



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – OBRAS HIDRÁULICAS

VALIDACIÓN DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO PARA EL DIMENSIONAMIENTO  
DE LAS OBRAS DE DESVÍO Y EXCEDENCIAS DEL PROYECTO  
HIDROELÉCTRICO LAS CRUCES, NAYARIT.

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

PRESENTA:  
JOSÉ FRANCISCO HERNÁNDEZ TORRES

TUTOR PRINCIPAL  
CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL - FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. MAYO 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: M.I. FRANCO VÍCTOR  
Secretario: DR. SILVA CASARÍN RODOLFO  
Vocal: DR. ESCALANTE SANDOVAL CARLOS A.  
1 er. Suplente: DRA. REYES CHÁVEZ LILIA  
2 d o. Suplente: M.I VAZQUEZ GONZALEZ ALBA BEATRIZ

: MEXICO, DISTRITO FEDERAL

**TUTOR DE TESIS: DR. CARLOS ESCALANTE SANDOVAL**

NOMBRE  
  
FIRMA

## Índice

INTRODUCCIÓN .....	8
1. ZONA DE ESTUDIO .....	19
1.1 Antecedentes .....	19
1.2 Localización y Acceso .....	20
1.3 Descripción general e hidrográfica de la cuenca del río San Pedro .....	21
2. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE EVENTOS EXTREMOS .....	32
2.1 Estadísticos muestrales.....	32
2.2 Periodo de retorno.....	34
2.3 Pruebas de homogeneidad e independencia .....	35
2.3.1 Prueba estadística de Helmer.....	35
2.3.2 Prueba estadística $t$ de Student.....	36
2.3.3 Prueba estadística de Cramer .....	37
2.3.4 Prueba de independencia de eventos.....	38
2.4 Teoría distribucional.....	39
2.5 Prueba de bondad de ajuste .....	42
2.6 Análisis Regional Hidrológico .....	43
2.7 Técnica Estaciones-año .....	43
3. ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN.....	46
3.1 Justificación .....	46
3.2 Información climatológica .....	46
3.2.1 Precipitación .....	47
3.3 Resultados .....	70
4. ESCURRIMIENTOS .....	71
4.1 Información hidrométrica .....	71
4.1.1 Complementación de la Información hidrométrica .....	79
4.1.2 Verificación de la consistencia de datos.....	81
5. ANÁLISIS DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO .....	89

5.1	Generalidades .....	89
5.2	Información general.....	89
5.3	Consideraciones sobre los volúmenes escurridos al sitio del proyecto .....	92
5.4	Periodo de retorno.....	103
5.5	Ajustes de gastos máximos (análisis de distribución probabilística de frecuencias).....	104
5.5.1	Información.....	104
5.5.2	Análisis de distribución probabilística de gastos máximos instantáneos.	105
5.5.3	Resultados .....	107
5.6	Determinación de gastos máximos mediante métodos hidrológicos y empíricos... .....	115
5.7	Consistencia de resultados .....	121
5.8	Tránsito de las avenidas.....	122
5.8.1	Obra de desvío.....	122
5.8.2	Obra de excedencias .....	126
6.	Conclusiones .....	129
7.	Bibliografía y referencias .....	132

## Índice de Tablas

Tabla I 1 Distribución de 15,800 grandes presas construidas en el mundo por tipo de presa.....	9
Tabla I 2 Falla por desbordamiento (61 casos) por período de terminación, altura y probabilidad de ocurrencia de la falla.....	12
Tabla 1-1 Municipios comprendidos en la cuenca del río San Pedro. Fuente INEGI....	24
Tabla 3-1 Características generales de las estaciones climatológicas con influencia en el PH Las Cruces .....	48
Tabla 3-2 Precipitación acumulada anual en las Estaciones de Estudio .....	50
Tabla 3-3 Precipitación máxima diaria en las estaciones de estudio .....	51
Tabla 3-4 Precipitación Mensual de la Estación Canatlán .....	52
Tabla 3-5 Precipitación Mensual de la Estación Mezquital (CNA) .....	53
Tabla 3-6 Precipitación Mensual de la Estación San Francisco Mezquital .....	54
Tabla 3-7 Precipitación Mensual de la Estación San José Acevedo.....	55
Tabla 3-8 Precipitación Mensual de la Estación Santiago Bayacora .....	56
Tabla 3-9 Precipitación Mensual de la Estación Canatlán .....	57
Tabla 3-10 Precipitación Mensual de la Estación Durango.....	58
Tabla 3-11 Precipitación Mensual de la Estación Santa Bárbara .....	59
Tabla 3-12 Precipitación Mensual de la Estación El Naranja.....	60
Tabla 3-13 Precipitación Mensual de la Estación Cucharas .....	61
Tabla 3-14 Precipitación Mensual de la Estación Huajicori.....	62
Tabla 3-15 Precipitación Mensual de la Estación Jesús María .....	63
Tabla 3-16 Precipitación Mensual de la Estación Puerta de Platanares.....	64
Tabla 3-17 Precipitación Mensual de la Estación San Pedro Ruíz .....	65
Tabla 3-18 Precipitación Mensual de la Estación Techichilpa .....	66
Tabla 3-19 Precipitación Mensual de la Estación Mesa de Pedro y Pablo .....	67
Tabla 4-1 Características generales de las estaciones hidrométricas seleccionadas para el estudio del PH Las Cruces.....	73

Tabla 4-2 Esgurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica San Pedro (Millones de m <sup>3</sup> ) .....	74
Tabla 4-3 Esgurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Canal margen derecha San Pedro (Millones de m <sup>3</sup> ).....	76
Tabla 4-4 Esgurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Pajaritos (Millones de m <sup>3</sup> ).....	77
Tabla 4-5 Esgurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica La Muralla (Millones de m <sup>3</sup> ) .....	78
Tabla 4-6 Esgurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Mezquital (Millones de m <sup>3</sup> ).....	79
Tabla 4-7 Parámetros del modelo generalizado .....	81
Tabla 4-8 Esgurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica San Pedro (Millones de m <sup>3</sup> ).....	83
Tabla 4-9 Esgurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica Canal margen derecha San Pedro (Millones de m <sup>3</sup> ) .....	84
Tabla 4-10 Esgurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica La Muralla (Millones de m <sup>3</sup> ) .....	85
Tabla 4-11 Esgurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica Mezquital (Millones de m <sup>3</sup> ) .....	86
Tabla 5-1 Gastos Máximos Anuales en la EH San Pedro.....	91
Tabla 5-2 Correlación entre la estación San Pedro y las hidrométricas aguas arriba ...	93
Tabla 5-3 Registro de los gastos máximos en las estaciones Pajaritos y San Pedro .	102
Tabla 5-4 Tiempo de concentración de las avenidas en la EH San Pedro .....	103
Tabla 5-5 Análisis de frecuencia de las diferentes distribuciones de probabilidad por estimación puntual en la EH San Pedro.....	107
Tabla 5-6 Análisis de frecuencia de las diferentes distribuciones de probabilidad por estimación regional en la EH San Pedro.....	107
Tabla 5-7 Eventos de diseño Q (m <sup>3</sup> /s) para la mejor distribución de ajuste en la EH San Pedro por estimación puntual y regional.....	109
Tabla 5-8 Hidrogramas de las avenidas obtenidas con el criterio del HUT, con diferentes períodos de retorno para la cuenca formada entre el sitio del PH Las Cruces y la EH San Pedro.....	112

