene distintos nombres a lo largo de sus 540 km. Nace, con el nombre de la Saucedá, al noroeste de la ciudad de Durango, después se le unen el Tunal y el Santiago Bayacora, y el Súchil cerca de la localidad de Nombre de Dios. Posteriormente, como río Mezquital, atraviesa la Sierra Madre Occidental para desembocar en Marismas Nacionales, Nayarit, ya como el río San Pedro-Mezquital (WWF y FGRA I.A.P., 2008). Al cruzar sinuoso las últimas estribaciones de la sierra, llega a las extensas llanuras costeras de Nayarit, donde disminuye su velocidad y va depositando sedimentos y nutrientes. Nos encontramos en la antesala de Marismas Nacionales, un complejo entramado de manglares, canales, lagunas y esteros cuyo principal aporte de agua dulce y nutrientes viene del río San Pedro Mezquital, y que alberga el bosque de mangle más extenso del Pacífico mexicano, con una superficie de manglar que representa 15-20% del total de la existente en el país (WWF: Cuenca baja y Marismas Nacionales).

Una vez recibidas las aportaciones del Río Nombre de Dios, la corriente continúa con su recorrido hacia el mar, conservando dirección sur; antes de entrar a la zona montañosa en un sitio localizado 12 kilómetros aguas abajo. A partir de este sitio empieza a cruzar la Sierra Madre Occidental,

labrando un profundo valle en material sedimentario, pasando por el poblado El Mezquital, donde toma este nombre, que conserva dentro del estado de Durango.

Del poblado El Mezquital hasta el poblado de Xoconoxtle, conserva la dirección sur, después de haber recorrido 65 kilómetros desde el sitio de la estación Acevedo hasta Xoconoxtle; en este tramo, el cañón se va profundizando cada vez más reduciendo su anchura hasta llegar al extremo unos 20 kilómetros aguas abajo de Xoconoxtle. No obstante el importante caudal que lleva, es posible cruzar la corriente por medio de una viga atravesada apoyada en los cantiles. Precisamente es ahí donde ocurrió un proceso de erosión tan activo, que permitió desaguar la zona del altiplano antes descrita. Observando el ángulo que forman los arroyos tributarios con el cauce principal, se puede inferir sin lugar a duda, que por este sitio pasaba el parteaguas que separaba los escurrimientos que drenaban, unos hacia el suroeste y otros al noreste (Acuerdo del Diario Oficial 09/07/2014).

Diecisiete kilómetros aguas abajo del antiguo parteaguas, el Río Mezquital recibe por su margen derecha al Arroyo Dolores y 30 kilómetros más adelante, también por su margen derecha al Arroyo Colorado y 3 kilómetros más abajo entra al Estado de Nayarit. Posteriormente por su margen derecha se le une el río San Pedro, a partir del cual toma ese nombre y más adelante cruza la población de San Pedro Ixcatán, Estado de Nayarit y la población de Tuxpan, en el mismo Estado, conservando el nombre de río San Pedro hasta su desembocadura en la Laguna de Mexcaltitán y finalmente en el Océano Pacífico. Oficialmente la corriente principal de esta cuenca se denomina río San Pedro Mezquital (Acuerdo del Diario Oficial 09/07/2014).

El régimen de los escurrimientos del río San Pedro – Mezquital se encuentra bien definido tanto en los períodos de avenidas como los de estiaje. El período de avenidas generalmente inicia a finales de junio y principios de julio, terminando en octubre, siendo septiembre el mes de mayor escurrimiento. El período de estiaje comprende los meses de noviembre a mayo, donde los escurrimientos son bajos, con excepciones de algunas avenidas irregulares del invierno (noviembre, diciembre, enero o febrero) que son poco frecuentes.

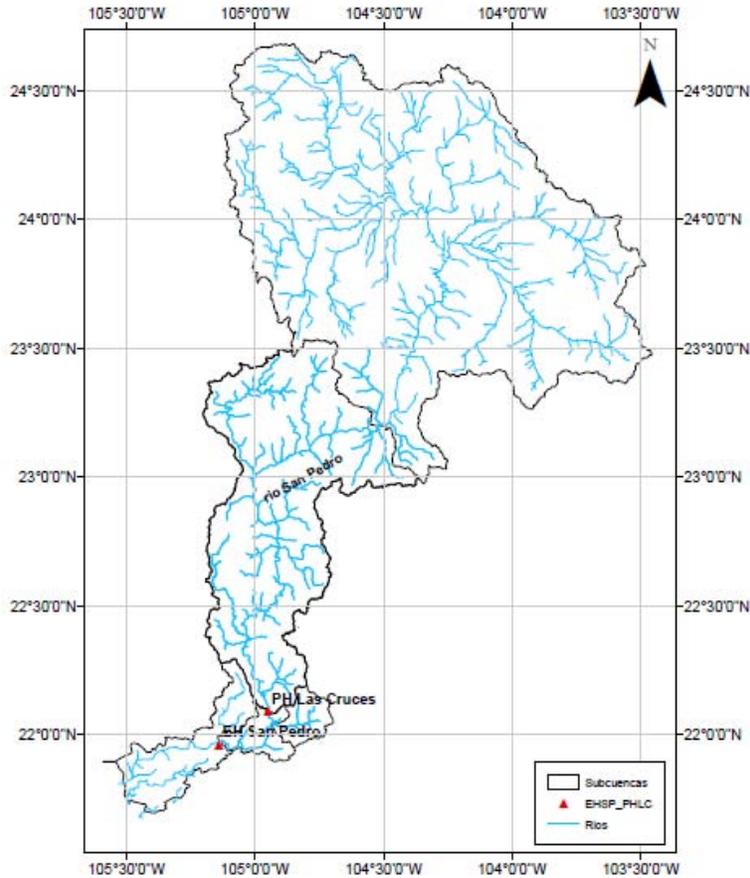


Figura 2.3. Hidrografía en la cuenca de estudio, EH San Pedro y sitio de presa

2.3 REGIÓN HIDROLÓGICA

De acuerdo con la división establecida por CONAGUA, la Región Hidrológica No. 11 (Figura 2.4) denominada Presidio - San Pedro se ubica en la parte noroeste de la República Mexicana y se encuentra delimitada al norte con la Región Hidrológica número 36 Nazas-Aguanaval, al sur con la Región Hidrológica número 12 Lerma-Santiago, al este por las regiones hidrológicas números 36 Nazas-Aguanaval y 12 Lerma-Santiago y al oeste por el Océano Pacífico. Comprende un área de 51113 kilómetros cuadrados. El P.H. Las Cruces se encuentra ubicado en la Subregión Hidrológica río San Pedro que pertenece a la vertiente del Pacífico, comprendiendo parte de los estados de Durango, Nayarit y una porción muy pequeña de Zacatecas (Acuerdo del Diario Oficial 09/07/2014).



Figura 2.4. Ubicación geográfica de la región hidrológica No. 11 Presidio – San Pedro en el mapa de las Regiones Hidrológicas de la República Mexicana. Fuente: Estadísticas del Agua en México, Edición 2010, CONAGUA, página 19

El clima de la región varía de acuerdo con la zona considerada teniendo de acuerdo con la clasificación de Koeppen tres zonas fundamentales:

La Planicie Costera, con clima tropical lluvioso, en el que la temperatura media de todos los meses es superior a 18°C y la lluvia anual superior a 250 mm, clasificándose como clima de Sabana.

La zona montañosa, con clima templado moderado lluvioso en el que la temperatura del mes más frío varía entre -3°C y 18°C, correspondiente al tipo de clima de pradera, con invierno seco no riguroso.

El altiplano, con clima seco del tipo de clima de estepa, con vegetación xerofita y escasas lluvias durante el verano.

Las condiciones de la lluvia media anual en la zona de estudio varían notablemente de acuerdo con el microclima, teniéndose por ejemplo en la zona costera, comprendida entre el pie de la Sierra Madre Occidental y el mar, valores de 800 mm en las proximidades de Mazatlán, Sinaloa y de 1500 mm cerca del puerto de San Blas, Nayarit.

Por otro lado se tiene también una zona con características definidas de aridez y que corresponde a la parte alta de la cuenca del río San Pedro, en el estado de Durango, donde los valores medios

anuales de la lluvia son del orden de 400 a 500 mm en la región de la Altiplanicie, con elevaciones medias de 1800 a 2000 msnm, cerca de la población de Durango.

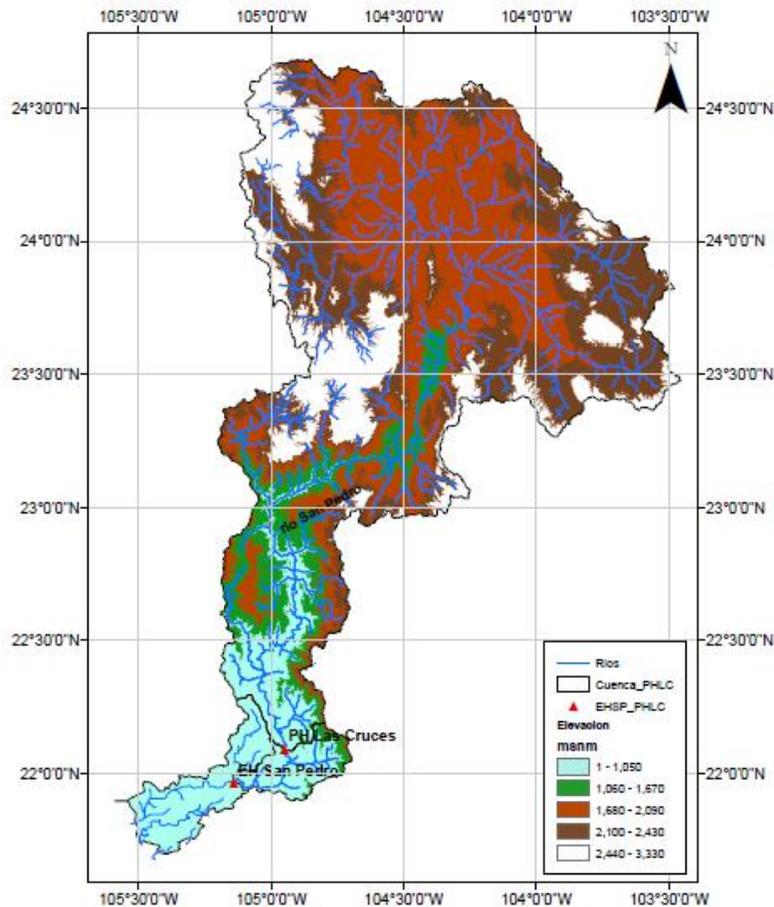


Figura 2.5. Elevación en la cuenca en estudio

La temperatura media anual en la RH11, también varía de acuerdo a la zona considerada, teniéndose diferencias notables entre los valores de la planicie costera y los del altiplano. Para la zona de la costa en Sinaloa y Nayarit, se tiene por ejemplo 25°C de temperatura media anual, con variación de 47° máxima absoluta a 4°C mínima absoluta.

En la zona del altiplano en el estado de Durango se tienen datos de 16°C como temperatura media anual, de 42°C como máxima absoluta y de -15°C como mínima absoluta.

La evaporación potencial observada en los tanques standard en algunas estaciones climatológicas de la zona dan una idea de este fenómeno, teniéndose en la planicie costera valores de 2000 mm anuales de evaporación disminuyendo al llegar a las partes altas de la Sierra Madre Occidental, para volver nuevamente a aumentar en la zona del altiplano hasta valores de 2300 mm anuales (Boletín de la Región hidrológica No. 11).

2.4 PRESAS EN LA ZONA DE ESTUDIO

Las principales presas que se ubican en la subregión Hidrológica río San Pedro son: Santiago Bayacora (río Santiago Bayacora); Guadalupe Victoria (río El Tunal); Francisco Villa (río Poanas);

Caboraca (río La Saucedá); Peña del Águila (río La Saucedá) y Santa Elena (río Graseros). La Tabla 2.2 muestra sus características y capacidades.

Tabla 2.2. Características de las Presas en la Subregión Hidrológica río San Pedro

Presa	Elevación (msnm)	Almacenamiento (millones de m ³)	Capacidad muerta		Capacidad útil
			Elevación (msnm)	Almacenamiento (millones de m ³)	Almacenamiento (millones de m ³)
Santiago Bayacora	1965.94	169.87	1918.60	7.40	122.65
Guadalupe Victoria	1935.10	103.00	1902.00	4.00	86.20
Francisco Villa	1996.10	101.00	1970.00	4.90	73.80
Caboraca	2001.30	57.90	1979.60	2.50	42.50
Peña de Águila	1895.30	55.70	1884.50	1.90	29.80
Santa Elena	2001.60	18.80	1987.30	1.10	14.00

*Fuente: Comisión Nacional del Agua

2.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO LAS CRUCES

El P.H. Las Cruces se localiza en la parte central del estado de Nayarit, 65 km al noroeste de la ciudad de Tepic y 25 km al noreste del poblado de Ruiz (Cabecera Municipal y Estación del Ferrocarril Central del Pacífico), en los municipios de Ruiz y de Rosamorada. Se ubica sobre el río San Pedro, unos 100 metros aguas arriba de la confluencia con el arroyo Rancho Viejo, 6 km aguas arriba de la confluencia con el arroyo El Naranjo y 38 km aguas arriba del cruce del río San Pedro con la vía del ferrocarril (Figura 2.2). Las coordenadas geográficas que corresponden al eje de la cortina son 22° 05' 19,04" de latitud norte y 104° 57' 03,90" de longitud oeste (Actualización del estudio hidrológico del PH Las Cruces, CFE, 2014).



Figura 2.6. Ubicación al sitio del P.H. Las Cruces Fuente: Informe Actualización del estudio hidrológico del PH Las Cruces, CFE, 2014

3 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Es indispensable a la hora de abordar estudios hidrológicos y de sedimentos contar con información en la zona de estudio, ya sea de lluvias, gastos o de volúmenes de sedimentos.

Se presenta la información utilizada para la realización de este estudio, así como las fuentes de las cuales fue obtenida.

3.1 INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Para obtener las propiedades morfométricas de la cuenca estudiada, se utiliza el software ArcGIS 10.1, con los modelos de elevación digital (DEM) de 30x30 m de resolución, obtenidos del sitio ASTER GDEM (<http://gdem.ersdac.jspacesystems.or.jp/feature.jsp>).

3.2 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

Para el análisis de gastos máximos se contó con información de 2 estaciones hidrométricas, la EH San Pedro y la EH Pajaritos (Tabla 3.1). De dichas estaciones se escogió para el análisis la EH San Pedro que cuenta con información más completa para volúmenes de sedimentos, gastos medios diarios y máximos instantáneos.

La información de las estaciones se obtuvo del Banco nacional de datos de aguas superficiales (BANDAS) de la CONAGUA.

Tabla 3.1. Estaciones hidrométricas

Estación	Latitud (°)	Longitud (°)	Período de registro
11012 EH San Pedro	21.96	-105.14	1944-2011
11075 EH Pajaritos	22.38	-105.02	1978-2008

3.3 INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA

Con la información de precipitación media anual de 90 estaciones climatológicas, se construyó el mapa de precipitación media anual para la cuenca en estudio, empleando el método de interpolación inversa utilizando un factor de 2. En la Tabla 3.2 se presentan las estaciones climatológicas con su ubicación y precipitación media anual (PMA). En la Figura 3.1 (a) se presentan las estaciones climatológicas ubicadas dentro y fuera de la cuenca y en la Figura 3.1 (b) se presenta el mapa de precipitación media anual de la zona de estudio.

La información de las estaciones se obtuvo de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

Tabla 3.2. Estaciones de precipitación

Estación	Latitud (°)	Longitud (°)	PMA (mm)	Estación	Latitud (°)	Longitud (°)	PMA (mm)
San Francisco del Mezquital	23.47	-104.40	488.10	Cuencame	24.87	-103.70	375.80
San Juan del Mezquital	23.48	-104.48	509.40	Dode de Diciembre	24.71	-103.57	435.10
El Salto (DGE)	23.69	-105.35	937.70	Pedriceña	25.12	-103.79	343.90
La Ciudad (CFE)	24.72	-105.58	1489.90	Ramón Corona	24.19	-103.63	474.30
La Peña	23.55	-105.41	1303.10	San Marcos	24.29	-103.54	451.80
Pueblo Nuevo	23.38	-105.37	1404.00	Santa Clara	24.47	-103.35	427.80
Presa Santa Elena	23.63	-104.06	479.50	Cucharas	22.82	-105.31	1291.20
Suchil	23.62	-103.92	477.70	Huajicori	22.64	-105.32	1367.90
Laboratorio del Desierto	26.69	-103.75	258.60	La Estancia	22.59	-105.34	1235.60
Charco Verde (CFE)	23.97	-105.45	812.00	Tachichilpa	22.80	-105.27	1350.00
Colonia Ignacio Zaragoza	25.35	-105.10	542.50	Acaponeta	22.49	-105.35	1329.00
Colonia Insurgentes	23.99	-104.64	404.70	Mesa de Pedro y Pablo	22.43	-105.17	1562.90
Durango (CFE)	24.02	-104.67	529.00	Pajaritos	22.38	-105.25	1343.40
El Pueblito	23.96	-104.74	542.20	Rosamorada	22.12	-105.20	1351.70
El Saltito	24.03	-104.35	493.10	Rosarito	22.17	-105.01	1233.50
Hacienda La Pila	24.12	-104.29	467.00	Chapalacana	21.94	-104.50	740.30
La Flor	23.53	-104.72	933.30	Despeñadero	21.84	-104.72	846.50
Las Bayas	23.50	-104.82	1040.10	El Carrizal	21.83	-104.58	1155.00
Llano Grande (CFE)	23.88	-105.20	803.30	Huaynamota	21.92	-104.51	853.50
Navios Viejos	23.83	-105.04	785.40	Jesús María	22.26	-104.52	828.10
Otinapa	24.05	-105.01	669.00	San Juan Peyotan	22.36	-104.43	848.20
Peña del Aguila	24.21	-104.66	533.80	El Naranjo	22.03	-104.86	1403.10
Santa Barbara	23.82	-104.93	804.00	Puerta de Platanares	21.92	-104.98	2303.30
Santiago Bayacora	23.90	-104.60	580.90	San Pedro	21.96	-105.14	1496.00
San José de Acevedo	23.81	-104.27	449.20	San Pedro Ixcatan	22.05	-104.92	1823.10
Hacienda Ganadera El Ojo	24.02	-104.11	689.10	Tuxpan	21.94	-105.30	1160.50
Narciso Mendoza	23.94	-103.96	491.80	Amado Nervo	21.73	-105.03	1357.30
Vicente Guerrero	23.74	-103.98	514.10	Capomal	21.84	-105.12	1529.00
Guadalupe Victoria (DGE)	24.45	-104.12	497.30	El Tizante	21.80	-105.12	1568.30
Ignacio Allende	24.47	-104.00	490.00	El Verdineño	21.72	-105.13	1379.40
Francisco I. Madero	24.40	-104.32	513.60	Mexcaltitan	21.91	-105.48	1160.40
Panuco de Coronado	24.54	-104.33	547.40	Palmar de Cuantla	22.22	-105.65	1030.10
Canatlan (DGE)	24.52	-104.78	553.10	Santiago Ixcuntla	21.81	-105.20	1324.70
El Pino	24.62	-104.87	554.70	Colonia Gonzatez Ortega	23.96	-103.45	472.80
San Bartolo	24.53	-104.66	339.10	Corrales	23.23	-103.64	483.90
Guatimape	24.81	-104.92	430.10	El Arenal	23.65	-103.45	479.50
Tejamen	24.81	-105.13	690.60	Felipe Ángeles	23.56	-103.57	483.60
El Cuarto	24.95	-104.48	431.60	Mesillas	23.47	-103.58	474.30
San Juan del Río	24.80	-104.40	487.90	Puerto san Francisco	23.74	-103.39	467.70
Luis Moya	24.55	-103.96	467.00	Sombrerete	23.63	-103.64	552.40
Peñon Blanco	24.79	-104.04	471.70	Río Grande (DGE)	23.80	-103.03	397.40
Yerbanis	24.74	-103.59	390.30	El Cazadero	23.69	-103.09	384.30
Atotonilco	24.64	-103.70	393.00	Sain Alto	23.58	-103.26	461.40
Cañon Fernández	25.27	-103.77	307.00	Chalchihuites (DGE)	23.48	-103.89	509.40
Cuauhtemoc	24.25	-103.80	496.70	Jiménez del Teul	23.25	-103.80	486.50

3.4 INFORMACIÓN DE SEDIMENTOS

Para el análisis de sedimentos se tomó en cuenta la información de volúmenes de sedimentos en suspensión medidos en las estaciones hidrométricas San Pedro y El Saltillo, y para la determinación del área de estudio las estaciones San Pedro, El Saltillo, Mezquital y La Muralla. En la Figura 3.1 (b) se presenta la ubicación de dichas estaciones.

Tabla 3.3. Estaciones hidrométricas con información de volúmenes de sedimentos finos

Estación	Latitud (°)	Longitud (°)	Volumen medio anual (miles de m ³)
EH San Pedro	21.96	-105.14	2211.98
EH El Saltillo	23.98	-104.33	21.53

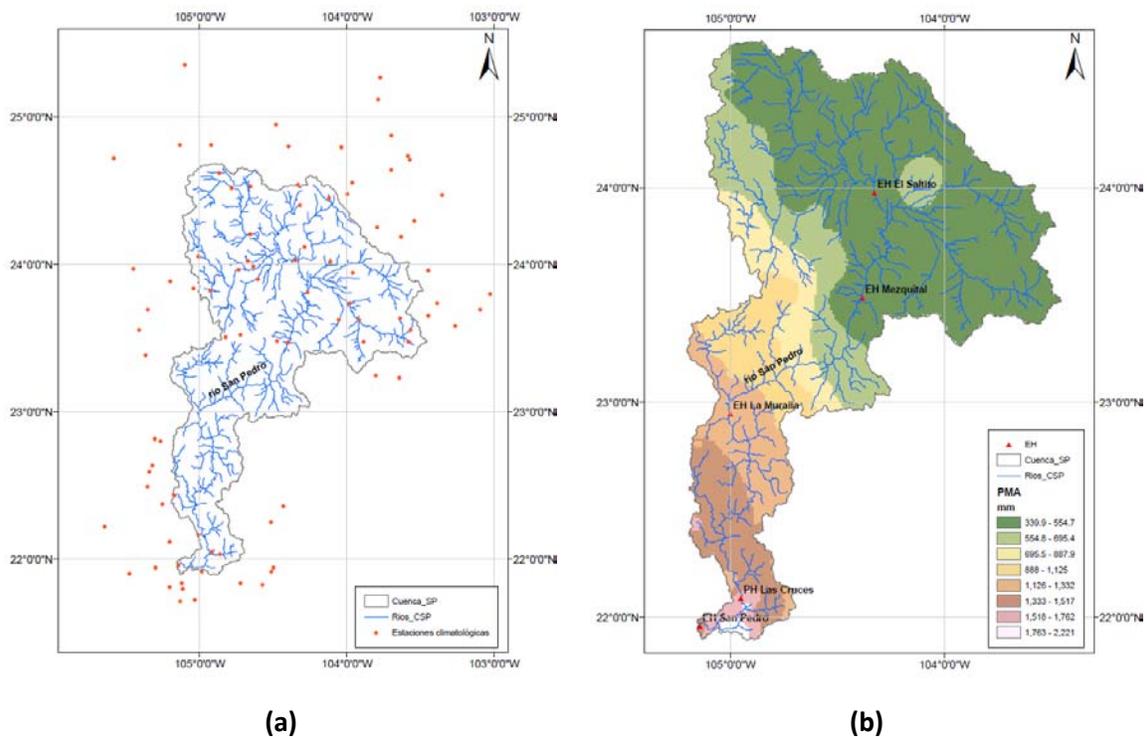


Figura 3.1. Cuenca en estudio (a) estaciones de precipitación y (b) precipitación media en la cuenca

4 AVENIDAS DE DISEÑO

Las crecidas repentinas de un río son generadas por las altas precipitaciones, que generan aumento en el gasto y nivel de las aguas. Es por esto que el análisis de las avenidas representa una parte importante en el diseño hidrológico e hidráulico de las obras hidráulicas de aprovechamiento y protección. A partir de la avenida de diseño, basadas en consideraciones técnicas, de probabilidad de ocurrencia y de riesgo de falla, se dimensionan dicha clase de obras.

Adicionalmente, en el diseño de las obras de control, como en este caso la obra de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces, las avenidas extremas definidas tanto por su gasto de pico y su volumen total son de vital importancia (Rivera F. y Escalante C., 1999) para el buen dimensionamiento de las obras, ya que un mal diseño puede causar pérdidas materiales y de vidas humanas debido a inundaciones que se presenten aguas abajo de la presa. Parte del buen funcionamiento de la presa, es la política de operación óptima en el vertedor, que parte principalmente de la buena estimación de la avenida de diseño. Las avenidas de diseño se transitan por el vaso de la presa, a partir de lo cual se hace además del dimensionamiento de la obra de excedencias, la regulación de los gastos de descarga por el vertedor para el control de inundaciones aguas abajo.

Para el análisis de avenidas, inicialmente se realizó una trasposición de gastos máximos a partir de la estación hidrométrica San Pedro (tomada del Banco nacional de datos de aguas superficiales, BANDAS) que tiene una buena longitud en los registros, y está ubicada sobre el mismo río del proyecto. A partir de los datos obtenidos para el sitio, se realizó el análisis de las avenidas de los gastos medios diarios teniendo en cuenta el gasto pico y el volumen.

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia (Ven Te Chow et al., 1994). Por lo tanto, se realiza el análisis de frecuencia para seleccionar la función de distribución de probabilidades que mejor describa los datos, ya sea con funciones univariadas, si solo se da preferencia al gasto máximo de la avenida histórica para la generación de la avenida de diseño, o bien funciones bivariadas, si además de considerar el gasto máximo también se considera el volumen de las avenidas (Preciado et al., 2012).

Se realiza un análisis de frecuencia univariado y bivariado, teniendo en cuenta que, si la función de distribución que mejor describe la zona es de dos poblaciones, los parámetros para la función bivariada se determinaran con algoritmos genéticos.

4.1 DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS POR CUENCA PROPIA PARA EL P.H. LAS CRUCES

Frecuentemente, para la realización y construcción de proyectos, en este caso hidroeléctricos, no se cuenta con una estación de medida en el sitio, sin embargo, existen métodos que permiten trasladar los datos de una estación de medida cercana al sitio deseado, a partir de características de las cuencas como el área de drenaje, precipitación, etc.

Una alternativa para la estimación de los gastos máximos en sitios no aforados es por la utilización de métodos empíricos como la trasposición de datos a partir de una estación aforada. Sin embargo, el sitio no aforado debe estar en el mismo arroyo y dentro de una distancia razonable del sitio aforado, y el registro del gasto debe ser de una longitud suficiente para realizar un análisis de frecuencia (McCuen R. H. and Levy B. S., 2000).

4.1.1 Método de transposición empírica (WMO, 2008)

La técnica de trasposición empírica intenta ajustar el registro de gastos de una cuenca análoga por las diferencias en la escala hidrológica (diferencias en las precipitaciones y el área de la cuenca) entre la cuenca análoga y la cuenca no aforada.

Una cuenca análoga es una que se cree que tiene una respuesta hidrológica similar a la precipitación y a la evaporación demandada.

En el marco de la estimación de series de tiempo en los ríos, es también esencial que el río fluya dentro de la cuenca no aforada y análoga, que sean sincrónicas, es decir, con los flujos crecientes y decrecientes juntos. Por consiguiente, una cuenca análoga es generalmente una que sea:

- (a) Geográficamente cerca de la cuenca no aforadas y por lo tanto tiene el mismo régimen climático;
- (b) Hidrológicamente similares;
- (c) Similar en tamaño;
- (d) Cualquier cuenca natural.

La estimación de gastos en cuencas no instrumentadas por la transposición de registros medidos de una cuenca análoga es una técnica ampliamente utilizada, requiriendo de la reescalación del régimen de flujo a la cuenca objetivo no instrumentada. Estas técnicas siguen la forma:

$$QX_T = fn \left(\frac{A_T}{A_A} \right) QX_A \quad (1)$$

Donde,

QX_T , el gasto en la cuenca objetivo no instrumentada T;

QX_A , el gasto correspondiente a la cuenca análoga A;

A_T , el área de la cuenca de la cuenca no instrumentada T;

A_A , el área de la cuenca de la cuenca análoga A;

fn , constante o función de escalamiento.

Comúnmente en un escalamiento simple por área, la constante de escalamiento es 1. El enfoque del escalamiento simple puede ser refinado por la introducción de la relación de la precipitación media anual, además del área para normalizar por las diferencias en la precipitación media anual.

4.1.2 Caso de estudio

Para este trabajo, se utilizará una cuenca a partir de la estación hidrométrica San Pedro. Como se presentó en el capítulo “Descripción de la zona de estudio”, sobre el río San Pedro están las estaciones hidrométricas, San Pedro y Pajaritos, que se encuentran aguas abajo y aguas arriba del sitio del P.H. Las Cruces, respectivamente. Por la longitud de los registros, se seleccionó la estación San Pedro para la trasposición de los datos.

También se cuenta con estaciones de precipitación dentro y fuera de la cuenca formada hasta la estación San Pedro, presentadas en la Tabla 3.2. La precipitación media anual (PMA) fue tomada de las normales climatológicas de la CONAGUA.

A partir de los datos de precipitación media anual de estas estaciones, con el software ArcGIS 10.1 se realiza un mapa de precipitaciones, de donde se determina la precipitación media anual empleando el método de interpolación inversa utilizando un factor de 2 para la cuenca formada hasta la estación San Pedro, como se muestra en la Figura 4.1.

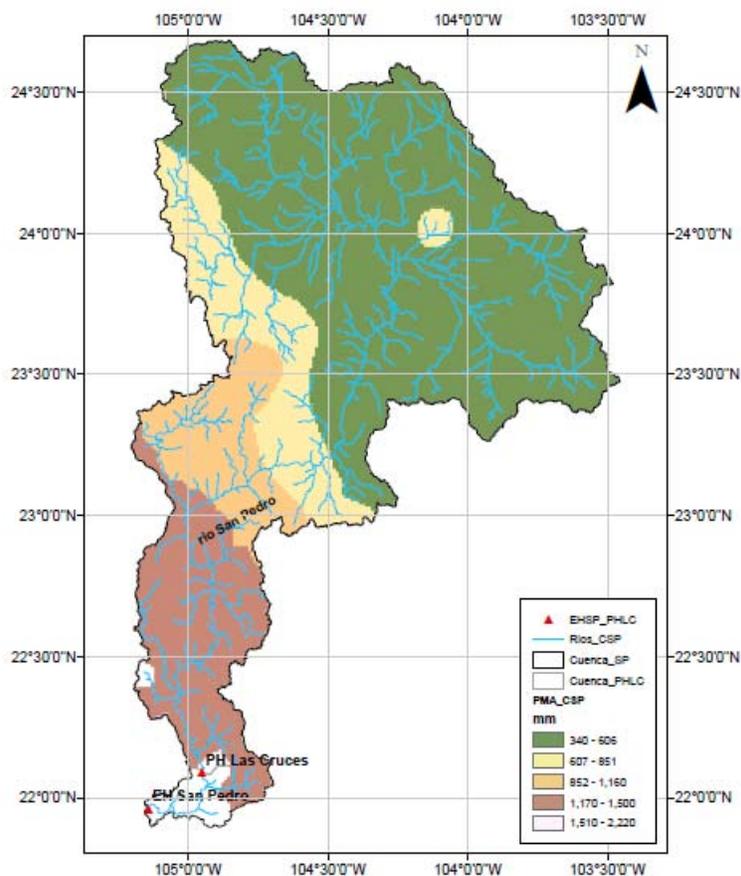


Figura 4.1. Precipitación media anual

Con los datos de gasto, área y precipitación de la cuenca formada hasta la estación San Pedro (cuenca análoga), se utilizó entonces el método de transposición empírico, para determinar los gastos en la cuenca no instrumentada (sitio del proyecto) donde se cuenta con la precipitación media anual y el área. A partir de estos datos se realiza el siguiente cálculo:

$$Q_T = \left(\frac{P_T}{P_A}\right) \left(\frac{A_T}{A_A}\right) Q_A \quad (2)$$

Donde,

Q_T , el gasto en la cuenca objetivo no instrumentada, sitio de presa;

Q_A , el gasto correspondiente a la cuenca análoga, cuenca en la estación San Pedro;

A_T , el área de la cuenca de la cuenca no instrumentada, sitio de presa;

A_A , el área de la cuenca de la cuenca análoga, cuenca en la estación San Pedro;

P_T , es la precipitación media anual en la cuenca no instrumentada, sitio de presa;

P_A , es la precipitación media anual cuenca en la cuenca análoga, cuenca en la estación San Pedro;

En la Tabla 4.1 se presentan los datos de área, precipitación media anual y gasto medio de la cuenca análoga y la no instrumentada.

Tabla 4.1. Características de las cuencas

Datos\Cuencas	EH San Pedro	PH Las Cruces
Área (km ²)	25648.66	24876.94
PMA (mm)	736	710
Qm (m ³ /s)	85.79	80.30

Utilizando la información de la Tabla 4.1 y la ecuación 2, llegamos a la siguiente expresión:

$$Q_T = 0.936Q_A \quad (3)$$

Es decir que los gastos en el sitio del proyecto son un 93.6% de los gastos medidos en la estación San Pedro.

A partir de la ecuación 3, se realiza el cálculo de los gastos por cuenca propia para el sitio del proyecto, a partir de los medios diarios medidos en la estación San Pedro (En la Tabla 4.2 se presenta el ejemplo de cálculo para el mes de octubre de 1994).

Tabla 4.2. Gastos medios diarios de octubre de 1994

Año	Mes	Día	GMD_SP (m ³ /s)	GMD_PHLC (m ³ /s)	Año	Mes	Día	GMD_SP (m ³ /s)	GMD_PHLC (m ³ /s)
1994	Octubre	1	58.40	54.66	1994	Octubre	17	281.01	263.02
1994	Octubre	2	46.01	43.06	1994	Octubre	18	214.44	200.72
1994	Octubre	3	39.21	36.70	1994	Octubre	19	178.13	166.73
1994	Octubre	4	36.95	34.58	1994	Octubre	20	163.50	153.03
1994	Octubre	5	37.83	35.41	1994	Octubre	21	128.72	120.48
1994	Octubre	6	147.82	138.36	1994	Octubre	22	109.97	102.93
1994	Octubre	7	106.96	100.11	1994	Octubre	23	93.35	87.37
1994	Octubre	8	68.97	64.55	1994	Octubre	24	89.12	83.42
1994	Octubre	9	55.73	52.16	1994	Octubre	25	80.25	75.11
1994	Octubre	10	59.50	55.69	1994	Octubre	26	75.23	70.41
1994	Octubre	11	79.36	74.28	1994	Octubre	27	72.52	67.88
1994	Octubre	12	79.53	74.44	1994	Octubre	28	69.37	64.93
1994	Octubre	13	70.44	65.93	1994	Octubre	29	56.29	52.69
1994	Octubre	14	3197.87	2993.19	1994	Octubre	30	55.42	51.87
1994	Octubre	15	2283.67	2137.50	1994	Octubre	31	56.38	52.77
1994	Octubre	16	541.97	507.28					

4.2 DETERMINACIÓN DE LOS GASTOS MÁXIMOS

Para la determinación de la avenida de diseño, se utiliza el método del Instituto de Ingeniería (IINGEN) de la UNAM. Este procedimiento permite estimar la forma de la avenida de diseño a partir del análisis de los gastos medios diarios históricamente registrados (Domínguez et al., 1981). Además, hace que sea posible estimar los gastos de diseño teniendo en cuenta el gasto máximo, su volumen y su forma (Vázquez 1995, Domínguez et al. 2000, 2006).

Según Domínguez et al. 2012 y Arganis et al. 2012, para la caracterización estadística de las avenidas históricas se determinan los gastos medios anuales máximos con diferentes duraciones, que van desde un día a un número suficientemente grande de días, N . Para un año determinado, el gasto medio máximo para la duración de un día, corresponde directamente al gasto medio diario máximo. Para obtener los gastos medios anuales máximos de otra duración n se aplica la siguiente ecuación:

$$\bar{Q}_{Mn} = \max_i \left(\frac{\sum_{k=i}^{i+n-1} Q_k}{n} \right) \quad (4)$$

$$n = 1, 3, \dots, N; \quad i = 1, 2, \dots, 365, n + 1$$

Donde,

\bar{Q}_{Mn} , es el gasto medio máximo para una duración de n días;

Q_k , es el gasto medio diario en el día k ;

i , es el contador de los días cuando comienza la duración n .

La extrapolación para estimar valores asociados a diferentes períodos de retorno se lleva a cabo por separado para cada duración ajustando una función de distribución de probabilidades a cada una de las muestras de los valores anuales máximos obtenidos a partir de la ecuación (4).

Luego, se determinan los gastos diarios para los diferentes períodos de retorno considerados a través de la ecuación recursiva:

$$Q_1 = \bar{Q}_{M1}$$

$$Q_n = n\bar{Q}_{Mn} - \sum_{i=1}^{n-1} Q_i \quad (n = 2, 3, \dots, N) \quad (5)$$

Donde,

N , es el número total de días considerados;

\bar{Q}_{Mn} , es el gasto medio para n días de duración;

Q_i y Q_n , son los gastos individuales para $i = 1$ a N .

El hidrograma de la avenida de diseño se construye mediante el método de bloques alternos (Cruz, 2001) con los gastos diarios obtenidos de la ecuación (5); el gasto Q_1 se coloca en la mitad del hidrograma, el siguiente gasto en la lista, Q_2 , se coloca a la derecha, el siguiente Q_3 a la izquierda, y así se va alternando hasta los n valores calculados, obteniendo así la forma de la avenida de diseño.

4.2.1 Caso de estudio

Muchas metodologías tienen en cuenta el gasto de pico, sin embargo el método del Instituto de Ingeniería, que es el método que se aplica en este trabajo, tiene en cuenta además del gasto de pico, el volumen y la forma que pueda tener esa avenida.

Para el P.H. Las Cruces, se cuenta con gastos medios diarios por cuenca propia, desde el año 1944 al 2011; los registros medidos en el año 2005 fueron descartados debido a la irregularidad en la información y a que se cuenta con una buena longitud en los registros.

Inicialmente, a partir de los gastos medios diarios determinados para el sitio de presa, se seleccionaron las avenidas extremas definidas por su gasto de pico anual y su volumen total.

A partir de la ecuación (4) para la duración de $n = 1$ día, el máximo valor del gasto medio se obtiene seleccionando el mayor de los valores registrados para el año inicial (365 registros, en caso de ser año bisiesto 366), siguiendo la siguiente ecuación:

$$\bar{Q}_{i,j} = \text{máx}(q_{k,j}) ; k = 1, 2, \dots, 365 \quad (6)$$

Donde,

$\bar{Q}_{i,j}$, es el valor máximo del gasto medio correspondiente a una duración $n = 1$ día, para el registro del año j ;

$q_{k,j}$, es el gasto diario registrado para el día k del año j .

En la Tabla 4.3 se presentan los gastos máximos anuales por cuenca propia, el volumen total y la duración del hidrograma; adicionalmente en el anexo A1 se presentan los hidrogramas para cada año.