Tabla 5-9 Hidrogramas de las avenidas obtenidas con el criterio del HUT, con diferentes períodos de retorno para la cuenca formada en el arroyo Rancho Viejo ...	113
Tabla 5-10 Gastos máximos de las avenidas en la cuenca propia .....	116
Tabla 5-11 Gastos máximos de las avenidas en la arroyo Rancho Viejo .....	116
Tabla 5-12 Avenidas de diseño del PH Las Cruces para diferentes períodos de retorno .....	117
Tabla 5-13 Avenidas de diseño del PH Las Cruces para diferentes períodos de retorno .....	118
Tabla 5-14 Avenidas de diseño del PH Las Cruces para diferentes períodos de retorno .....	119
Tabla 5-15 Avenidas de diseño del PH. Las Cruces para diferentes períodos de retorno .....	120
Tabla 5-16 Resumen del gasto pico de las avenidas de diseño en la EH San pedro y en el PH Las Cruces .....	122
Tabla 5-17 Elevaciones- gastos en los túneles.....	123
Tabla 5-18 Resultados del tránsito de avenidas para la obra de desvío.....	125
Tabla 5-19 Condiciones iniciales para el tránsito del vertedor .....	127
Tabla 5-20 Resultados del tránsito de avenidas en vertedor .....	128

## Índice de Gráfico

Gráfico 3-1 Precipitación acumulada anual de las Estaciones en Estudio.....	68
Gráfico 4-1 Escurrimientos medios mensuales en la EH San Pedro .....	87
Gráfico 5-1 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1978 y 1979).....	95
Gráfico 5-2 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1980 y 1981).....	96
Gráfico 5-3 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1982 y 1983).....	97
Gráfico 5-4 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1984 y 1985).....	98
Gráfico 5-5 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1987 y 1988).....	99



## Índice de Figuras

Figura 1-1 Localización y acceso del proyecto hidroeléctrico Las Cruces .....	20
Figura 1-2 Ubicación hidrográfica del proyecto hidroeléctrico Las Cruces.....	21
Figura 1-3 Ubicación de la región hidrológica No. 11 Presidio – San Pedro en el mapa de las Regiones Hidrológicas de la República Mexicana.....	22
Figura 1-4 Corrientes de la Región Hidrológica No. 11.....	23
Figura 1-5 Estados que abarca la cuenca del río San Pedro-Mezquital .....	24
Figura 1-6 Municipios que abarca la cuenca del río San Pedro-Mezquital .....	25
Figura 1-7 Hidrografía de la cuenca del río San Pedro.....	31
Figura 2-1 Correlograma de una serie de datos considerada como independiente.....	39
Figura 3-1 Estaciones climatológicas utilizadas en la información de registros de precipitación.....	49
Figura 4-1 Estaciones hidrométricas utilizadas en la complementación de la información .....	80
Figura 5-1 Esquema hidrográfico del tramo de río San Pedro comprendido entre la EH San Pedro y el PH Las Cruces.....	92
Figura 5-2 Hidrogramas de avenidas máximas históricas (origen ciclónico) registradas en la estación hidrométrica San Pedro .....	105
Figura 5-3 Comportamiento de los gastos máximos en la EH San Pedro .....	106
Figura 5-4 Gastos máximos asociado a diferentes periodos de retorno .....	109
Figura 5-5 Hidrograma promedio en la estación hidrométrica San Pedro.....	110
Figura 5-6 Hidrograma unitario en la estación hidrométrica San Pedro y por cuenca propia entre ésta y el sitio Las Cruces .....	111
Figura 5-7 Avenidas de diseño para la EH San Pedro y el PH Las Cruces para diferentes períodos de retorno .....	114
Figura 5-8 Avenidas de diseño en el PH Las Cruces.....	114
Figura 5-9 Curva elevaciones-gastos de los túneles de desvío .....	124
Figura 5-10 Forma de la avenida transitada con Tr de 20 años.....	125
Figura 5-11 Forma de la avenida transitada con Tr de 50 años.....	126
Figura 5-12 Forma de la avenida transitada con Tr 10,000 años.....	128

## INTRODUCCIÓN

Muchas de las presas y centrales hidroeléctricas en México y el mundo se diseñaron y construyeron siguiendo los lineamientos que establecían las normas existentes, y que de acuerdo con los nuevos criterios ya no son las adecuadas. A este respecto, se puede señalar que muchos de los vertedores de las presas no serían capaces de controlar las avenidas que hoy en día se juzgarían como de diseño.

En años recientes se ha prestado un mayor interés al tema de la seguridad de presas, muestra de ello, es el número de foros ex profeso, y de los artículos de investigación relacionados con este tema.

El incremento de la seguridad de presas no debe plantearse sólo como un beneficio social, sino que indudablemente debe verse como un mejoramiento en su capacidad de regulación y de la generación de energía.

Existen en el mundo más de 100,000 presas, incluyendo 35,000 grandes presas que según el Comité Internacional de Grandes Presas (IWP&DC 2012) son las que tienen más de 15 m de altura, aunque también entran en esta categoría las que están entre 10 y 15 m, pero que cumplen con alguna de las siguientes condiciones: longitud de cresta de 500 m por lo menos o descarga máxima de 2,000 m<sup>3</sup>/s, condiciones complejas en la cimentación o diseño inusual de la presa.

Debe mencionarse que para los estudios de comportamiento, a nivel mundial, se han reportado 15,800 grandes presas, distribuidas en 33 países, como se muestra en la Tabla I 1, en la que se indican cuatro tipos de presas de concreto: gravedad (G), arco y arcos múltiples (A), contrafuertes (C), mampostería (M) y dos tipos de materiales sueltos; tierra (T) y enrocamiento (E).

Tabla I 1 Distribución de 15,800 grandes presas construidas en el mundo por tipo de presa.

TIERRA Y ENROCAMIENTO 10,650 (67.4%)		CONCRETO Y MAMPOSTERÍA 5,150 (32.6%)			
T	E	G	A	C	M
9890 (62.6%)	760 (4.8%)	3970 (25.1%)	760 (4.8%)	280 (1.8%)	140 (0.9%)

Fuente: Marengo, 2000.

El número de presas construidas en los últimos 35 años supera el 85 % del total, más del 78 % de estas presas (36,327) tienen una altura de entre 15 y 30 m, y hay menos de un 0.1 % (26 presas) que exceden los 200 m de altura. A manera de resumen, se puede decir que existen muy pocas presas de más de 300 m de altura, decenas de más de 200 m y cientos de más de 100 m (IWP&DC 2012).

Es significativo que más de 200 presas fueron terminadas en 1989, de las cuales el 80 por ciento superaron los 30 m de altura y el 1 por ciento los 100 m, también 12 muy grandes presas superaron los 150 m de altura con un volumen de más de 15 millones de m<sup>3</sup> en la construcción de la cortina y una capacidad de más de 25 km<sup>3</sup> en el almacenamiento. Estos números se han mantenido prácticamente constantes en los últimos 20 años.

Según el ICOLD se define como falla o ruptura de una presa: *“El colapso o movimiento de una parte de la presa que no puede retener el agua. En general una falla da como resultado una liberación de grandes cantidades de agua, imponiendo riesgos a las personas y propiedades aguas abajo”*. De hecho, puede decirse que pocas actividades humanas poseen tal potencial de daño y destrucción como la falla de una presa, aunque son pocas las que experimentan durante su vida útil los eventos extremos para los cuales fueron diseñadas.

Al efectuar el diseño de presas, el ingeniero proyectista debe crear una estructura que en conjunto resulte lo más económica posible, y al mismo tiempo considerar los dos siguientes aspectos:

- La estructura deberá comportarse satisfactoriamente sin deterioro apreciable durante la vida de la presa.
- Esta no debe fallar en forma catastrófica durante las condiciones más severas que puedan suceder durante la vida de la misma.

El conocimiento mundial de los fenómenos hidrometeorológicos está avanzando significativamente, y se puede tener optimismo en cuanto a que los principios básicos de seguridad en presas se están estableciendo para disminuir sensiblemente el riesgo de falla.

Un análisis de seguridad permitirá, sin duda, construir presas más seguras y económicas, corregir algunas de las construidas con criterios audaces y tomar en cuenta la confiabilidad que deben tener estructuras temporales como las obras de desvío.

Desde el punto de vista de la ingeniería una presa se define como una estructura de control primaria ubicada en un canal o río, de tal manera que permita el almacenamiento del agua para su aprovechamiento. De acuerdo con Vega y Arreguín (1981), las funciones que una presa debe cumplir son: almacenar el agua (presas de almacenamiento), levantar el nivel de la misma para su aprovechamiento (presas de derivación) o ambas tareas.

El crecimiento humano ha llevado a los ingenieros a la construcción de presas cada vez más grandes que permitan irrigar tierras, tomar agua para consumo humano, municipal e industrial, así como la generación de energía eléctrica tan vital hoy en día, además de ser de gran utilidad para el control de avenidas. Estas razones hacen que las presas en altura, número, tamaño y costo hayan crecido exponencialmente en las últimas décadas.

Según Yen y Tang (1979), los factores relacionados con las causas de falla en presas pueden agruparse como sigue:

Factores hidrológicos. Incluyen frecuencia de avenidas, volumen pico y distribución en el tiempo de las avenidas, nivel inicial del embalse antes de recibir la avenida, sedimentos en el embalse, escombros alrededor de la presa y oleaje por viento.

Factores hidráulicos. Comprenden la capacidad del vertedor, obras de toma, compuertas, erosión y falla de tuberías y válvulas.

Factores geotécnicos. Abarcan condiciones desfavorables del suelo, tales como capas débiles, material fisurado, juntas adversamente orientadas, filtración, tubificación, excesiva presión de poro, asentamientos, inestabilidad de taludes durante vaciados rápidos en el embalse y deslizamiento de taludes en alguna zona de la presa.

Factores sísmicos. Se refieren a condiciones de estabilidad sísmica de la presa, licuación, grietas inducidas por sismos, oleaje por sismo y presión hidrodinámica.

Factores estructurales y de construcción. Reúnen diseño estructural inadecuado, malos materiales, errores de construcción y pobre control de calidad.

Factores operacionales. Integran mantenimiento inapropiado, procedimientos incorrectos de operación, errores humanos y negligencia.

Ahora bien, haciendo una recopilación de fallas en presas en el mundo, en el siguiente cuadro se indica la distribución de los 61 casos de falla por desbordamiento por período de terminación, altura y período de ocurrencia de falla. En la Tabla I 2 se muestra que las fallas en presas de tierra y enrocamiento son casi constantes en número por década.

Tabla I 2 Falla por desbordamiento (61 casos) por período de terminación, altura y probabilidad de ocurrencia de la falla

		CONCRETO Y MAMPOSTERÍA		TIERRA Y ENROCAMIENTO		TOTAL	
		Nº	Por ciento	Nº	Por ciento	Nº	Por ciento
PERÍODO DE TERMINACIÓN	< 1900	9	14.70	8	13.12	17	27.87
	1900-1909	4	6.60	2	3.28	2	3.28
	1910-1919	4	6.60	7	11.48	11	18.03
	1920-1929	-	-	2	3.28	6	9.83
	1930-1939	-	-	3	4.92	3	4.92
	1940-1949	-	-	3	4.92	3	4.92
	1950-1959	-	-	6	9.83	6	9.83
	1960-1969	1	1.6	7	11.48	8	13.12
	1970-1975	-	-	5	8.19	5	8.19
	TOTAL	18	29.5	43	70.5	61	100
ALTURA (M)	<15	1	1.60	5	8.19	6	9.83
	15-30	10	16.47	21	34.45	31	50.82
	30-50	6	9.83	9	14.75	15	24.6
	50-100	1	1.60	8	13.11	9	14.75
	>100	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	18	29.50	43	70.50	61	100
CONSTRUCCIÓN							
PERÍODO DE OCURRENCIA DE LA FALLA	<5 AÑOS	2	3.28	11	18.03	13	21.13
	PRIMEROS 5 AÑOS	4	16.40	9	14.75	13	21.31
	DESPUÉS DE 5 AÑOS	12	19.68	23	37.72	35	57.38
TOTAL		18	39.50	43	70.50	60	100

Fuente: Marengo, 2000.

Se muestra también que en las últimas décadas las presas de concreto y mampostería no han fallado por desbordamiento, lo cual indica que en este aspecto son mucho más seguras que las de tierra y enrocamiento.

De los datos se puede señalar que las presas de tierra y enrocamiento presentan la relación más alta de falla debido a desbordamientos, mostrando una incidencia más o menos constante por década.

El cuadro I-2 permite observar que 13 de las 61 fallas por desbordamiento ocurrieron durante la construcción, 11 de tierra y enrocamiento, y dos de concreto gravedad. De los otros 48 casos de falla por esta causa, al menos siete fueron por un mal funcionamiento de compuertas y cinco por haber fallado una presa aguas arriba. Estas situaciones, así como el número de fallas se debieron a una “subestimación de la avenida de diseño”.

### *Las presas en México*

Se sabe que en México existen 4863 presas de todos los tamaños, sin embargo. En el registro de las presas construidas en México (SRH, 1976), se tiene evidencia de 1007 presas construidas hasta 1976 y 1019 hasta 2012, éstas pertenecen al gobierno mexicano a través de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad y la Secretaría de Agricultura y Ganadería; sin embargo muchas presas pequeñas han sido construidas por particulares.

La construcción de presas y plantas hidroeléctricas en México data de fines del siglo pasado en que se construyeron la central hidroeléctrica de Batopilas en Chihuahua (1889) con 22 KW; posteriormente se construyeron, Portezuelo I (1898), Ixtaczoquitlán (1899); en la década de 1900 a 1910, se construyeron entre otras San Simonito y La Luz (1903), Zepayautla, Temascaltepec, Tirio, y Necaxa I (1905), para terminar la década con Platanal, Portezuelo II, La Trinidad, San Sebastián y Las Fuentes I.