Tabla 4.3. Gastos máximos anuales, volumen total y duración del hidrograma

Año	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Duración (días)	Año	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Duración (días)
1944	1594.62	954.44	12	1978	788.96	584.14	14
1945	587.67	245.32	11	1979	1102.78	147.06	5
1946	648.73	361.99	11	1980	838.84	343.54	7
1947	762.07	668.86	18	1981	1132.79	738.73	16
1948	837.52	891.86	24	1982	1146.91	178.89	6
1949	484.01	285.73	10	1983	1123.53	387.82	8
1950	532.54	126.72	8	1984	1157.50	460.71	7
1951	693.26	285.85	11	1985	2942.25	1011.82	11
1952	500.47	202.68	11	1986	1254.92	256.36	8
1953	938.01	344.76	11	1987	1914.35	529.17	11
1954	526.95	163.97	6	1988	1781.35	878.11	11
1955	1361.21	284.34	5	1989	451.48	205.79	7
1956	377.93	253.69	15	1990	1080.73	611.22	14
1957	2731.81	447.31	6	1991	721.80	518.94	13
1958	1469.96	349.77	7	1992	2340.73	786.10	9
1959	825.28	414.58	9	1993	3630.70	994.12	8
1960	368.46	203.16	12	1994	2993.19	547.29	7
1961	672.18	246.91	7	1995	646.84	180.27	6
1962	583.62	377.36	14	1996	993.38	567.12	13
1963	1382.82	577.74	13	1997	639.69	174.24	10
1964	1349.31	382.80	7	1998	656.21	129.86	6
1965	1758.74	298.68	5	1999	1361.60	418.54	9
1966	1073.67	628.87	14	2000	660.14	178.90	7
1967	1224.95	604.57	8	2001	633.11	179.65	7
1968	3069.61	990.74	10	2002	783.55	129.84	6
1969	2738.70	525.52	10	2003	2244.43	980.72	11
1970	1230.09	850.87	15	2004	799.90	441.63	8
1971	458.13	238.02	7	2006	1574.78	369.38	9
1972	2385.32	472.92	9	2007	860.02	199.52	8
1973	1629.23	355.71	6	2008	3102.22	1040.05	8
1974	418.35	271.79	13	2009	679.83	151.70	9
1975	784.20	571.49	15	2010	1786.14	477.10	8
1976	3150.58	753.25	16	2011	1521.74	298.40	9
1977	659.81	247.07	7				

Estos datos máximos anuales, obtenidos de los gastos medios diarios, son los datos para una duración $n = 1$ día. Y a partir de ellos se determinan los gastos medios asociados a distintas duraciones. El valor de n determina la forma de la avenida de diseño; en este caso del P.H. Las Cruces, el valor de n se supuso de $n = 10$ días, debido a la regulación y tamaño de la presa.

Para el cálculo de los gastos medios anuales para duraciones de $n = 2$ hasta 10, se calcula, para cada año del registro el promedio máximo para n días consecutivos, basados en la ecuación (4).

Por lo tanto, los valores máximos de gasto medio asociado a cada duración, n , se obtienen mediante la siguiente ecuación (si el año es bisiesto $k=1,2,\dots,366-1$):

$$\bar{Q}_{i,j} = \left(\frac{1}{n}\right) \text{máx}_k (q_{k,j} + q_{k+1,j} + \dots + q_{k+n-1,j}) ; k = 1, 2, \dots, 365 - 1 \quad (7)$$

En la Tabla 4.4 se presentan los gastos máximos anuales obtenidos.

Tabla 4.4. Gastos máximos anuales de 1 a 10 días de duración (m³/s)

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1944	1594.62	1505.50	1397.30	1346.22	1253.38	1246.28	1216.67	1163.29	1099.37	1032.83
1945	587.67	515.83	449.32	386.65	343.00	330.36	313.09	296.02	287.76	284.53
1946	698.20	583.60	534.01	479.68	460.39	462.56	463.62	445.25	422.77	404.43
1947	762.07	677.11	640.55	628.45	603.02	602.24	600.80	598.37	588.17	581.39
1948	837.52	780.97	768.66	741.89	737.55	724.89	713.04	697.29	672.94	646.76
1949	484.01	465.05	469.27	440.60	422.68	398.15	379.12	361.39	348.47	341.17
1950	532.54	447.16	422.28	416.02	399.27	376.67	357.01	336.83	325.57	323.60
1951	693.26	599.70	523.04	482.77	448.21	416.85	387.39	360.76	341.21	324.53
1952	500.47	460.01	393.70	356.15	343.11	325.82	305.81	288.10	288.41	278.15
1953	938.01	814.36	659.51	576.34	562.88	560.13	543.13	528.19	512.33	521.47
1954	526.95	504.32	426.72	381.57	343.38	323.77	304.12	293.67	283.77	278.27
1955	1361.21	1050.32	858.96	754.84	692.47	647.20	615.58	591.24	575.90	560.40
1956	401.86	352.65	339.57	321.78	308.99	297.67	278.88	268.17	254.27	242.22
1957	2731.81	2025.96	1543.33	1228.71	1019.26	871.36	761.52	676.45	610.04	555.01
1958	1469.96	1127.22	900.13	819.47	802.26	752.74	717.06	684.17	675.30	681.11
1959	825.28	812.96	773.76	720.70	661.74	618.53	586.26	557.41	535.52	516.62
1960	368.46	334.44	292.38	282.59	263.30	257.16	253.76	244.71	232.64	221.80
1961	672.18	625.88	568.97	529.15	479.45	450.70	447.65	442.16	433.16	419.87
1962	583.62	469.65	420.20	424.84	412.69	411.15	415.09	400.74	389.60	372.94
1963	1382.82	1136.94	980.28	900.62	853.50	801.56	748.59	699.55	658.43	617.94
1964	1349.31	1076.55	895.64	790.27	723.45	679.00	654.82	639.70	630.94	621.23
1965	1758.74	1226.74	942.66	819.96	753.70	712.65	664.34	637.78	621.21	588.53
1966	1073.67	912.15	809.15	752.46	698.60	707.27	692.40	671.54	647.63	624.15
1967	1224.95	1051.98	997.65	968.08	950.26	923.79	899.54	876.86	868.91	860.51
1968	3069.61	2567.63	2121.51	1839.90	1662.13	1526.26	1415.13	1317.00	1229.41	1166.17
1969	2738.70	1860.49	1397.01	1151.31	988.33	876.13	787.20	718.95	669.28	627.50
1970	1230.09	1119.43	1043.56	1034.86	1000.81	968.33	936.83	911.12	876.42	833.00
1971	657.09	560.99	482.19	424.97	416.15	403.34	403.44	394.86	381.29	366.84
1972	2385.32	1952.01	1455.37	1174.42	1001.26	869.17	763.55	679.61	612.86	558.69
1973	1629.23	1326.30	1276.52	1224.55	1179.78	1148.18	1122.23	1094.43	1053.61	1019.16
1974	418.35	368.32	332.54	325.51	327.35	317.11	306.89	295.70	283.24	273.27
1975	947.60	822.73	723.33	642.63	609.55	584.54	565.95	557.03	548.16	526.35
1976	3150.58	2401.15	1869.18	1547.13	1316.06	1159.90	1040.79	945.40	866.54	799.79
1977	659.81	555.01	503.24	472.54	449.94	432.71	420.41	404.72	395.52	382.31
1978	788.96	723.91	706.31	674.04	660.38	627.58	604.33	605.51	591.17	576.00
1979	1102.78	732.49	581.87	526.49	471.21	432.17	402.95	374.59	370.53	355.89
1980	838.84	722.87	681.18	647.99	620.92	605.09	591.88	588.94	574.62	575.01
1981	1132.79	1064.67	997.84	918.50	906.51	851.81	808.13	774.05	736.17	700.40
1982	1146.91	742.87	602.30	489.05	413.54	357.45	314.81	281.12	253.98	231.63
1983	1123.53	929.21	871.13	809.90	760.00	735.42	710.42	683.06	681.76	673.70
1984	1157.50	1086.66	1007.13	934.22	877.61	851.07	825.43	804.22	794.68	779.43
1985	2942.25	2300.61	2028.02	2086.12	1851.25	1652.25	1494.05	1359.19	1243.66	1145.67
1986	1254.92	921.90	726.03	601.64	520.74	462.68	460.22	458.40	456.24	447.96

Año	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1987	1914.35	1436.60	1138.44	1003.54	917.63	850.10	780.27	713.61	657.51	611.68
1988	1781.35	1572.14	1385.47	1357.68	1286.43	1221.99	1167.80	1113.59	1058.09	1016.91
1989	451.48	401.65	388.82	382.07	367.68	355.18	352.29	351.92	347.28	342.05
1990	1080.73	918.68	870.56	864.74	850.20	810.74	780.73	753.67	717.83	686.61
1991	721.80	663.51	641.95	608.18	577.00	570.25	563.12	549.26	536.42	517.27
1992	2340.73	1898.81	1744.57	1522.42	1381.14	1279.05	1186.73	1103.32	1144.53	1173.69
1993	3630.70	3339.11	2590.63	2188.01	1911.70	1708.84	1560.83	1462.31	1369.46	1296.20
1994	2993.19	2565.34	1879.32	1475.25	1220.34	1044.74	917.35	817.74	738.32	673.23
1995	646.84	551.76	491.93	432.23	389.57	400.75	395.13	377.38	353.82	330.69
1996	993.38	945.40	934.00	876.51	831.53	786.40	738.68	693.84	649.73	609.39
1997	639.69	531.23	486.10	411.20	350.70	305.86	271.64	262.05	246.71	238.63
1998	656.21	477.91	437.03	422.02	395.14	371.56	347.52	344.76	338.41	327.73
1999	1361.60	1036.89	928.90	877.97	770.55	692.80	634.70	602.09	566.25	534.01
2000	660.14	618.22	505.39	424.49	368.56	329.73	301.84	281.40	264.01	250.86
2001	633.11	602.08	540.13	455.09	415.83	403.91	386.45	386.55	380.35	370.43
2002	783.55	664.45	648.41	628.65	612.23	597.58	583.28	570.04	557.52	545.04
2003	2244.43	1777.45	1584.09	1444.57	1366.64	1306.55	1266.96	1212.18	1149.05	1084.91
2004	799.90	762.67	739.02	725.15	703.25	686.45	676.33	661.84	645.00	633.26
2006	1574.78	1109.27	939.74	779.54	689.79	617.76	562.66	514.92	475.66	445.23
2007	860.02	642.40	530.86	442.13	386.09	346.26	318.31	298.76	281.91	267.38
2008	3102.22	2553.97	2252.82	1991.21	1838.66	1732.72	1637.70	1574.27	1526.09	1483.02
2009	679.83	529.22	423.34	352.12	301.85	264.38	236.06	226.90	224.02	222.32
2010	1786.14	1331.03	1130.46	972.01	870.00	827.01	858.37	860.56	820.13	784.32
2011	1521.74	1013.87	790.63	671.45	579.11	508.96	545.00	553.42	548.15	524.73

A partir de los datos presentados en la Tabla 4.4, se realiza el análisis de frecuencia con el que se determinará para diferentes períodos de retorno la avenida de diseño.

4.3 ANÁLISIS DE FRECUENCIA UNIVARIADO Y BIVARIADO

En la planeación y diseño de obras civiles, en este caso el vertedor del P.H. Las Cruces, es de vital importancia predecir avenidas de diseño con un determinado período de retorno. Por lo que el análisis de frecuencia permite a través del ajuste de las series de gastos a una distribución de probabilidades dada, determinar los eventos futuros asociados a diferentes períodos de retorno, y a partir de ellos poder diseñar la obra para el evento máximo.

El análisis de frecuencia se realiza para los gastos máximos anuales de la Tabla 4.4 y para los gastos máximos anuales instantáneos por cuenca propia (Tabla 4.5) que van desde el año 1944 al 2011, excluyendo el año 2005 como se explicó anteriormente, determinados con la ecuación (3), a partir de los datos medidos en la estación San Pedro.

Tabla 4.5. Gastos máximos anuales instantáneos por cuenca propia. P.H. Las Cruces

Año	GMA (m ³ /s)	Año	GMA (m ³ /s)	Año	GMA (m ³ /s)
1944	2205.20	1967	1442.36	1990	1339.22
1945	801.21	1968	4492.77	1991	926.72
1946	1071.71	1969	3758.95	1992	2627.52
1947	1255.35	1970	1575.39	1993	7137.98
1948	1038.95	1971	1164.60	1994	8592.07
1949	630.86	1972	4722.09	1995	797.95
1950	1140.04	1973	2010.44	1996	1204.49
1951	919.14	1974	568.03	1997	723.14
1952	781.18	1975	1337.69	1998	1150.02
1953	1277.63	1976	4600.84	1999	1630.28
1954	711.35	1977	1040.59	2000	972.84
1955	1750.31	1978	877.96	2001	884.51
1956	555.98	1979	1428.33	2002	1264.38
1957	4485.28	1980	1385.27	2003	4354.69
1958	1744.69	1981	1310.56	2004	861.85
1959	1069.46	1982	1995.27	2006	2091.41
1960	707.61	1983	2059.45	2007	1628.82
1961	1128.80	1984	1486.36	2008	3944.28
1962	1001.51	1985	3959.46	2009	1192.08
1963	1557.49	1986	1730.22	2010	2578.09
1964	1916.91	1987	2380.72	2011	1870.08
1965	2297.19	1988	1923.50		
1966	1316.01	1989	596.40		

Según Escalante et al., 2008, para que se pueda llevar a cabo el análisis de frecuencia se requiere que la muestra X_i para $i=1,2,\dots$, está compuesta por variables aleatorias. Para probarlo se aplica la prueba de independencia de Anderson, la cual hace uso del coeficiente de correlación serial r_k para diferentes tiempos de retraso k .

La expresión para el coeficiente de correlación serial de retraso k es:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{n-k} (X_i - \bar{X})(X_{i+k} - \bar{X})}{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \quad (8)$$

Para $r_0 = 1, \quad k = 1, 2, \dots, n/3, \quad \bar{X} = \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{n}$

Donde,

X_i , es el gasto en un año i , en m³/s;

\bar{X} , es la media de la muestra, en m³/s;

X_{i+k} , es el gasto en el año $i + k$, en m³/s;

n , es el tamaño de la muestra, $n = 67$ años.

Además, los límites al 95% de confianza para r_k se obtienen como:

$$r_k(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{(n-k-1)}}{n-k} \quad (9)$$

La gráfica de los valores estimados para r_k (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisa) junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra.

Si solo si el 10% de los valores de r_k sobrepasan los límites de confianza se dice que la serie X_i es independiente y por lo tanto es una variable que sigue las leyes de la probabilidad.

Ahora, se determinan los momentos muestrales, también conocidos como estadísticos muestrales, necesarios para la prueba de independencia (Ver Tabla 4.6 y Tabla 4.7):

Media:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (10)$$

Varianza:

Sesgada

$$S_{sesg}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (11)$$

No sesgada

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (12)$$

Desviación estándar:

$$s = \sqrt{S} \quad (13)$$

Tabla 4.6. Parámetros estadísticos de las muestra de gastos máximos anuales

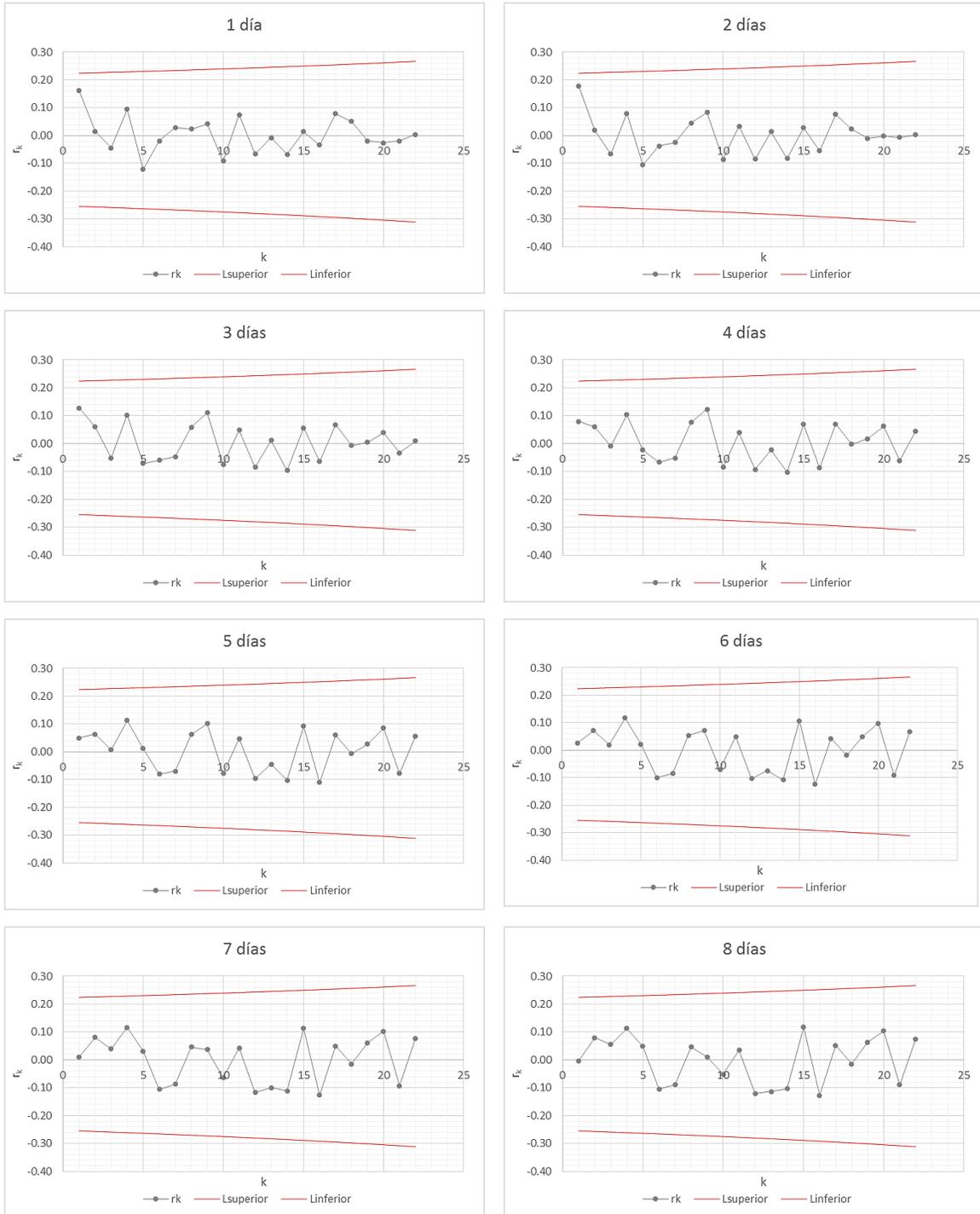
Parámetros estadísticos	1 día	2 días	3 días	4 días	5 días	6 días	7 días	8 días	9 días	10 días
Media (m ³ /s)	1277.49	1048.66	901.73	811.70	745.55	698.20	662.14	631.25	604.77	580.71
Desviación estándar (m ³ /s)	811.45	649.68	514.73	449.41	399.41	364.39	337.58	316.11	299.51	286.43
Coficiente de asimetría	1.25	1.50	1.36	1.32	1.24	1.17	1.10	1.07	1.05	1.07
Coficiente de curtosis	3.69	4.92	4.43	4.38	4.18	3.97	3.82	3.80	3.80	3.87
Coficiente de variación	0.64	0.62	0.57	0.55	0.54	0.52	0.51	0.50	0.50	0.49

Tabla 4.7. Parámetros estadísticos de la muestra de gastos máximos anuales instantáneos

Media (m ³ /s)	1895.28
Desviación estándar (m ³ /s)	1516.62
Coficiente de asimetría	2.37
Coficiente de curtosis	9.56
Coficiente de variación	0.80
Tamaño de la muestra	67

En análisis hidrológicos se recomienda el uso de los estadísticos no sesgados, ya que generalmente se trabaja con muestras relativamente pequeñas.

En la Figura 4.2 y Figura 4.3 se presenta la prueba de Anderson realizada a los gastos máximos anuales de 1 a 10 días y a la serie anual de gastos máximos instantáneos, respectivamente, con los parámetros presentados en la Tabla 4.6 y Tabla 4.7.



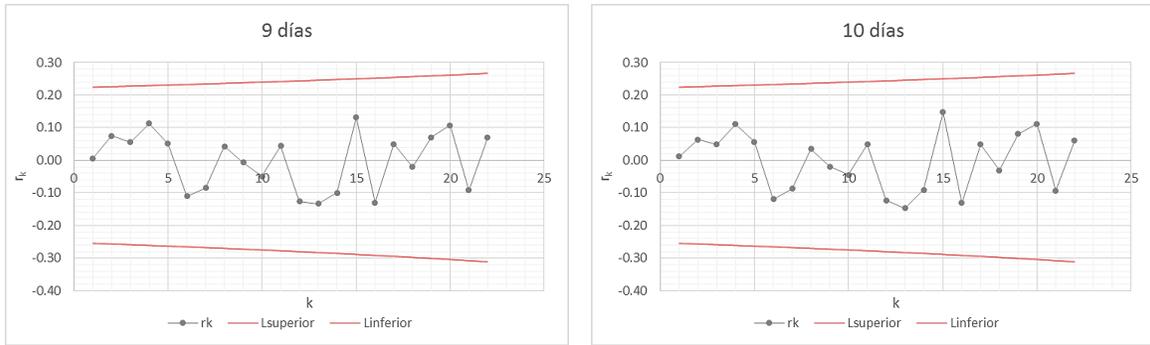


Figura 4.2. Prueba de independencia de los gastos máximos anuales de 1 a 10 días

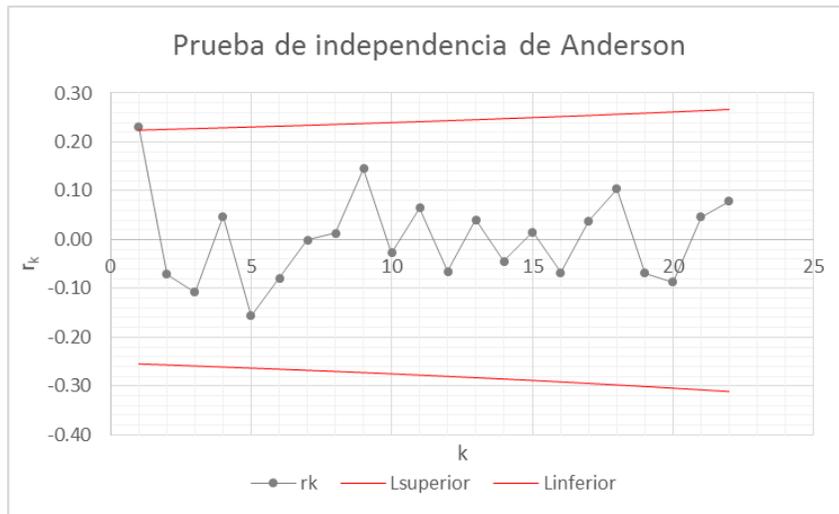


Figura 4.3. Prueba de independencia de los gastos máximos anuales instantáneos por cuenta propia

Como se muestra en la Figura 4.2 y Figura 4.3, las muestras son independientes, por lo que se continúa con el análisis de frecuencia univariado para la muestra.

4.3.1 Análisis de frecuencia univariado

El análisis de frecuencia es de gran importancia en el estudio de la hidrología, ya que a partir de distribuciones de probabilidad se pueden determinar los gastos futuros para diferentes períodos de retorno. En este caso se realizará el ajuste con las funciones de probabilidad Gumbel, sus parámetros se estimarán por el método de los momentos y de máxima verosimilitud, y Doble Gumbel, sus parámetros se estimarán con el método de algoritmos genéticos.

El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de las distribuciones de probabilidad (Ven Te Chow, 1994).

Función de distribución de probabilidad Gumbel

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-u}{\alpha}}} \quad (14)$$

Función de densidad de probabilidad Gumbel

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]} e^{-e^{-\left[\frac{x-v}{\alpha}\right]}} \quad (15)$$

$$0 \leq x < \infty, \quad \alpha > 0$$

Donde,

v , parámetro de ubicación;

α , parámetro de escala.

Estimadores de parámetros por momentos

$$\hat{v} = \bar{x} - 0.45 S \quad (16)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (17)$$

Estimadores de parámetros por máxima verosimilitud

La variable reducida Gumbel es:

$$y_i = \frac{x_i - v}{\alpha} \quad (18)$$

Considerando la variable reducida Gumbel se tiene el siguiente proceso iterativo:

$$P = n - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (19)$$

El criterio de convergencia es:

$$\frac{P}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad y \quad \frac{-R}{\hat{\alpha}} \approx 0 \quad (20)$$

Incrementos:

$$\delta_{vj} = (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_j}{n} \quad y \quad \delta_{\alpha j} = (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_j}{n} \quad (21)$$

Nuevos valores:

$$\hat{v}_{j+1} = \hat{v}_j + \delta_{vj} \quad y \quad \hat{\alpha}_{j+1} = \hat{\alpha}_j + \delta_{\alpha j} \quad (22)$$

Determinación de los eventos de diseño

$$\hat{x}_T = \hat{\mu} + \hat{\alpha} \ln \left\{ -\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right\} \quad (23)$$

Función de distribución de probabilidad Doble Gumbel

$$F(x) = pe^{-e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)}} + (1-p)e^{-e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)}} \quad (24)$$

Función de densidad de probabilidad Doble Gumbel

$$f(x) = \frac{p}{\alpha_1} e^{-e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)}} e^{-\left(\frac{x-v_1}{\alpha_1}\right)} + \frac{(1-p)}{\alpha_2} e^{-e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)}} e^{-\left(\frac{x-v_2}{\alpha_2}\right)} \quad (25)$$

Para $x > 0$ $\alpha_i > 0$, $0 < p < 1$

Donde,

v_1 , parámetro de ubicación de la primera población;

α_1 , parámetro de escala de la primera población;

v_2 , parámetro de ubicación de la segunda población;

α_2 , parámetro de escala de la segunda población;

p , parámetro de asociación.

Estimadores de parámetros por máxima verosimilitud, Los parámetros se calculan por la maximización de la función logarítmica de verosimilitud sujeta a $x > 0$ $\alpha_i > 0$, $0 < p < 1$

$$\ln L = \ln \prod_{i=1}^n f(x_i; v_1, \alpha_1, v_2, \alpha_2, p) \quad (26)$$

Para el ajuste de la función de distribución de probabilidades Gumbel se utiliza el software AX (Jiménez, 1996), desarrollado en el sistema de programación Visual Basic, que ayuda a efectuar el análisis estadístico de series de valores máximos, ordena los valores de mayor a menor y calcula el período de retorno de la serie con la fórmula de Weibull y estima los parámetros con ayuda de algoritmos determinísticos, fue desarrollado en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Ley empírica de Weibull:

$$T_r = \frac{n+1}{m} \quad (27)$$

Donde,

T_r , período de retorno;

n , tamaño de la muestra;

m , posición después de ordenarlos de mayor a menor.

Para el ajuste de la función Doble Gumbel por máxima verosimilitud, los parámetros se determinan con algoritmos genéticos, que imitan de manera parcial los mecanismos de evolución biológica. Fue desarrollado en el sistema de programación Matlab (The MathWorks, 1992) en el que se codificaron las distintas funciones objetivos propuestas y un archivo de texto que contiene los datos registrados.

El algoritmo requiere como datos de entrada el número de variables a determinar, en este caso, el número de parámetros de la función de distribución. Se define una población inicial o primera generación, con cierto número de individuos, donde cada individuo será un conjunto de valores de los parámetros de la función de distribución considerada; se evalúa el desempeño (fitness) de cada individuo con la función objetivo (en este caso la maximización de la función de verosimilitud L); se seleccionan los individuos con mejor desempeño usando el método de la ruleta o el método estocástico universal. A los individuos seleccionados se les aplican los operadores de cruce y mutación generando una nueva población con la que se repite el proceso hasta llegar al número de generaciones previamente establecido. En esa última generación se selecciona el individuo de mejor desempeño (que será el conjunto de parámetros de la función de distribución analizada) (Fuentes-Mariles O.A. et al., 2015).

Las características que distingue la técnica de los algoritmos genéticos, según Fuentes-Mariles O.A. et al., 2015, es la siguiente:

1. Comúnmente utilizan codificación binaria (cadenas de 0's y 1's) para las posibles soluciones del problema a resolver, aunque también se han utilizado el código gray, representación entera y real.
2. El operador principal es el de cruce (en el caso binario, cruza en un solo punto, esto es, intercambio de subcadenas).
3. La selección suele realizarse de manera probabilística.

A continuación se presenta la estructura general del AG simple.

- i. Generar la población inicial.
- ii. Evaluar la población, a cada individuo de la población se le asigna un valor de aptitud (fitness).
- iii. Selección de la población basada en la aptitud (fitness) de cada individuo.
- iv. Cruce de los individuos seleccionados (padres) para obtener una nueva población (hijos) cada pareja de padres genera una pareja de hijos.
- v. Mutación en un porcentaje muy bajo de los individuos hijos.
- vi. Los individuos hijos forman una nueva población sustituyendo por completo a la generación anterior (padres). Puede existir elitismo, esto ocurre cuando el mejor individuo de la generación de padres pasa intacto a la nueva generación (hijos).
- vii. Evaluar la población.
- viii. Se repiten los pasos de iii al vii hasta alcanzar un criterio de fin (comúnmente se trata de un determinando número de generaciones).

4.3.2 Análisis de frecuencia bivariado

Las avenidas se presentan como fenómenos cuya caracterización probabilista debe involucrar otros parámetros, además del gasto máximo del hidrograma. La información acerca del volumen de la avenida, su duración total, tiempo al pico y la forma del hidrograma son esenciales para la toma de una decisión correcta. Sin embargo, el problema de asignar un período de retorno al hidrograma completo de la avenida de diseño aún no ha sido resuelto completamente (Ramírez, 2010).

Existen distintos procedimientos para obtener los parámetros de una función de distribución bivariada propuesta de los gastos de pico y el correspondiente volumen de avenidas históricas máximas anuales. Los datos de escurrimiento y volúmenes de distintas cuencas de México llegan a tener un comportamiento que se puede modelar con ayuda de la función bivariada tipo Gumbel o de la función bivariada Gumbel de dos poblaciones (Ramírez y Aldama, 2000).

En este caso los parámetros para la función bivariada Gumbel de dos poblaciones se determinaran con algoritmos genéticos descritos anteriormente.

La función de distribución doble Gumbel bivariada se puede expresar como (Ramírez y Aldama, 2000):

$$F(x, y) = \exp\{-[(-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m]^{1/m}\} \quad (28)$$

Donde,

$$F(x) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x+a_1}{c_1}\right)\right\} p_x + \exp\left\{-\exp\left(-\frac{x+a_2}{c_2}\right)\right\} (1-p_x) \quad (29)$$

$$F(y) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{y+a_3}{c_3}\right)\right\} p_y + \exp\left\{-\exp\left(-\frac{y+a_4}{c_4}\right)\right\} (1-p_y) \quad (30)$$

$$m = \sqrt{\frac{1}{1-r_{xy}}} \quad (31)$$

Donde,

$F(x)$, $F(y)$ son las funciones marginales de $F(x, y)$;

a_1 , a_2 , c_1 , c_2 , p_x son los parámetros de la función marginal $F(x)$ supuesta como una función Gumbel de dos poblaciones univariada;

a_3 , a_4 , c_3 , c_4 , p_y son los parámetros de la función marginal $F(y)$ supuesta como una función tipo Gumbel de dos poblaciones univariada;

m es el parámetro de asociación que depende de la correlación cruzada entre las variables x , y .

Los parámetros para esta función de distribución se determinan maximizando el logaritmo de la función de verosimilitud L , usando algoritmos genéticos.

Para una variable aleatoria que corresponde a valores máximos anuales, el período de retorno T , en años, se define como el lapso de tiempo promedio en años, en que se presente la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada; equivale al inverso de la probabilidad de que un evento se presente o sea superado en un año determinado:

$$T = \frac{1}{P(X > x)} \quad (32)$$

Es decir, el inverso de dicho período de retorno, en términos de la probabilidad de no excedencia, es:

$$\frac{1}{T} = P(X > x) = 1 - F(x) \quad (33)$$

Para el caso de una función bivariada, el período de retorno conjunto T , en años, es el lapso de tiempo en que un evento “ x ” sea igualado o excedido y, simultáneamente otro evento “ y ” sea igualado o excedido, puede definirse como el inverso de la probabilidad de que simultáneamente los eventos x , y sean excedidos Figura 4.4 (Ramírez y Aldama, 2000).

$$T = \frac{1}{P(X > x, Y > y)} \quad (34)$$

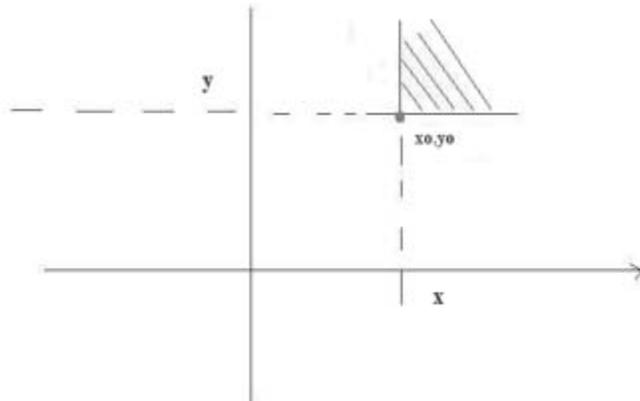


Figura 4.4. Región para la estimación del período de retorno conjunto (Tomada de Arganis, 2013).

De acuerdo con la Figura 4.4, en este caso, el inverso de dicho período de retorno, en términos de la función de distribución conjunta y de las funciones marginales se obtiene como (Ramírez y Aldama, 2000):

$$\frac{1}{T} = P(X > x, Y > y) = 1 - F(x) - F(y) + F(x, y) \quad (35)$$

Debido a que las funciones de distribución de probabilidades (en este caso la función bivariada doble Gumbel) son siempre crecientes, dado un valor de x , la ecuación 35 tiene una solución única.

4.3.3 Caso de estudio

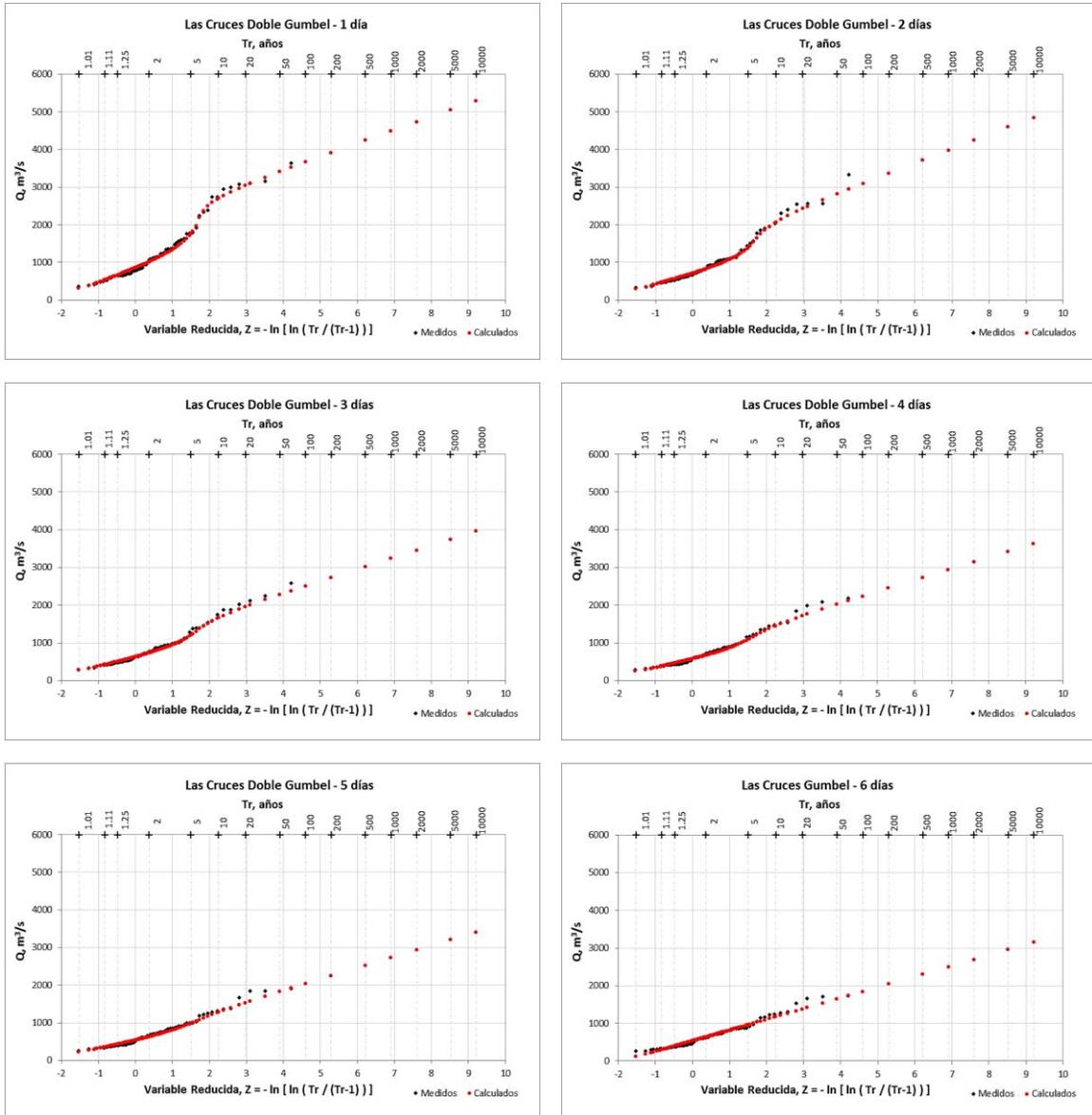
4.3.4 Análisis de frecuencia univariado

El análisis de frecuencia realizado para las series mostradas en la Tabla 4.4, dio como resultado que para las duraciones de 1 a 5 días el mejor ajuste se obtuvo con la distribución de probabilidades Doble Gumbel obteniendo los parámetros con el método de máxima verosimilitud con algoritmos genéticos, y para duraciones de 6 a 10 días la distribución de probabilidad que mejor se ajustó fue la Gumbel obteniendo los parámetros con el método de los momentos. En el caso de la serie de máximos anuales instantáneos, presentada en la Tabla 4.5, el mejor ajuste se obtuvo con la función de distribución de probabilidades Doble Gumbel determinando los parámetros por el método de máxima verosimilitud con algoritmos genéticos. Después de determinar la mejor función que

describe cada serie, se determinan los gastos extrapolados para los períodos de retorno de 2 a 10000 años.