Debe mencionarse que en la década de 1940 a 1950 se construyeron plantas como Ixtapantongo, Zumpimito, Colimilla, Santa Bárbara y San Juan Viejo, en la

década de 1950 a 1960 se puso en marcha El Cóbano y El Durazno (1955), Tingambato (1957); y propiamente la ingeniería de grandes presas en el país arranca con la construcción de presas como Temascal (1959), Mazatepec (1962), El Novillo (1962), y la obra en México que puede considerarse como un laboratorio a escala natural en muchos aspectos fue El Infiernillo (1965). A raíz de esta presa, se construyeron Netzahualcoyotl (Malpaso) en 1966, La Villita (1973), La Angostura (1975), Chicoasén (1986), Ing. Carlos Ramírez Ulloa (Caracol) en 1986, Peñitas (1987), Aguaprieta (1992), Aguamilpa (1994), Ing. Fernando Hiriart (Zimapán) (1995), Huites (1995), Ampliación Temascal (1996), El Cajón (2006) y actualmente La Yesca (2012)

En nuestro país han ocurrido algunas fallas en presas diseñadas y construidas en el presente siglo asociadas a diversas causas (Marsal, 1980) que se describen brevemente a continuación:

*Desbordamiento.* En 1975 en el área de Irapuato, Guanajuato, se destruyó la presa del Conejo provocada por el desbordamiento de la presa La Llave, estructura similar ubicada aguas arriba en la misma cuenca; tal evento no se había previsto al dimensionar el vertedor de la primera estructura.

*Flujo de Agua.* Se entiende por fallas debido al flujo de agua, las originadas por tubificación o erosión, sea en la estructura térrea o en la cimentación. Esto ocurrió en el dique Laguna (sistema Necaxa, Puebla) en 1969 en la que se presentó en el empotramiento derecho de la cimentación un flujo concentrado que abrió una brecha de 30m de ancho en la presa y provocó el vaciado rápido de unos 20 millones de m<sup>3</sup>. Entre otros casos se han tenido fallas debido a flujo de agua, erosión en taludes, deslizamientos, fugas en conductos enterrados y sismos

Aunque solo se ha presentado una falla en presas en México por desbordamiento (El Conejo y La Llave Guanajuato, (1975)), nuestro país está sujeto a trayectorias ciclónicas que han ocasionado que se presenten eventos que han rebasado las previsiones iniciales en grandes proyectos; como ejemplo pueden mencionarse algunos casos:



- La presa de gravedad vertedora La Venta Gro., en el río Papagayo (Marsal, Resendiz 1979), con planta hidroeléctrica al pié, se había diseñado para descargar un caudal máximo de 12 000 m<sup>3</sup>/s. Durante la construcción en dos oportunidades se presentaron avenidas del orden de 6000 m<sup>3</sup>/s, provocadas por perturbaciones ciclónicas en la región. En 1967, estando en operación la planta, se provocó una creciente de 11,800 m<sup>3</sup>/s que llegó al límite de la capacidad prevista y provocó la inundación de la casa de máquinas, porque el ataque del agua en las márgenes del río sobrelevó el nivel aguas abajo, a una cota superior a la considerada en el proyecto. La revisión hidrológica del río Papagayo, con base en la información de esa época, demostró que la obra debió diseñarse por lo menos para un caudal de 20,000 m<sup>3</sup>/s.

Debe mencionarse que a la fecha, al considerar el fuerte efecto de humedad que ocasionó el huracán Paulina en 1997, se debe revisar la avenida de diseño en esta parte del río que corresponde a la desembocadura del mismo Papagayo.

- La presa del Infiernillo en el estado de Michoacán, (Marsal, Resendiz 1979), fue construida por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) entre los años 1961 y 1965 con objeto de generar energía y controlar avenidas del bajo Balsas. La obra de excedencias se diseñó inicialmente para un gasto pico de entrada de 28,000 m<sup>3</sup>/s; posteriormente un grupo de consultores determinaron incrementar la avenida de ingreso a un orden de 38,000 m<sup>3</sup>/s al considerar envolventes mundiales, ya que el período de registros en el momento del proyecto era de solamente nueve años. Finalmente se utilizó una avenida de 38,800 m<sup>3</sup>/s amplificando la máxima de 11,500 m<sup>3</sup>/s ocurrida el 18 de octubre de 1955.

En octubre de 1967 se presentó la mayor avenida histórica registrada hasta ahora en el sitio, apenas a dos años de haber terminado la presa. El gasto máximo estimado fue de 25,200 m<sup>3</sup>/s, tuvo 13 días de duración y un volumen de 6,880 Mm<sup>3</sup>.

Recientemente en las presas Aguamilpa y Zimapán (Marengo 2006), ocurrieron los siguientes sucesos:

- El 22 de agosto de 1990 se presentó en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa un gasto de 5,300 m<sup>3</sup>/s que fue regulado a 3,800 m<sup>3</sup>/s; debido a la mala

calidad de la roca del túnel de desvío 2, se tuvo un caído de 20,000 m<sup>3</sup> que bloqueó momentáneamente el flujo produciéndose un fenómeno transitorio cuya columna de agua alcanzó los 250 m de altura en la lumbrera de compuertas de cierre final. Afortunadamente la misma sobrepresión y el flujo erosionaron el derrumbe dejando libre la entrada en pocos minutos.

- Intensas precipitaciones en la parte central del país ocasionaron que las presas Taxhimay, Danxhó, Requena y Endhó sobre el río Tula tuvieran fuertes escurrimientos y derrames. El día 10 de julio de 1991 se presentó en el sitio del Proyecto Hidroeléctrico Zimapán un gasto pico de 576 m<sup>3</sup>/s, que corresponde prácticamente al del diseño de la obra de desvío de 600 m<sup>3</sup>/s; la sobreelevación inmediata de 4.50 m de la ataguía aguas arriba permitió incrementar la capacidad de regulación de dicha obra y no perder la fuerte inversión inicial hecha hasta ese momento.

El 20 de enero de 1992 se produjeron lluvias inusuales en la cuenca del río Santiago que ocasionaron una avenida extraordinaria de 9,000 m<sup>3</sup>/s en la presa de Aguamilpa. Aunque tres días después el caudal había disminuido a 1,000 m<sup>3</sup>/s, el 28 de enero se generó en el sistema un gasto de 7,770 m<sup>3</sup>/s. La decisión de haber construido un canal fusible permitió manejar la avenida, reduciendo el gasto pico a la mitad y evitando graves daños tanto a la cortina como en la planicie costera aguas abajo.

La definición de avenida de diseño se ha modificado en la medida que se ha avanzado en los criterios de seguridad que a la fecha se establecen; el ICOLD, define a la avenida de diseño como “la avenida de probabilidad conveniente y magnitud adoptada que permita asegurar la seguridad de la presa de acuerdo con el estándar apropiado de diseño en cuanto a seguridad para la presa y las consecuencias de falla”.

Indudablemente, la selección de la avenida de diseño es una de las principales decisiones que deben adoptarse para el diseño de una presa, ya que la principal causa de falla en presas es el desbordamiento por avenidas.

El análisis que se presentará en este trabajo, se enfocará en la falla de presas por factores hidrológicos, involucrando principalmente a la precipitación, escurrimientos y avenidas máximas. A este respecto, surge la pregunta encaminada a la seguridad del

diseño de la presa respecto a los factores hidrológicos: ¿Qué tan estable es el sistema hidrológico en el estudio de alguna cuenca en particular?, es decir, si en la cuenca se están o no modificando las condiciones de precipitación, ya que dentro del sistema lo que alimenta a la cuenca es la lluvia.

Es por este motivo que el presente trabajo se enfoca al estudio de la cuenca del río San Pedro-Mezquital, sobre la cual se encuentran algunas presas ya construidas y varios proyectos hidroeléctricos en estudio, entre los cuales uno de los más importantes es el Proyecto Hidroeléctrico (PH) Las Cruces y que tiene como objetivos principales los siguientes:

- Aprovechar los escurrimientos de la cuenca del río San Pedro-Mezquital, para generar energía eléctrica destinada al Sistema Interconectado Nacional.
- Contribuir al control de las avenidas acontecidas en la cuenca baja del río San Pedro, pues por su ubicación geográfica (vertiente del Océano Pacífico), en esta cuenca son comunes las precipitaciones derivadas de fenómenos hidrometeorológicos de tipo ciclónico, causando frecuentemente daños a poblaciones y/o áreas productivas de la planicie costera, al originar inundaciones de diversas magnitudes y duración.

A continuación se hace una breve descripción del contenido de esta tesis.

En el capítulo 1 se describirá la cuenca del río San Pedro-Mezquital desde su inicio en el estado de Durango, pasando por las presas ya construidas, sus afluentes y el sitio del PH Las Cruces, hasta llegar a la desembocadura en el océano Pacífico, por el estado de Nayarit.

En el capítulo 2 se describen los procedimientos estadísticos tanto puntual como regional que se utilizan para la estimación de los gastos máximos instantáneos, y que son la base para el tránsito de las avenidas y el dimensionamiento de la obra de control de la presa.

En la capítulo 3 se desarrolla un análisis de la precipitación con el objetivo de detectar si existe o no un cambio en su comportamiento tal que modificase el comportamiento de los escurrimientos que ingresan a la presa. Dicho análisis considera la información disponible de las estaciones climatológicas (EC) que tienen influencia sobre la cuenca en estudio.

De igual forma, en el capítulo 4 se analizarán los escurrimientos que se presentan en la estación aguas abajo del PH Las Cruces, que tiene por nombre estación hidrométrica (EH) San Pedro, localizada sobre la vía del ferrocarril Sud-Pacífico en la población Ruiz, Nayarit.

En el capítulo 5 se realiza la estimación de las avenidas de diseño necesarias para el dimensionamiento de las obras de desvío y excedencias.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones de este trabajo.

## **1. ZONA DE ESTUDIO**

### **1.1 Antecedentes**

El río San Pedro-Mezquital con cuenca aproximada de 26,000 km<sup>2</sup>, drena al Océano Pacífico con un volumen medio anual superior a los 2,800 Mm<sup>3</sup>, equivalente a 89 m<sup>3</sup>/s y es una de las corrientes más importantes de la región. Forma parte del extinto Sistema Hidráulico Interconectado del Noroeste (SHINO), mediante el cual se buscaba la optimización de los recursos en una región que se extiende a lo largo de más de mil kilómetros de la planicie costera de Nayarit, Sinaloa y Sonora; aprovechando 18 corrientes comprendidas desde el río Santiago hasta el valle del Yaqui.

La cuenca del río San Pedro-Mezquital presenta en su parte alta una gran meseta de aproximadamente 15,670 km<sup>2</sup>, siendo un 60% de la superficie total de la misma. En esta zona se ubica la ciudad de Durango y es donde se han construido varias presas (San Bartolo, Peña del Águila, Guadalupe Victoria, Sta. Elena y presa Francisco Villa o El Bosque) que aprovechan prácticamente toda el agua de esa región para el riego de terrenos agrícolas y que controlan las avenidas generadas en la misma.

El 90% del escurrimiento que drena el río San Pedro al Océano Pacífico se genera en el último 40% de la cuenca; porción que atraviesa la Sierra Madre Occidental y donde el promedio anual de lluvias es de aproximadamente 700 mm, con superficies propias como las del proyecto en que la altura media de precipitación llega a 1,600 mm/año. Esto ha ocasionado que en la planicie costera de Nayarit se presenten periódicamente avenidas de más de 6,000m<sup>3</sup>/s por efecto de tormentas tropicales y ciclones, provocando grandes daños al desarrollo económico de la región y a sus habitantes, que constantemente han solicitado a los gobiernos federal y estatal una obra que permita el pleno control de las crecientes del río San Pedro.

Además, ante el crecimiento poblacional, comercial e industrial del país, es necesario planear el incremento de la oferta de energía eléctrica que cubra las demandas de flujo eléctrico nacional, así como ofrecer seguridad en la infraestructura de esos sectores del país. Por lo que el proyecto deberá aprovechar los escurrimientos

del río San Pedro para la generación de energía eléctrica y a su vez ayudar al control de avenidas acontecidas en la cuenca del río San Pedro.

## 1.2 Localización y Acceso

El PH Las Cruces se localiza en la parte central del estado de Nayarit, a 65 km al norte de la ciudad de Tepic, a unos 30 km al noroeste de la Central Hidroeléctrica (CH) Aguamilpa y a 25 km al noreste del poblado de Ruíz (Cabecera Municipal y Estación del Ferrocarril Central del Pacífico), en los municipios de Ruíz y de Rosamorada, sobre el río San Pedro (Figura 1-1).



Figura 1-1 Localización y acceso del proyecto hidroeléctrico Las Cruces

Se ubica inmediatamente aguas abajo de la confluencia con el arroyo Rancho Viejo, a 6 km aguas arriba de la confluencia con el arroyo El Naranjo y a 38 km del cruce del río San Pedro con la vía del ferrocarril México – Cd. Juárez, véase la Figura 1-2.

El acceso se logra a partir de la ciudad de Tepic, Nay., por la carretera federal No. 15, Tepic-Nogales o por la autopista Tepic-Mazatlán; en el kilómetro 66 de la carretera federal se toma la desviación a la derecha de 5 km a Estación Ruíz, para llegar a la

población del Venado mediante un recorrido total de 22 km por camino pavimentado. Después se continúa por un camino de 17 km, que bordea la margen izquierda del río San Pedro hacia aguas arriba, pasando por las rancherías Malpaso, El Zopilote e Ixcatán del Pozolillo, hasta llegar a los poblados de San Pedro Ixcatán y Presidio, para seguir por una brecha de 9 km que llega hasta el sitio de la boquilla.



Figura 1-2 Ubicación hidrográfica del proyecto hidroeléctrico Las Cruces

### 1.3 Descripción general e hidrográfica de la cuenca del río San Pedro

El PH Las Cruces se sitúa en la Región Hidrológica No. 11 denominada Presidio - San Pedro, zona emplazada en la parte noroeste de la República Mexicana con una superficie aproximada de 52,000 km<sup>2</sup>. La división por regiones hidrológicas la establece la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en la Figura 1-3 se puede observar el mapa de éstas y la ubicación de la citada región.

La hidrografía de esta región es representada por siete corrientes principales que al descender de los flancos de la Sierra Madre Occidental desembocan en el Océano Pacífico. Las cuencas de los ríos San Pedro-Mezquital y Acaponeta integran el Sistema Hidrológico San Pedro-Acaponeta. El PH Las Cruces se ubica específicamente en la cuenca del río San Pedro-Mezquital -Subregión Hidrológica No. 11B, según la CONAGUA-.



Fuente: Estadísticas del Agua en México, Edición 2007, CONAGUA, página 24.