En la Figura 4.5, se presentan los mejores ajustes obtenidos para cada serie analizada, donde se grafican los gastos contra la variable reducida de Gumbel, z:

$$z = -\ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_t - 1} \right) \right] \quad (36)$$



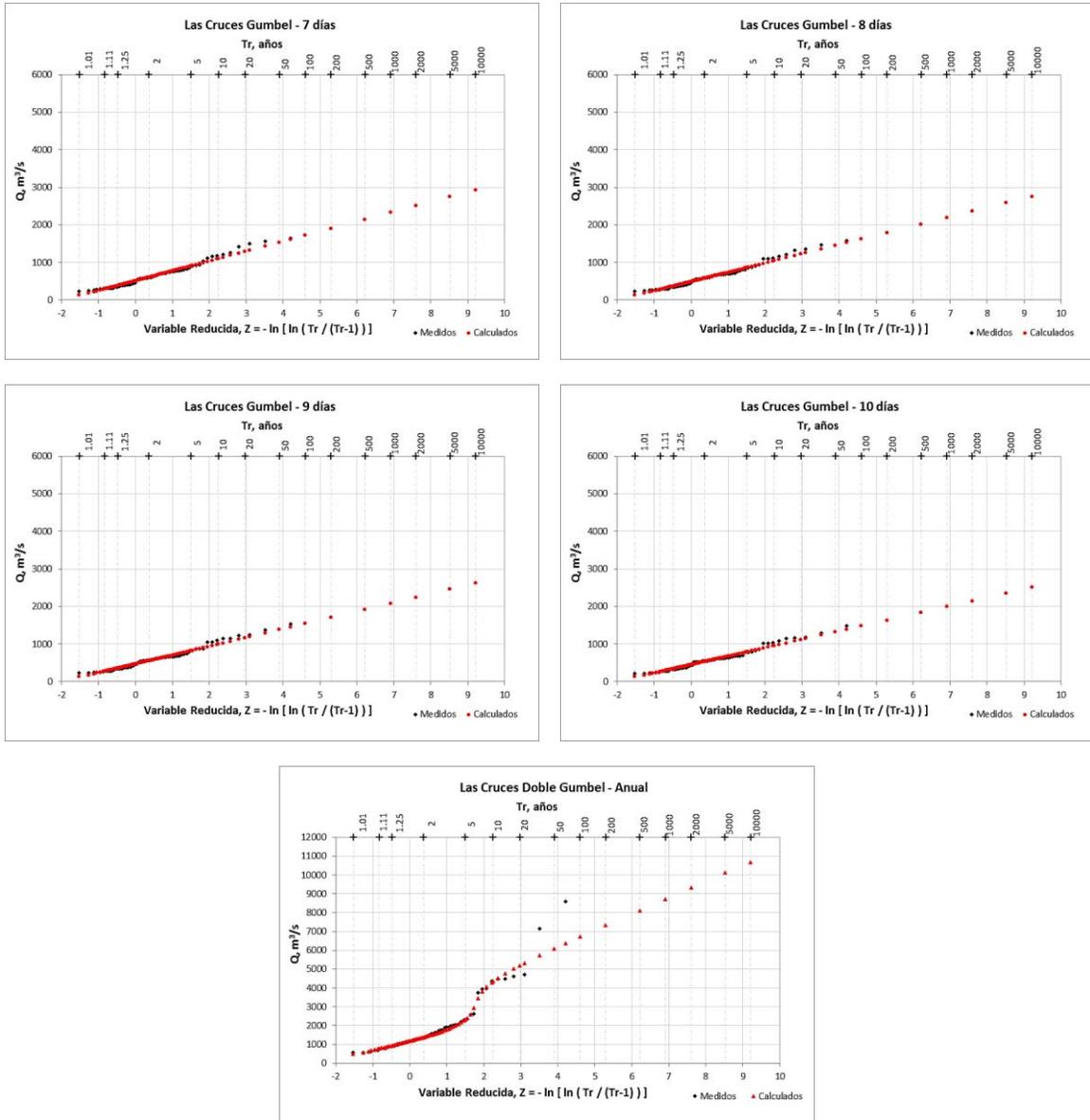


Figura 4.5. Análisis de frecuencia

En la Tabla 4.8 se presentan los gastos extrapolados para períodos de retorno de 2 a 10000 años, y en la Tabla 4.9 los parámetros obtenidos para cada duración y ajuste.

Tabla 4.8. Gastos extrapolados para períodos de retorno de 2 a 10000 años

Duración, en días	Periodo de retorno, en años											
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
1	1011.5	1753.16	2700.28	3041.78	3406.62	3663.38	3913.93	4240.68	4487.17	4731.75	5056.58	5285.88
2	829.28	1386.09	2065.36	2427.4	2818.93	3094.99	3364.52	3715.34	3979.99	4246.7	4599.57	4845.76
3	731.54	1202.3	1662.81	1952.86	2274.04	2501.76	2724.28	3014.59	3233.92	3451.54	3740.58	3958.21
4	668.32	1082.55	1451.09	1717.96	2020.6	2236.38	2447.4	2723.92	2930.91	3141.12	3419.26	3626.24
5	625.05	982.5	1279.73	1530.48	1825.25	2037.29	2245.82	2518.26	2724.99	2928.51	3204.15	3409.28
6	638.36	960.39	1173.61	1378.13	1642.86	1841.24	2038.9	2299.67	2496.75	2693.76	2954.14	3151.1
7	606.71	905.05	1102.58	1292.05	1537.31	1721.09	1904.21	2145.79	2328.37	2510.89	2752.12	2934.58
8	579.34	858.71	1043.67	1221.09	1450.75	1622.84	1794.31	2020.53	2191.5	2362.41	2588.29	2759.15
9	555.59	820.28	995.53	1163.64	1381.23	1544.29	1706.75	1921.09	2083.08	2245.01	2459.03	2620.92
10	533.68	786.81	954.41	1115.18	1323.27	1479.21	1634.58	1839.56	1994.48	2149.34	2354.02	2508.83
Anual	1381.57	2319.06	4344.59	5195.70	6090.26	6717.04	7328.19	8124.12	8721.94	9324.39	10121.49	10677.60

Tabla 4.9. Parámetros para cada función

Duración, en días	Parámetros estadísticos					
	$\alpha 1$	$\beta 1$	$\alpha 2$	$\beta 2$	P	EEA
1	0.0029	794.85	0.0028	2712.82	0.85	72.67
2	0.0039	666.13	0.0026	2075.59	0.85	79.34
3	0.0045	591.06	0.0032	1653.98	0.85	61.23
4	0.0049	540.04	0.0033	1428.21	0.85	60.55
5	0.0051	505.47	0.0034	1252.42	0.86	62.96
6	0.0035	534.22				63.04
7	0.0038	510.23				53.06
8	0.0041	489.00				48.38
9	0.0043	469.99				46.62
10	0.0045	451.82				45.20
Anual	0.0023	1107.72	0.0012	4418.04	0.85	356.67

En la Figura 4.6 se presenta la curva de los gastos extrapolados comparados con la duración para cada período de retorno.

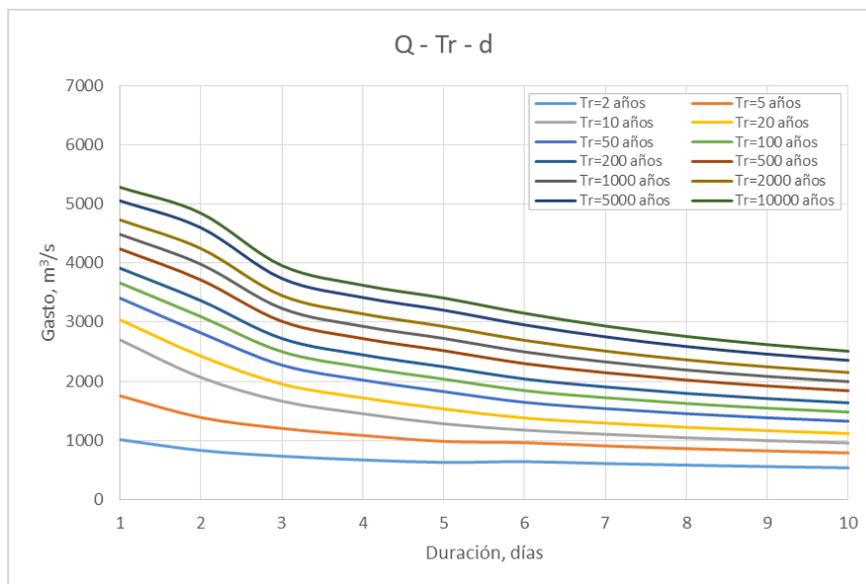


Figura 4.6. Curva Q-Tr-d

4.3.5 Determinación de gastos medios diarios

A partir de los gastos extrapolados para los diferentes períodos de retorno, se determinan los gastos individuales, es decir, después de obtener los gastos medios correspondientes a cada duración para los diferentes períodos de retorno, se debe ajustar la avenida escalonada a una avenida real, tomando dichos gastos medios asociados a cada período de retorno y convertirlos en gastos medios diarios (gastos individuales), a partir de la ecuación (5).

Después de obtener gastos individuales, como se mencionó anteriormente, la forma del hidrograma de la avenida de diseño se hace con el método de bloques alternos, en la Tabla 4.10 se presentan los datos obtenidos para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años.

Tabla 4.10. Gastos medios diarios (individuales) y gastos ordenados por bloques alternos

t días	Tr = 2 años			Tr = 5 años			Tr = 10 años			Tr = 20 años		
	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)
1	1011.50	1011.50	365.59	1753.16	1753.16	512.84	2700.28	2700.28	610.41	3041.78	3041.78	704.04
2	829.28	647.06	416.81	1386.09	1019.02	573.01	2065.36	1430.44	676.40	2427.40	1813.02	775.57
3	731.54	536.06	451.97	1202.30	834.72	582.30	1662.81	857.71	594.29	1952.86	1003.78	780.56
4	668.32	478.66	536.06	1082.55	723.30	834.72	1451.09	815.93	857.71	1717.96	1013.26	1003.78
5	625.05	451.97	1011.50	982.50	582.30	1753.16	1279.73	594.29	2700.28	1530.48	780.56	3041.78
6	638.36	704.91	647.06	960.39	849.84	1019.02	1173.61	643.01	1430.44	1378.13	616.38	1813.02
7	606.71	416.81	478.66	905.05	573.01	723.30	1102.58	676.40	815.93	1292.05	775.57	1013.26
8	579.34	387.75	704.91	858.71	534.33	849.84	1043.67	631.30	643.01	1221.09	724.37	616.38
9	555.59	365.59	387.75	820.28	512.84	534.33	995.53	610.41	631.30	1163.64	704.04	724.37
10	533.68	336.49	336.49	786.81	485.58	485.58	954.41	584.33	584.33	1115.18	679.04	679.04

t días	Tr = 50 años			Tr = 100 años			Tr = 200 años			Tr = 500 años		
	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)
1	3406.62	3406.62	825.07	3663.38	3663.38	915.89	3913.93	3913.93	1006.27	4240.68	4240.68	1125.57
2	2818.93	2231.24	904.01	3094.99	2526.60	1000.19	3364.52	2815.11	1096.07	3715.34	3190.00	1222.51
3	2274.04	1184.26	1043.85	2501.76	1315.30	1240.93	2724.28	1443.80	1439.50	3014.59	1613.09	1695.62
4	2020.60	1260.28	1184.26	2236.38	1440.24	1315.30	2447.40	1616.76	1443.80	2723.92	1851.91	1613.09
5	1825.25	1043.85	3406.62	2037.29	1240.93	3663.38	2245.82	1439.50	3913.93	2518.26	1695.62	4240.68
6	1642.86	730.91	2231.24	1841.24	860.99	2526.60	2038.90	1004.30	2815.11	2299.67	1206.72	3190.00
7	1537.31	904.01	1260.28	1721.09	1000.19	1440.24	1904.21	1096.07	1616.76	2145.79	1222.51	1851.91
8	1450.75	844.83	730.91	1622.84	935.09	860.99	1794.31	1025.01	1004.30	2020.53	1143.71	1206.72
9	1381.23	825.07	844.83	1544.29	915.89	935.09	1706.75	1006.27	1025.01	1921.09	1125.57	1143.71
10	1323.27	801.63	801.63	1479.21	893.49	893.49	1634.58	985.05	985.05	1839.56	1105.79	1105.79

t días	Tr = 1000 años			Tr = 2000 años			Tr = 5000 años			Tr = 10000 años		
	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Qindiv (m ³ /s)	Qordenados (m ³ /s)
1	4487.17	4487.17	1215.72	4731.75	4731.75	1305.81	5056.58	5056.58	1424.95	5285.88	5285.88	1515.08
2	3979.99	3472.81	1318.09	4246.70	3761.65	1413.67	4599.57	4142.56	1540.00	4845.76	4405.64	1635.46
3	3233.92	1741.78	1901.31	3451.54	1861.22	2078.07	3740.58	2022.60	2343.71	3958.21	2183.11	2541.44
4	2930.91	2021.88	1741.78	3141.12	2209.86	1861.22	3419.26	2455.30	2022.60	3626.24	2630.33	2183.11
5	2724.99	1901.31	4487.17	2928.51	2078.07	4731.75	3204.15	2343.71	5056.58	3409.28	2541.44	5285.88
6	2496.75	1355.55	3472.81	2693.76	1520.01	3761.65	2954.14	1704.09	4142.56	3151.10	1860.20	4405.64
7	2328.37	1318.09	2021.88	2510.89	1413.67	2209.86	2752.12	1540.00	2455.30	2934.58	1635.46	2630.33
8	2191.50	1233.41	1355.55	2362.41	1323.05	1520.01	2588.29	1441.48	1704.09	2759.15	1531.14	1860.20
9	2083.08	1215.72	1233.41	2245.01	1305.81	1323.05	2459.03	1424.95	1441.48	2620.92	1515.08	1531.14
10	1994.48	1197.08	1197.08	2149.34	1288.31	1288.31	2354.02	1408.93	1408.93	2508.83	1500.02	1500.02

En la Figura 4.7 se presentan las avenidas de diseño obtenidas por el método de bloques alternos para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 y 10000 años.



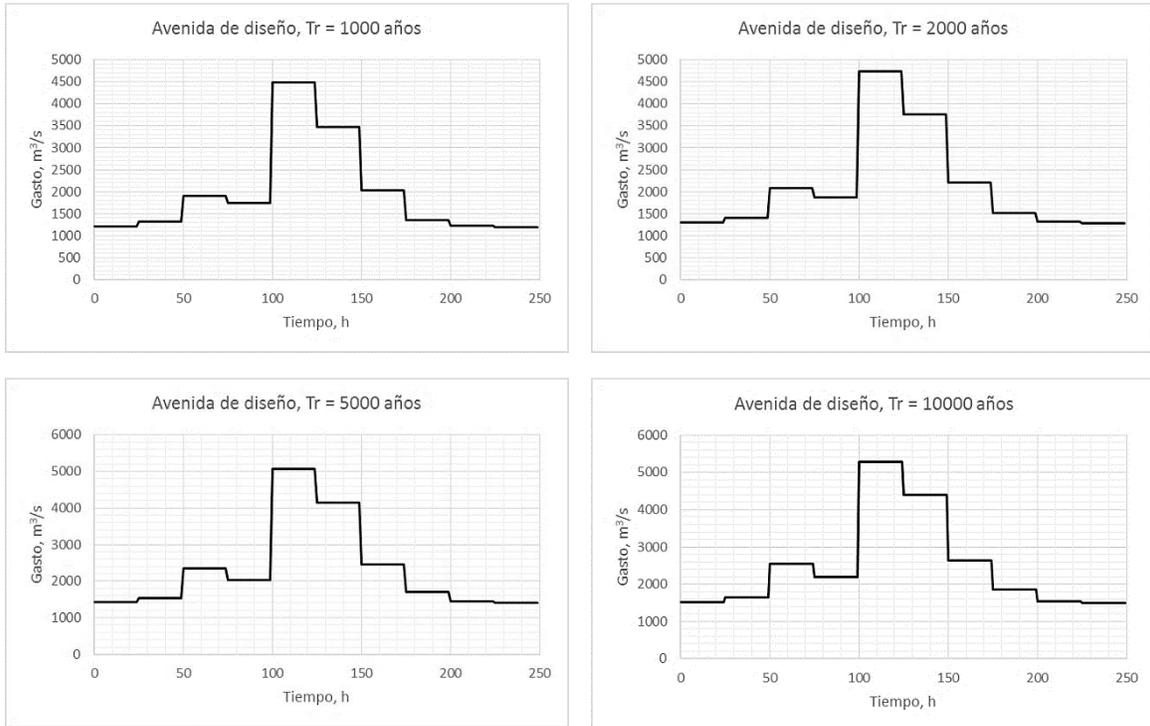
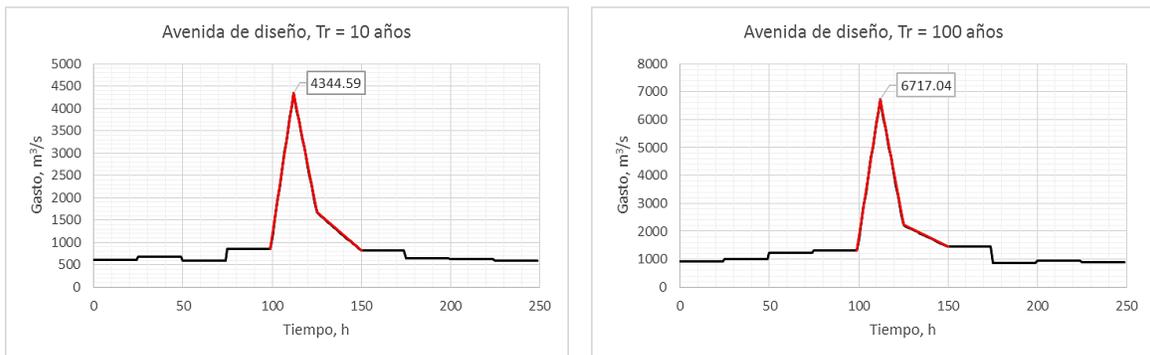


Figura 4.7. Avenida de diseño para diferentes períodos de retorno

4.3.6 Construcción de la forma y pico de la avenida de diseño

Para la construcción de la forma y pico de la avenida de diseño, se parte del análisis de frecuencia realizado a la serie de gastos máximos instantáneos, a partir de los gastos obtenidos extrapolados para diferentes períodos de retorno para dicha serie, se le da el pico a las avenidas, teniendo en cuenta en conservar el volumen total en el tiempo en que se dio el gasto pico.

El ajuste para el gasto pico se realizó para 10, 100, 1000 y 10000 años de período de retorno.



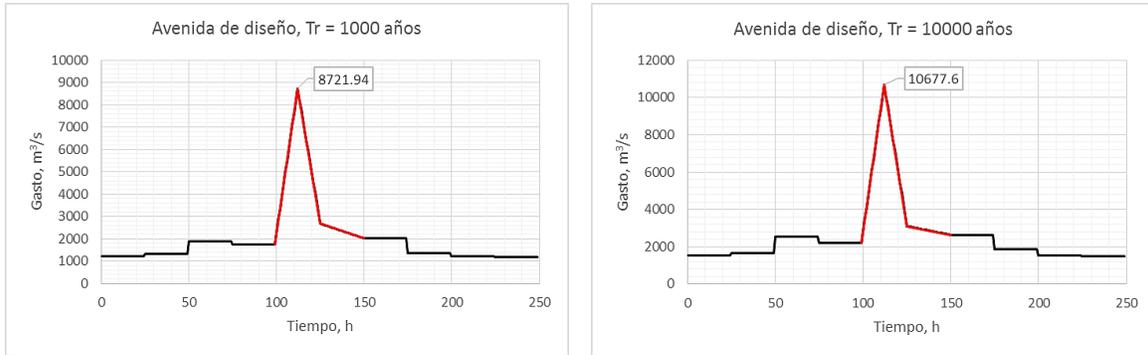


Figura 4.8. Construcción de la forma y pico de la avenida de diseño para diferentes períodos de retorno

Teniendo ya las avenidas de diseño para los diferentes períodos de retorno, se procede a realizar el tránsito de dichas avenidas.

4.3.7 Análisis de frecuencia Bivariado

Para el análisis bivariado, se toman los gastos máximos anuales instantáneos y los volúmenes para dicha avenida, Tabla 4.11. A partir de esa información se realiza el ajuste doble Gumbel a cada serie para obtener los parámetros. Los parámetros se obtuvieron a partir de algoritmos genéticos. En la Tabla 4.12 se presentan los estadísticos media, desviación estándar, coeficiente de asimetría y el coeficiente de correlación entre las variables gasto y volumen.

Tabla 4.11. Gastos máximos instantáneos anuales y volumen de su avenida

Año	Gasto pico (m³/s)	Volumen (hm³)	Año	Gasto pico (m³/s)	Volumen (hm³)	Año	Gasto pico (m³/s)	Volumen (hm³)
1944	2205.20	954.44	1967	1442.36	604.57	1990	1339.22	611.22
1945	801.21	172.22	1968	4492.77	990.74	1991	926.72	362.43
1946	1071.71	182.10	1969	3758.95	525.52	1992	2627.52	786.10
1947	1255.35	668.86	1970	1575.39	850.87	1993	7137.98	994.12
1948	1038.95	891.86	1971	1164.60	196.45	1994	8592.07	547.29
1949	630.86	285.73	1972	4722.09	472.92	1995	797.95	180.27
1950	1140.04	126.72	1973	2010.44	355.71	1996	1204.49	334.13
1951	919.14	285.85	1974	568.03	271.79	1997	723.14	174.24
1952	781.18	202.68	1975	1337.69	321.28	1998	1150.02	129.86
1953	1277.63	344.76	1976	4600.84	753.25	1999	1630.28	418.54
1954	711.35	163.97	1977	1040.59	247.07	2000	972.84	178.90
1955	1750.31	284.34	1978	877.96	584.14	2001	884.51	179.65
1956	555.98	172.83	1979	1428.33	147.06	2002	1264.38	129.84
1957	4485.28	447.31	1980	1385.27	343.54	2003	4354.69	980.72
1958	1744.69	253.48	1981	1310.56	738.73	2004	861.85	441.63
1959	1069.46	414.58	1982	1995.27	178.89	2006	2091.41	369.38
1960	707.61	203.16	1983	2059.45	387.82	2007	1628.82	199.52
1961	1128.80	232.35	1984	1486.36	460.71	2008	3944.28	1040.05
1962	1001.51	119.06	1985	3959.46	1011.82	2009	1192.08	151.70
1963	1557.49	577.74	1986	1730.22	256.36	2010	2578.09	477.10
1964	1916.91	382.80	1987	2380.72	529.17	2011	1870.08	298.40
1965	2297.19	298.68	1988	1923.50	878.11			
1966	1316.01	628.87	1989	596.40	133.58			

Tabla 4.12. Estadísticos de las series gasto y volumen

	Gasto	Volumen
Media	1895.28 (m ³ /s)	425.67 (hm ³)
Desviación estándar	1516.62 (m ³ /s)	269.64 (hm ³)
Coefficiente de asimetría	2.37	0.91
Coefficiente de correlación	0.56	

Se obtuvo la frecuencia empírica de la función bivariada de gasto y volumen $F(Q, V)$ ordenando los datos de mayor a menor según el gasto, y contando los gastos que son menores o iguales tanto al gasto como al volumen, luego se estimó la frecuencia empírica (Tabla 4.13) como:

$$F = \frac{k}{n + 1} \quad (37)$$

Donde,

k , es el número de datos menores o iguales tanto al gasto como al volumen;

n , es el número total de datos.

Tabla 4.13. Frecuencia empírica de la función bivariada

Año	i	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Valores ≤ Q y V	Frecuencia empírica
1944	1	2205.20	954.44	8592.07	994.12	65	0.96
1945	2	801.21	172.22	7137.98	753.25	57	0.84
1946	3	1071.71	182.10	4722.09	1040.05	65	0.96
1947	4	1255.35	668.86	4600.84	990.74	64	0.94
1948	5	1038.95	891.86	4492.77	547.29	47	0.69
1949	6	630.86	285.73	4485.28	1011.82	62	0.91
1950	7	1140.04	126.72	4354.69	525.52	45	0.66
1951	8	919.14	285.85	3959.46	447.31	40	0.59
1952	9	781.18	202.68	3944.28	472.92	42	0.62
1953	10	1277.63	344.76	3758.95	786.10	58	0.85
1954	11	711.35	163.97	2627.52	980.72	57	0.84
1955	12	1750.31	284.34	2578.09	529.17	46	0.68
1956	13	555.98	172.83	2380.72	477.10	43	0.63
1957	14	4485.28	447.31	2297.19	878.11	54	0.79
1958	15	1744.69	253.48	2205.20	298.68	27	0.40
1959	16	1069.46	414.58	2091.41	355.71	31	0.46
1960	17	707.61	203.16	2059.45	954.44	51	0.75
1961	18	1128.80	232.35	2010.44	369.38	33	0.49
1962	19	1001.51	119.06	1995.27	298.40	26	0.38
1963	20	1557.49	577.74	1923.50	349.77	30	0.44
1964	21	1916.91	382.80	1916.91	577.74	47	0.69
1965	22	2297.19	298.68	1870.08	418.54	38	0.56
1966	23	1316.01	628.87	1750.31	284.34	23	0.34
1967	24	1442.36	604.57	1744.69	382.80	35	0.51

Año	i	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Gasto pico (m ³ /s)	Volumen (hm ³)	Valores ≤ Q y V	Frecuencia empírica
1968	25	4492.77	990.74	1730.22	256.36	21	0.31
1969	26	3758.95	525.52	1630.28	850.87	42	0.62
1970	27	1575.39	850.87	1628.82	604.57	41	0.60
1971	28	1164.60	196.45	1575.39	460.71	40	0.59
1972	29	4722.09	472.92	1557.49	178.89	8	0.12
1973	30	2010.44	355.71	1486.36	738.73	38	0.56
1974	31	568.03	271.79	1442.36	387.82	37	0.54
1975	32	1337.69	321.28	1428.33	147.06	4	0.06
1976	33	4600.84	753.25	1385.27	611.22	35	0.51
1977	34	1040.59	247.07	1339.22	628.87	34	0.50
1978	35	877.96	584.14	1337.69	567.12	33	0.49
1979	36	1428.33	147.06	1316.01	344.76	29	0.43
1980	37	1385.27	343.54	1310.56	199.52	12	0.18
1981	38	1310.56	738.73	1277.63	343.54	28	0.41
1982	39	1995.27	178.89	1264.38	891.86	29	0.43
1983	40	2059.45	387.82	1255.35	414.58	28	0.41
1984	41	1486.36	460.71	1204.49	441.63	27	0.40
1985	42	3959.46	1011.82	1192.08	584.14	26	0.38
1986	43	1730.22	256.36	1164.60	571.49	25	0.37
1987	44	2380.72	529.17	1150.02	129.84	2	0.03
1988	45	1923.50	878.11	1140.04	668.86	23	0.34
1989	46	596.40	133.58	1128.80	518.94	22	0.32
1990	47	1339.22	611.22	1071.71	285.85	21	0.31
1991	48	926.72	362.43	1069.46	151.70	5	0.07
1992	49	2627.52	786.10	1040.59	246.91	18	0.26
1993	50	7137.98	994.12	1038.95	178.90	9	0.13
1994	51	8592.07	547.29	1001.51	247.07	17	0.25
1995	52	797.95	180.27	972.84	129.86	3	0.04
1996	53	1204.49	334.13	926.72	361.99	15	0.22
1997	54	723.14	174.24	919.14	180.27	11	0.16
1998	55	1150.02	129.86	884.51	174.24	7	0.10
1999	56	1630.28	418.54	877.96	179.65	10	0.15
2000	57	972.84	178.90	861.85	245.32	11	0.16
2001	58	884.51	179.65	801.21	377.36	10	0.15
2002	59	1264.38	129.84	797.95	126.72	1	0.01
2003	60	4354.69	980.72	781.18	163.97	6	0.09
2004	61	861.85	441.63	723.14	202.68	7	0.10
2006	62	2091.41	369.38	711.35	285.73	6	0.09
2007	63	1628.82	199.52	707.61	238.02	5	0.07
2008	64	3944.28	1040.05	630.86	205.79	4	0.06
2009	65	1192.08	151.70	596.40	271.79	3	0.04
2010	66	2578.09	477.10	568.03	253.69	2	0.03
2011	67	1870.08	298.40	555.98	203.16	1	0.01

A cada una de las series se les realizó un análisis de frecuencia para identificar el comportamiento individual de las funciones marginales, en el caso de las series de gasto y volúmenes mostradas en

la Tabla 4.11 la función de distribución que mejor describe los datos es la función Doble Gumbel, Figura 4.9.

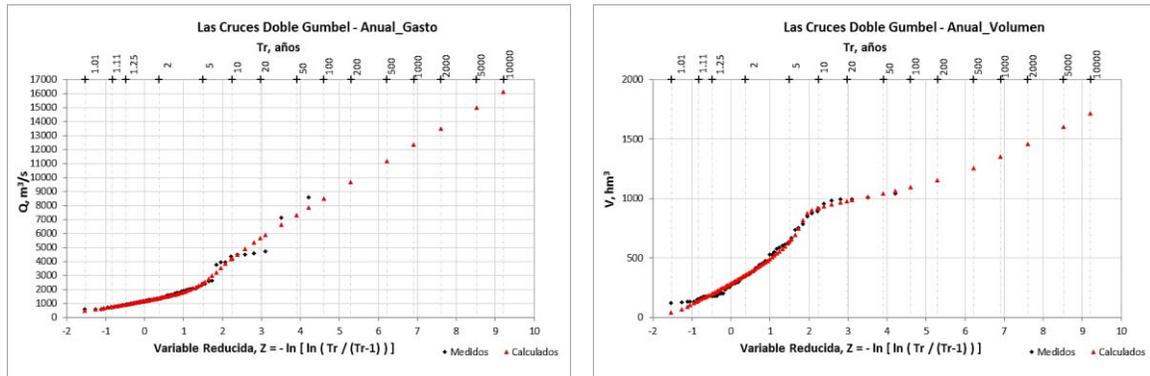


Figura 4.9. Funciones Doble Gumbel (Marginal de Q y de V)

Con los parámetros de las funciones de distribución de las funciones marginales de Q y V (Tabla 4.14) se propusieron intervalos de búsqueda de los parámetros de la función Doble Gumbel bivariada. Un valor intermedio del parámetro de asociación m fue aproximado con la ecuación:

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 - r_{QV}}} \quad (38)$$

Donde,

r_{QV} , es el coeficiente de correlación ente los datos de gasto y volumen.

En la Tabla 4.14 se presentan los parámetros de la función Doble Gumbel bivariada determinados con el software AX y en la Tabla 4.15 los parámetros de la función bivariada obtenidos con algoritmos genéticos.

Tabla 4.14. Parámetros de ajuste de la función Doble Gumbel Bivariada

AJUSTES A LA FUNCIÓN DOBLE GUMBEL Y SUS PARÁMETROS DE AJUSTE		
	Q_Anuual	V_Anuual
α_1	0.002	0.006
β_1	1065.419	263.742
α_2	0.001	0.019
β_2	3611.408	932.779
P	0.8	0.88
EEA	243.905	25.343

Tabla 4.15. Parámetros de la función bivariada

Parámetros del Gasto	a_1	-1094.74
	c_1	419.33
	a_2	-3535.60
	c_2	1656.21
Parámetros del Volumen	p_x	0.82
	a_3	-261.61
	c_3	135.61
	a_4	-931.35
	c_4	61.61
	p_y	0.86
	m	1.67

Se compararon la función de distribución empírica con la función Gumbel bivariada, además de que se compara con respecto a una función identidad (Figura 4.10), se observa buena concordancia.

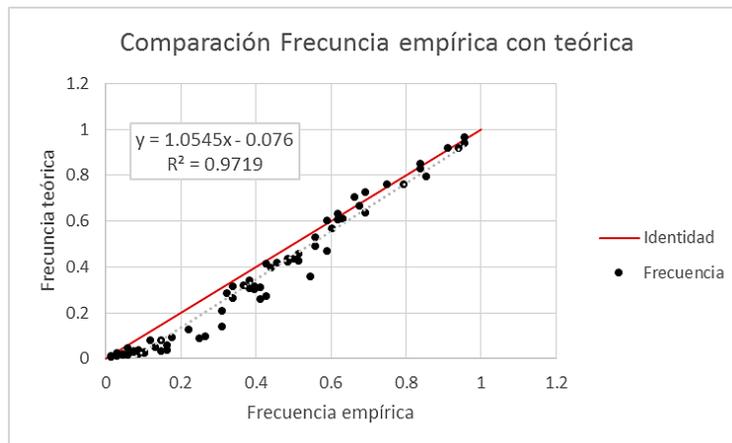


Figura 4.10. Comparación frecuencia empírica vs teórica obtenida con AG

Ahora, para cierto período de retorno fijo se proponen valores de gasto y se determina el volumen asociado por el método de bisección (Dominguez et al., 2012), en este caso, los resultados se muestran en la Figura 4.11 para períodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años.

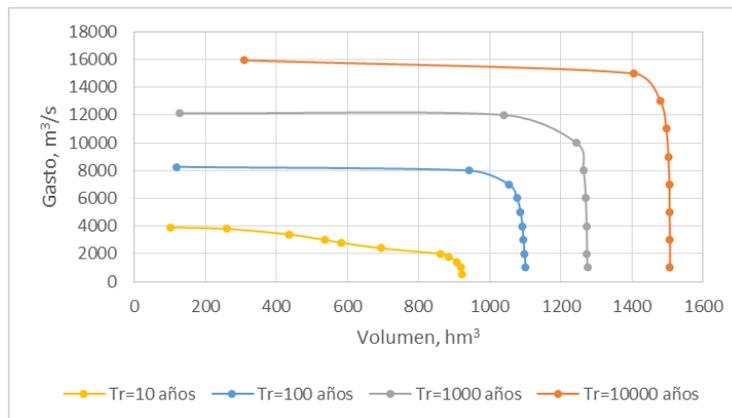


Figura 4.11. Curvas gasto-volumen-período de retorno

Para cada gasto se obtiene la forma del hidrograma de entrada al vaso, y se transitan los gastos para cada período de retorno fijado, y así determinar el gasto máximo de salida.

El hidrograma de entrada se determinó utilizando el método del hidrograma Hermitiano triparamétrico (Ramírez y Aldama, 2001) que se estima como:

$$Q(t) = \begin{cases} Q_p \left[3 \left(\frac{t}{t_p} \right)^2 - 2 \left(\frac{t}{t_p} \right)^3 \right]; & 0 \leq t \leq t_p \\ Q_p \left[1 - 3 \left(\frac{t-t_p}{t_b-t_p} \right)^2 + 2 \left(\frac{t-t_p}{t_b-t_p} \right)^3 \right]; & t_p \leq t \leq t_b \\ 0; & t \geq t_b \end{cases} \quad (39)$$

Donde,

$$t_b = \frac{2V}{Q_p} \quad y \quad t_p = \frac{3}{8} t_b \quad (40)$$

El procedimiento se realiza para cada pareja de gasto y volumen mostrada en la Figura 4.11. Acá se presenta el hidrograma del conjunto de datos para $Tr=10.000$ años, $Q=15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ y $V=1.406 \text{ hm}^3$.

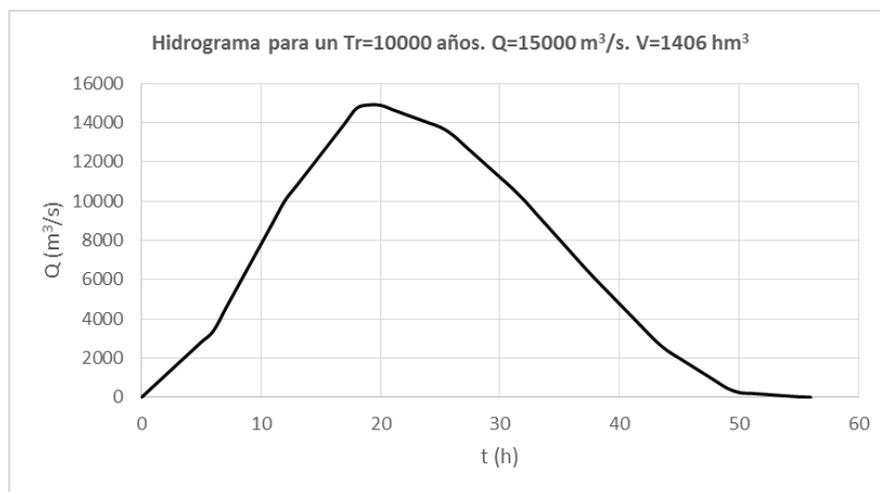


Figura 4.12. Hidrograma Hermitiano triparamétrico determinado para el método bivariado

4.4 TRÁNSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

Un vaso de almacenamiento sirve para regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para posteriormente usarlo en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos (Aparicio, 2013).

Los vasos de almacenamiento tienen diversos propósitos: regular y controlar los escurrimientos, abastecimiento a poblaciones e industrias, zonas agrícolas, plantas hidroeléctricas, almacenamientos para fines recreativos, etc. Su objetivo básico es balancear la disponibilidad y la demanda (López et al., 2012).

4.4.1 Funcionamiento de vasos

Según Aparicio, 2013: la ecuación fundamental para la simulación del funcionamiento de vasos es la de continuidad, que expresada en un intervalo de tiempo Δt dado es:

$$X - D = \Delta V \quad (41)$$

Donde,

X , volumen de entradas al vaso durante el intervalo Δt ;

D , volumen de salidas del vaso durante el mismo intervalo;

ΔV , cambio del volumen almacenado en el vaso durante el intervalo Δt .

El intervalo de tiempo Δt que se use depende del tamaño del vaso; generalmente se toma $\Delta t = 1$ mes, pero es vasos muy grandes, cuyos efectos reguladores alcanzan a cubrir lapsos del orden de años, Δt puede ser de varios meses, pero nunca mayor de 1 año; por el contrario, en vasos de muy poca capacidad de regulación, el intervalo de simulación puede reducirse a una semana o hasta un día.

Las entradas a un vaso son:

$$X = E_{cp} + E_t + E_{ll} \quad (42)$$

Donde,

E_{cp} , entradas por cuenca propia;

E_t , entradas por transferencia desde otras cuencas;

E_{ll} , entradas por lluvia directa sobre el vaso.

Y las salidas se componen de:

$$D = S_d + S_e + S_i + S_{de} \quad (43)$$

Donde,

S_d , volumen extraído para satisfacer la demanda;

S_e , volumen evaporado;

S_i , volumen infiltrado en el vaso;

S_{de} , volumen derramado.

4.4.2 Tránsito de avenidas en vasos

El tránsito de avenidas en vasos es un procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa dado un hidrograma de entrada. Algunas de sus principales aplicaciones son (Aparicio, 2013):

- Conocer la evolución de los niveles en el vaso y de los gastos de salida por la obra de excedencias, para saber si la política de operación de las compuertas del vertedor es adecuada y así, al presentarse una avenida, no se pongan en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.

- Dimensionar la obra de excedencias.
- Fijar el NAME y las dimensiones de las obras de desvío y ataguías.

En el tránsito de avenidas en vasos, se usa, como en la simulación del funcionamiento de vasos, la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (44)$$

Donde,

I , gasto de entrada al vaso;

O , gasto de salida del vaso;

$\frac{dV}{dt}$, variación del volumen almacenado en el tiempo.

El horizonte de tiempos se divide en intervalos de duración Δt , indexados por j , es decir, $t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j + 1)\Delta t, \dots$, y la ecuación de continuidad se integra sobre cada intervalo de tiempo, como se muestra en la Figura 4.13, para el j - ésimo intervalo de tiempo (Ven Te Chow, 1994):

$$\int_{V_j}^{V_{j+1}} dV = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} O(t)dt \quad (45)$$

Si la variación de los caudales de entrada y de salida a lo largo del intervalo es aproximadamente lineal, el cambio en el almacenamiento en el intervalo $V_{j+1} - V_j$ puede escribirse en diferencias finitas:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (46)$$

Donde los subíndices i e $i + 1$ denotan valores al inicio y al final del intervalo de tránsito Δt , respectivamente.