Figura 1-3 Ubicación de la región hidrológica No. 11 Presidio – San Pedro en el mapa de las Regiones Hidrológicas de la República Mexicana



La hidrografía de la región está compuesta de siete corrientes principales que al descender de los flancos de la Sierra Madre Occidental desembocan en el Océano Pacífico; en la Figura 1-4 se muestra un esquema de la hidrografía de la región hidrológica.



Figura 1-4 Corrientes de la Región Hidrológica No. 11

El PH Las Cruces se ubica específicamente en la cuenca del río San Pedro-Mezquital (Subregión Hidrológica No. 11B, según CONAGUA), la cual es localizable entre las coordenadas 21°45' y 24°35' de latitud norte y 104°00' y 105°10' de longitud oeste; limita al norte con las cuencas cerradas de lagunas de Santiaguillo y la del río San Juan, al sur y al oriente con la cuenca del río Santiago y al poniente con la del río Acaponeta y el Océano Pacífico. La cuenca del río San Pedro abarca parte de los estados de Durango, Nayarit y Zacatecas. Los 24 municipios comprendidos total o parcialmente por la cuenca del río San Pedro son los que se muestran en la Tabla 1-1, Figura 1-5 y Figura 1-6.



Figura 1-5 Estados que abarca la cuenca del río San Pedro-Mezquital

Tabla 1-1 Municipios comprendidos en la cuenca del río San Pedro. Fuente INEGI

NÚMERO	ESTADO O CLAVE DE MUNICIPIO	MUNICIPIO	CABECERA MUNICIPAL
<b>DURANGO</b>			
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	Salto, El
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
<b>NAYARIT</b>			
15	1	Acaponeta	Acaponeta
16	5	Huajicori	Huajicori
17	9	Del Nayar	Jesús María
18	10	Rosamorada	Rosamorada
19	11	Ruíz	Ruíz
20	15	Santiago Ixcuintla	Santiago Ixcuintla
21	18	Tuxpan	Tuxpan
<b>ZACATECAS</b>			
22	9	Chalchihuites	Chalchihuites
23	40	Sain Alto	Sain Alto
24	42	Sombrerete	Sombrerete

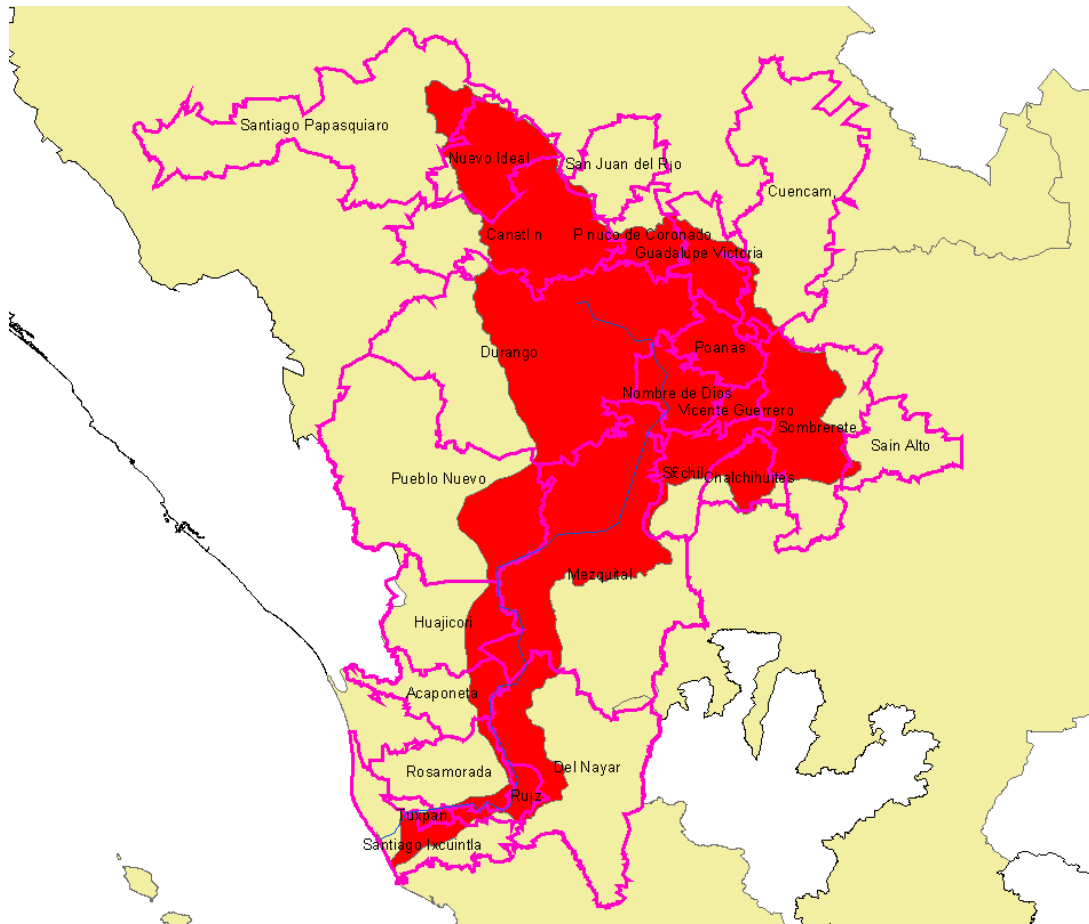


Figura 1-6 Municipios que abarca la cuenca del río San Pedro-Mezquital

La cuenca del río San Pedro-Mezquital es una de las más importantes de la región y a la vez una de las más complejas en cuanto a su hidrografía, ya que originalmente no comprendía la parte que se generaba dentro del Altiplano Septentrional, que era una cuenca cerrada, pero debido a un proceso de erosión progresiva pudo desaguar en el Océano Pacífico por medio del río San Pedro.

En la siguiente descripción puede remitirse a las figuras anteriores. El río San Pedro nace en el estado de Durango, con el nombre de río La Saucedá, a 75 km al noroeste de la ciudad capital del mismo nombre y a 30 km al poniente de la población de Canatlán, dentro del mismo estado. Inicia en el flanco sureste de la Sierra de la Magdalena con una elevación máxima de 3 227 msnm y sigue una dirección NW-SE;

después de un recorrido de 22 km, recibe por la margen derecha uno de sus principales afluentes, el río Canatlán. Conserva la misma dirección y tres kilómetros antes de llegar a la población del mismo nombre, se encuentra la presa de Caboraca con capacidad de 60 hm<sup>3</sup> e inicio de operaciones en 1992.

En el río La Saucedá en su paso por la población Canatlán, se encuentra localizada la estación hidrométrica Caboraca, instalada por la Secretaría Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) desde 1950, actualmente operada por la CONAGUA; mide los escurrimientos y el acarreo de sedimentos en suspensión de un área de cuenca hasta este sitio de 643 km<sup>2</sup>.

Inmediatamente después, una porción de las aguas del río La Saucedá, son desviadas 11 km con dirección Este a través de un canal alimentador que las lleva a la presa San Bartolo, construida sobre el arroyo de Los Mimbres, con una capacidad de 48,5 Mm<sup>3</sup> y la cual inició operaciones en 1956. En este mismo arroyo, también se encuentra la presa El Baluarte con una capacidad de 16 Mm<sup>3</sup> y un área de captación de 65,6 km<sup>2</sup> iniciando operaciones a partir de 1986; se localiza 35 km aguas arriba de la presa San Bartolo y a 21 km al norte de la población de Canatlán en el municipio del mismo nombre, Durango.

A 25 km aguas abajo de la confluencia del arroyo de Los Mimbres con el río La Saucedá, está la presa Peña del Águila con una capacidad de 30 Mm<sup>3</sup>, en un sitio próximo a la población de Juan B. Ceballos; en esta presa se almacenan también aportaciones del arroyo El Carpintero que descarga dentro del vaso por la margen derecha. Tres kilómetros aguas abajo de esta presa se encuentra la estación hidrométrica Peña del Águila, instalada desde 1953 con el fin de medir las extracciones y excedencias de la misma presa. Un kilómetro aguas abajo de esta estación existió la hidrométrica de Peña Blanca, la cual operó de 1943 a 1953.

A partir del sitio de la presa Peña del Águila, el río La Saucedá sigue con una dirección NW-SE, pasando a unos 15 km al NE de la ciudad de Durango y recibiendo por su margen derecha los afluentes El Tunal y El Santiago Bayacora. En el río El Tunal, con área drenada de 2 008 km<sup>2</sup>, se construyó desde 1961 la presa Presidente Guadalupe Victoria, con una altura de 71 m y una capacidad total de 80 Mm<sup>3</sup>, para

abastecer de agua potable a la ciudad de Durango y para regar 9 600 ha del Valle del Guadiana. Se ubica a unos 10 km al SW de la ciudad de Durango y aproximadamente a 35 km aguas arriba de la confluencia del río El Tunal con el río de La Saucedá.

A 1,2 km aguas abajo de esta presa Guadalupe Victoria se encuentra la estación hidrométrica El Pueblito que inició operaciones en 1960; así mismo, a 18.8 km de esta estación se encuentra operando desde 1943 la estación hidrométrica San Felipe, ubicada también a 3,5 km aguas arriba de la derivadora Navacoyán.

A ocho kilómetros aguas abajo de la confluencia con el río El Tunal, el río La Saucedá recibe por su margen derecha las aportaciones del río Santiago Bayacora. En este afluente, con un área de cuenca de 1,052 km<sup>2</sup>, se tiene construida desde 1988 la presa Santiago Bayacora, con altura de 62 m y capacidad total de 40 hm<sup>3</sup>. A 10 km aguas abajo de esta presa y sobre el mismo río Santiago Bayacora, se encuentra la estación hidrométrica Refugio Salcido, que entró en operación el año 1943.

A partir de la confluencia del río Santiago Bayacora, el río La Saucedá toma el nombre de río Durango. Con dicho nombre cambia a una dirección sur siendo cruzado 6 km aguas abajo por el ferrocarril México-Ciudad Juárez, cerca del poblado de Héroe de Nacozari. A 15 km aguas abajo de este cruce, la SRH opera desde 1955 y actualmente por CONAGUA, la estación hidrométrica El Saltito, que mide un área de cuenca de 10,135 km<sup>2</sup>.

Aproximadamente 16 km aguas abajo de la estación El Saltito y conservando aún la dirección sur, el río Durango recibe por su margen izquierda, cerca del poblado del Nombre de Dios, al río Súchil.

La cuenca del río Súchil, uno de los principales afluentes del río San Pedro, se encuentra dentro de los estados de Durango y Zacatecas teniendo como corriente principal al río Poanas y los afluentes Chalchihuites y Graseros. El río Súchil drena aproximadamente el 20% del área total de la cuenca del río San Pedro.

Los escurrimientos del río Poanas son regularizados por la presa Francisco Villa, construida de 1961 a 1968 con una altura de 56 m y una capacidad total de 78,7 millones de m<sup>3</sup>, para el riego de 5,500 ha y para control de avenidas de un área de captación de 1,386 km<sup>2</sup>. La presa se ubica a unos 500 m del poblado de Narciso

Mendoza y a 24 km al este de la población de Villa Unión, municipio del mismo nombre en el estado de Durango. En el sitio de la presa se encuentra la estación hidrométrica Narciso Mendoza, la cual opera desde 1958.

Así mismo, las aguas del río Graseros son regularizadas por la presa Santa Elena, Dgo., terminada su construcción en 1968, con una capacidad de 15 Mm<sup>3</sup> para riego en el Valle del Súchil. La presa se sitúa a unos 23.5 km aguas arriba de la confluencia con el río Súchil y 18 km aguas abajo de esta presa se encuentra la estación hidrométrica Graseros, ubicada precisamente 100 m aguas arriba del cruce del río Graseros con la carretera México-Ciudad Juárez y a unos siete km al oeste de la población de Vicente Guerrero, cabecera municipal en el estado de Durango.

Una vez recibidas las aportaciones del río Súchil, el río San Pedro continúa con recorrido hacia el mar conservando una dirección sur; antes de entrar a la zona montañosa en un sitio localizado 12 km aguas abajo de su confluencia con el río Súchil, la CFE instaló y operó durante los años de 1953 a 1957 la estación hidrométrica Acevedo con un área de cuenca de 15,489 km<sup>2</sup>.

A partir de este sitio el río San Pedro empieza a cruzar la Sierra Madre Occidental y labra un profundo valle en material sedimentario, pasando por el poblado de Mezquital, donde toma este nombre que conserva dentro del estado de Durango. 6 km aguas abajo de este poblado, la CFE opera desde 1983 la estación hidrométrica Mezquital.

De Mezquital hasta el poblado de Xoconoxtle, mantiene la dirección sur, después de haber recorrido desde el sitio de la estación Acevedo hasta Xoconoxtle 65 km; en este tramo, el cañón se profundiza cada vez más reduciendo su anchura hasta llegar al extremo a unos 20 km aguas abajo de Xoconoxtle, y no obstante el importante caudal que lleva, es posible cruzar la corriente mediante una viga atravesada y apoyada en los cantiles de ambas márgenes del río.

Precisamente en este sitio, es donde ocurrió el proceso de erosión tan activo que permitió desaguar la zona del altiplano antes descrita, hacia el Océano Pacífico; tal que al observar 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 separador de los escurrimientos que drenaban hacia el SW y al NE.

Aguas abajo del poblado Xoconoxtle, el río Mezquital recibe por su margen izquierda al Arroyo Hondo, a partir de este punto toma una dirección NE-SW y después de recorrer 42 km se incorpora por la margen derecha el río Taxicaringa; a 32 km de este último sitio se integra por la margen derecha el río Las Lajas, punto donde toma la dirección sur y entrar al estado de Nayarit después de un recorrido de tres kilómetros.

A 9 km aguas abajo de la confluencia del río Mezquital con el río Las Lajas, la CFE instaló en 1986 la estación hidroclimatológica La Muralla, ubicada en el municipio de Huajicori del mismo estado de Nayarit.

Dentro del estado de Nayarit, el río Mezquital conserva la dirección sur pasando por los poblados de San Buenaventura y San Blasito, recibiendo por su margen derecha en esta última población, al río San Blasito; sitio en donde cambia de nombre a río San Pedro, y en el que a unos metros aguas abajo se encuentra instalada la estación hidrométrica Pajaritos, en el municipio de Acaponeta, la cual es operada por la CONAGUA desde 1978.