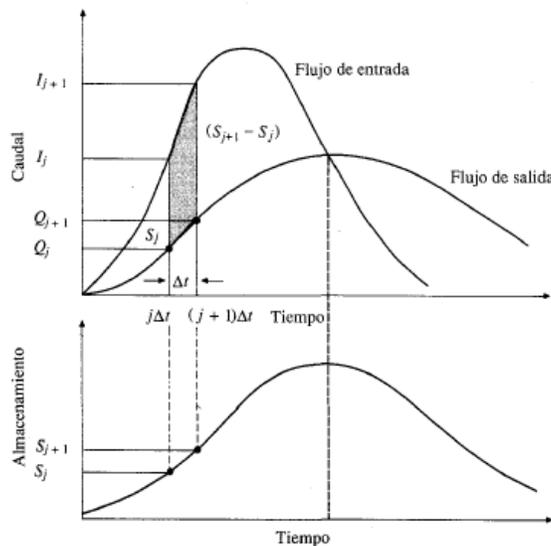


Figura 4.13. Cambio de almacenamiento durante un período de tránsito Δt . (Tomada de Ven Te Chow, 1994)

En Aparicio, 2013, el valor del Δt que se usa en el tránsito de avenidas, debido a la duración de las mismas, es considerablemente más pequeño que el empleado en la simulación del funcionamiento de vasos; en el primer caso, Δt es del orden de horas, mientras que en el segundo, Δt es en general de un mes. Por esto, durante el tránsito de una avenida, términos como la lluvia directa en el vaso, la evaporación y la infiltración son insignificantes y normalmente se ignoran. En términos globales es recomendable que el Δt que se use sea menor o igual a una décima parte del tiempo de pico del hidrograma de entrada:

$$\Delta t \leq 0.1t_p \quad (47)$$

Durante el tránsito de una avenida por un vaso, la forma de los hidrogramas de entrada y salida es aproximadamente como se muestra en la Figura 4.13. Antes del tiempo t_0 , las condiciones están establecidas y la entrada es igual a la salida. En intervalo $t_0 < t < t_1$, la entrada es mayor que la salida y, de acuerdo con la ecuación de continuidad, aumenta el volumen almacenado en el vaso y, por lo tanto, su nivel. En el tiempo t_1 se alcanza el máximo almacenamiento y consecuentemente el máximo nivel en el vaso. El área que hay entre los dos hidrogramas entre t_0 y t_1 , es el volumen máximo almacenado y es, por lo tanto, el volumen de súper almacenamiento requerido para la avenida de entrada $I(t)$ considerada, y el nivel que se tiene en el vaso en el tiempo t_1 será el NAME necesario para esa misma avenida. Cuando $t > t_1$, las salidas son mayores que las entradas y por la ecuación de continuidad, el volumen almacenado en el vaso disminuye.

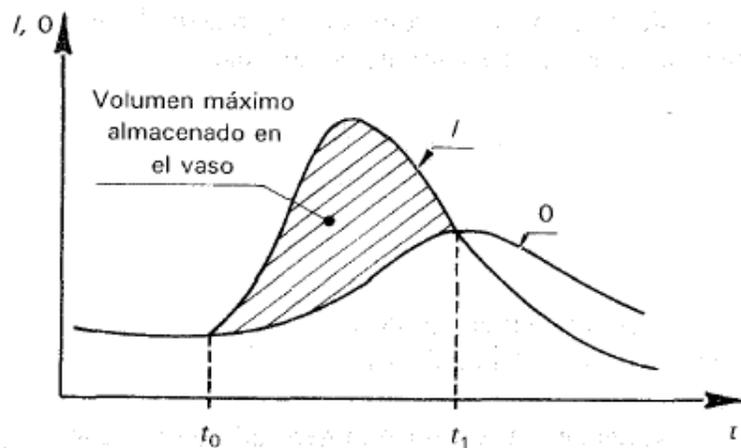
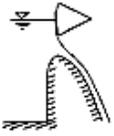
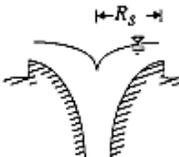


Figura 4.14. Hidrograma de entrada (I) y salida (O). (Tomada de Aparicio, 2013)

Al realizar el tránsito de una avenida por un vaso, en cualquier instante dado, se conoce todas las condiciones (I, O y V) en i (de la ecuación de continuidad en diferencias finitas), y se desean conocer en $i + 1$. Entonces, la ecuación de continuidad en diferencias finitas tiene dos incógnitas, O_{i+1} y V_{i+1} (Obviamente I se conoce para cualquier tiempo), por lo que se requiere otra ecuación para tener un sistema determinado. Esta ecuación es la que liga los gastos que salen por el vertedor con la elevación de la superficie libre del agua, como las que se muestran en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16. Ecuaciones del caudal de salida por el vertedor (Ven Te Chow, 1994)

Tipo de vertedero	Ecuación	Notación
Cresta libre no controlada 	$Q = CLH^{3/2}$	Q = caudal, cfs C = coeficiente de caudal variable L = longitud efectiva de la cresta H = cabeza total en la cresta incluyendo la cabeza de velocidad de aproximación
Cresta controlada con compuertas 	$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$	H_1 = cabeza total con respecto al fondo de la abertura H_2 = cabeza total con respecto a la parte superior de la abertura C = coeficiente variable con la forma de compuertas y cresta
Vertedero Morning glory 	$Q = C_o(2\pi R_s)H^{3/2}$	C_o = coeficiente relacionado con H y R_s R_s = radio de la cresta circular H = cabeza total
Culvert (control sumergido a la entrada) 	$Q = C_d W D \sqrt{2gH}$	W = ancho de entrada D = altura de entrada C_d = coeficiente de descarga

Fuente: *Design of Small Dams*. Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior, 1973.

Para el tránsito de las avenidas de diseño en el P.H. Las Cruces, se utilizaron dos metodologías, la primera el método semigráfico y la segunda el método numérico descritos en Aparicio, 2013. Para el método semigráfico se realizó el cálculo en el software Excel 2013, y para el método numérico se utilizó el software TRATE.BAS del Instituto de Ingeniería de la UNAM, que esta codificado en QBasic95 con el fin de resolver la ecuación (35) utilizando el método de aproximaciones sucesivas.

4.4.2.1 Método Semigráfico

La ecuación (34) de continuidad también se puede escribir en la forma:

$$I_i + I_{i+1} + \left(\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i \right) = \frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1} \quad (48)$$

Donde los términos desconocidos se han puesto del lado derecho de la ecuación. Dado que tanto V_{i+1} como O_{i+1} dependen del nivel en el vaso. Antes de realizar el tránsito conviene trazar una gráfica auxiliar que relaciona $\frac{2V}{\Delta t} + O$ con O para cada elevación. Para trazar dicha gráfica los pasos a seguir son:

- Se fija el Δt que se usará en el cálculo.
- Se fija un valor de E , mayor que E_0 .
- Se calcula O con las ecuaciones (49) y (50).

$$O_v = CL(E - E_o)^{3/2}, \quad E > E_o \quad (49)$$

Donde,

E , elevación de la superficie libre del vaso, m;

E_o , elevación de la cresta del vertedor, m;

L , longitud de la cresta del vertedor, m;

C , coeficiente de descarga;

O_v , gasto por el vertedor de excedencias, m³/s.

$$O = O_v + O_T \quad (50)$$

d) Se determina V con la curva elevaciones-volúmenes del vaso.

e) se calcula $\frac{2V}{\Delta t} + O$.

f) Se regresa al punto b) tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos .

g) Se dibuja la curva .

Una vez dibujada la curva, se utiliza el siguiente procedimiento para el tránsito de la avenida:

a) Se fija un nivel inicial en el vaso E_i . En general conviene que este nivel inicial sea el del NAMO para hacer el tránsito en las condiciones más desfavorables.

b) Se calculan las salidas O_i y el volumen V_i correspondientes a la elevación E_i .

c) Se calcula $\frac{2V_i}{\Delta t} - O_i$.

d) Con los gastos I_i e I_{i+1} , conocidos de la avenida de entrada y el resultado del inciso c), se calcula $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$ usando la ecuación de continuidad (ecuación 48).

e) Con el resultado del inciso anterior y la curva $\frac{2V}{\Delta t} + O$ contra O se determina O_{i+1} .

f) Se resta O_{i+1} dos veces de $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} + O_{i+1}$. Con esto se tiene $\frac{2V_{i+1}}{\Delta t} - O_{i+1}$.

g) Se pasa al siguiente intervalo (esto es, se hace $i = i + 1$) Y se vuelve al paso d) tantas veces como sea necesario para terminar con el hidrograma de entrada.

4.4.2.2 Método Numérico

En la Figura 4.15 se muestra un diagrama de bloques que indica los pasos que se siguen en el método numérico.

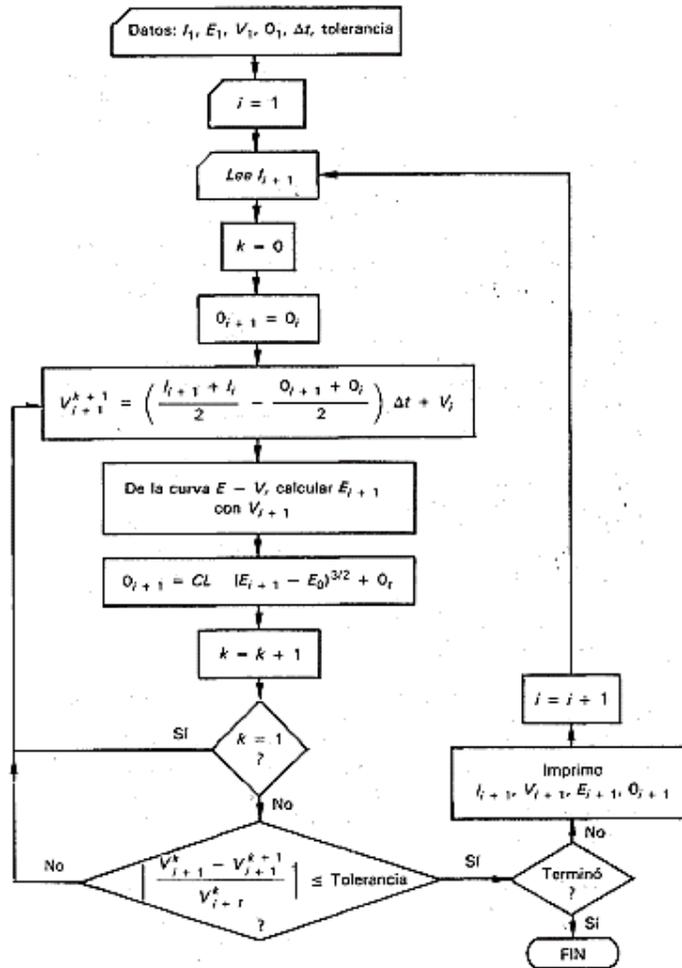


Figura 4.15. Diagrama de bloques. (Tomada de Aparicio, 2013)

4.4.3 Caso de estudio

Para el Proyecto Hidroeléctrico Las Cruces, la Comisión Federal de Electricidad, CFE, proporcionó la información de la presa, como datos generales y de generación Tabla 4.17, las políticas de operación del vertedor (Tabla 4.18 y Figura 4.16), y la curva elevaciones – capacidades (Figura 4.17). Tomadas del informe “Actualización del estudio hidrológico PH Las Cruces”.

Tabla 4.17. Datos generales y de generación del P.H. Las Cruces. CFE

Datos generales			Datos de generación		
NAMO	238	msnm	Desfogue	84.51	msnm
NAMINO	180	msnm	PI	240	MW
NAME	243	msnm	Generación total	783	GWh
Ndiseño	229	msnm	FP	0.37	

Tabla 4.18. Políticas de operación del vertedor. CFE

Univariado		Bivariado	
Elevación (msnm)	Gasto (m ³ /s)	Elevación (msnm)	Gasto (m ³ /s)
238.00	0.00	238.00	0.00
238.05	2489.69	238.05	2196.00
239.00	2560.08	239.00	2273.00
239.05	7946.63	239.05	3178.00
240.00	8583.58	240.00	3295.00
240.05	8620.69	240.05	6676.00
241.00	9280.91	241.00	7027.00
241.05	9313.53	241.05	9711.00
242.00	9942.33	242.00	10323.00
242.05	9975.86	242.05	10356.00
243.00	10619.00	243.00	10952.00
243.05	10984.33	243.05	11257.00

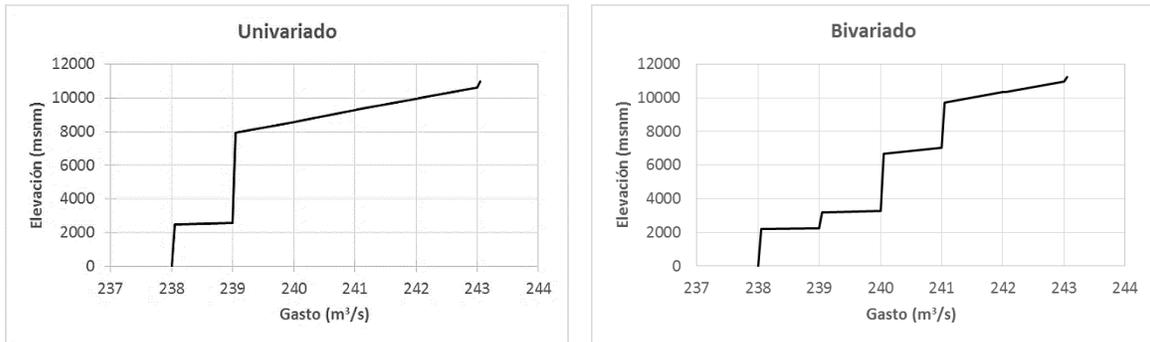


Figura 4.16. Políticas de operación del vertedor. CFE

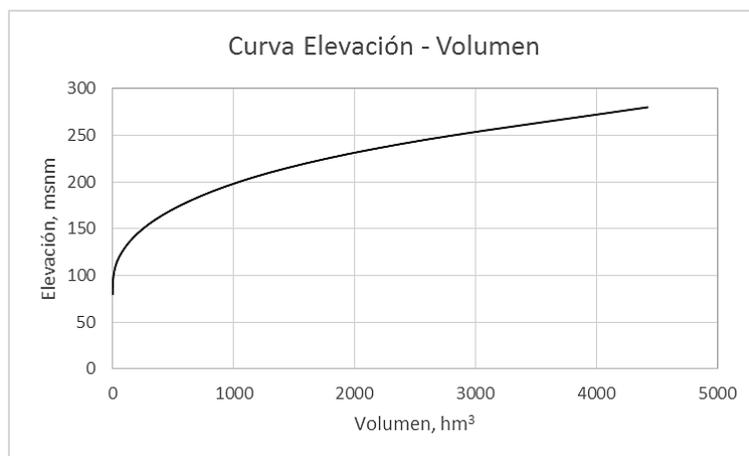


Figura 4.17. Curva elevación-volumen. CFE

4.4.4 Avenidas obtenidas por el método univariado

Las avenidas a transitar son las mostradas en la Figura 4.8, a partir de las cuales se realiza el tránsito de avenidas. El análisis se realiza para las avenidas de 10, 100, 1000 y 10000 años de período de retorno. El Δt seleccionado para el análisis es de 1 hora que es el tiempo en que están los datos de los hidrogramas de entrada.

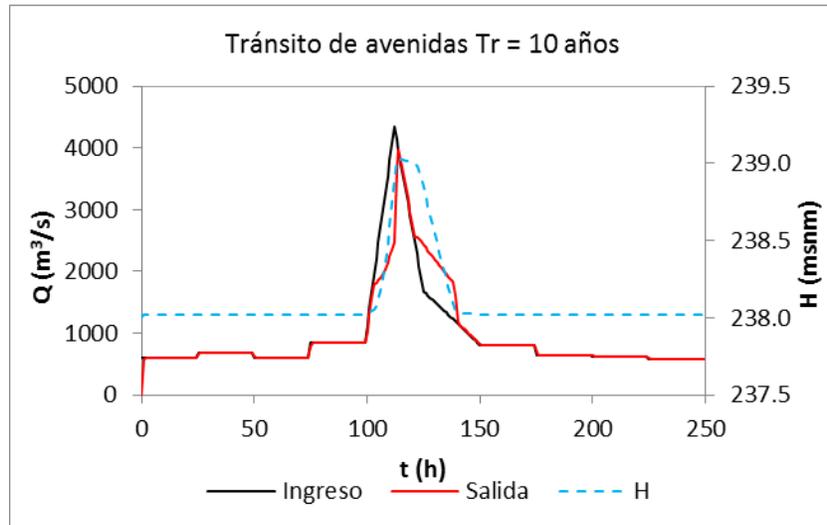


Figura 4.18. Tránsito de avenida Tr = 10 años

El tránsito de avenida para la avenida de diseño con período de retorno de 10 años, con gasto pico de $4344.59 \text{ m}^3/\text{s}$, da como resultado un gasto máximo de salida de $3977.03 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 239.03 msnm .

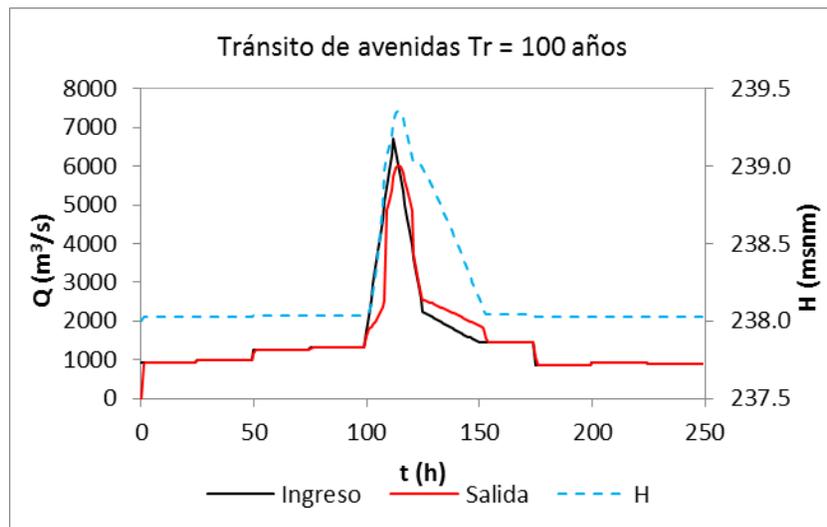


Figura 4.19. Tránsito de avenida Tr = 100 años

Para la avenida de diseño con período de retorno de 100 años, con gasto pico de $6717.04 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene un gasto máximo de salida de $6027.53 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 239.36 msnm .

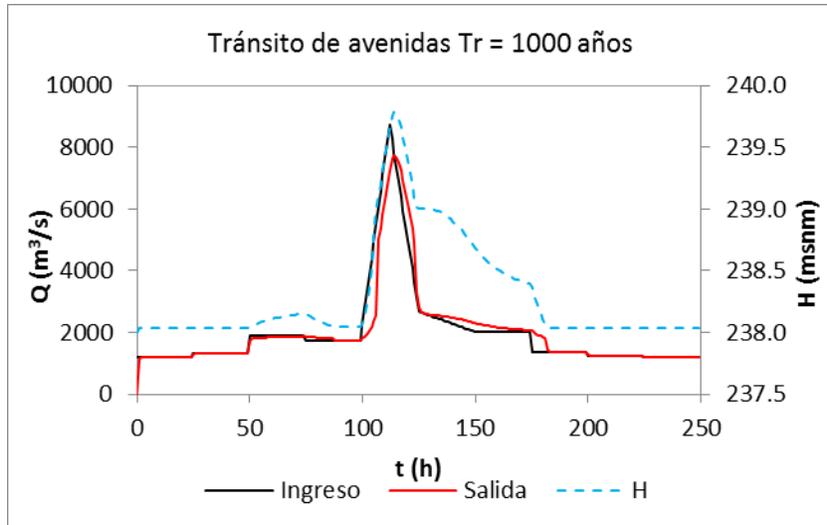


Figura 4.20. Tránsito de avenida Tr = 1000 años

Para la avenida de diseño con período de retorno de 1000 años, con gasto pico de $8721.94 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene un gasto máximo de salida de $7725.54 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 239.79 msnm .

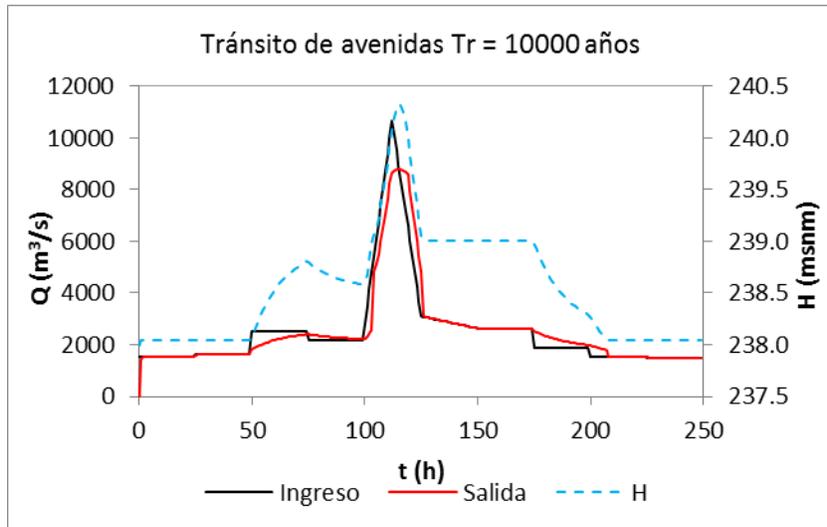


Figura 4.21. Tránsito de avenida Tr = 10000 años

Finalmente, para la avenida de diseño con período de retorno de 10000 años, con gasto pico de $10677.60 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene un gasto máximo de salida de $8810.17 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 240.32 msnm .

4.4.5 Avenidas obtenidas por el método bivariado

Para este método se transitaron las avenidas para ciertos períodos de retorno, y se determinó el volumen asociado con el método de bisección. Se hizo el análisis para tiempos de retorno de 10 a 10000 años.

A cada pareja de datos (Figura 4.11) se le determina el hidrograma de entrada al embalse con el método del hidrograma hermitiano tripamétrico y se transita por el vaso para obtener el gasto máximo de salida y el nivel máximo en el embalse. Se seleccionaron los períodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años al igual que en el método univariado.

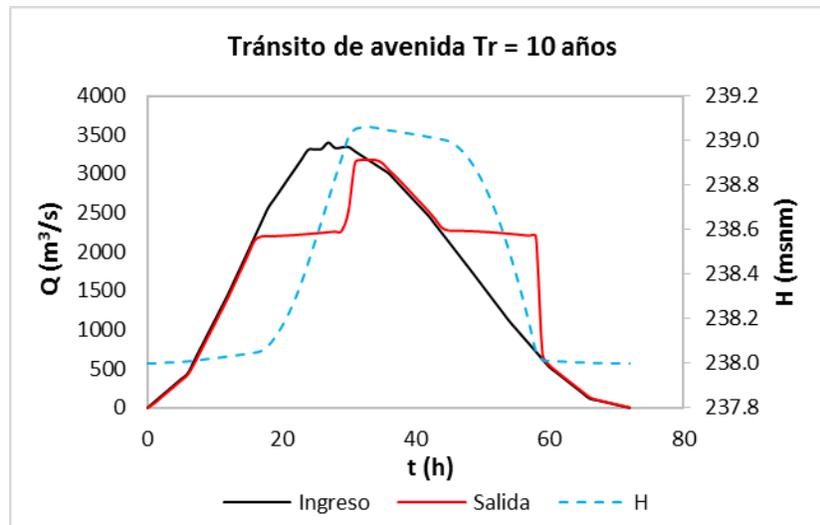


Figura 4.22. Tránsito de avenida Tr = 10 años

El tránsito de avenida para la avenida de diseño con período de retorno de 10 años, con gasto pico de $3400 \text{ m}^3/\text{s}$ y volumen del hidrograma de entrada de 434.5 hm^3 , da como resultado un gasto máximo de salida de $3178.9 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 239.06 msnm . Además, para el hidrograma hermitiano tripamétrico, se determinó un tiempo base del hidrograma de entrada de $t_b=71 \text{ h}$ y un tiempo pico, $t_p=26.6 \text{ h}$.

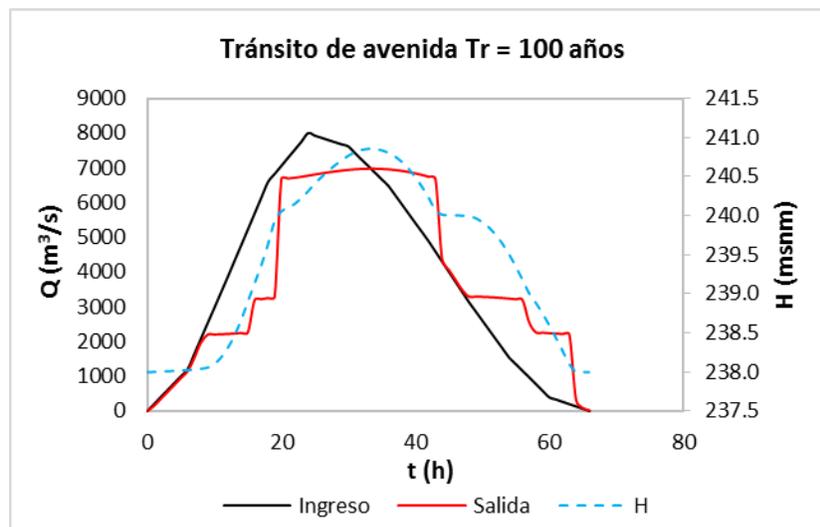


Figura 4.23. Tránsito de avenida Tr = 100 años

Para la avenida de diseño con período de retorno de 100 años, con gasto pico de $8000 \text{ m}^3/\text{s}$ y volumen del hidrograma de entrada de 943.2 hm^3 , se obtiene un gasto máximo de salida de $6974.7 \text{ m}^3/\text{s}$ y una elevación máxima en el vaso de 240.86 msnm . Además, para el hidrograma

hermitiano triparamétrico, se determinó un tiempo base del hidrograma de entrada de $t_b=65$ h y un tiempo pico, $t_p=24.6$ h.

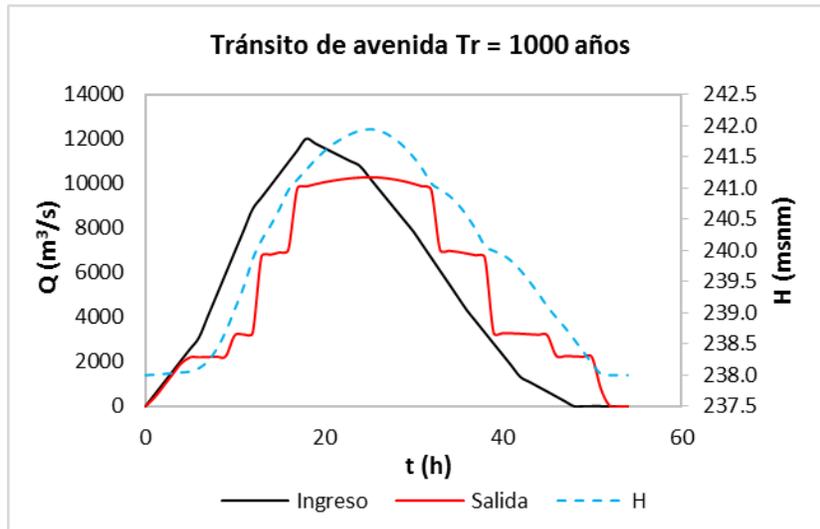


Figura 4.24. Tránsito de avenida Tr = 1000 años

Para la avenida de diseño con período de retorno de 1000 años, con gasto pico de 12000 m^3/s y volumen del hidrograma de entrada de 1041 hm^3 , se obtiene un gasto máximo de salida de 10277.9 m^3/s y una elevación máxima en el vaso de 241.93 msnm. Además, para el hidrograma hermitiano triparamétrico, se determinó un tiempo base del hidrograma de entrada de $t_b=48$ h y un tiempo pico, $t_p=18$ h.

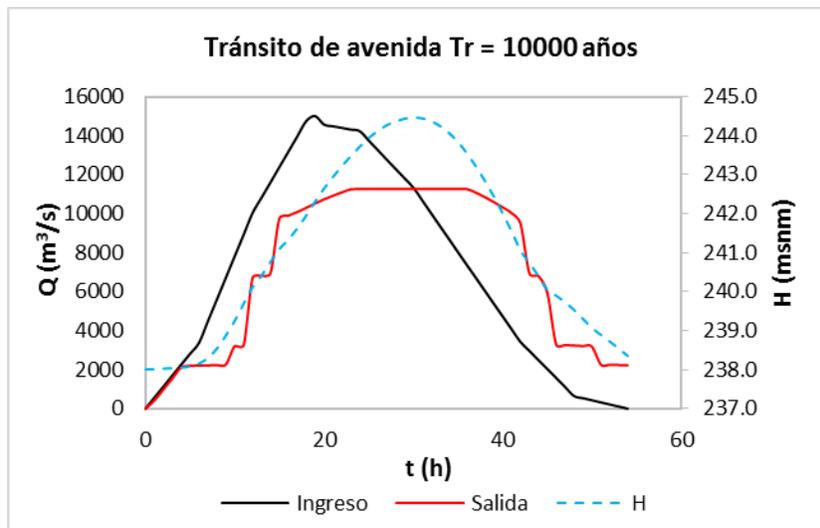


Figura 4.25. Tránsito de avenida Tr = 10000 años

Finalmente, para la avenida de diseño con período de retorno de 10000 años, con gasto pico de 15000 m^3/s y volumen del hidrograma de entrada de 1406 hm^3 , se obtiene un gasto máximo de salida de 11257 m^3/s y una elevación máxima en el vaso de 244.46 msnm. Además, para el hidrograma hermitiano triparamétrico, se determinó un tiempo base del hidrograma de entrada de $t_b=52$ h y un tiempo pico, $t_p=19.5$ h.

En la Tabla 4.19 se presenta un resumen de los gastos de entrada, gastos de salida y la elevación máximos obtenidos para cada método, para los períodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años.

Tabla 4.19. Resumen de gastos de entrada y salida máximos, y elevación máxima

Tr (años)	Univariado			Bivariado		
	Qi (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	H (msnm)	Qi (m ³ /s)	Qs (m ³ /s)	H (msnm)
10	4344.59	3977.03	239.03	3400.00	3178.94	239.06
100	6717.04	6027.53	239.36	8000.00	6974.68	240.86
1000	8721.94	7725.54	239.79	12000.00	10277.87	241.93
10000	10677.60	8810.17	240.32	15000.00	11257.00	244.46

Para períodos de retorno altos (10000 años) la elevación máxima es mayor en el método bivariado, incluso es superior al NAME (243 msnm), al igual que el gasto tanto de entrada como de salida. Esto es debido a que el método bivariado por la forma subjetiva en que se seleccionaron los volúmenes máximos anuales condujo a volúmenes muy altos para la duración crítica (en el caso de Las Cruces del orden de 2 días) en comparación con los que se obtienen del análisis estadístico de los volúmenes máximos registrados (Tabla 4.20).

Tabla 4.20. Gastos promedio de 1 y 2 días

	Univariado	Bivariado
Promedio 1 día	5285.9	12322.0
Promedio 2 días	4845.8	8116.7
Gasto pico	10677.6	15000.0

Se presenta en la Figura 4.26 la comparación de las gráficas de las avenidas de diseño para los métodos univariado y bivariado, donde se puede apreciar que en el método bivariado se eleva el gasto de pico y tiene mayor volumen, esto se debe posiblemente a que el hidrograma hermitiano triparamétrico (bivariado) concentra la avenida en un tiempo base del orden de 2 días, a pesar de que las avenidas usadas para estimar la función bivariada duran, en su mayoría de 7 a 11 días (Ver por ejemplo la Figura 4.27 que muestra la avenida de 1994, que corresponde al máximo gasto pico registrado. Las avenidas para cada año se muestran en el Anexo A).



Figura 4.26. Avenida de diseño univariado vs. bivariado

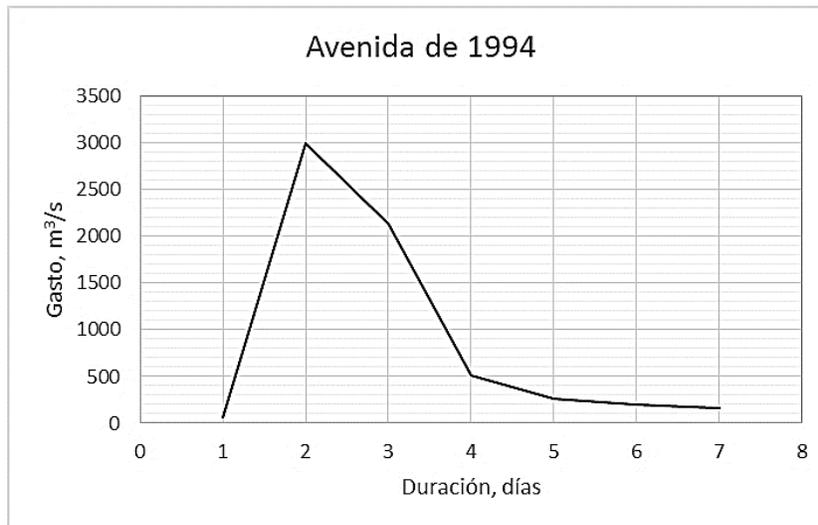


Figura 4.27. Avenida de 1994

Se recomienda entonces utilizar los resultados obtenidos con el método univariado, porque considera el análisis estadístico de los máximos anuales registrados para varias duraciones, incluyendo la crítica para el P.H. Las Cruces.

5 SEDIMENTO FINO

El estudio del sedimento fino en el P.H. Las Cruces, parte principalmente de la necesidad de conocer cuánto es el sedimento que produce la cuenca y que llegara hasta el sitio de presa, y determinar a partir de ello el volumen muerto para cierto período de tiempo.

Los factores que afectan la erosión y la sedimentación están en función del tipo de erosión en cuestión. Sin embargo, como regla general, se puede decir que la erosión que ocurrirá en un suelo específico va a depender directamente de ciertas variables: clima, vegetación, hojarasca, tipo de suelo, topografía, velocidad del flujo y uso de la tierra (Morgan, 2005).

Para la determinación del sedimento fino inicialmente se partió de los datos medidos en la estación hidrométrica San Pedro, a partir de los cuales se relacionaron los gastos con los sedimentos. Luego se hizo una distribución de áreas por cuencas, determinando las áreas de mayor aportación de sedimentos, y por último para el traslado de los datos de la estación San Pedro al sitio de presa, se consideró la influencia de la magnitud de los gastos tanto anuales como de principales tormentas, y los factores que influyen en la ecuación universal (USLE, Wischmeier y Smith, 1978) de la pérdida de suelo.

5.1 ESTIMACIÓN DE LA CUENCA DE APORTACIÓN DE SEDIMENTOS

Según el estudio "ACTUALIZACIÓN DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO PH LAS CRUCES" de la CFE, la cuenca del río San Pedro conforma un área de 29098 km², donde en la meseta de la parte alta con un área aproximada de 15700 km² hay construidas varias presas, que controlan y retienen los sedimentos que se generan en esa parte. Además, los datos de volumen de sedimentos en suspensión medidos en la EH El Saltito que conforma una cuenca de 10135 km², en los años de medición simultánea llega apenas al 1.0% de los medidos en la EH San Pedro (Tabla 3.3).

El área de la cuenca hasta la estación San Pedro es de 25649 km² aproximadamente. La estación hidrométrica Mezquital, que controla un área de 18773 km², (de los que 15700 km² son la meseta de la parte alta de la cuenca donde el sedimento es retenido) tiene escurrimientos anuales medidos de solo el 13.7% de los medidos en la estación San Pedro durante el período común de mediciones. Por lo anterior, se optó por tomar como cuenca aportadora de sedimentos al P.H. Las Cruces la correspondiente a un área de 7000 km² cuyo límite corresponde con una precipitación media anual alrededor de los 700 mm.

5.2 RELACIÓN ENTRE GASTOS Y VOLÚMENES DE SEDIMENTOS FINOS

Para analizar la relación entre gastos y volúmenes de sedimentos finos, se utilizaron los datos medidos en la estación hidrométrica San Pedro para los años de 1960 a 1990.

A fin de relacionar los gastos líquidos con los volúmenes de sedimento fino, se seleccionaron las crecientes más importantes registradas en la estación hidrométrica San Pedro, y se obtuvieron los gastos medios diarios y los volúmenes de azolve correspondientes (358 datos). A partir de estos

datos se analizó su relación como se muestra en la Figura 5.1. Donde los datos calculados se determinaron a partir de una ecuación potencial:

$$VSED = 0.00015655 * Q^{1.974} \quad (51)$$

Donde VSED es el volumen diario de sedimentos medidos, en miles de m³ y Q el gasto medio diario en m³/s.

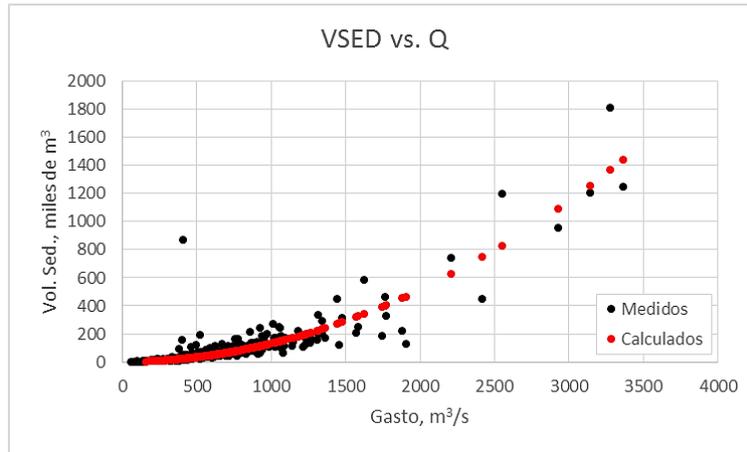
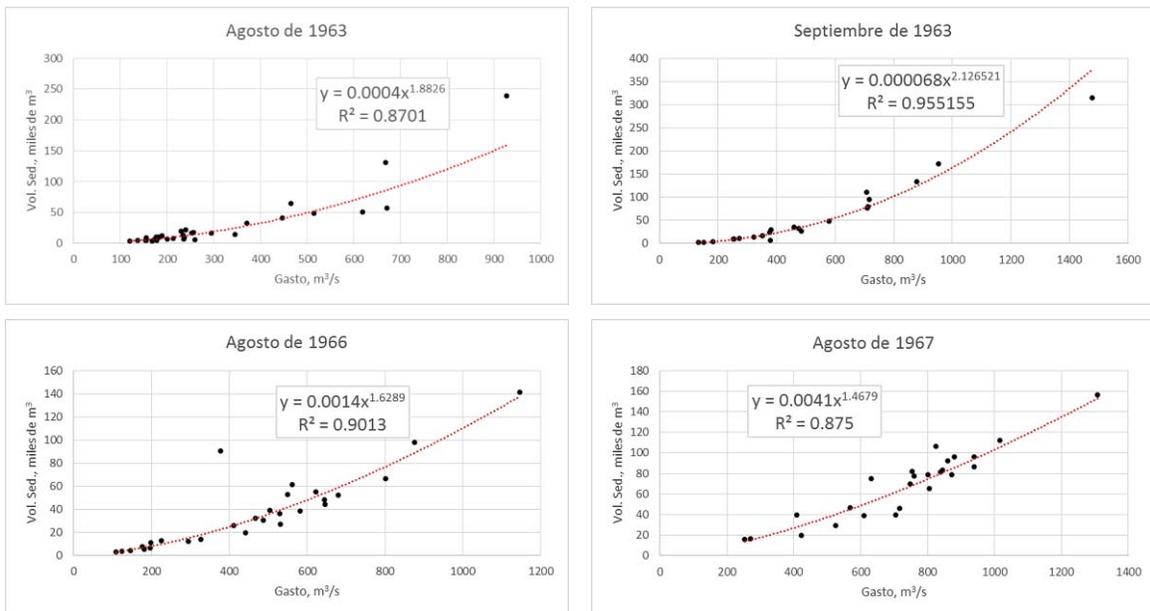


Figura 5.1. Relación entre gastos medios diarios y volúmenes de azolve

El análisis tormenta por tormenta muestra resultados semejantes (Figura 5.2), en las que el eje horizontal corresponde a los gastos medidos, en m³/s, y el eje vertical al volumen de sedimentos correspondiente, en miles de m³.



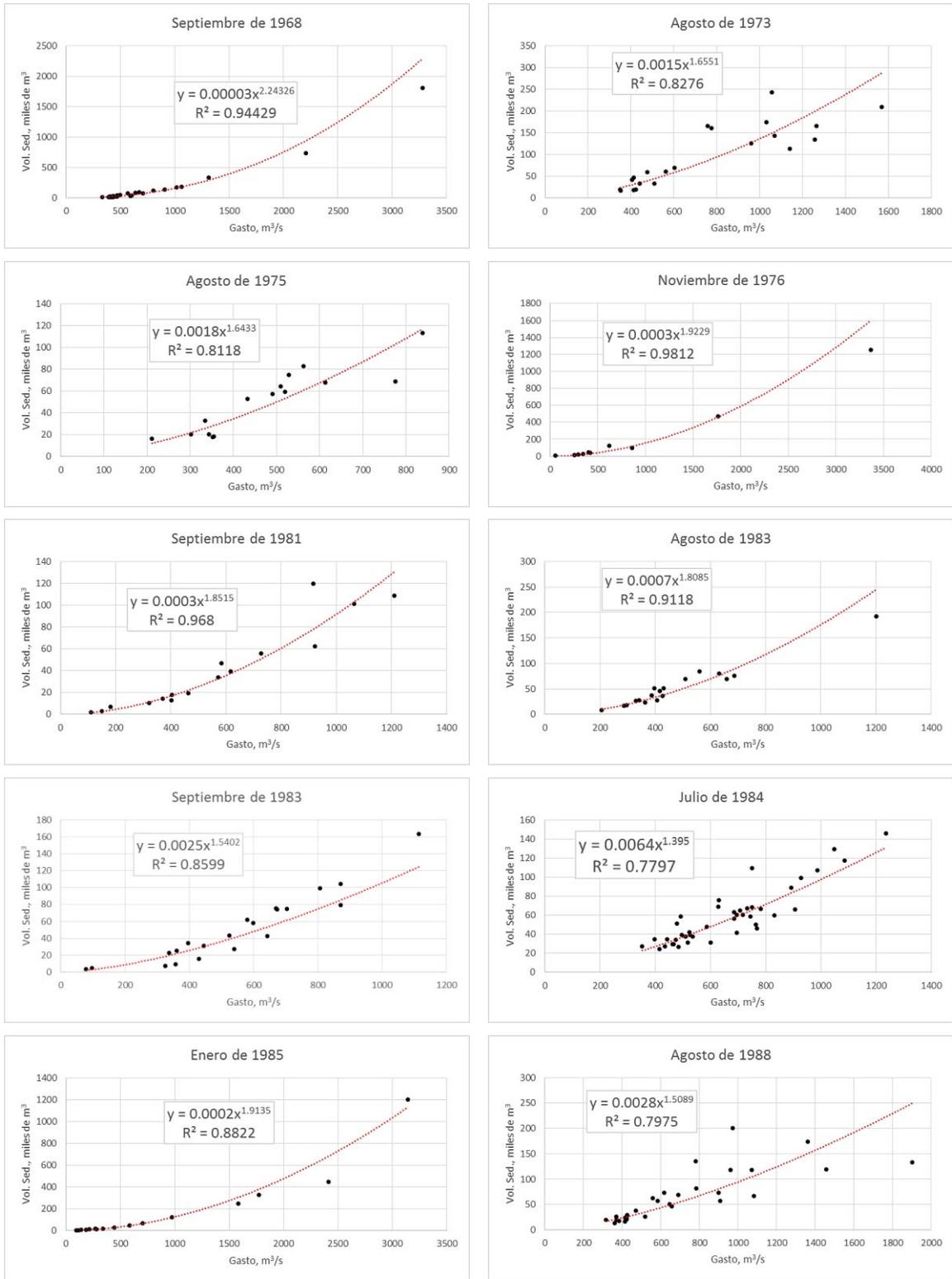


Figura 5.2. Gráficas del análisis tormenta por tormenta

A partir de los resultados, se considera que en la cuenca del río San Pedro, los gastos medios diarios elevados a una potencia de 1.8 está relacionado directamente con los volúmenes diarios de sedimento en suspensión medidos, además de que los gastos están relacionados linealmente con las lluvias, por lo que también se pueden relacionar los volúmenes de sedimentos con las lluvias elevadas a una potencia de 1.8.

5.3 PROPORCIONES DE LLUVIAS

Se relacionaron los volúmenes de lluvias correspondientes a la cuenca situada aguas arriba de la EH San Pedro (área entre la EH San Pedro y la EH Mezquital), con los correspondientes a la cuenca comprendida entre el PH Las Cruces y el de la EH San Pedro, así como con los de la cuenca situada aguas abajo de la EH San Pedro.

En la cuenca entre la PH Las Cruces y la EH San Pedro, llueve un 30% más que en la cuenca aguas arriba de la EH San Pedro. En la cuenca entre la EH San Pedro y el mar llueve un 50% más que en la cuenca de la EH San Pedro. Estos resultados se obtienen de considerar las lluvias diarias máximas simultáneas de cada registro.

Las cuencas consideradas para el análisis y sus áreas correspondientes son:

Tabla 5.1. Cuencas consideradas para el análisis y sus áreas

Cuenca	Área (km ²)	Proporción respecto a la de EH San Pedro
EH San Pedro*	7000	1.00
PH Las Cruces	6259	0.894
Entre EH San Pedro y PH Las Cruces	741	0.106
De EH San Pedro al mar	1241	0.177

*entre la EH San Pedro y la EH Mezquital

En la Tabla 5.2 se resumen los resultados obtenidos como proporción de los correspondientes a la EH San Pedro.

Tabla 5.2. Proporción considerando las lluvias, el exponente 1.8 y el área de las cuencas

ESTACIÓN	Relación áreas	Relación lluvias	Relación lluvias a la 1.8	FACTOR
EH San Pedro*	1.00	1.00	1.00	1.00
Entre EH San Pedro y PH Las Cruces	0.11	1.30	1.60	0.17
De EH San Pedro al mar	0.18	1.50	2.07	0.37

*entre la EH San Pedro y la EH Mezquital

Las aportaciones de sedimento fino al sitio de presa pueden estimarse multiplicando las medidas en la EH San Pedro por $1 - 0.17 = 0.83$, las de la cuenca entre el PH Las Cruces y la EH San Pedro por 0.17 y las de la cuenca entre la EH San Pedro y el mar por 0.37. De esta forma se obtiene una primera aproximación, ya que también se debe tener en cuenta la influencia que tienen los factores que hacen susceptible el suelo de ser erosionado.

Para el traslado de los gastos de la EH San Pedro a las demás cuencas, debe tomarse únicamente los factores que relacionan las áreas y las lluvias, así, los escurrimientos en cada cuenca se obtienen multiplicando los medidos en la EH San Pedro por los siguientes factores:

- Entre el PH Las Cruces y la EH San Pedro 0.14.
- De la EH San Pedro al mar 0.27.
- Para el PH Las Cruces 0.86.

5.4 ECUACIÓN UNIVERSAL DE PÉRDIDA DE SUELO. FACTORES LSKC

El riesgo de erosión o erosión potencial se define como el efecto combinado de los factores causales de la erosión (lluvia, escurrimiento, suelo y topografía). La combinación de estos factores se denota en la Ecuación Universal de Pérdida del Suelo (USLE) que según el Programa hidrológico internación, en su libro Procesos de erosión – sedimentación en cauces y cuencas. UNESCO, 2010, la USLE desarrollada en los años 70 por Wischmeier y Smith (1978), es largamente utilizada en el mundo, incluso en los trópicos. La USLE, que calcula la pérdida de suelo promedio anual en laderas bajo usos y manejos de suelo específicos, es una ecuación estocástica, dado por el producto de seis factores independientes.

El modelo se representa como una ecuación de seis factores donde dos de los factores (R, K) aportan el orden de magnitud y las unidades respectivas, mientras que los cuatro restantes (L, S, C, P) son factores adimensionales que permiten adaptar las estimaciones a condiciones distintas de la parcela de prueba en que fue desarrollado el método. La siguiente ecuación muestra la relación entre las variables del modelo.

La pérdida de suelo promedio anual por área unitaria está dada por la ecuación:

$$A = RKLSCP \quad (52)$$

Donde,

A, pérdida de suelo promedio anual (ton/ha/año);

R, índice de erosividad asociado a la lluvia (MJ.mm/ha.h);

K, factor de erodibilidad del suelo (ton.h/MJ.mm);

LS, factor topográfico longitud-pendiente (adimensional);

C, Factor relativo a la cobertura vegetal u otros materiales que impidan el impacto de la lluvia en el suelo desnudo (adimensional);

P, Prácticas mecánicas de control de la erosión y conservación de suelos (adimensional).

El cálculo de estos factores depende del tipo de información base que se tenga y las características de la zona de estudio.

El índice de erosividad asociado a la lluvia, factor R, es la capacidad de la lluvia para producir erosión y está relacionado con las condiciones climáticas. Existen varias metodologías para determinar este factor a partir de indicadores climáticos tales como precipitación o intensidad promedio anual. Para este trabajo se utilizará la ecuación (2), estimada a partir de los datos de gastos medios diarios y

volúmenes de sedimento diario medidos en la estación hidrométrica San Pedro, entre los años 1960 y 1990.

El factor de erodabilidad del suelo, factor K, es la susceptibilidad de los suelos a erosionarse y depende del tamaño de las partículas del suelo, del contenido de materia orgánica, de la estructura del suelo en especial del tamaño de los agregados y de la permeabilidad.

Para este caso, debido a la escasez de datos para evaluarlo rigurosamente, se utilizó la metodología propuesta por la FAO, 1980, donde se estima el factor K a partir de la textura superficial y la unidad de suelo, empleando los valores de referencia de la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Valores de K en función del suelo y su textura superficial

Clasificación de suelo (FAO)	Textura			Clasificación de suelo (FAO)	Textura			Clasificación de suelo (FAO)	Textura		
	Gruesa	Media	Fina		Gruesa	Media	Fina		Gruesa	Media	Fina
A	0.026	0.04	0.013	H	0.013	0.02	0.007	R	0.026	0.04	0.013
Af	0.013	0.02	0.007	I	0.013	0.02	0.007	Re	0.026	0.02	0.013
Ag	0.026	0.03	0.013	J	0.026	0.04	0.013	Rc	0.013	0.04	0.007
Ab	0.013	0.02	0.007	Jc	0.013	0.02	0.007	Rd	0.026	0.079	0.013
Ao	0.026	0.04	0.013	Jd	0.026	0.04	0.013	Rx	0.053	0.079	0.026
Ap	0.053	0.079	0.026	Je	0.026	0.04	0.013	S	0.053	0.04	0.026
B	0.026	0.04	0.013	Jt	0.053	0.079	0.026	Sg	0.053	0.079	0.026
Bc	0.026	0.04	0.013	Jp	0.053	0.079	0.026	Sm	0.026	0.04	0.013
Bd	0.026	0.04	0.013	K	0.026	0.04	0.013	So	0.053	0.079	0.026
Be	0.026	0.04	0.013	L	0.026	0.04	0.013	T	0.026	0.04	0.013
Bf	0.013	0.02	0.007	La	0.053	0.079	0.026	Th	0.013	0.02	0.007
Bg	0.026	0.04	0.013	Lc	0.026	0.04	0.013	Tm	0.013	0.02	0.007
Bh	0.013	0.02	0.007	Lf	0.013	0.02	0.007	To	0.026	0.04	0.013
Bk	0.026	0.04	0.013	Lg	0.026	0.04	0.013	Tv	0.026	0.04	0.013
Bv	0.053	0.079	0.026	Lk	0.026	0.04	0.013	U	0.013	0.02	0.007
Bx	0.053	0.079	0.026	Lo	0.026	0.04	0.013	V	0.053	0.079	0.026
C	0.013	0.02	0.007	Lp	0.053	0.079	0.026	W	0.053	0.079	0.026
D	0.053	0.079	0.026	Lv	0.053	0.079	0.026	Wd	0.053	0.079	0.026
E	0.013	0.02	0.007	M	0.026	0.04	0.013	We	0.053	0.079	0.026
F	0.013	0.02	0.007	N	0.013	0.02	0.007	Wh	0.026	0.04	0.013
G	0.026	0.04	0.013	O	0.013	0.02	0.007	Wm	0.026	0.04	0.013
Gc	0.013	0.02	0.007	P	0.053	0.079	0.026	Wx	0.053	0.079	0.026
Gd	0.026	0.04	0.013	Pf	0.053	0.079	0.026	X	0.053	0.079	0.026
Ge	0.026	0.04	0.013	Pg	0.026	0.079	0.026	Y	0.053	0.079	0.026
Gh	0.013	0.02	0.007	Ph	0.026	0.04	0.013	Z	0.026	0.04	0.013
Gm	0.013	0.02	0.007	Pl	0.026	0.04	0.013	Zg	0.026	0.04	0.013
Gp	0.053	0.079	0.026	Po	0.053	0.079	0.026	Zm	0.013	0.02	0.007
Gx	0.053	0.079	0.026	Pp	0.053	0.02	0.026	Zc	0.026	0.04	0.013
Gv	0.053	0.079	0.026	Q	0.013	0.04	0.007	Zt	0.053	0.079	0.026

Para obtener el valor de K se empleó la información de INEGI, del conjunto de datos edafológicos vectoriales a una escala de 1:250.000, el cual utiliza el sistema de clasificación FAO-1968 compatible con los valores de referencia de la Tabla 5.3.

La longitud de la vertiente, da el efecto del factor topográfico sobre la erosión representado por la longitud, L y el grado de pendiente, S. La longitud es la distancia desde el punto de origen de la escorrentía hasta el punto donde encuentra un canal de salida o donde inicia la deposición del sedimento. La pendiente es la influencia del cambio en la pendiente en la erosión, debido a que el potencial de erosión aumenta con la pendiente.

El factor de longitud de la vertiente, L, fue calculado de acuerdo con la siguiente ecuación (Wischmeier y Smith, 1978):

$$L = \left(\frac{\lambda}{22.13} \right)^m \quad (53)$$

Donde,

λ , longitud de la pendiente proyectada horizontalmente.

m , exponente con la modificación hecha por Foster *et al* (1977).

$$m = \frac{\beta}{(1 + \beta)} \quad (54)$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{\text{sen}\theta}{0.0896} \right)}{[3 * (\text{sen}\theta)^{0.8} + 0.56]} \quad (55)$$

Donde,

$Z\theta$, es el ángulo de la pendiente.

Para cuantificar la longitud de la pendiente (λ), se empleó un modelo digital de elevación correspondiente al Continuo de Elevaciones Mexicano en su versión 2 (CEM 2.0), que distribuye INEGI y el cual presenta una resolución espacial de 30 metros de lado por celda (pixel).

Por lo tanto, la longitud de la pendiente, λ , se calculó con la relación:

$$\lambda = \frac{30}{\cos\theta} \quad (56)$$

El factor de inclinación de la pendiente, S, se calculó con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} S &= 10.8\text{sen}\theta + 0.03 \quad \text{si, } s < 9\% \\ S &= 16.8\text{sen}\theta - 0.50 \quad \text{si, } s \geq 9\% \end{aligned} \quad (57)$$

Donde,

s, gradiente promedio de la vertiente.

Para cuantificar la longitud e inclinación de pendiente se empleó un modelo digital de elevación a una escala de 1:50000 del INEGI.

El factor C de la USLE es definido como la razón entre la pérdida de suelo en las condiciones específicas del terreno con suelo desnudo y con labranza bajo la pendiente (Wischmeier y Smith, 1978). En los trópicos, este factor, que varía de 0 a 1, indica que a medida que aumenta la cobertura

del suelo el valor de C se reduce y puede alcanzar valores similares a 0. En este sentido, mientras más cercano sean los valores a 0, el terreno se encontrara más protegido y presentará un riesgo de erosión menor. Se considera el efecto de la cobertura sobre la erosión según las características del ecosistema en sincronización con los períodos de lluvias, las características de la materia orgánica acumulada sobre la superficie del suelo, las labores sobre el suelo (uso del suelo en sentido diferente a las prácticas de conservación, etc.).

En la Tabla 5.4 se presentan los valores de Factor C propuestos por Figueroa et al., 1991.

Tabla 5.4. Valores del Factor C por categoría de uso de suelo y vegetación

Uso de suelo y vegetación	Factor C	Uso de suelo y vegetación	Factor C
Agricultura riego	0.528	Cuerpo de agua	0.000
Agricultura temporal	0.528	Matorral crasicaule	0.065
Bosque de encino	0.044	Matorral crasicaule perturbado	0.025
Bosque de encino - pino perturbado	0.044	Matorral espinoso	0.065
Bosque de encino perturbado	0.025	Matorral espinoso perturbado	0.025
Bosque de pino	0.045	Matorral inerme	0.065
Bosque de pino - encino	0.044	Matorral inerme perturbado	0.025
Bosque de pino perturbado	0.025	Matorral micrófilo	0.065
Bosque de táscate	0.430	Matorral micrófilo perturbado	0.025
Bosque de táscate perturbado	0.430	Matorral rosetófilo	0.065
Bosque mesófilo de montaña	0.110	Matorral rosetófilo perturbado	0.025
Bosque mesófilo de montaña perturbado	0.110	Matorral subinerme	0.065
Bosque mixto	0.040	Matorral subinerme perturbado	0.025
Bosque tropical caducifolio	0.315	Pastizal inducido	0.549
Bosque tropical caducifolio perturbado	0.325	Pastizal natural	0.549
Bosque tropical perenifolio	0.110	Cauce	0.780
Bosque tropical subperenifolio	0.110	Sin vegetación	1.000
Bosque tropical subperenifolio perturbado	0.110	Zona industrial	0.000
Chaparral	0.065	Zona urbana	0.000

Para este caso se utilizó la información de uso de suelo y vegetación del INEGI a una escala de 1:250000.

Con la información contenida en la serie de vegetación y uso de suelo se realizó un cruce de las comunidades vegetales equivalentes a las citadas en la Tabla 5.4

El Factor P, representa la reducción de las pérdidas de suelo cuando se emplean técnicas de conservación. Este factor toma el valor de 1 en la peor de las situaciones. Dada la escala a la que se realiza esta evaluación, no se cuenta con información suficiente para considerar de manera apropiada a este factor, por lo que se asume un valor de 1.

5.4.1 Caso de estudio

Para el PH Las Cruces, la información de edafología y uso del suelo y vegetación se tomó del INEGI como ya se mencionó anteriormente. Además, se delimitaron subcuencas (Figura 5.3) con el fin de establecer áreas de mayor aportación de sedimentos. Para el procesamiento de la información se utilizó el software ArcGIS 10.2.

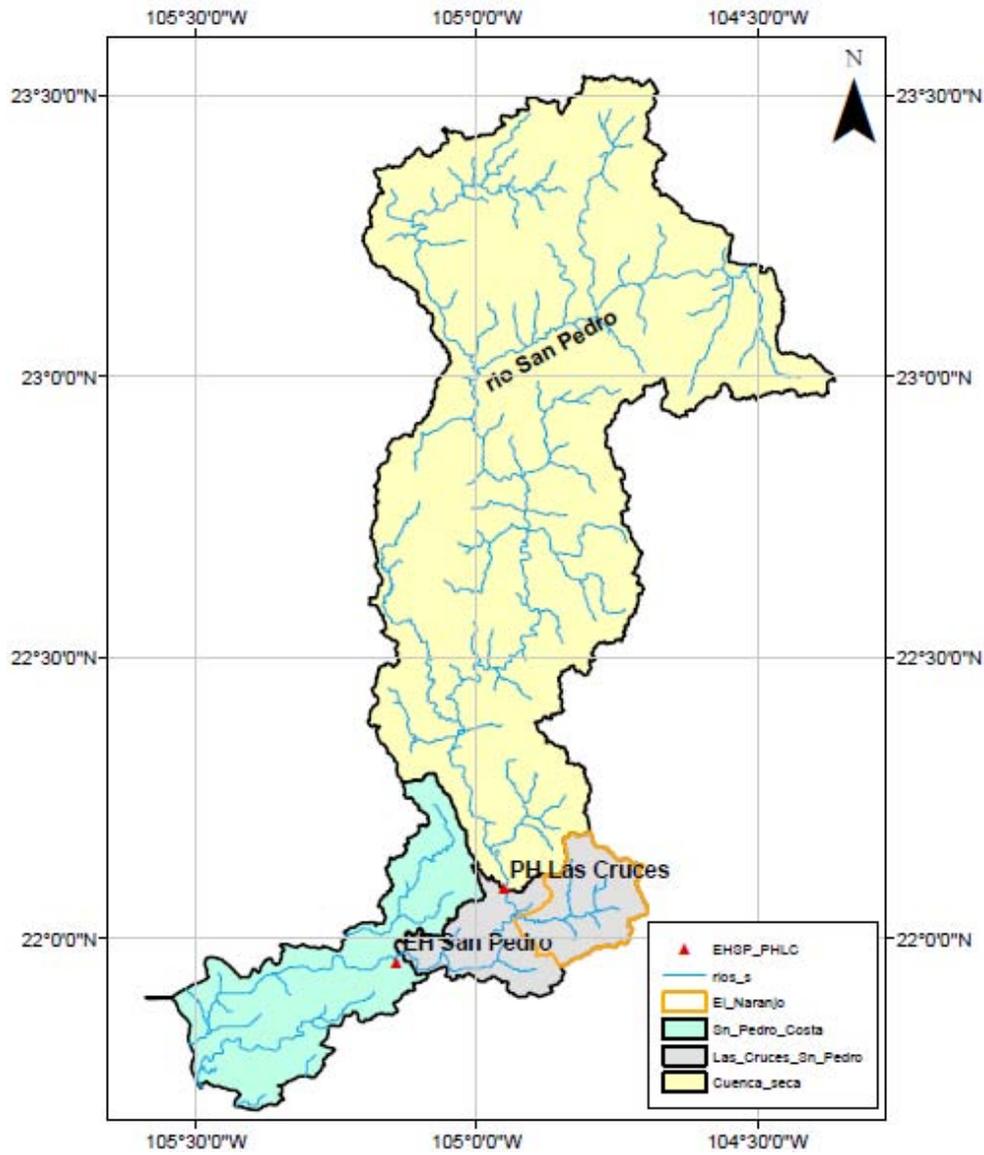


Figura 5.3. División en subcuencas

La erodabilidad de la lluvia y escorrentía, Factor R, se determinó a partir de las normales climatológicas de la CONAGUA mostradas en la Figura 5.4. A partir de ellas se determina la precipitación media anual para cada subcuenca (Figura 5.5).

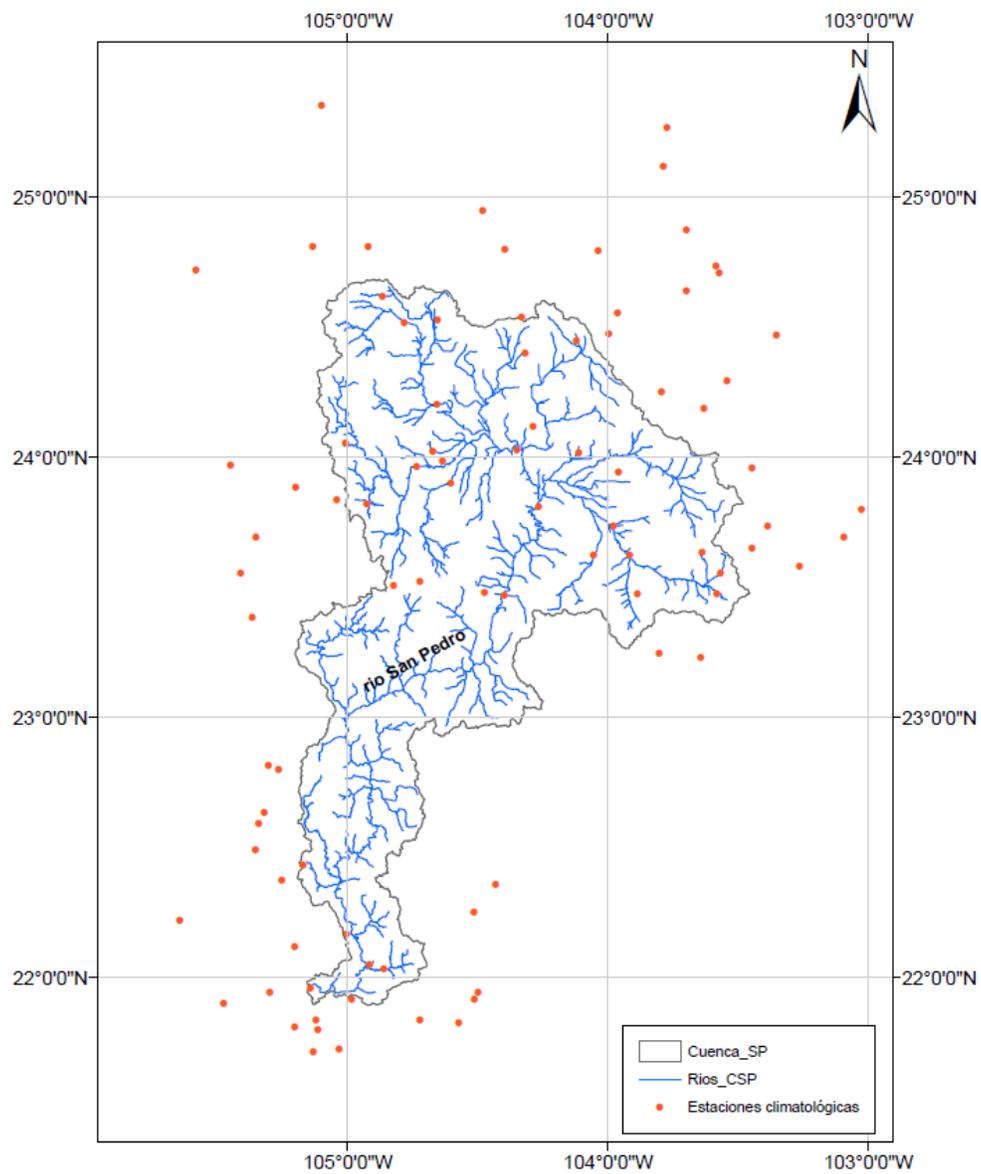


Figura 5.4. Estaciones climatológicas para el análisis

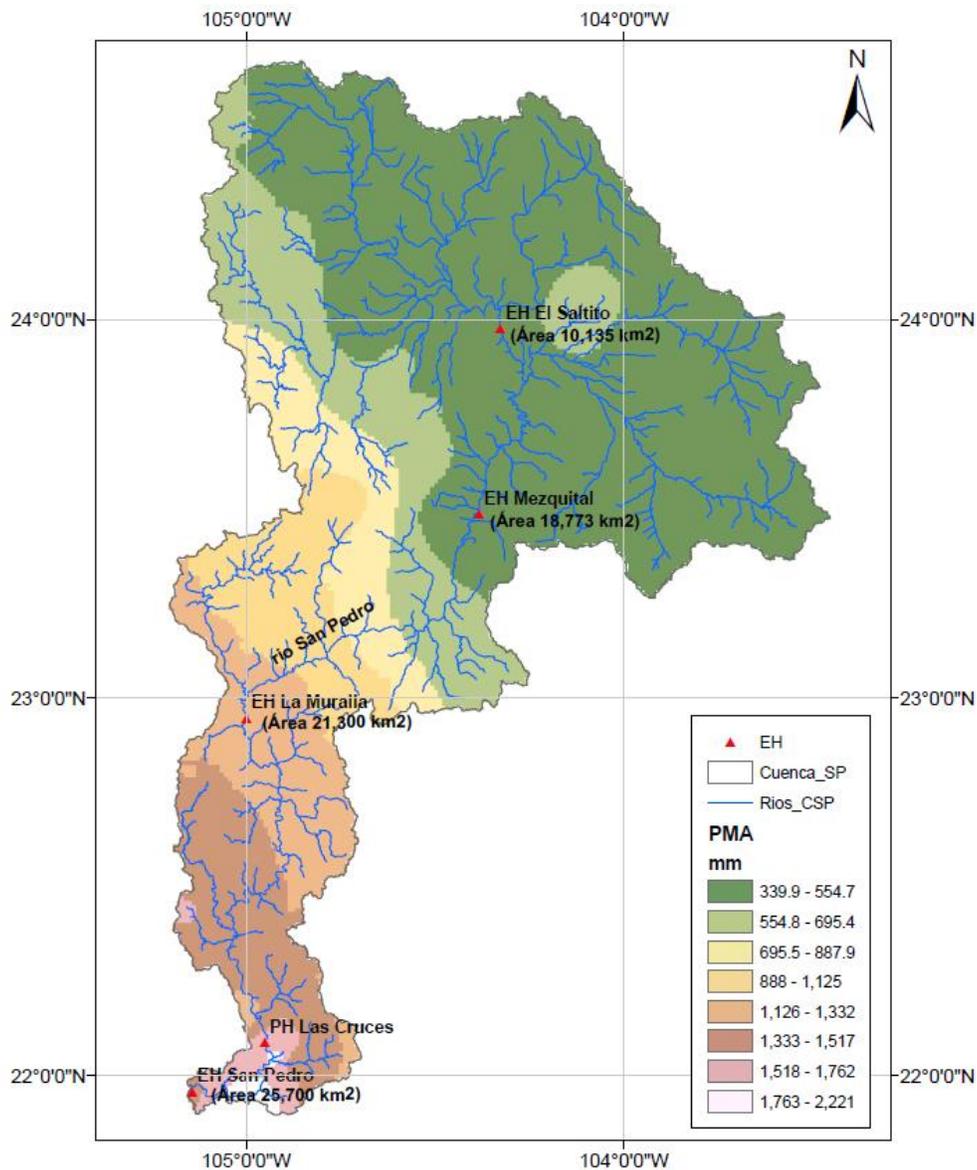


Figura 5.5. Precipitación media anual en la cuenca de análisis

La erodabilidad del suelo, Factor K, se determinó a partir del mapa de edafología del INEGI agregando a sus propiedades los factores presentados en la Tabla 5.3 (Ver Figura 5.6). Igualmente el uso y manejo del suelo, Factor C, se determinó con el mapa de uso de suelo y vegetación del INEGI adicionándole a sus características los factores presentados en la Tabla 5.4 (Ver Figura 5.7).

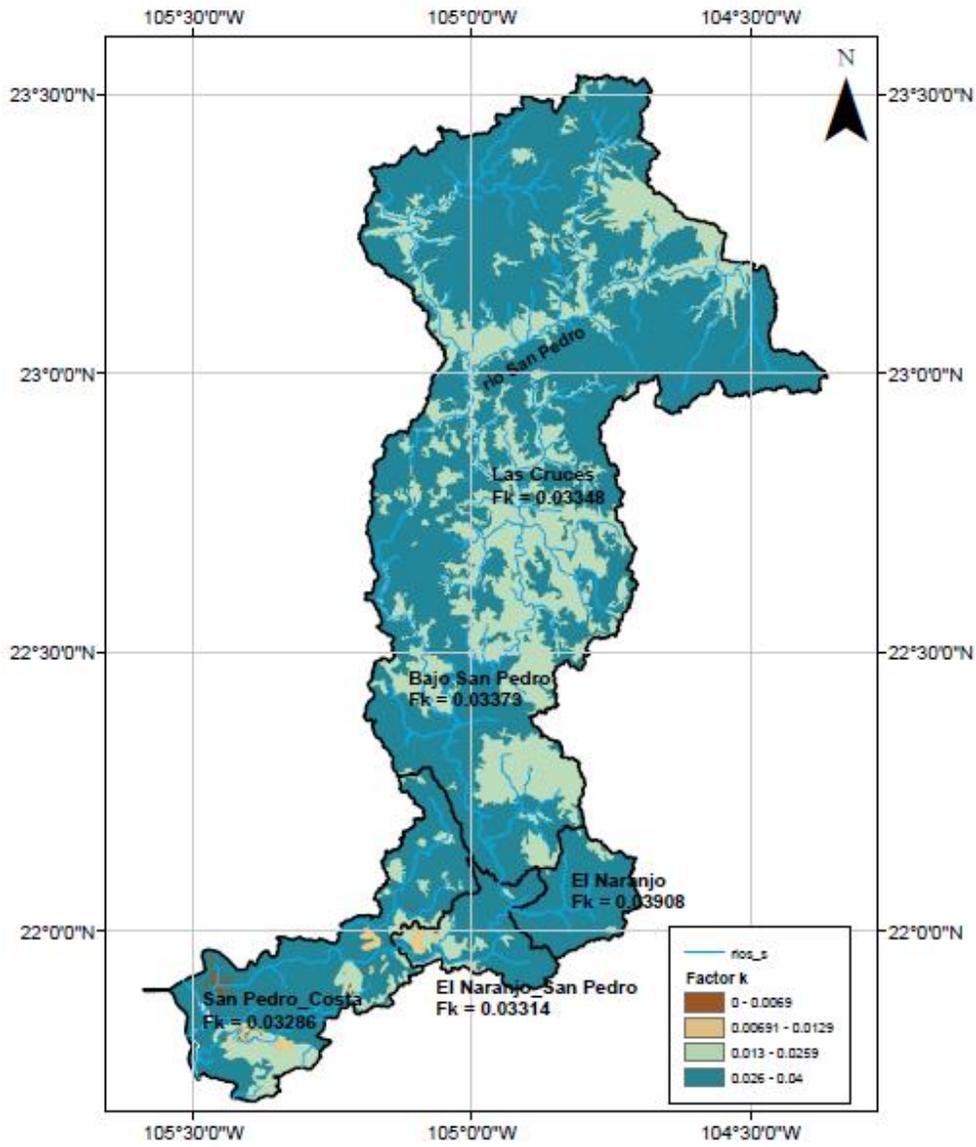


Figura 5.6. Mapa del Factor K

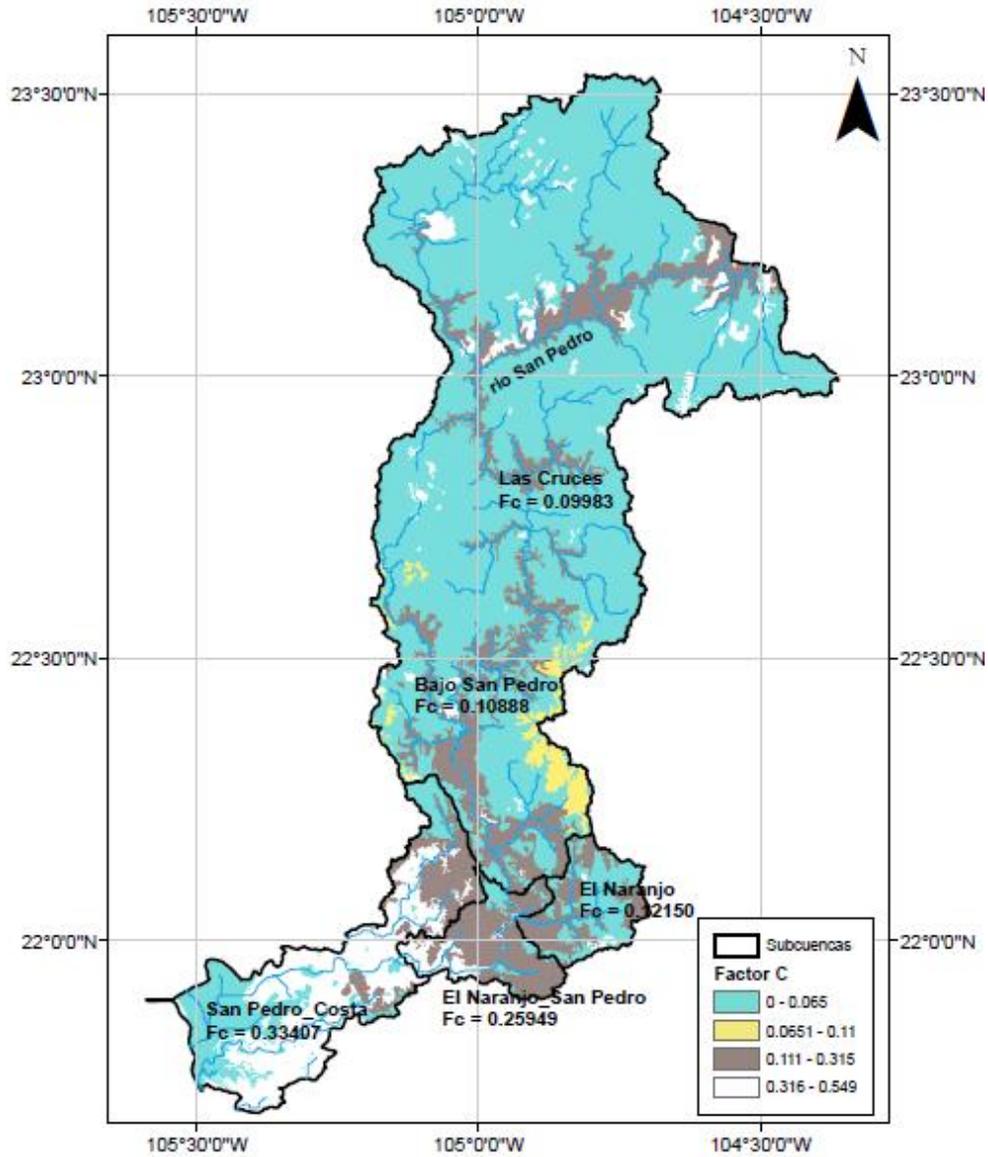


Figura 5.7. Mapa del Factor C

La longitud y la pendiente se determinaron con el mapa topográfico del INEGI. El Factor P que es más de uso forestal se supone de 1.

A partir del análisis de los mapas y factores respectivos, se presentan en la Tabla 5.5 los valores medios de los factores K, C, L y S de la Ecuación Universal de Pérdida de Suelo (USLE, por sus siglas en inglés) por subcuenca.

Tabla 5.5. Valores medios de los factores K, C, L y S de la USLE por subcuenca

Subcuenca	Factor L	Factor S	Factor K	Factor C	Producto (L*S*K*C)	Respecto a Bajo San Pedro
Bajo San Pedro*	0.00089	18.05970	0.03375	0.10890	0.00006	1.00000
Las Cruces	0.00075	18.70000	0.03350	0.09981	0.00005	0.79382
El Naranjo	0.00051	15.60380	0.03908	0.12150	0.00004	0.63712
El Naranjo - San Pedro	0.00424	8.85040	0.03314	0.25949	0.00032	5.45616
Entre Las Cruces y San Pedro**						3.10192
San Pedro – Costa	0.00716	2.18531	0.03286	0.33407	0.00017	2.90756

* Cuenca de aportación a la EH

** Promedio ponderado de El Naranjo y El Naranjo-San Pedro

Finalmente, con el producto de los factores obtenidos en la Tabla 5.5 con los obtenidos en la Tabla 5.2, se determina la pérdida de suelo anual respecto a la estación San Pedro (Tabla 5.6).

Tabla 5.6. Factor final de pérdida de suelo respecto a la EH San Pedro

SUBCUENCA	Factor 1	Factor 2	Factor con respecto a San Pedro
Entre PH Las Cruces y EH San Pedro	0.170	3.102	0.527
De EH San Pedro al mar	0.370	2.908	1.076

De acuerdo con estos resultados, la pérdida de suelo hasta el PH Las Cruces, respecto a la medida en la EH San Pedro, resulta del 47.3%; el otro 52.7% se produce entre el PH Las Cruces y la EH San Pedro. Finalmente, entre la estación San Pedro y el mar se produce un 107.6% de lo que se midió en la EH San Pedro.

La estimación del volumen de sedimento promedio diario, se hizo a partir de la integración de la curva de duración de volúmenes diarios de sedimentos (Figura 5.8). Esta curva se construyó utilizando la ecuación (51), donde Q son los gastos medios diarios medidos en la E.H. San Pedro, para el período de registro de 1944 a 2011. Obteniendo un volumen de sedimento medio anual para la EH San Pedro de 1829.49 miles de m^3 , entre el PH Las Cruces y la EH San Pedro 964.14 miles de m^3 , de la EH San Pedro al mar 1968.53 miles de m^3 y en el PH Las Cruces de 865.35 miles de m^3 .

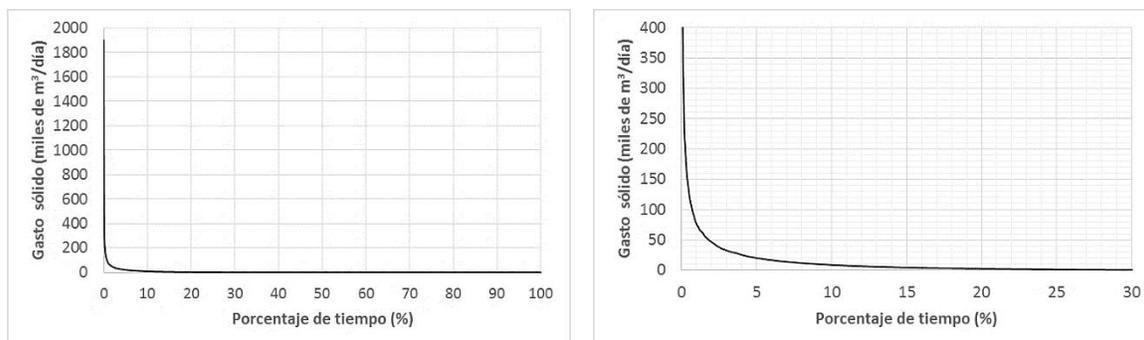


Figura 5.8. Curva de duración

6 LLENADO DEL EMBALSE

Es importante contar con un análisis de llenado para la presa, ya que a partir de éste se puede determinar en qué fecha es conveniente empezar con el cierre y posterior llenado, cabe mencionar, que el análisis se realiza teniendo en cuenta que se requiere un llenado rápido del embalse para iniciar lo antes posible la generación. Además tener presente el caudal ecológico definido.

El análisis se realizó a partir de los gastos medios diarios por cuenca propia con datos desde 1944 a 2010 restándoles un gasto ecológico definido por la CFE como el gasto del año más seco en la serie.

Para realizar el análisis se cuenta con los criterios para la elección el régimen de caudales ordinarios estacionales para años con diferentes condiciones hidrológicas (Tabla 6.1) brindada por la CFE.

Tabla 6.1. Criterios para la elección del régimen de caudales ordinarios estacionales. CFE

CONDICIONES HIDROLOGICAS	PERCENTILES
Régimen de caudales ordinarios estacionales para años húmedos	75
Régimen de caudales ordinarios estacionales para años medios	25
Régimen de caudales ordinarios estacionales para años secos	10
Régimen de caudales ordinarios estacionales para años muy secos	0

En la Figura 6.1 se presenta el comportamiento de los volúmenes acumulados respecto al número de días transcurridos tomados desde el día primero de julio.

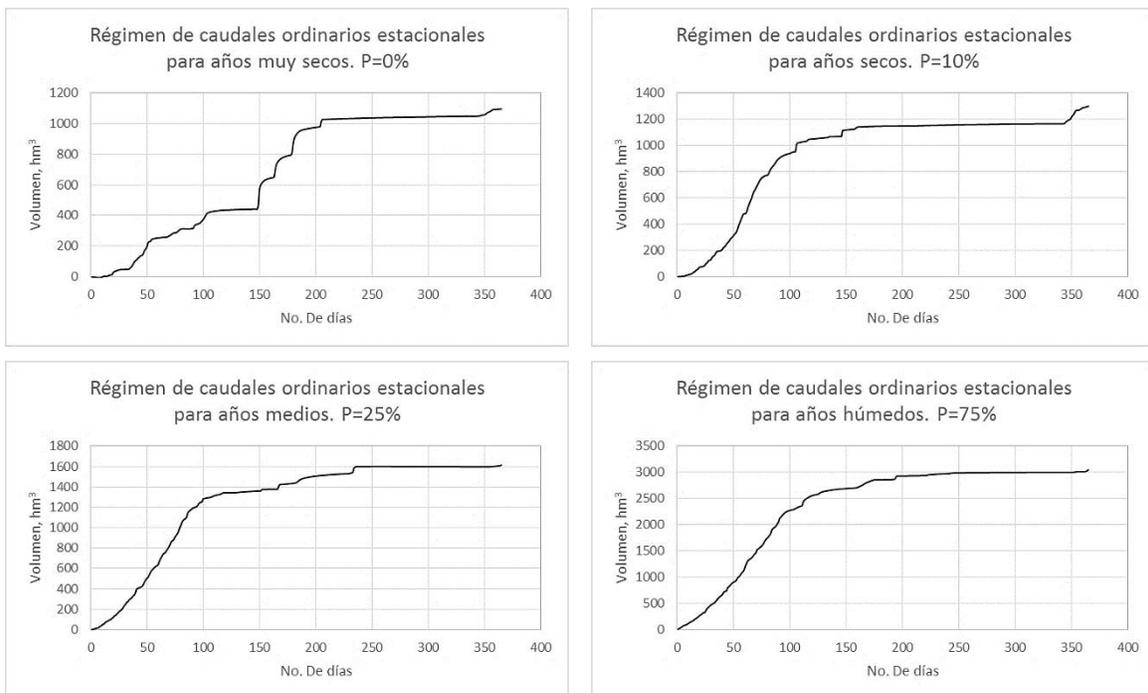


Figura 6.1. Regímenes de caudales ordinarios estacionales

Teniendo en cuenta que la Figura 6.1 muestra en el eje x los días transcurridos tomados desde el primero de julio, se observa que se obtienen incrementos rápidos hasta mediados de octubre, alrededor de transcurridos 107 días, y después de eso el incremento baja sensiblemente la pendiente hasta completar los 365 días. Con excepción del año seco y muy seco donde en los últimos días de junio hay un incremento importante.

Se observa, además, que al final de la época de lluvias se alcanzaría un volumen de almacenamiento del orden de 1000 hm³ para los años secos y muy secos, de 1400 hm³ para los años medios y de 2500 hm³ para los años húmedos, estos volúmenes se incrementarían al cabo de un año.

Otra manera de visualizar el análisis del llenado del embalse es con los resultados mostrados en la Figura 6.2.

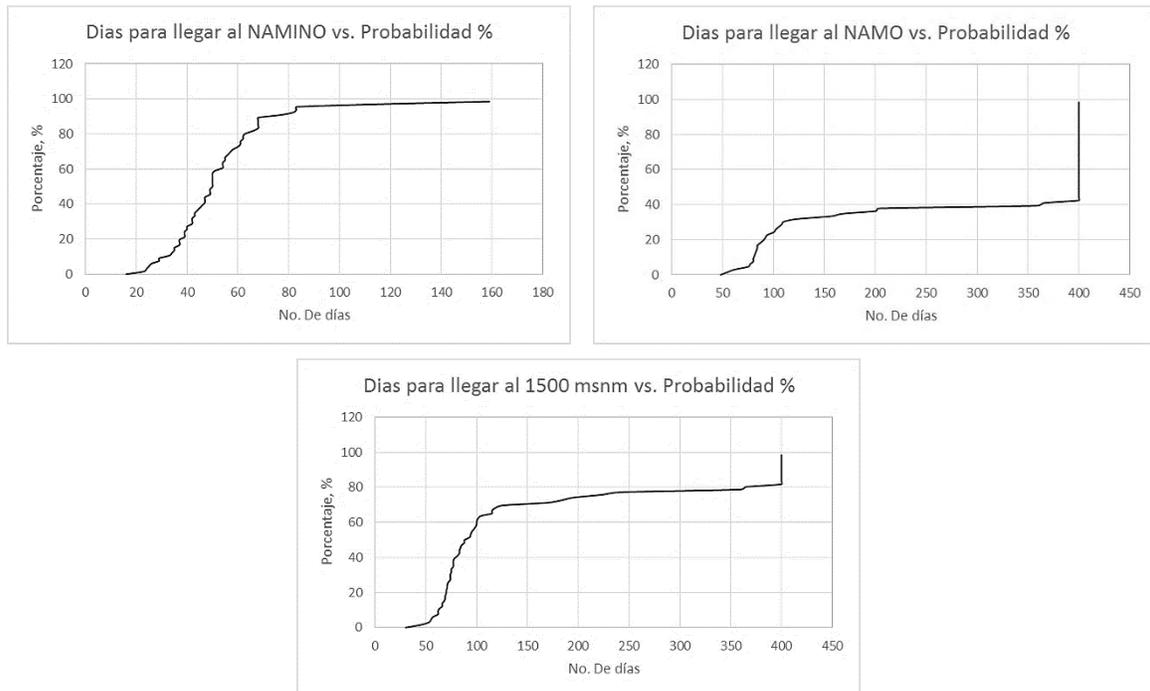


Figura 6.2. Días a un almacenamiento dado

En la Figura 6.2 se presentan los días transcurridos desde el primero de julio que se requieren para alcanzar el NAMINO, el NAMO, y un almacenamiento promedio de 1500 hm³, vs la probabilidad de ocurrencia. Por lo que, el NAMINO se alcanzaría en aproximadamente 80 días con una probabilidad cercana al 100%, mientras que en 365 días la probabilidad de llegar al NAMO sería del 58%, y para alcanzar un almacenamiento promedio de 1500 hm³, del 80% en 365 días.

Se recomienda iniciar el llenado del embalse en el mes de julio que es donde se inicia la temporada de lluvias, a fin de tener un llenado rápido en el embalse. Se analiza llenado rápido ya que se quiere empezar la generación en el menor tiempo posible, y porque al iniciar el llenado en la época de inicio de las lluvias permite garantizar el caudal ecológico definido para el proyecto.

7 GENERACIÓN DE SERIES SINTÉTICAS

La generación de series sintéticas permite identificar las condiciones extremas que pudiera presentarse en la cuenca en estudio.

La simulación estocástica de las series de tiempo de los recursos hidráulicos en general y de las series de tiempo hidrológicas en particular, ha sido ampliamente utilizada hace varias décadas en problemas relacionados con el manejo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos. La modelación de las series de tiempo ha tenido dos usos principales en hidrología y recursos hidráulicos: (1) la generación de series hidrológicas sintéticas y (2) el pronóstico de series hidrológicas. La generación de series sintéticas es útil para la estimación de la capacidad de un embalse, en la evaluación de la confiabilidad de un almacenamiento dada una demanda, en la evaluación de la implementación de estrategias de manejo de los recursos hidráulicos bajo varios potenciales escenarios hidrológicos, en estudios de la planeación futura de la operación de un embalse, en la planeación de la expansión de la capacidad de un sistema de agua potable y en la evaluación del desempeño de un sistema de riego bajo demandas no conocidas. Los pronósticos se emplean generalmente en la operación de corto plazo de un sistema de embalses, en la operación de corto plazo y en tiempo real de sistemas de aprovechamientos hidráulicos, en la planeación de la operación durante sequías y aplicaciones similares (Salas et al, 1980).

En el análisis de eventos extremos en hidrología la generación de series de tiempo más largas que las registradas históricamente y que reproduzcan sus características estadísticas, sus autocorrelaciones y posibles correlaciones cruzadas, es muy importante porque dichos registros sintéticos pueden posteriormente usarse para simular el comportamiento del sistema hidrológico analizado; ejemplo de ello es la determinación de los volúmenes de escurrimiento sintético por cuenca propia que podrían ingresar a un sistema de hidroeléctricas, porque al efectuar la simulación del funcionamiento de vasos para distintas políticas de operación, se puede estimar con mayor precisión la probabilidad de que se presenten condiciones extremas poco frecuentes de derrames o de déficit en el sistema, en comparación con la información que puede dar el registro histórico de pocos años (Arganis et al, 2008, Domínguez et al., 2013).

En la generación de series sintéticas se utiliza el método de los fragmentos (Svanidze, 1980), que se realiza como un procedimiento doblemente aleatorio, con datos de volúmenes mensuales por cuenca propia de 1944 a 2011. Se utiliza el método de Svanidze modificado con el fin de conservar los parámetros estadísticos como la media, la desviación estándar y la correlación entre meses, teniendo en cuenta que el año hidrológico se selecciona considerando que inicia donde la correlación con el mes previo es baja.

7.1 MÉTODO DE LOS FRAGMENTOS DE SVANIDZE MODIFICADO

La modificación al método de los fragmentos (Svanidze, 1980) permite modelar la suma de los volúmenes totales anuales de varias series periódicas, determinando el porcentaje de volumen de cada serie con respecto a la suma de todas (Domínguez *et al.*, 2001).

Se realiza un doble procedimiento en el que se obtienen primero aleatoriamente los volúmenes totales anuales, a partir de la función de distribución de los totales anuales históricos y por otra parte se selecciona aleatoriamente un año de donde se escogen las fracciones del volumen mensual con respecto al total anual. Se multiplica el volumen total anual aleatorio por las fracciones mensuales, y se obtiene el comportamiento mes a mes de los volúmenes en el año sintético. Se repite el doble procedimiento aleatorio tantas veces como años se deseen generar, logrando así un registro sintético que puede tener longitud más larga que el registro histórico cuando la selección aleatoria de las fracciones anuales se hace con reemplazo.

El método de Svanidze tiene el inconveniente de que no conserva la correlación entre el último mes del año i con el primer mes del año $i + 1$, por lo que para aplicarlo se suele utilizar el recurso de definir un año hidrológico identificado con los meses que llegan a tener más baja correlación; como en este estudio se detectó que naturalmente es baja la correlación entre diciembre del año i con el enero del año $i+1$, se optó por considerar el año calendario de enero a diciembre para realizar la generación sintética (Informe del IIUNAM para la CFE del PH Las Cruces. 2015).

7.1.1 Caso de estudio

Se cuenta con los registros históricos de volúmenes mensuales, en millones de m^3 , en el sitio de estudio, desde el año 1944 a 2011 (Figura 7.1), sin contar con el año 2005 que al igual que en análisis de gastos se descartó debido a posibles errores en los datos.

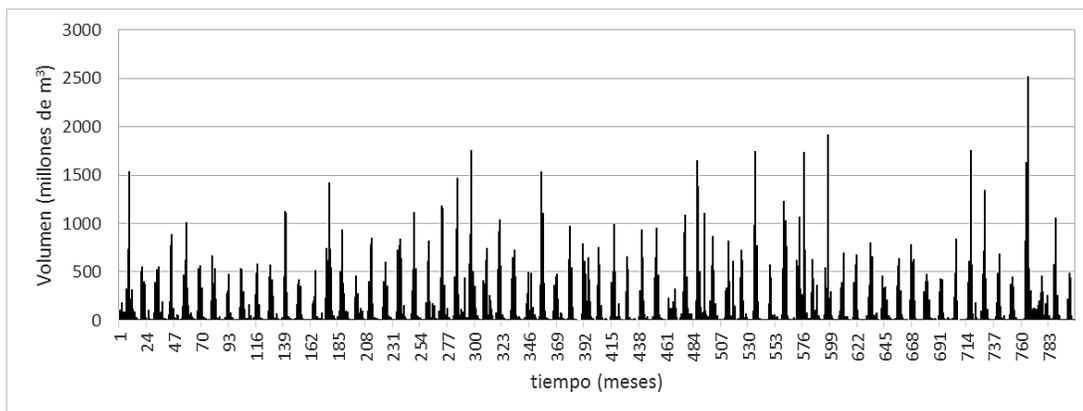


Figura 7.1. Volumen total mensual en el P.H. Las Cruces

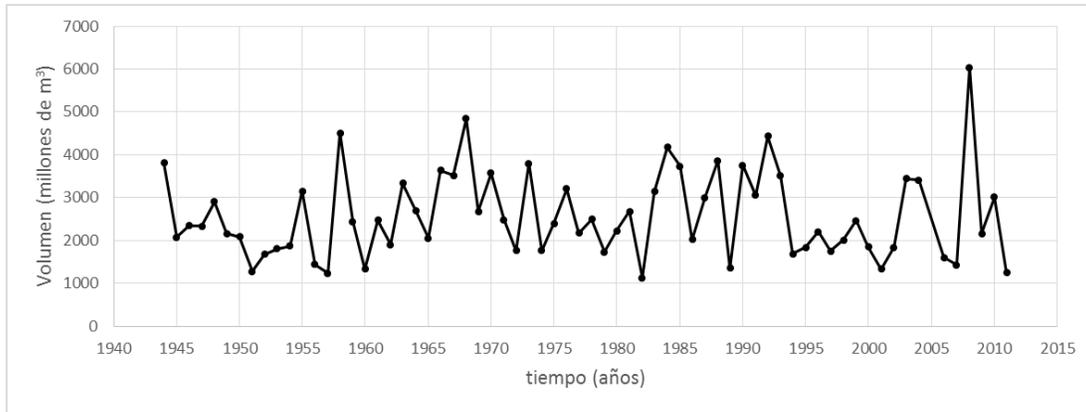


Figura 7.2. Volumen total anual en la P.H. Las Cruces

Se calculan las correlaciones entre meses consecutivos, es decir, del mes i al mes $i + 1$, para identificar la correlación más baja y a partir de allí seleccionar el año de inicio del análisis, en este caso la correlación entre diciembre de un año y enero del siguiente año es la más baja, por lo que se selecciona a enero como el inicio del año hidrológico.

A partir de los volúmenes mensuales se determina el volumen total anual de cada año hidrológico (Tabla 7.1), y los estadísticos (Tabla 7.2) media (μ), desviación estándar (α), coeficiente de asimetría (γ), coeficiente de variación (cv), para cada mes y para el volumen total.

Tabla 7.1. Volumen mensual y total anual

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Suma
1944	104.38	75.44	179.25	81.29	50.53	81.27	322.30	730.15	1535.77	222.99	309.20	110.80	3803.36
1945	73.09	83.89	24.14	11.50	8.76	7.04	506.23	550.73	396.62	367.65	31.57	10.85	2072.05
1946	107.50	17.79	11.78	7.02	4.99	77.22	394.50	523.75	524.71	552.89	82.91	35.23	2340.28
1947	192.30	22.86	18.42	8.88	8.01	60.43	189.61	772.30	884.99	124.35	32.53	22.77	2337.46
1948	60.65	49.74	11.38	6.52	14.38	139.24	466.35	617.41	1006.82	331.30	150.94	52.57	2907.31
1949	74.74	33.65	15.90	10.02	7.44	95.02	532.34	439.58	560.82	329.31	36.93	23.24	2159.00
1950	18.42	11.79	9.29	6.24	4.58	203.66	663.17	379.08	532.21	219.43	25.25	16.56	2089.71
1951	37.51	10.99	9.82	7.41	5.88	24.81	273.16	302.70	476.98	78.36	26.40	23.87	1277.88
1952	11.80	8.69	6.93	4.90	4.14	130.45	534.86	519.21	298.26	113.28	21.58	16.22	1670.32
1953	8.73	158.35	47.99	11.43	5.10	31.90	263.21	480.99	585.19	160.81	29.57	22.81	1806.07
1954	21.01	9.27	6.86	4.21	3.13	92.47	443.03	568.13	420.17	248.27	30.90	16.65	1864.11
1955	68.59	15.67	9.22	5.27	3.65	24.77	449.67	1129.18	1103.95	281.54	36.78	18.06	3146.36
1956	13.77	10.38	7.42	4.42	16.84	157.60	367.94	420.08	351.88	52.94	17.39	13.13	1433.78
1957	10.66	7.58	8.44	5.88	3.75	6.82	171.41	203.08	246.67	518.17	41.32	14.24	1238.01
1958	20.39	15.70	74.33	6.49	4.60	230.27	746.84	622.75	1418.82	729.32	538.27	96.61	4504.39
1959	46.24	17.89	11.26	40.20	7.33	98.90	505.84	932.68	380.60	279.50	91.35	28.22	2440.00
1960	87.89	15.88	8.92	4.32	2.63	9.41	233.03	457.70	275.60	77.34	33.12	120.37	1326.19
1961	98.29	22.49	9.70	5.60	2.45	92.14	404.22	779.68	844.25	166.12	27.18	22.21	2474.33
1962	13.27	18.49	7.10	3.33	1.52	130.19	397.57	301.63	601.16	349.83	47.03	32.72	1903.85
1963	27.96	7.99	8.32	3.12	3.07	82.91	726.26	772.59	840.07	638.37	68.22	153.97	3332.85
1964	32.91	22.41	10.36	5.09	2.76	63.25	303.21	523.71	1116.92	536.15	43.89	41.73	2702.40
1965	24.03	17.63	7.38	3.36	2.25	11.78	177.88	610.77	817.41	187.53	27.02	169.96	2057.01
1966	96.35	153.99	22.56	11.81	11.35	98.24	435.77	1182.31	1153.03	365.10	60.40	45.91	3636.80
1967	127.82	23.68	13.48	8.27	4.10	51.07	448.22	943.97	1465.75	263.15	54.12	116.58	3520.20
1968	34.61	80.98	439.89	29.93	14.42	29.83	580.04	886.78	1751.86	507.60	139.21	347.88	4843.05
1969	125.72	46.91	19.71	9.97	6.38	8.62	405.28	377.41	618.33	745.37	53.85	255.72	2673.27

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Suma
1970	200.60	111.69	47.96	10.90	5.28	71.52	519.72	917.25	1037.85	557.09	60.77	27.67	3568.31
1971	19.93	11.83	7.83	4.50	3.80	101.56	431.27	647.54	720.49	452.04	51.23	28.13	2480.16
1972	33.86	13.97	7.92	3.37	2.64	24.21	173.14	274.92	498.17	106.27	490.13	129.47	1758.07
1973	136.27	58.63	28.37	7.20	6.46	35.53	363.74	1539.25	1107.52	383.62	95.29	30.10	3791.98
1974	21.36	11.99	6.76	4.05	9.53	91.81	363.61	443.05	480.44	222.37	24.57	79.52	1759.05
1975	70.52	13.95	7.72	3.89	2.13	15.24	627.28	969.91	538.72	129.00	18.68	4.38	2401.41
1976	0.82	0.00	0.00	0.00	0.00	70.34	787.58	606.77	479.20	199.12	644.82	420.53	3209.17
1977	193.99	34.71	17.74	5.37	0.00	38.16	365.38	749.91	575.74	152.13	25.36	8.61	2167.09
1978	3.83	15.76	0.72	0.00	0.00	40.98	385.86	500.70	989.18	508.97	33.20	16.29	2495.50
1979	167.04	39.39	7.57	0.66	0.00	1.03	293.43	653.96	522.48	25.70	8.79	6.97	1727.01
1980	7.20	13.93	1.38	0.00	0.00	37.88	308.33	931.43	644.66	202.32	51.96	20.89	2219.98
1981	33.80	10.10	7.25	1.53	0.45	34.22	437.58	651.21	953.11	462.71	53.82	28.59	2674.38
1982	13.82	5.99	0.65	0.03	0.00	2.46	228.01	118.77	125.97	117.49	188.34	323.24	1124.76
1983	125.73	29.25	0.00	2.90	32.02	63.54	295.03	905.56	1081.68	444.57	127.83	30.08	3138.18
1984	69.89	67.65	5.13	1.31	1.64	198.04	1650.02	1378.69	500.31	136.41	78.06	85.83	4172.98
1985	1109.86	96.97	54.94	35.29	25.13	202.22	560.94	863.48	517.73	171.31	44.05	47.03	3728.96
1986	13.42	12.85	3.20	0.63	0.53	32.57	308.37	329.53	823.08	396.71	45.85	48.94	2015.67
1987	613.51	151.18	145.81	8.96	6.63	13.71	436.88	720.29	620.80	198.30	23.13	65.24	3004.43
1988	23.24	7.66	4.69	2.59	0.09	98.62	985.98	1745.42	772.34	186.32	22.77	14.93	3864.67
1989	7.44	4.22	2.21	0.72	0.12	2.61	172.52	569.53	435.83	55.44	47.70	54.22	1352.58
1990	26.85	40.50	7.23	0.56	2.24	57.99	529.88	1229.08	1030.96	764.53	50.40	18.92	3759.13
1991	11.61	7.62	3.49	27.96	0.12	7.63	616.10	557.73	1069.58	320.21	261.77	175.42	3059.24
1992	1734.58	726.07	71.19	21.82	13.63	17.06	283.82	627.52	427.25	102.07	47.84	359.53	4432.39
1993	49.86	18.97	9.35	1.89	0.26	60.81	544.82	334.26	1914.71	226.28	294.72	49.75	3505.68
1994	18.53	8.80	6.01	3.07	1.80	48.98	94.17	336.73	392.43	698.22	41.78	40.10	1690.63
1995	38.96	10.10	2.93	0.13	0.00	25.97	385.51	570.55	674.34	100.87	21.64	10.60	1841.62
1996	5.74	3.43	1.93	0.42	0.00	50.33	234.86	357.55	796.32	658.05	51.74	45.84	2206.21
1997	69.37	74.81	10.29	5.58	0.00	126.65	456.17	333.37	339.67	76.98	208.20	46.89	1747.98
1998	24.67	20.92	10.30	1.49	0.01	18.72	348.18	560.73	640.65	304.10	57.60	24.54	2011.90
1999	8.73	4.43	1.99	0.06	0.00	204.79	777.98	598.12	633.32	202.17	21.98	11.75	2465.32
2000	9.17	5.02	2.77	0.50	0.00	293.48	402.93	472.72	403.00	210.62	29.13	13.06	1842.40
2001	16.01	4.50	17.92	1.33	0.00	49.78	293.45	430.64	414.76	77.17	14.93	11.84	1332.34
2002	11.51	30.69	16.31	5.47	4.36	17.85	233.09	482.81	836.95	196.34	0.00	0.00	1835.37
2003	7.26	8.21	2.14	0.17	0.17	17.12	393.86	611.91	1757.11	570.98	67.57	8.08	3444.59
2004	178.01	28.96	8.71	5.01	2.30	97.73	473.53	710.07	1340.54	429.75	112.18	19.92	3406.71
2006	8.41	6.94	1.94	0.73	3.47	39.89	176.79	484.37	682.10	143.15	32.21	16.63	1596.63
2007	45.42	9.08	3.47	1.39	0.85	53.42	373.24	449.14	346.46	100.78	26.43	12.67	1422.36
2008	4.67	8.60	6.23	4.70	0.42	16.14	818.98	1628.72	2519.14	536.73	193.30	304.95	6042.59
2009	109.02	122.33	124.57	109.18	74.79	156.37	199.19	282.95	454.16	298.50	57.58	168.59	2157.23
2010	72.42	260.56	44.45	19.67	12.51	27.67	575.51	582.67	1061.98	252.94	57.31	47.43	3015.11
2011	13.09	8.55	3.42	1.54	0.92	8.46	219.18	485.35	437.16	49.59	10.63	3.79	1241.70

Tabla 7.2. Parámetros estadísticos

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Suma
μ	102.52	45.98	25.59	9.15	6.24	68.84	433.85	651.83	773.23	296.64	87.35	70.00	2571.22
α	254.54	96.56	60.93	17.42	11.79	63.46	234.11	329.34	445.65	196.52	122.11	95.17	1010.43
γ	5.19	5.68	5.34	4.22	4.10	1.43	2.41	1.41	1.53	0.76	3.02	2.22	0.92
cv	2.48	2.10	2.38	1.90	1.89	0.92	0.54	0.51	0.58	0.66	1.40	1.36	0.39
$r_{i,j+1}$	0.81	0.27	0.52	0.88	0.22	0.44	0.54	0.45	0.44	0.11	0.50	0.27	

A partir de la información mensual y del volumen total anual se determinan las correspondientes fracciones de volumen, que se obtienen dividiendo el volumen de cada mes por la suma total anual para cada año (Tabla 7.3).

Tabla 7.3. Fracciones por mes

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Suma
1944	0.027	0.020	0.047	0.021	0.013	0.021	0.085	0.192	0.404	0.059	0.081	0.029	1.00
1945	0.035	0.040	0.012	0.006	0.004	0.003	0.244	0.266	0.191	0.177	0.015	0.005	1.00
1946	0.046	0.008	0.005	0.003	0.002	0.033	0.169	0.224	0.224	0.236	0.035	0.015	1.00
1947	0.082	0.010	0.008	0.004	0.003	0.026	0.081	0.330	0.379	0.053	0.014	0.010	1.00
1948	0.021	0.017	0.004	0.002	0.005	0.048	0.160	0.212	0.346	0.114	0.052	0.018	1.00
1949	0.035	0.016	0.007	0.005	0.003	0.044	0.247	0.204	0.260	0.153	0.017	0.011	1.00
1950	0.009	0.006	0.004	0.003	0.002	0.097	0.317	0.181	0.255	0.105	0.012	0.008	1.00
1951	0.029	0.009	0.008	0.006	0.005	0.019	0.214	0.237	0.373	0.061	0.021	0.019	1.00
1952	0.007	0.005	0.004	0.003	0.002	0.078	0.320	0.311	0.179	0.068	0.013	0.010	1.00
1953	0.005	0.088	0.027	0.006	0.003	0.018	0.146	0.266	0.324	0.089	0.016	0.013	1.00
1954	0.011	0.005	0.004	0.002	0.002	0.050	0.238	0.305	0.225	0.133	0.017	0.009	1.00
1955	0.022	0.005	0.003	0.002	0.001	0.008	0.143	0.359	0.351	0.089	0.012	0.006	1.00
1956	0.010	0.007	0.005	0.003	0.012	0.110	0.257	0.293	0.245	0.037	0.012	0.009	1.00
1957	0.009	0.006	0.007	0.005	0.003	0.006	0.138	0.164	0.199	0.419	0.033	0.012	1.00
1958	0.005	0.003	0.017	0.001	0.001	0.051	0.166	0.138	0.315	0.162	0.119	0.021	1.00
1959	0.019	0.007	0.005	0.016	0.003	0.041	0.207	0.382	0.156	0.115	0.037	0.012	1.00
1960	0.066	0.012	0.007	0.003	0.002	0.007	0.176	0.345	0.208	0.058	0.025	0.091	1.00
1961	0.040	0.009	0.004	0.002	0.001	0.037	0.163	0.315	0.341	0.067	0.011	0.009	1.00
1962	0.007	0.010	0.004	0.002	0.001	0.068	0.209	0.158	0.316	0.184	0.025	0.017	1.00
1963	0.008	0.002	0.002	0.001	0.001	0.025	0.218	0.232	0.252	0.192	0.020	0.046	1.00
1964	0.012	0.008	0.004	0.002	0.001	0.023	0.112	0.194	0.413	0.198	0.016	0.015	1.00
1965	0.012	0.009	0.004	0.002	0.001	0.006	0.086	0.297	0.397	0.091	0.013	0.083	1.00
1966	0.026	0.042	0.006	0.003	0.003	0.027	0.120	0.325	0.317	0.100	0.017	0.013	1.00
1967	0.036	0.007	0.004	0.002	0.001	0.015	0.127	0.268	0.416	0.075	0.015	0.033	1.00
1968	0.007	0.017	0.091	0.006	0.003	0.006	0.120	0.183	0.362	0.105	0.029	0.072	1.00
1969	0.047	0.018	0.007	0.004	0.002	0.003	0.152	0.141	0.231	0.279	0.020	0.096	1.00
1970	0.056	0.031	0.013	0.003	0.001	0.020	0.146	0.257	0.291	0.156	0.017	0.008	1.00
1971	0.008	0.005	0.003	0.002	0.002	0.041	0.174	0.261	0.291	0.182	0.021	0.011	1.00
1972	0.019	0.008	0.005	0.002	0.001	0.014	0.098	0.156	0.283	0.060	0.279	0.074	1.00
1973	0.036	0.015	0.007	0.002	0.002	0.009	0.096	0.406	0.292	0.101	0.025	0.008	1.00
1974	0.012	0.007	0.004	0.002	0.005	0.052	0.207	0.252	0.273	0.126	0.014	0.045	1.00
1975	0.029	0.006	0.003	0.002	0.001	0.006	0.261	0.404	0.224	0.054	0.008	0.002	1.00
1976	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.245	0.189	0.149	0.062	0.201	0.131	1.00
1977	0.090	0.016	0.008	0.002	0.000	0.018	0.169	0.346	0.266	0.070	0.012	0.004	1.00
1978	0.002	0.006	0.000	0.000	0.000	0.016	0.155	0.201	0.396	0.204	0.013	0.007	1.00
1979	0.097	0.023	0.004	0.000	0.000	0.001	0.170	0.379	0.303	0.015	0.005	0.004	1.00
1980	0.003	0.006	0.001	0.000	0.000	0.017	0.139	0.420	0.290	0.091	0.023	0.009	1.00
1981	0.013	0.004	0.003	0.001	0.000	0.013	0.164	0.244	0.356	0.173	0.020	0.011	1.00
1982	0.012	0.005	0.001	0.000	0.000	0.002	0.203	0.106	0.112	0.104	0.167	0.287	1.00
1983	0.040	0.009	0.000	0.001	0.010	0.020	0.094	0.289	0.345	0.142	0.041	0.010	1.00
1984	0.017	0.016	0.001	0.000	0.000	0.047	0.395	0.330	0.120	0.033	0.019	0.021	1.00
1985	0.298	0.026	0.015	0.009	0.007	0.054	0.150	0.232	0.139	0.046	0.012	0.013	1.00
1986	0.007	0.006	0.002	0.000	0.000	0.016	0.153	0.163	0.408	0.197	0.023	0.024	1.00
1987	0.204	0.050	0.049	0.003	0.002	0.005	0.145	0.240	0.207	0.066	0.008	0.022	1.00
1988	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.026	0.255	0.452	0.200	0.048	0.006	0.004	1.00
1989	0.005	0.003	0.002	0.001	0.000	0.002	0.128	0.421	0.322	0.041	0.035	0.040	1.00
1990	0.007	0.011	0.002	0.000	0.001	0.015	0.141	0.327	0.274	0.203	0.013	0.005	1.00

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Suma
1991	0.004	0.002	0.001	0.009	0.000	0.002	0.201	0.182	0.350	0.105	0.086	0.057	1.00
1992	0.391	0.164	0.016	0.005	0.003	0.004	0.064	0.142	0.096	0.023	0.011	0.081	1.00
1993	0.014	0.005	0.003	0.001	0.000	0.017	0.155	0.095	0.546	0.065	0.084	0.014	1.00
1994	0.011	0.005	0.004	0.002	0.001	0.029	0.056	0.199	0.232	0.413	0.025	0.024	1.00
1995	0.021	0.005	0.002	0.000	0.000	0.014	0.209	0.310	0.366	0.055	0.012	0.006	1.00
1996	0.003	0.002	0.001	0.000	0.000	0.023	0.106	0.162	0.361	0.298	0.023	0.021	1.00
1997	0.040	0.043	0.006	0.003	0.000	0.072	0.261	0.191	0.194	0.044	0.119	0.027	1.00
1998	0.012	0.010	0.005	0.001	0.000	0.009	0.173	0.279	0.318	0.151	0.029	0.012	1.00
1999	0.004	0.002	0.001	0.000	0.000	0.083	0.316	0.243	0.257	0.082	0.009	0.005	1.00
2000	0.005	0.003	0.002	0.000	0.000	0.159	0.219	0.257	0.219	0.114	0.016	0.007	1.00
2001	0.012	0.003	0.013	0.001	0.000	0.037	0.220	0.323	0.311	0.058	0.011	0.009	1.00
2002	0.006	0.017	0.009	0.003	0.002	0.010	0.127	0.263	0.456	0.107	0.000	0.000	1.00
2003	0.002	0.002	0.001	0.000	0.000	0.005	0.114	0.178	0.510	0.166	0.020	0.002	1.00
2004	0.052	0.009	0.003	0.001	0.001	0.029	0.139	0.208	0.393	0.126	0.033	0.006	1.00
2006	0.005	0.004	0.001	0.000	0.002	0.025	0.111	0.303	0.427	0.090	0.020	0.010	1.00
2007	0.032	0.006	0.002	0.001	0.001	0.038	0.262	0.316	0.244	0.071	0.019	0.009	1.00
2008	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.003	0.136	0.270	0.417	0.089	0.032	0.050	1.00
2009	0.051	0.057	0.058	0.051	0.035	0.072	0.092	0.131	0.211	0.138	0.027	0.078	1.00
2010	0.024	0.086	0.015	0.007	0.004	0.009	0.191	0.193	0.352	0.084	0.019	0.016	1.00
2011	0.011	0.007	0.003	0.001	0.001	0.007	0.177	0.391	0.352	0.040	0.009	0.003	1.00

Se tiene entonces los hidrogramas de la serie histórica expresada como fracciones, para cada mes con respecto al total.

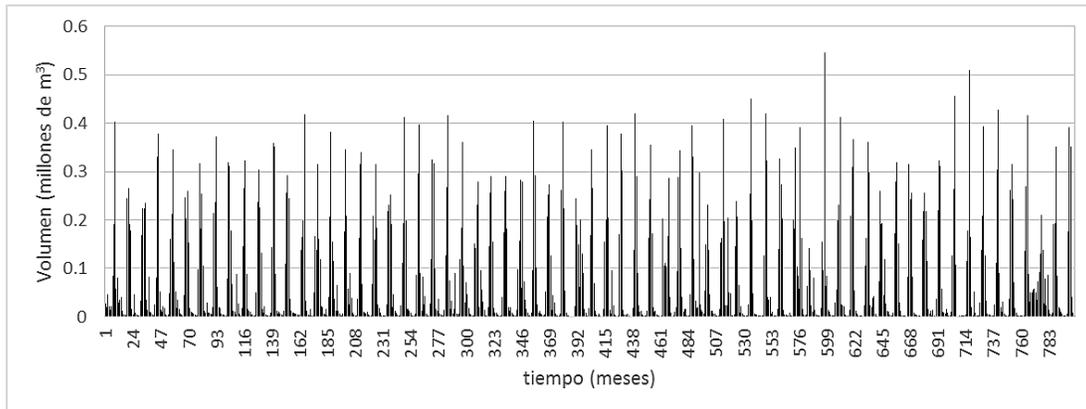


Figura 7.3. Fracción de volumen mensual con respecto al total

Se le realiza análisis de frecuencia al volumen total para saber qué función de distribución de probabilidades representa mejor la serie.

La función de distribución que representa mejor la serie es la función Gumbel; en la Figura 7.4 se presenta el ajuste de los volúmenes con la variable reducida y el período de retorno.

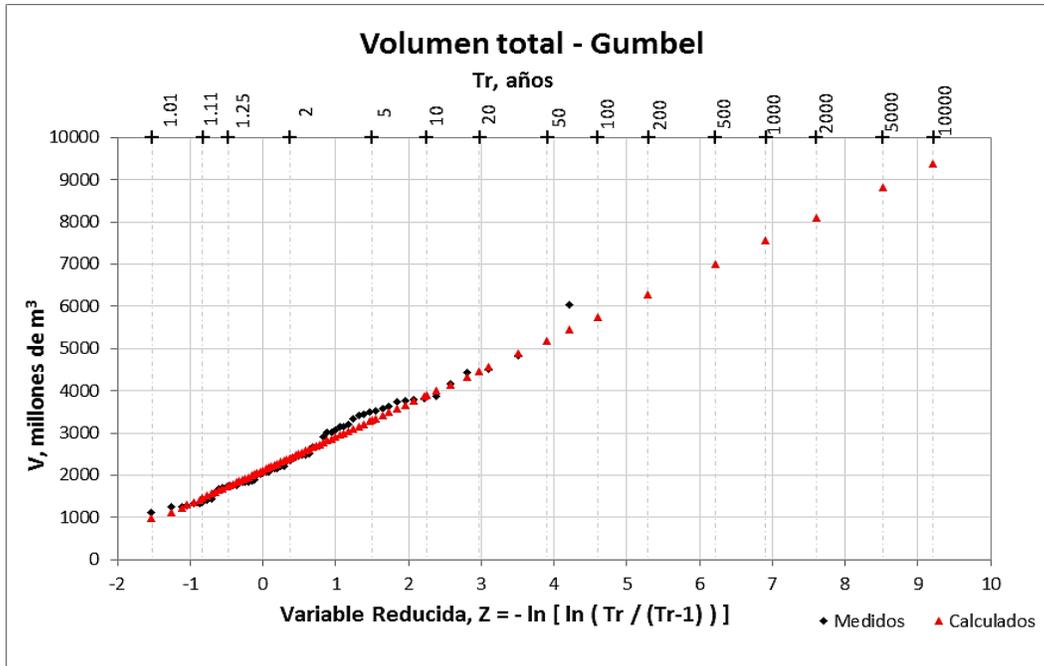


Figura 7.4. Ajuste Gumbel para la serie de volumen total

En la Tabla 7.4 se presenta los parámetros del ajuste con la función Gumbel.

Tabla 7.4. Parámetros de la función Gumbel

α	0.0013
β	2116.525
EEA	135.900

A partir de los parámetros de la función Gumbel, se genera una matriz de 100 x 10 números aleatorios con probabilidad de estar entre 0 y 1, y determinar a partir de estos números aleatorios los valores de volumen total anual, calculando los inversos de la función de distribución Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (7-1)$$

Es decir, el valor x se determina, teniendo en cuenta los parámetros de la Tabla 7.4:

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \ln \ln \frac{1}{F(x)} \quad (7-2)$$

Se generan 10 series de volúmenes anuales (Figura 7.5) y sus estadísticos (Tabla 7.5).

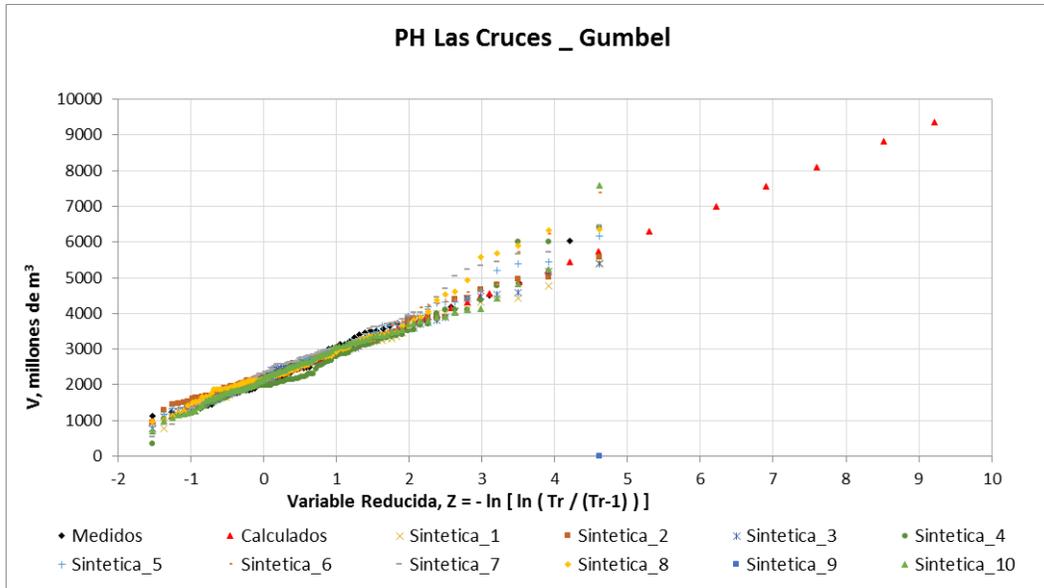


Figura 7.5. Series sintéticas de volúmenes anuales

Tabla 7.5. Estadísticos de las 10 series sintéticas generadas

	Series sintéticas										Histórico	Prom.
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
μ	2529.24	2635.43	2571.16	2448.05	2644.66	2631.86	2744.20	2685.74	2471.22	2591.37	2571.22	2595.30
α	907.45	889.06	907.11	1051.85	1038.10	1103.34	1131.05	1089.85	892.84	1019.48	1010.43	1003.01
γ	0.610	1.012	0.689	1.449	0.972	1.521	0.927	1.462	0.718	1.390	0.916	1.075
cv	0.359	0.337	0.353	0.430	0.393	0.419	0.412	0.406	0.361	0.393	0.393	0.386

Se presentan a continuación, las gráficas donde se comparan los estadísticos de las series sintéticas generadas, con los datos históricos, igualmente con el promedio de los datos:

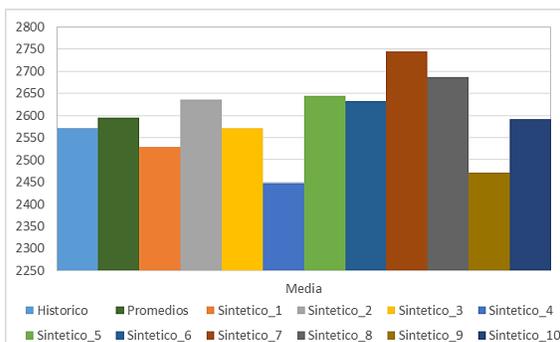


Figura 7.6. Media

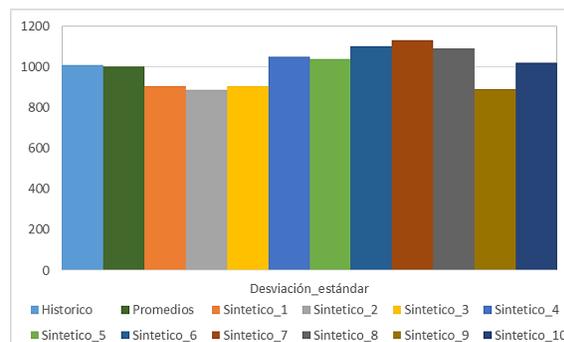


Figura 7.7. Desviación estándar

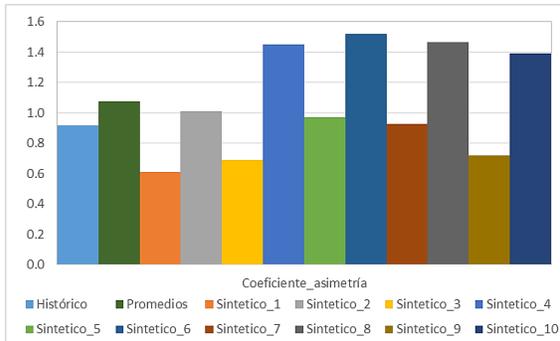


Figura 7.8. Coeficiente de asimetría

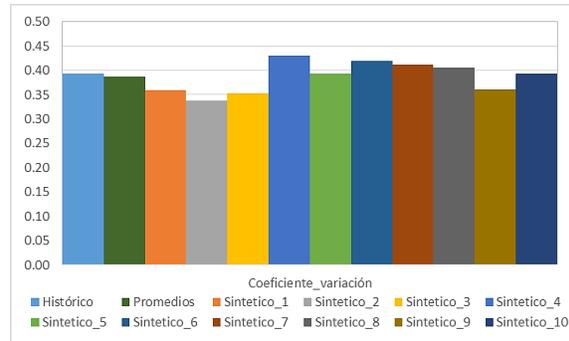


Figura 7.9. Coeficiente de variación

En todos los caso se ve que los valores de las series histórica, están comprendidos en el rango de fluctuaciones de las series sintéticas.

De la Figura 7.6 podemos apreciar que las medias se reproducen bien excepto por dos series que están muy por debajo del valor promedio y una muy alta, pero la fluctuación de los valores es poca, va de un valor de media mínimo de 2450 hm³ a un valor de media máxima de 2750 hm³. De la Figura 7.7 y Figura 7.9 se ve que todas las series se reproducen bastante bien; la variación es poca con respecto a la histórica y la promedio.

Sin embargo para la Figura 7.8, que muestra el coeficiente de asimetría, la reproducción no es muy buena, esto puede ser debido a que es el tercer momento de la muestra.

Para generar 100 series sintéticas de volumen mensual, se seleccionan 100 años aleatorios entre los años en que se tiene registro, se toma la fracción del año seleccionado para cada mes, y se multiplica con los valores aleatorios generados anteriormente.

De la Figura 7.10 a la Figura 7.14, y en la Tabla 7.6 se presenta la comparación, mes a mes, entre la serie histórica y los promedios mensuales de las series sintéticas de 100 años, para cada parámetro.

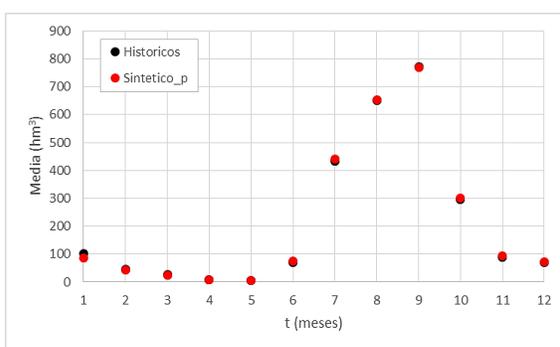


Figura 7.10. Comparación de la media histórica con el promedio de las medias de las series sintéticas

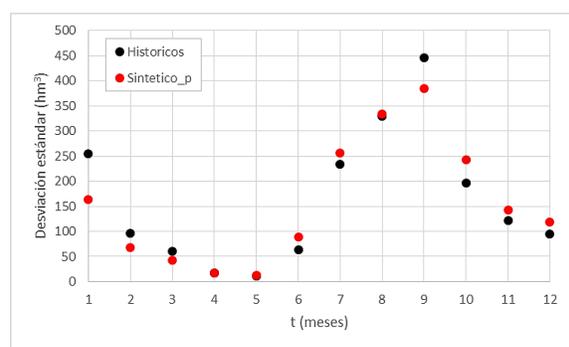


Figura 7.11. Comparación de la desviación estándar histórica con el promedio de las desviaciones estándar de las series sintéticas

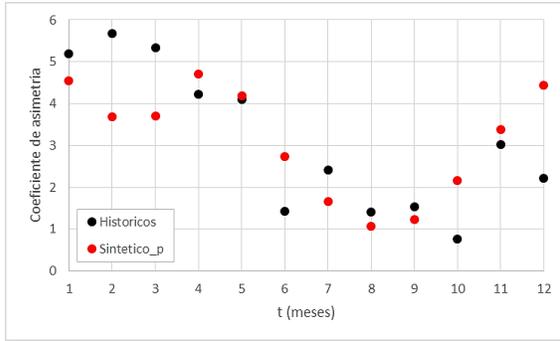


Figura 7.12. Comparación del coeficiente de asimetría histórico con el promedio de los coeficientes de asimetría de las series sintéticas

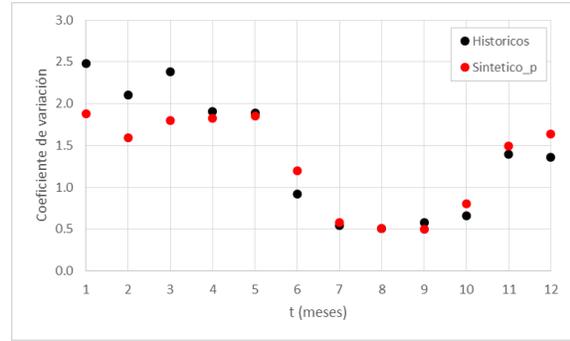


Figura 7.13. Comparación del coeficiente de variación histórico con el promedio de los coeficientes de variación de las series sintéticas

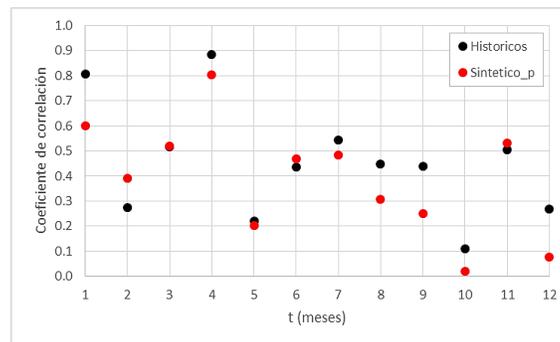


Figura 7.14. Comparación del coeficiente de correlación histórico con el promedio de los coeficientes de correlación de las series sintéticas

Tabla 7.6. Valores promedios de los parámetros estadísticos

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
μ	86.50	41.88	23.31	8.87	6.40	74.29	440.66	652.43	769.14	300.05	93.57	73.20
α	163.92	67.35	42.69	16.45	12.13	89.27	256.27	333.18	384.38	243.29	142.74	118.57
γ	4.54	3.69	3.70	4.71	4.18	2.73	1.66	1.08	1.24	2.16	3.39	4.44
cv	1.884	1.596	1.796	1.823	1.857	1.195	0.580	0.510	0.501	0.808	1.495	1.639
$r_{j,j+1}$	0.599	0.392	0.520	0.804	0.201	0.467	0.484	0.306	0.252	0.021	0.530	0.078

Los estadísticos media (Figura 7.10) y desviación estándar (Figura 7.11) se logra reproducir adecuadamente, igual que el coeficiente de variación (Figura 7.13). Para el coeficiente de asimetría (Figura 7.12) se aprecian algunas diferencias principalmente en los meses de febrero, marzo, junio, octubre y diciembre. Y para el coeficiente de correlación (Figura 7.14) se muestra algunas pequeñas variaciones en los meses de agosto y septiembre, pero una mayor variación en el mes de enero y diciembre.

La generación de registros sintéticos constituye una herramienta muy importante para estudiar el comportamiento de sistemas complejos en condiciones extremas que, justamente por ello, aparecen muy pocas veces en los registros históricos (Domínguez et al. 2005).

En el ANEXO B se presentan las gráficas de los estadísticos de las series mensuales.

8 CONCLUSIONES

Los gastos medios diarios obtenidos por cuenca propia para el sitio de estudio, a partir de los datos de la estación hidrométrica San Pedro (11012), ubicada aguas abajo del sitio de presa y de estaciones de precipitación ubicadas dentro y fuera de la cuenca formada hasta la estación hidrométrica San Pedro, a partir del método de transposición empírica de la WMO fueron fundamentales para el estudio de los sedimentos finos y los análisis hidráulicos.

Los gastos en el sitio de presa son un 93.6% de los gastos medidos en la estación hidrométrica San Pedro.

Se encontró a partir de las avenidas extremas y de su tránsito por el vaso, que la duración total de 10 días es suficiente para su caracterización estadística.

Para el análisis de frecuencia univariado se determinó para las duraciones de 1 a 5 días que el mejor ajuste se obtuvo con la distribución de probabilidades Doble Gumbel (sus parámetros con el método de máxima verosimilitud se encontraron con algoritmos genéticos), y para duraciones de 6 a 10 días la distribución de probabilidad que mejor se ajustó fue la Gumbel (sus parámetros se encontraron con el método de los momentos). En el caso de la serie de máximos anuales instantáneos (Tabla 4.5), el mejor ajuste se obtuvo con la función de distribución de probabilidades Doble Gumbel (sus parámetros con el método de máxima verosimilitud se encontraron con algoritmos genéticos) (Tabla 4.8 y Tabla 4.9).

Fue adecuado a partir de los resultados del análisis de frecuencia se obtienen los gastos extrapolados para períodos de retorno de 2 a 10000 años con los parámetros respectivos, y las curvas gasto-período de retorno-duración (Figura 4.6). Fue conveniente determinar los gastos individuales a partir del ajuste de la avenida escalonada desde los gastos medios correspondientes a cada duración para los diferentes períodos de retorno.

Se consideró que los gastos individuales permitirían dar forma a la avenida de diseño con el método de los bloques alternos para los diferentes períodos de retorno (Tabla 4.10 y Figura 4.7). La forma de la avenida se obtuvo a partir de los gastos extrapolados obtenidos del análisis de frecuencia realizado a la serie de gastos máximos instantáneos, con la que se le dio el pico a cada avenida, teniendo en cuenta la conservación del volumen total en el tiempo en que se dio el gasto pico (Figura 4.8).

Por disponer de una mayor cantidad de elementos para el análisis hidrológico, fue adecuado el análisis de frecuencia bivariado, se realizó con los gastos máximos anuales instantáneos y los volúmenes de la avenida formada por los gastos máximos anuales, ajustando la función doble Gumbel a cada una de las series y se obtuvieron los parámetros a partir de algoritmos genéticos. Se determinó la curva gasto-volumen-período de retorno, teniendo como datos fijos el gasto y el período de retorno y determinando el volumen (Figura 4.11). El hidrograma de entrada se determinó utilizando el método del hidrograma Hermitiano triparamétrico.

Para las avenidas obtenidas por el análisis de frecuencia univariado y el bivariado, se realizó el tránsito por el vaso para los períodos de retorno de 10, 100, 1000 y 10000 años, obteniendo que

para períodos de retorno altos la elevación máxima es mayor por el método bivariado, incluso superior al NAME.

Se recomienda el análisis de frecuencia por el método univariado, porque la información utilizada para el análisis es la medida en la estación analizada y no está sometida al criterio personal.

En el análisis de sedimentos se encontró una relación entre los gastos líquidos y las lluvias con los volúmenes en suspensión, elevando los gastos y las lluvias a una potencia de 1.80.

Se determinaron factores de pérdida de suelo para subcuencas seleccionadas dentro de la cuenca del río San Pedro, a partir de la ecuación USLE. Se encontró que la pérdida de suelo hasta el PH Las Cruces, respecto a la medida en la EH San Pedro, resulta del 47.3%; el otro 52.7% se produce entre el PH Las Cruces y la EH San Pedro. Finalmente, entre la estación San Pedro y el mar se produce un 107.6% de lo que se midió en la EH San Pedro.

A partir de datos acumulados de gastos diarios, empezando la acumulación en julio de 1944 a julio de 2010, se determinó la época del año en donde es más adecuado el inicio del llenado del embalse, teniendo en cuenta que se debe garantizar un gasto en el cauce aguas abajo del sitio del proyecto. Se recomienda iniciar el llenado el primero de julio ya que a partir de ese día se observa que se obtienen incrementos rápidos hasta mediados de octubre, alrededor de transcurridos 107 días.

Se generaron 10 series sintéticas con registro de 100 años; en la reproducción grafica de los parámetros estadísticos, se encontró que, los estadísticos media (Figura 7.10) y desviación estándar (Figura 7.11) se reproducen adecuadamente, igual que el coeficiente de variación (Figura 7.13). Para el coeficiente de asimetría (Figura 7.12) se aprecian algunas diferencias principalmente en los meses de febrero, marzo, junio, octubre y diciembre. Y para el coeficiente de correlación (Figura 7.14) se muestra algunas pequeñas variaciones en los meses de agosto y septiembre, pero una mayor variación en el mes de enero y diciembre. Con las series generadas es posible simular políticas de operación a largo plazo para la presa, ya que pueden aparecer registros extremos que no están contemplados en los registros históricos.

9 BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio (2013). Fundamentos de hidrología de superficie. Editorial Limusa.
- Arganis–Juárez M. L., R Domínguez- Mora, H. L. Cisneros-Iturbe and G. E. Fuentes-Mariles. (2008). Génération d'échantillons synthétiques des volumes mensuels écoulés de deux barrages utilisant la Méthode de Svanidze Modifiée. *J. Hydrological Sciences*. 53, 130-141.
- Arganis M., Domínguez R., Mendoza R., Reyes H., Rubio H. (2012). Actualización de las avenidas de diseño y de la política de operación de la obra de excedencias de la presa El Novillo, Son. XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA.
- Arganis M., Herrera J., Domínguez R. (2013). Determinación de eventos de diseño de funciones bivariadas usando el método de bisección. *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, vol. 21 No. 2, pp. 293-300.
- Cruz, G.M., (2001). Determinación de la tormenta de diseño. *Hidrología Hidráulica y Ambiental [online]*, XXII (2), 27–30. <http://www.bvsde.paho.org/bvsaca/fulltext/tormenta.pdf>
- Domínguez-M., R. y G.T. Carlóz (1981). Análisis Estadístico, Capítulo A.1.6 del Manual de Diseño de Obras Civiles". CFE, México.
- Domínguez, M.R., Carrizosa, E.E., Fuentes, M.G.E, Arganis, J.M.L. (2000). Estudio de diferentes aspectos sobre el funcionamiento de la obra de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico, la Angostura, Chiapas y actualización de la hidrología para el sistema de presas del Río Grijalva. Estudio Hidrológico de la Cuenca alta del Río Grijalva". Informe final. Para CFE. Septiembre.
- Domínguez, M R, Fuentes, M G y Arganis, M. (2001). Procedimiento Para Generar Muestras Sintéticas de Series Periódicas Mensuales a través del Método de Svanidze Modificado Aplicado a los Datos de las Presas La Angostura y Malpaso, Pub. C1-19, Serie Blanca: Series Instituto de Ingeniería, UNAM. México.
- Domínguez R., Cruickshank C. y Arganis M. (2005). Importancia de la generación de muestras sintéticas en el análisis del comportamiento de políticas de operación de presas. *Ingeniería del agua*. Vol. 12 · No. 1.
- Domínguez, M.R., Arganis, J.M.L., Carrizosa, E.E., Fuentes, M.G.E, Echeverri, V.C.A. (2006). Determinación de Avenidas de Diseño y ajuste de los parámetros del modelo de optimización de las políticas de operación del sistema de presas del Río Grijalva. Informe final. Para CFE. Diciembre.
- Domínguez R., Arganis M., Carrizosa E., Rubio H. (2012). Obtención de avenidas de diseño de la presa La Angostura Sonora a partir del método basado en volúmenes y un método bivariado. XXII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA.
- Domínguez et al. (2012). Manual de diseño de obras civiles. CFE. UNAM. Hidrotecnia. Hidrología A.1.6. Análisis estadístico.
- Domínguez R. and Arganis M. (2012). Validation of methods to estimate design discharge flow rates for dam spillways with large regulating capacity. *Hydrological Sciences Journal*. Volume 57, Issue 3.

DOMÍNGUEZ-MORA, R., ARGANIS-JUÁREZ, M.L., MENDOZA-RESÉNDIZ, A., CARRIZOSA-ELIZONDO, E., ECHAVARRÍA-SOTO, B. (2013). Storms Generator Method that Preserves their Historical Statistical Characteristics. Application to Mexico City Basin Daily Rainfall Fields. *Atmosfera*. Vol. 26, No. 1, pp. 27-43.

Domínguez, M. R., Arganis, J. M.L., Carrizosa, E.E., Mendoza, R.A., Echavarría, B., Baños, M.J.J., Guzmán, G.H. (2013). Aplicación del Método de Svanidze para la generación de tormentas en la Ciudad de México. *Ingeniería del agua*. Tema B, Tema C.

Escalante C. y Reyes L. (2008). *Técnicas estadísticas en hidrología*. Facultad de Ingeniería, UNAM. México.

FAO. (1980). *Metodología provisional para la evaluación de la degradación de los suelos*. Roma, Italia. 86 p.

Figuroa, S. B., Amante O. A., Cortés T.H. G., Pimentel L. J., Osuna C. E. S., Rodríguez O. J. M. y Morales F. F. J. (1991). *Manual de predicción de pérdidas de suelo por erosión*. Colegio de Postgraduados CREZAS y Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. México.

Fuentes-Mariles, O. A., Arganis-Juárez, M. L., Domínguez-Mora, R., Fuentes-Mariles, G. E., Rodríguez-Vázquez, K. (2015). Maximización de la función de Verosimilitud de Distribuciones de Probabilidad usando Algoritmos Genéticos. *Ingeniería del Agua*, Volume 19, Issue 1.

Jiménez-Espinoza. M. (1996). *Programa Ax. Área De Riesgos Hidrometeorológicos*. Centro Nacional de Prevención de Desastres. México.

López M. Alexis, Ocampo G. Nikte N., Maya F. Alejandro. (2012). *Práctica de tránsito de avenidas en un vaso en el laboratorio de hidráulica*. Facultad de Ingeniería, UNAM.

McCuen, R. and Levy, B. (2000). "Evaluation of Peak Discharge Transposition." *Journal of Hydrologic Engineering*.

Preciado M., Arganis M., Ocón A. (2012). Aproximación de la función de distribución empírica bivariada de las avenidas históricas máximas de ingreso a una presa usando programación genética. XII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA.

R. C. P. Morgan. (2005). *Soil Erosion and Conservation*. Third edition Ramírez I. y Aldama A. (2000). Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. *AMH/IMTA Avances en Hidráulica*. Vol. 7. Morelos, México.

Ramírez Aldo I., Aldama Álvaro A. (2000). Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño. *Avances en hidráulica 7*. México, D.F: Asociación Mexicana de Hidráulica e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Ramírez Aldo I., Aldama Álvaro A. (2001). *Solución analítica aproximada de la ecuación de transito de avenidas en vasos*". Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Ramírez Aldo I. (2010). *La seguridad de presas desde la perspectiva hidrológica*. Conferencia Enzo Levi.

Rivera F. y Escalante C. (1999). Análisis comparativo de técnicas de estimación de avenidas de diseño. *Ingeniería del Agua*. Vol. 6 N° 1, pp. 49-54. Marzo.

Salas, J.D., J.W. Delleur, V. Yevjevich and W.L. Lane (1980). Applied Modeling of Hydrologic Time Series. 1st Edn., Water Resources Publication, Littleton, Colorado, ISBN-10: 0918334373, pp: 484.

Svanidze, G. G. (1980). Mathematical modeling of hydrologic series. Water Resources Publications, USA, 314 pp.

The Mathworks, Inc. (1992). The Mathworks Matlab Reference Guide.

UNESCO. (2010). Procesos de erosión – sedimentación en cauces y cuencas. Volumen 1. PHI-VII / Documento Técnico N° 22.

Vázquez M. T. (1995). Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Tesis de Maestría. UNAM.

Ven Te Chow et al. (1994). Hidrología Aplicada.

Wischmeier, W.H. y Smith, D.D. (1978). Predicting Rainfall Erosion Losses. Agriculture Handbook 537. United States Department of Agriculture. Science and Education Administration. 58 pp. (Predicción de la erosión hídrica y eólica del suelo. C.A. Jones, R.H. Griggs, J.R. Williams y R. Srinivasan. [http://www.fao.org/docrep/t2351s/T2351S03.htm#Predicción de la erosión hídrica y eólica del suelo](http://www.fao.org/docrep/t2351s/T2351S03.htm#Predicción%20de%20la%20erosi3n%20h3drica%20y%20e33lica%20del%20suelo)).

WMO. (2008). Manual on Low-flow Estimation and Prediction. Operational Hydrology Report No. 50 WMO-No. 1029.

Informe del IIUNAM para la CFE del PH Las Cruces. 2015.

Actualización del estudio hidrológico del PH Las Cruces. CFE. 2014.

Boletín Hidrológico Núm. 30. Región Hidrológica Núm. 11.

Páginas web:

La cuenca alta del río San Pedro Mezquital. Caudal de vida y cultura. FUNDACIÓN GONZALO RÍO ARRONTE I.A.O., 2010.

http://d2ouvy59p0dg6k.cloudfront.net/downloads/cuenca_alta_del_rio_spm_2010_1.pdf

Manejo Integrado de la Cuenca del río San Pedro-Mezquital FUNDACIÓN GONZALO RÍO ARRONTE I.A.O., 2008

http://d2ouvy59p0dg6k.cloudfront.net/downloads/2008_fs_sn_pedro_mezquital.pdf

Cuenca baja y Marismas Nacionales

http://www.wwf.org.mx/que_hacemos/agua/san_pedro_mezquital/spm_la_cuenca/cuenca_baja_y_marismas_nacionales/

http://www.wwf.org.mx/que_hacemos/agua/san_pedro_mezquital/index.cfm?uXNavID=126321

<http://smn.cna.gob.mx/emas/>

<http://clicom-mex.cicese.mx/>

Diario Oficial de la Federación DOF:

http://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5351765&fecha=09/07/2014

Estaciones hidrométricas:

<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Contenido/Documentos/Portada%20BANDAS.htm>

Estaciones precipitación de la CONAGUA:

http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=42&Itemid=75

INEGI 2004. Conjunto de Datos Edafológicos Vectoriales Escala 1:250 000 Serie I. Instituto Nacional de Estadística y Geografía:

<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/reccat/edafologia/default.aspx>

INEGI 2010. Continuo de Elevaciones Mexicano 3.0 (CEM 3.0). Instituto Nacional de Estadística y Geografía:

<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/continental/continuoelevaciones.aspx>

Software

ArcGIS 10.1

AX del CENAPRED

TRATE.BAS del Instituto de Ingeniería de la UNAM, codificado en QBasic95.

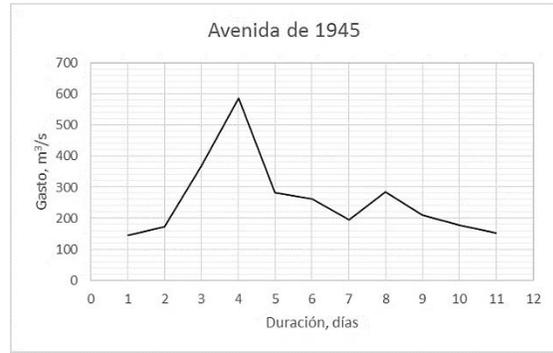
MATLAB R2014a

ANEXO A

Avenidas máximas anuales de 1944 a 2011



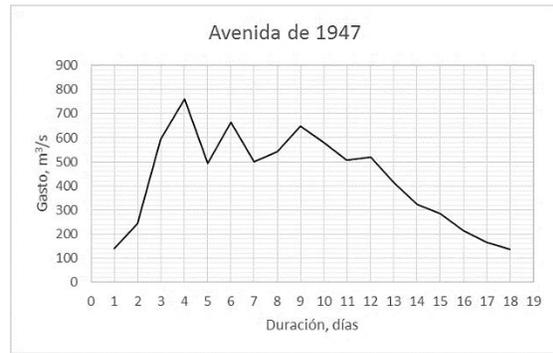
Gasto pico= 1594.62 m³/s. Volumen= 954.44 hm³
Duración= 12 días



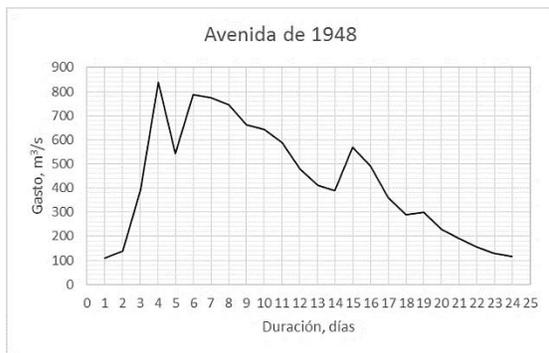
Gasto pico= 587.67 m³/s. Volumen= 245.32 hm³
Duración= 11 días



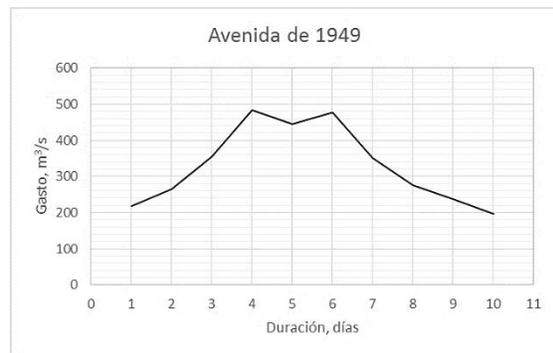
Gasto pico= 648.73 m³/s. Volumen= 361.99 hm³
Duración= 11 días



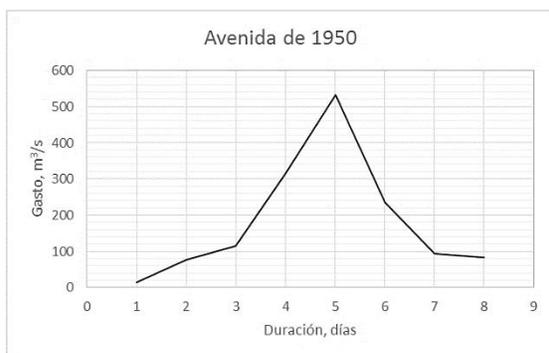
Gasto pico= 762.07 m³/s. Volumen= 668.86 hm³
Duración= 18 días



Gasto pico= 837.52 m³/s. Volumen= 891.86 hm³
Duración= 24 días



Gasto pico= 448.01 m³/s. Volumen= 285.73 hm³
Duración= 10 días

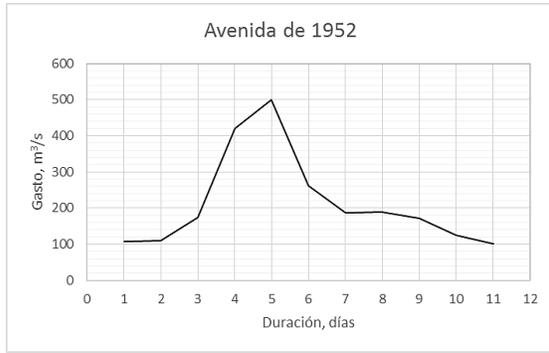


Gasto pico= 532.54 m³/s. Volumen= 126.72 hm³
Duración= 8 días

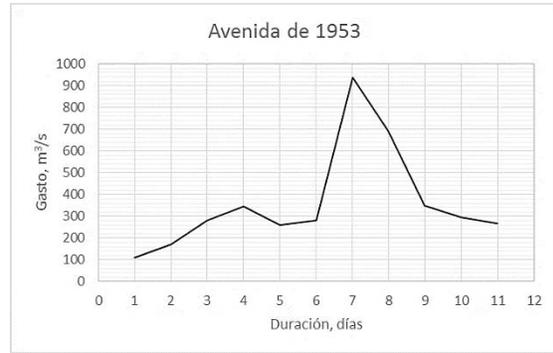


Gasto pico= 532.54 m³/s. Volumen= 126.72 hm³
Duración= 8 días

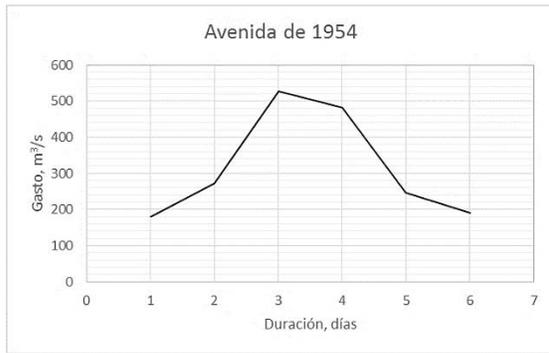
Figura A-1. Avenidas máximas anuales de 1944 a 1951



Gasto pico= 500.47 m³/s. Volumen= 202.68 hm³
Duración= 11 días



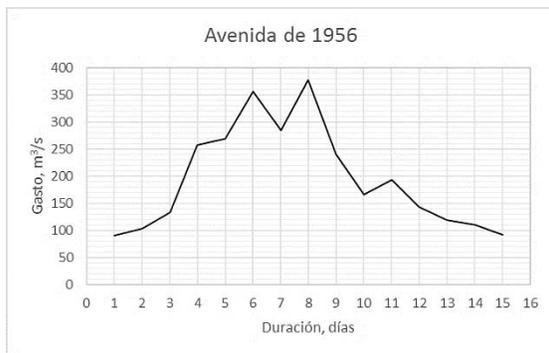
Gasto pico= 938.01 m³/s. Volumen= 344.76 hm³
Duración= 11 días



Gasto pico= 526.95 m³/s. Volumen= 163.97 hm³
Duración= 6 días



Gasto pico= 1361.21 m³/s. Volumen= 284.34 hm³
Duración= 5 días



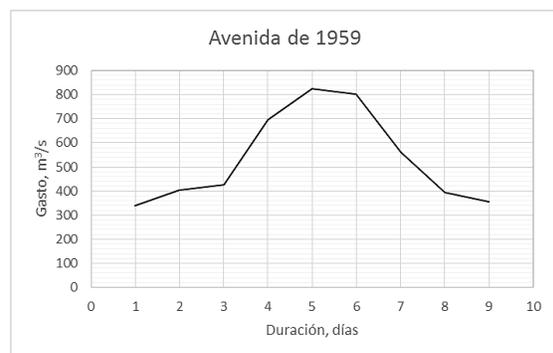
Gasto pico= 377.93 m³/s. Volumen= 253.69 hm³
Duración= 15 días



Gasto pico= 2731.81 m³/s. Volumen= 447.31 hm³
Duración= 6 días

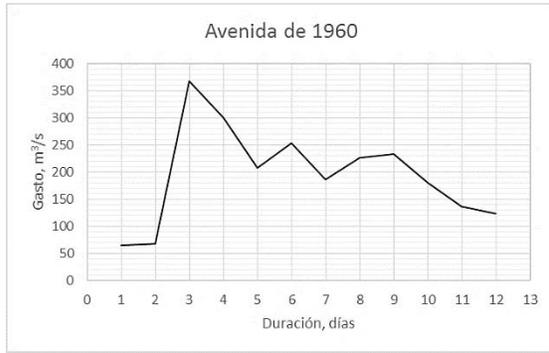


Gasto pico= 1469.96 m³/s. Volumen= 349.77 hm³
Duración= 7 días

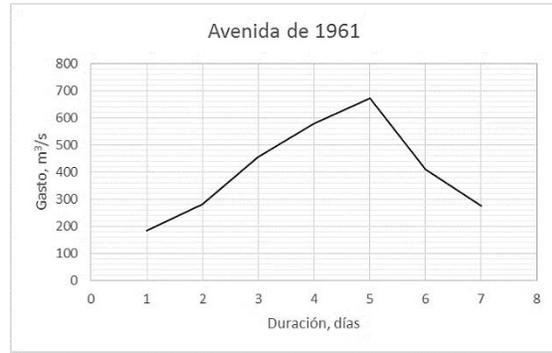


Gasto pico= 825.28 m³/s. Volumen= 414.58 hm³
Duración= 9 días

Figura A-2. Avenidas máxima anuales de 1952 a 1959



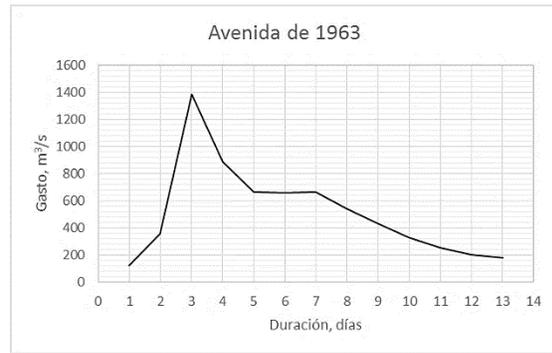
Gasto pico= 368.46 m³/s. Volumen= 203.16 hm³
Duración= 12 días



Gasto pico= 672.18 m³/s. Volumen= 246.91 hm³
Duración= 7 días



Gasto pico= 583.62 m³/s. Volumen= 377.36 hm³
Duración= 14 días



Gasto pico= 1382.82 m³/s. Volumen= 577.74 hm³
Duración= 13 días



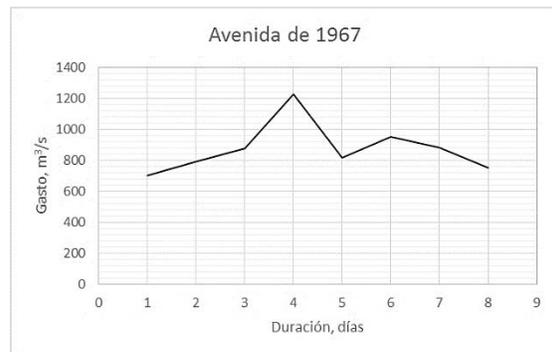
Gasto pico= 1349.31 m³/s. Volumen= 382.80 hm³
Duración= 7 días



Gasto pico= 1758.74 m³/s. Volumen= 298.68 hm³
Duración= 5 días



Gasto pico= 1073.67 m³/s. Volumen= 628.87 hm³
Duración= 14 días

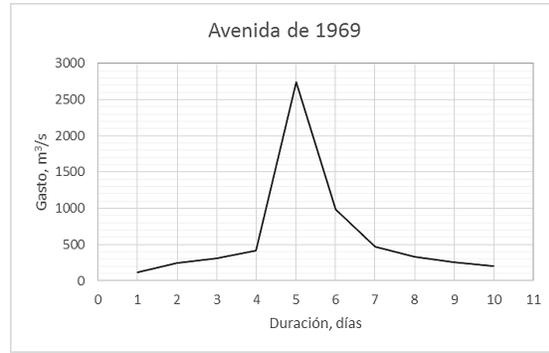


Gasto pico= 1224.95 m³/s. Volumen= 604.57 hm³
Duración= 8 días

Figura A-3. Avenidas máximas anuales de 1960 a 1967



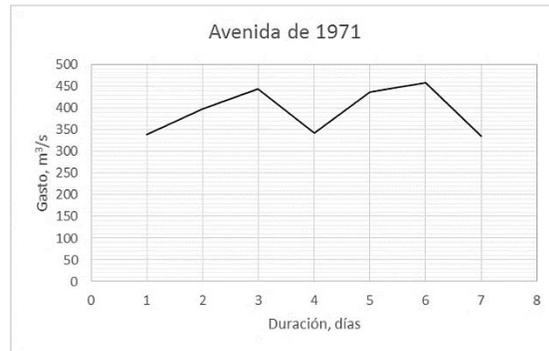
Gasto pico= 3069.61 m³/s. Volumen= 990.74 hm³
Duración= 10 días



Gasto pico= 2738.70 m³/s. Volumen= 525.52 hm³
Duración= 10 días



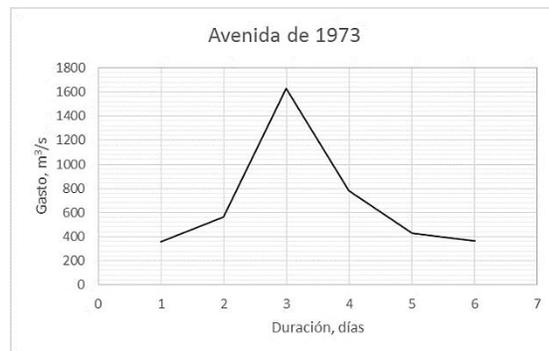
Gasto pico= 1230.09 m³/s. Volumen= 850.87 hm³
Duración= 15 días



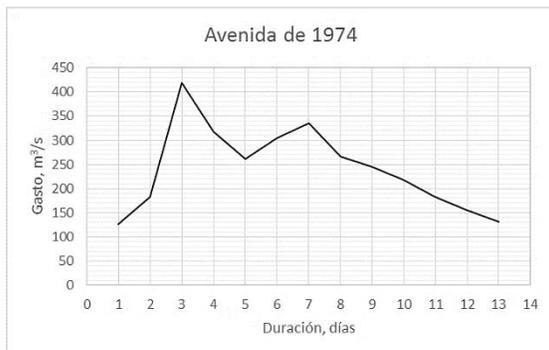
Gasto pico= 458.13 m³/s. Volumen= 238.02 hm³
Duración= 7 días



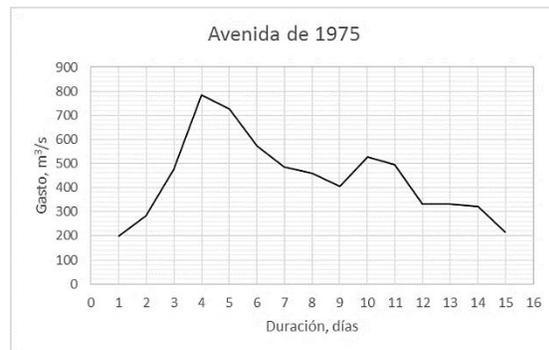
Gasto pico= 2385.32 m³/s. Volumen= 472.92 hm³
Duración= 9 días



Gasto pico= 1629.23 m³/s. Volumen= 355.71 hm³
Duración= 6 días



Gasto pico= 418.35 m³/s. Volumen= 271.79 hm³
Duración= 13 días



Gasto pico= 784.20 m³/s. Volumen= 571.49 hm³
Duración= 15 días

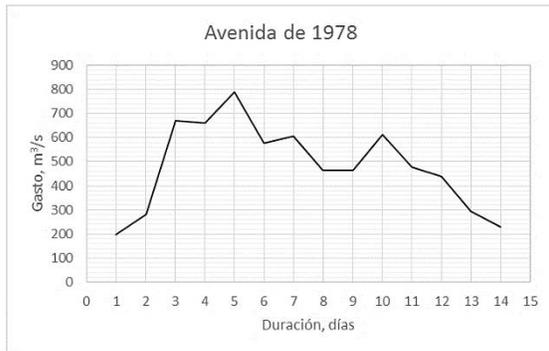
Figura A-4. Avenidas máximas anuales de 1968 a 1975



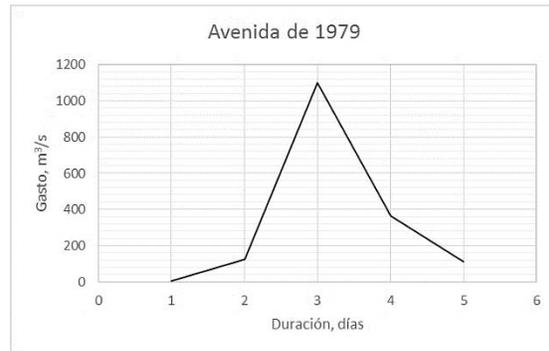
Gasto pico= 3150.58 m³/s. Volumen= 753.25 hm³
Duración= 16 días



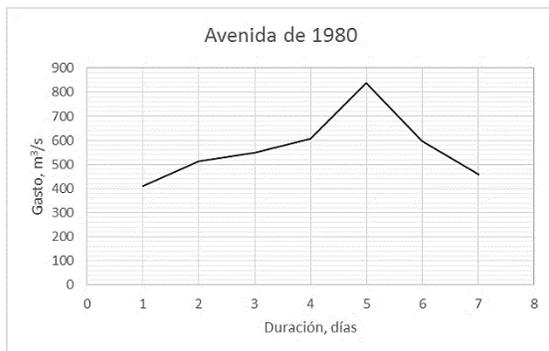
Gasto pico= 659.81 m³/s. Volumen= 247.07 hm³
Duración= 7 días



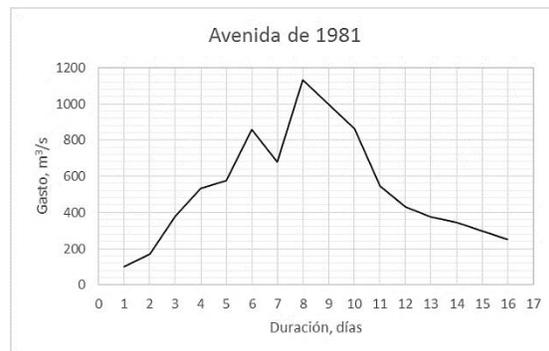
Gasto pico= 788.96 m³/s. Volumen= 584.14 hm³
Duración= 14 días



Gasto pico= 1102.78 m³/s. Volumen= 147.06 hm³
Duración= 5 días



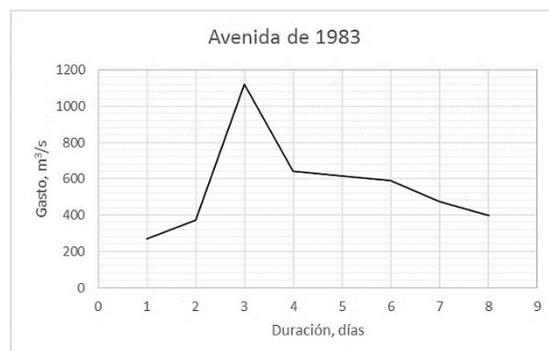
Gasto pico= 838.84 m³/s. Volumen= 343.54 hm³
Duración= 7 días



Gasto pico= 1132.79 m³/s. Volumen= 738.73 hm³
Duración= 16 días

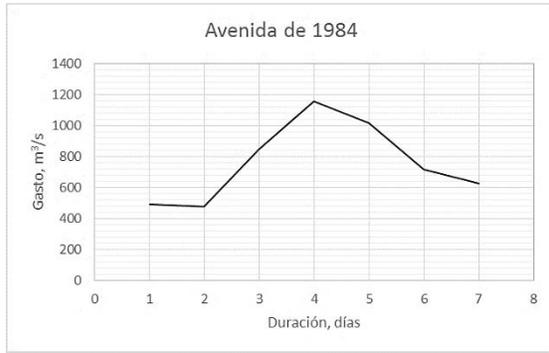


Gasto pico= 1146.91 m³/s. Volumen= 178.89 hm³
Duración= 6 días

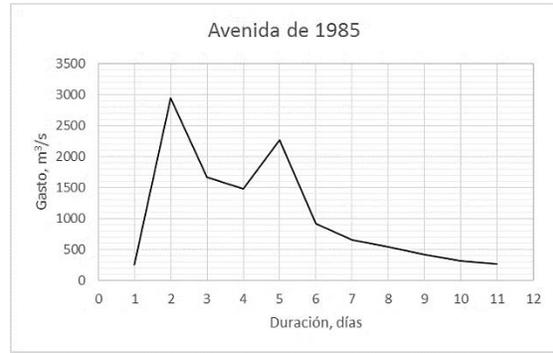


Gasto pico= 1123.53 m³/s. Volumen= 387.82 hm³
Duración= 8 días

Figura A-5. Avenidas máximas anuales de 1976 a 1983



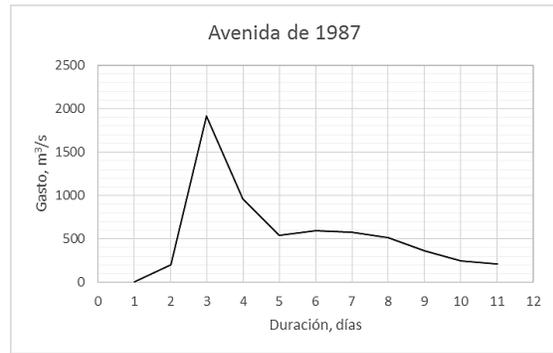
**Gasto pico= 1157.50 m³/s. Volumen= 460.71 hm³
Duración= 7 días**



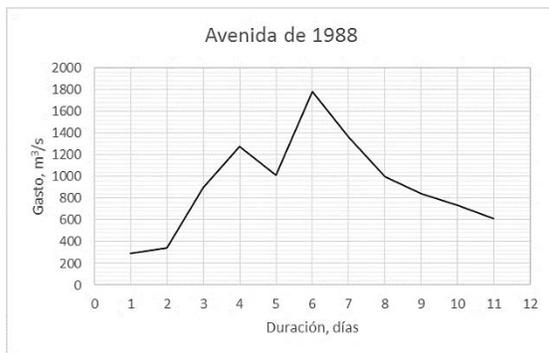
**Gasto pico= 2942.25 m³/s. Volumen= 1011.82 hm³
Duración= 11 días**



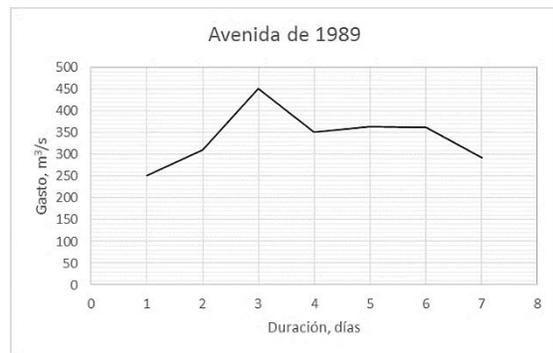
**Gasto pico= 1254.92 m³/s. Volumen= 256.36 hm³
Duración= 8 días**



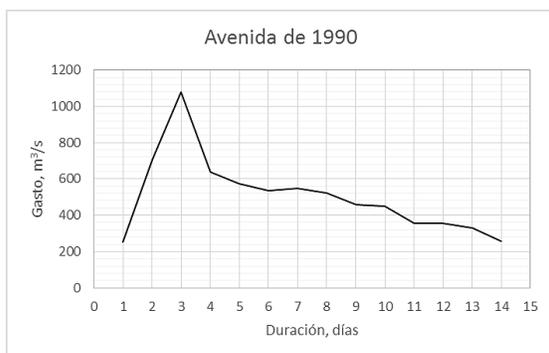
**Gasto pico= 1914.35 m³/s. Volumen= 529.17 hm³
Duración= 11 días**



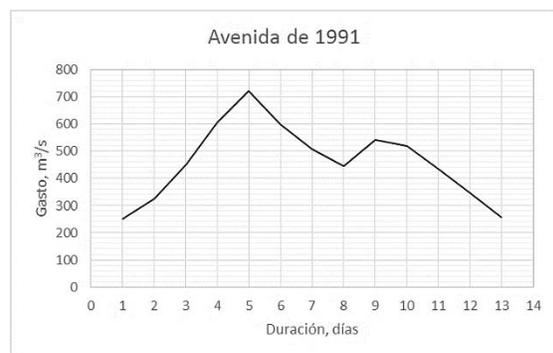
**Gasto pico= 1781.35 m³/s. Volumen= 878.11 hm³
Duración= 11 días**



**Gasto pico= 451.48 m³/s. Volumen= 205.79 hm³
Duración= 7 días**



**Gasto pico= 1080.73 m³/s. Volumen= 611.22 hm³
Duración= 14 días**

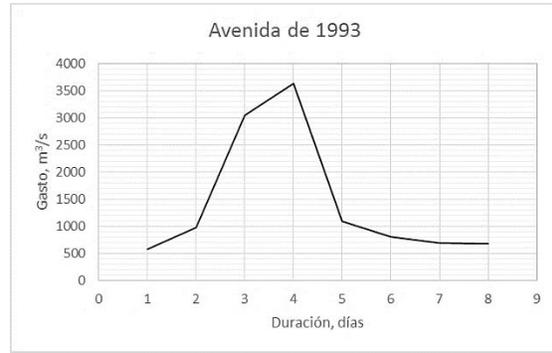


**Gasto pico= 721.80 m³/s. Volumen= 518.94 hm³
Duración= 13 días**

Figura A-6. Avenidas máximas anuales de 1984 a 1991



Gasto pico= 2340.73 m³/s. Volumen= 786.10 hm³
Duración= 9 días



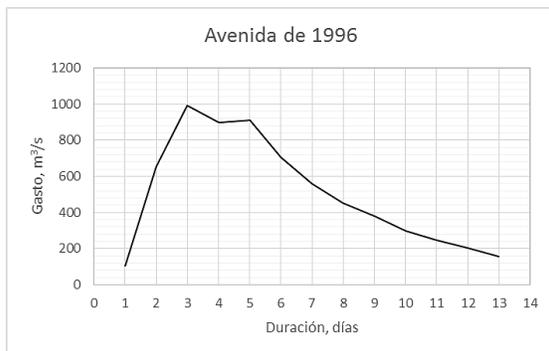
Gasto pico= 3630.70 m³/s. Volumen= 994.12 hm³
Duración= 8 días



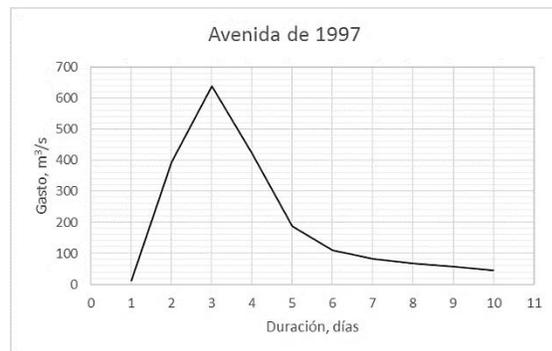
Gasto pico= 2993.19 m³/s. Volumen= 547.29 hm³
Duración= 7 días



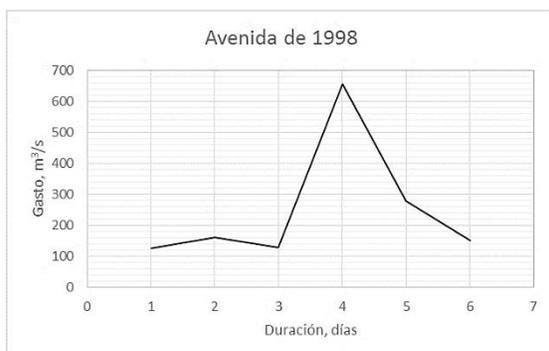
Gasto pico= 646.84 m³/s. Volumen= 180.27 hm³
Duración= 6 días



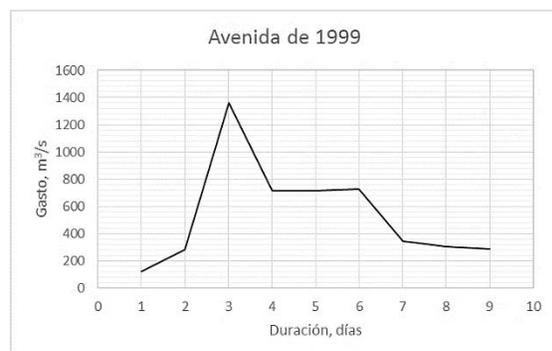
Gasto pico= 993.38 m³/s. Volumen= 567.12 hm³
Duración= 13 días



Gasto pico= 639.69 m³/s. Volumen= 174.24 hm³
Duración= 10 días



Gasto pico= 656.21 m³/s. Volumen= 129.86 hm³
Duración= 6 días

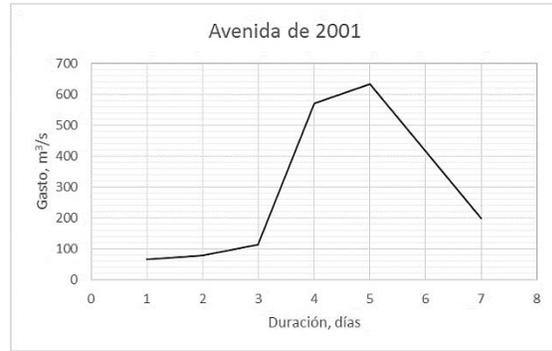


Gasto pico= 1361.60 m³/s. Volumen= 418.54 hm³
Duración= 9 días

Figura A-7. Avenidas máximas anuales de 1992 a 1999



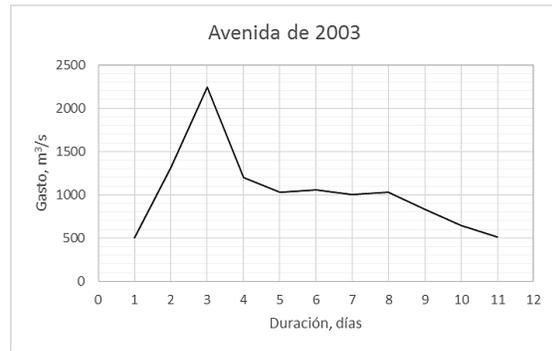
Gasto pico= 660.14 m³/s. Volumen= 178.90 hm³
Duración= 7 días



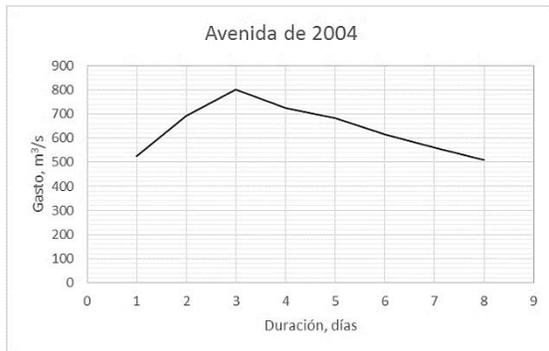
Gasto pico= 633.11 m³/s. Volumen= 719.65 hm³
Duración= 7 días



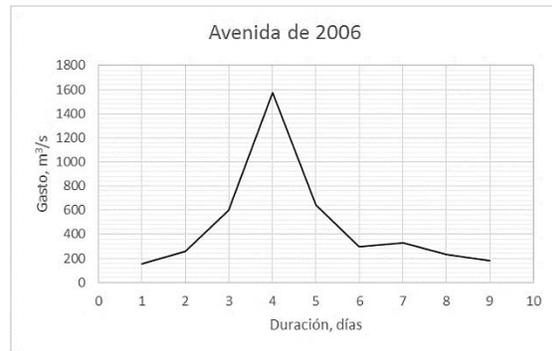
Gasto pico= 783.55 m³/s. Volumen= 129.84 hm³
Duración= 6 días



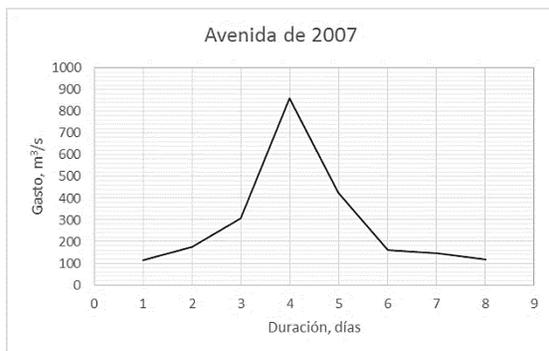
Gasto pico= 2244.43 m³/s. Volumen= 980.72 hm³
Duración= 11 días



Gasto pico= 799.90 m³/s. Volumen= 441.63 hm³
Duración= 8 días



Gasto pico= 1574.78 m³/s. Volumen= 369.38 hm³
Duración= 9 días



Gasto pico= 860.02 m³/s. Volumen= 199.52 hm³
Duración= 8 días



Gasto pico= 3102.22 m³/s. Volumen= 1040.05 hm³
Duración= 8 días

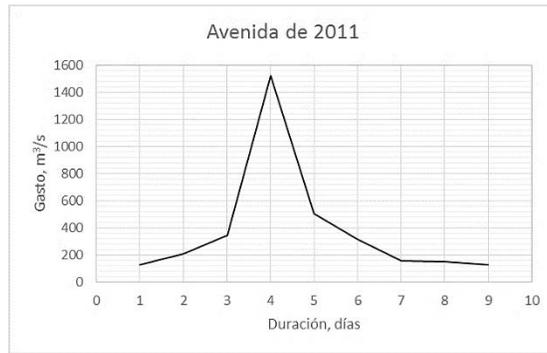
Figura A-8. Avenidas máximas anuales de 2000 a 2008



Gasto pico= 679.83 m³/s. Volumen= 151.70 hm³
 Duración= 9 días



Gasto pico= 1786.14 m³/s. Volumen= 477.10 hm³
 Duración= 8 días



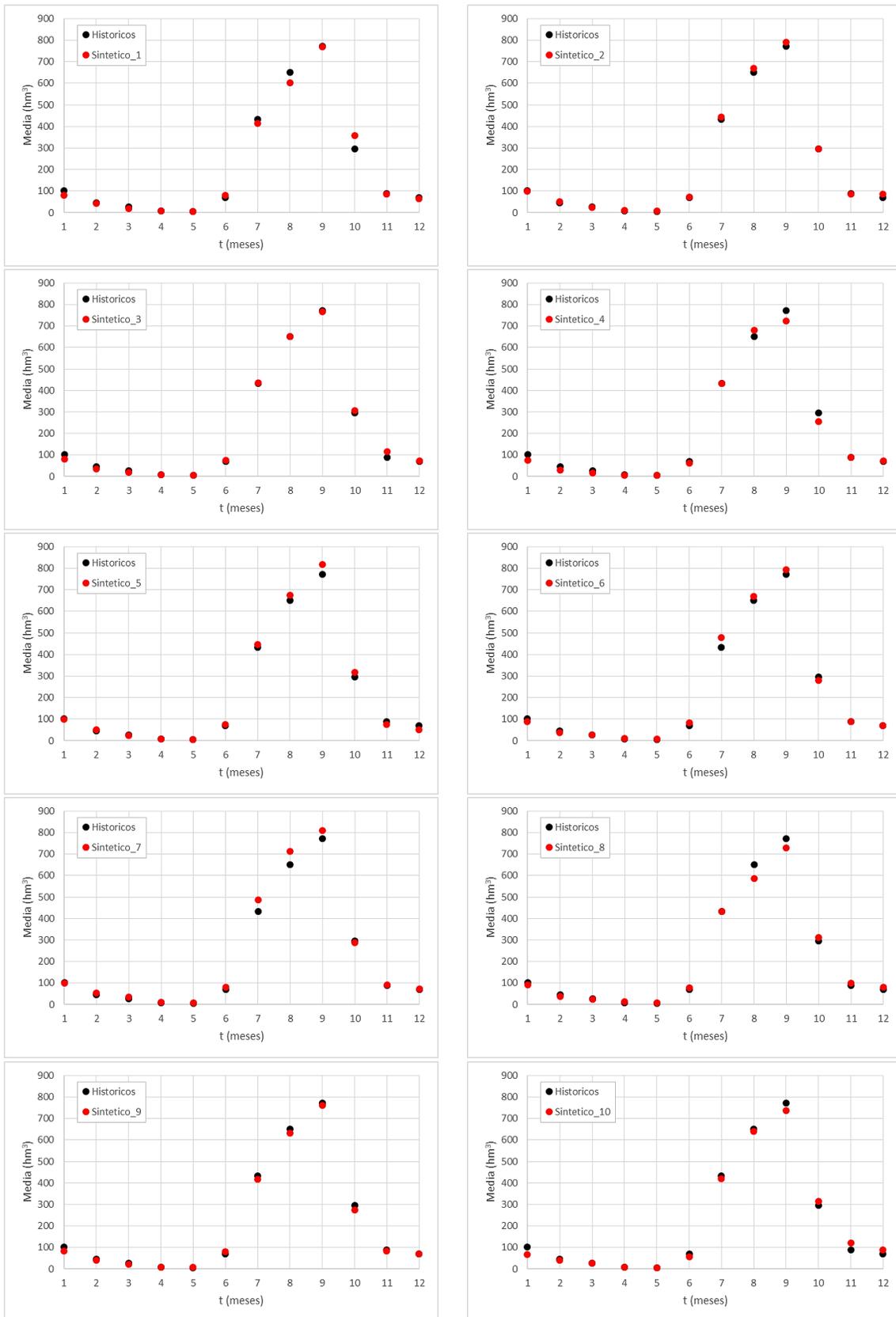
Gasto pico= 1521.74 m³/s. Volumen= 298.40 hm³
 Duración= 9 días

Figura A-9. Avenidas máximas anuales de 2009 a 2011

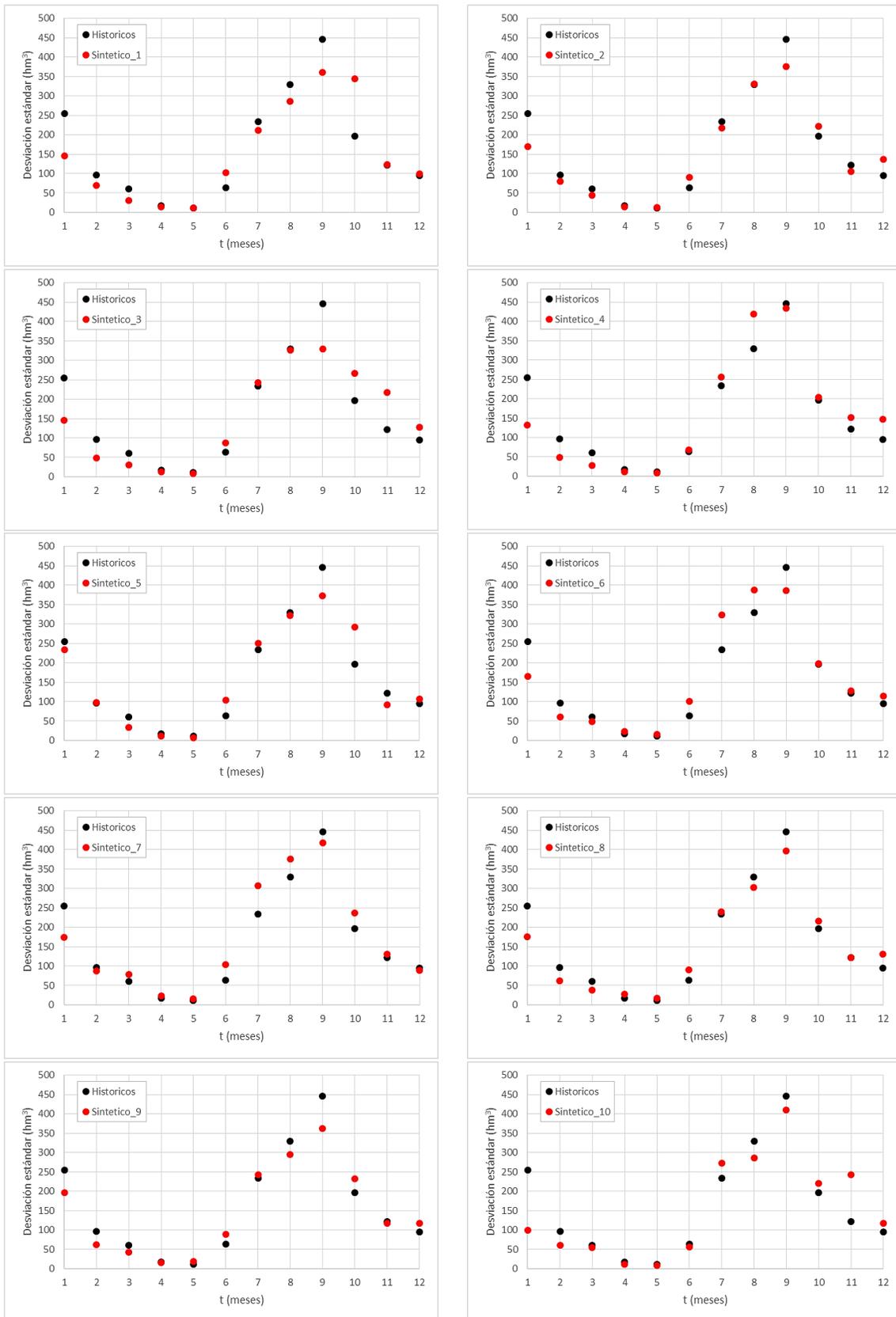
ANEXO B

Estadísticos mensuales de las 10 series sintéticas generadas

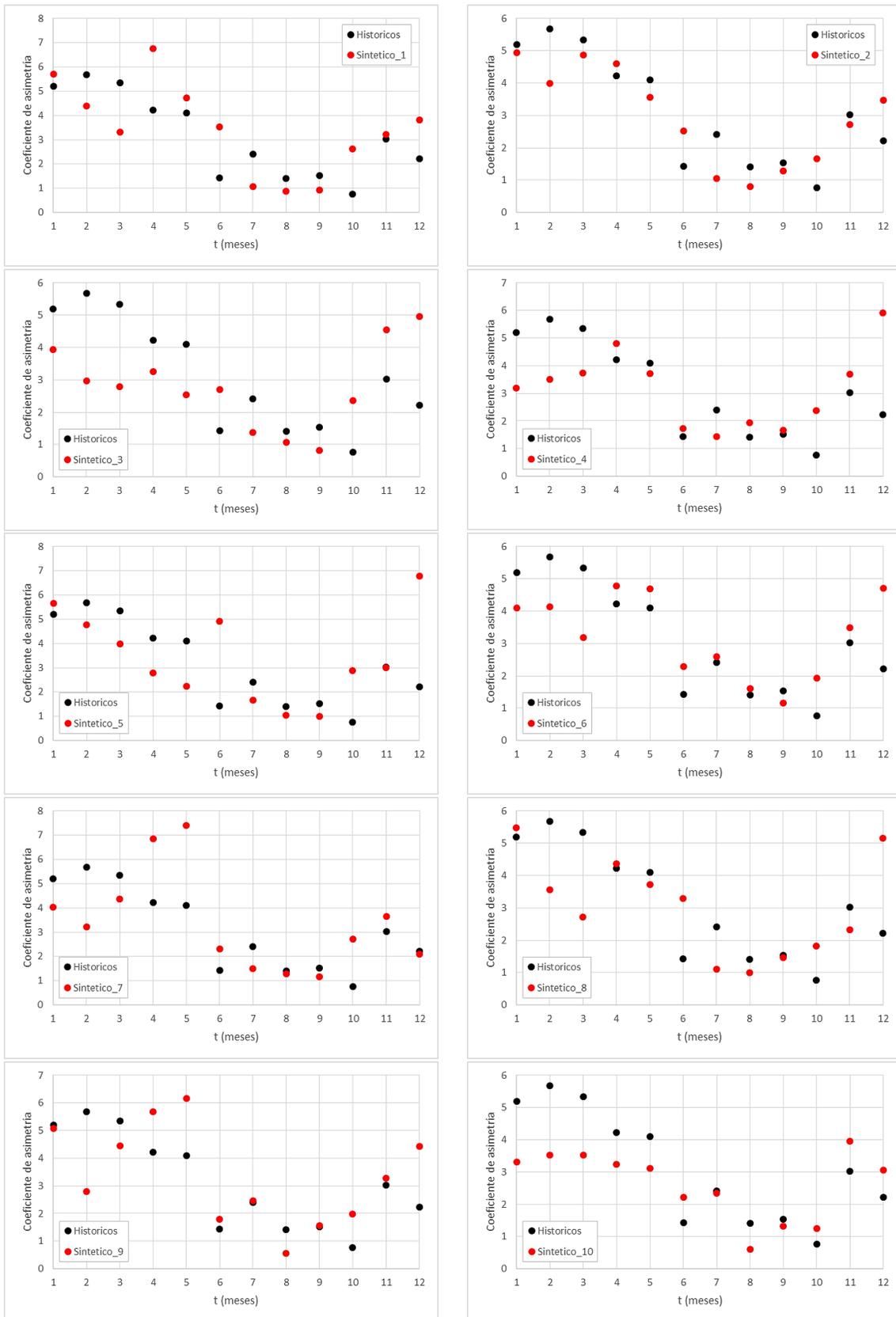
Comparación de la media histórica con la de las 10 series sintéticas generadas



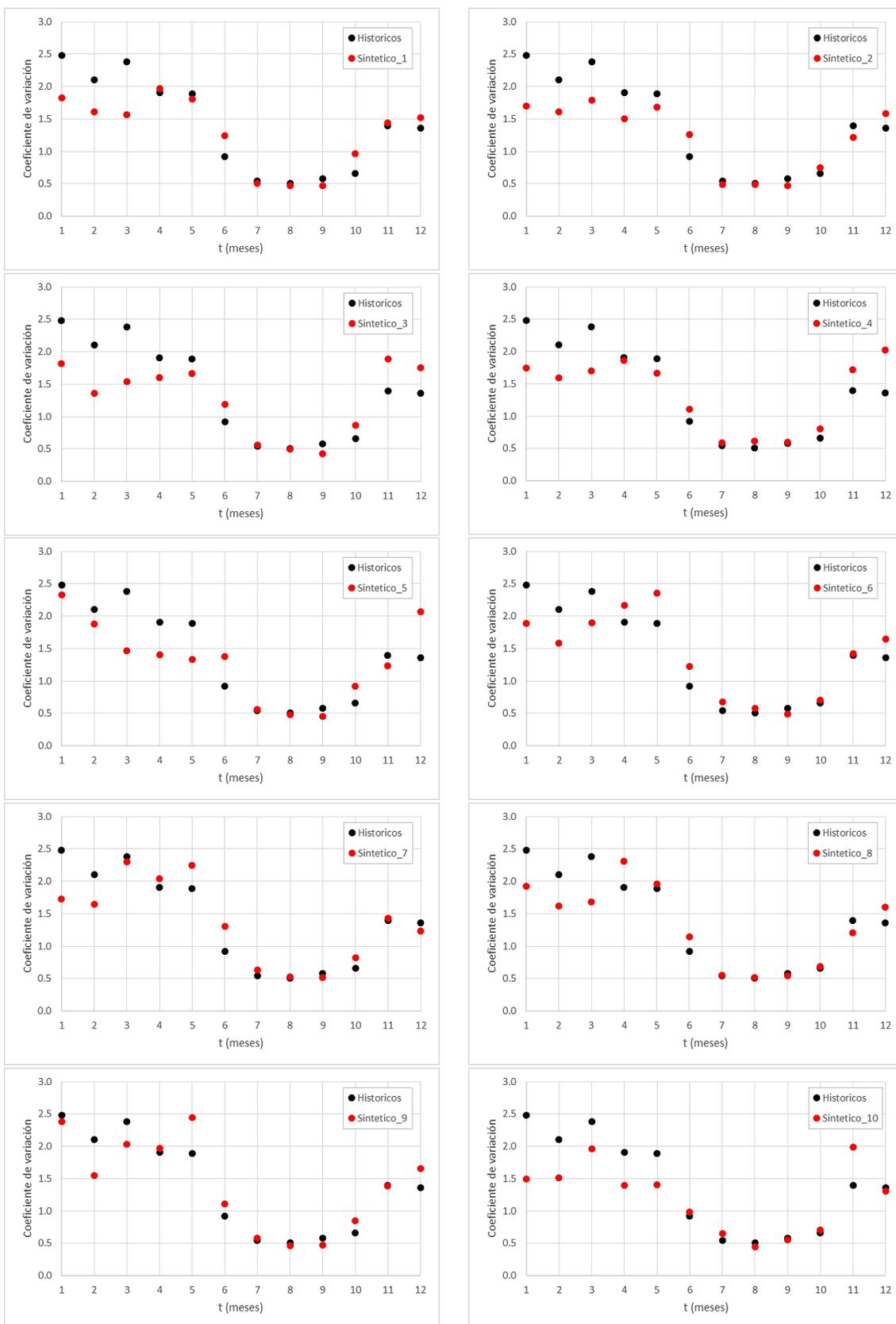
Comparación de la desviación estándar histórica con la de las 10 series sintéticas generadas



Comparación del coeficiente de asimetría histórica con el de las 10 series sintéticas generadas



Comparación del coeficiente de variación histórica con el de las 10 series sintéticas generadas



Comparación del coeficiente de correlación histórica con el de las 10 series sintéticas generadas