Después de un recorrido de 35 km a partir de la confluencia con el río San Blasito, el río San Pedro recibe por su margen izquierda al arroyo El Rosario Viejo, pasando posteriormente por el pueblo de San Juan Corapan, donde también recibe por su margen izquierda al arroyo El Naranja o Agua Caliente, para después cambiar bruscamente de dirección sur a una poniente al llegar a la planicie costera, siendo cruzado por el ferrocarril Sud-Pacífico en la población de Ruiz, Nay. En este sitio de intersección del río San Pedro con la vía del ferrocarril, la SRH instaló desde 1944 la estación hidrométrica San Pedro, la cual es operada actualmente por la CONAGUA y mide un área de cuenca de 25,800 km<sup>2</sup>.

Aguas abajo de la estación hidrométrica, el río San Pedro cruza la carretera federal México–Nogales, para después pasar por la población de Tuxpan y descargar finalmente en la Laguna Grande de Mexcaltitán; habiendo sido su desarrollo total de unos 255 km y drenado un área de cuenca hasta su desembocadura de 29,098 km<sup>2</sup>.

En la margen derecha de este último tramo de río San Pedro y a unos 5 km aguas arriba de la estación hidrométrica San Pedro, también existe una derivación de agua, con toma directa al río y en canal, para satisfacer una superficie de riego de esa misma margen del río. Sobre el canal y a unos 4 km aguas abajo de la toma, la SRH instaló desde 1961 la estación hidrométrica Canal Principal Margen Derecha, la cual es operada actualmente por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

El régimen de los escurrimientos de esta corriente se caracteriza por tener más o menos definido tanto el período de avenidas, como el de secas. El período de mayores escurrimientos se inicia generalmente a partir de los últimos días de junio y principios de julio, terminando en el mes de octubre, siendo casi siempre el mes de septiembre el más abundante. El período de estiaje comprende los meses de noviembre a mayo en el que los escurrimientos son bajos o prácticamente nulos, con excepción de algunas avenidas de invierno que ocurren indistintamente en noviembre, diciembre, enero o febrero; dichas avenidas no se presentan todos los años, sino en una forma irregular. En la Figura 1-7 se presenta la hidrografía de la cuenca del río San Pedro-Mezquital, así como la ubicación de las estaciones hidrométricas señaladas en esta parte del texto.



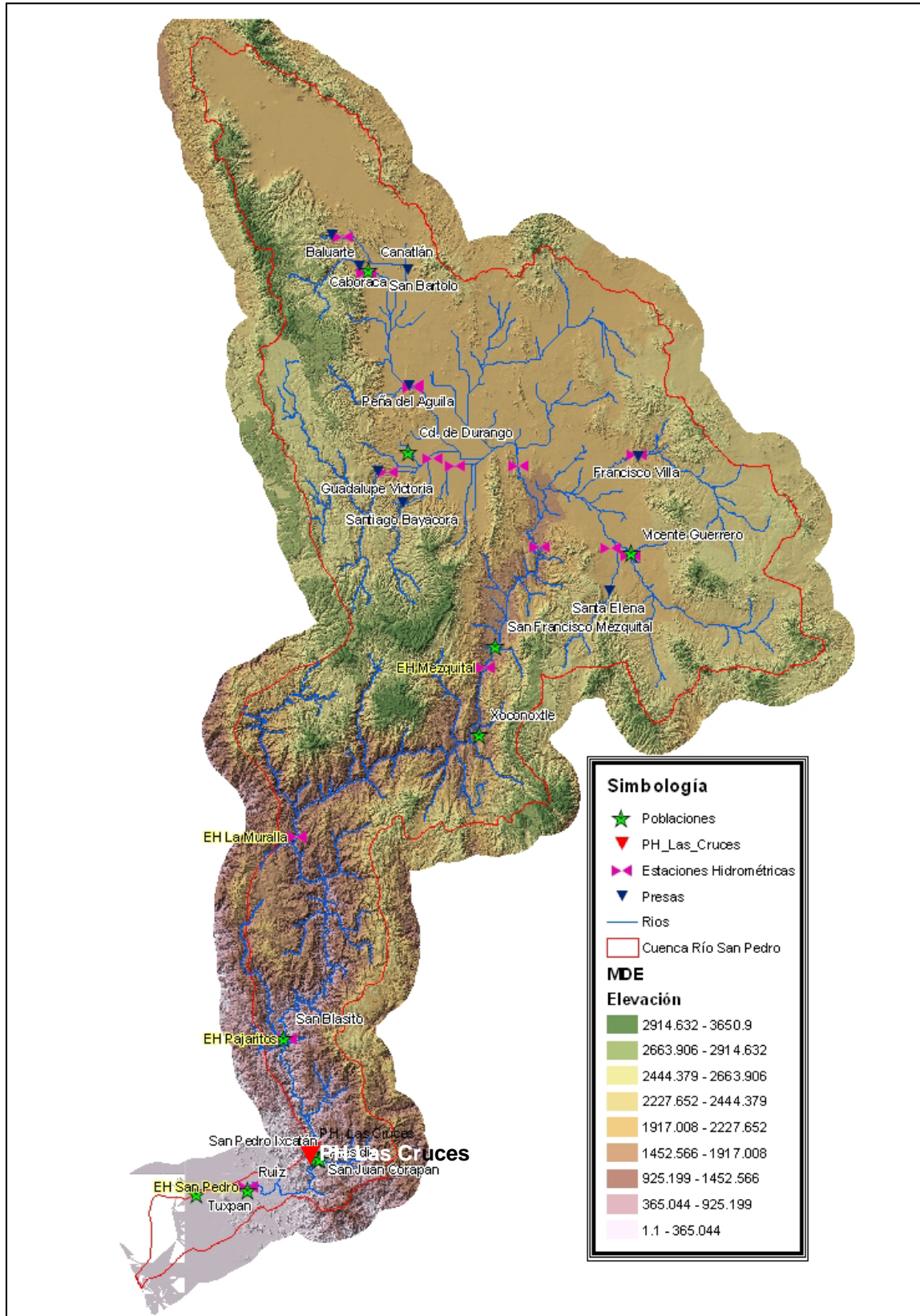


Figura 1-7 Hidrografía de la cuenca del río San Pedro

## 2. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS DE EVENTOS EXTREMOS

En este capítulo se hará una breve descripción de los procedimientos estadísticos tanto puntual como regional que se utilizarán para la estimación de los gastos máximos instantáneos empleados en este trabajo.

Para la estimación de los eventos hidrológicos asociados a cierto periodo de retorno se requiere realizar un adecuado análisis de frecuencias de eventos extremos. Dicho análisis requiere de la determinación de las características estadísticas de la muestra, la aplicación de pruebas de homogeneidad e independencia, y de la obtención de la distribución de probabilidad que mejor ajusta a la muestra analizada, para lo cual se han conjuntado estos elementos en los siguientes grandes grupos:

- Estadísticos muestrales
- Periodo de Retorno
- Pruebas de homogeneidad e independencia
- Teoría distribucional
- Prueba de bondad de ajuste

### 2.1 Estadísticos muestrales

Las técnicas de estimación de parámetros de las distribuciones de probabilidad hacen uso de las características estadísticas de las series de tiempo analizadas. Las características principales son:

Media

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.1)$$

Donde

$\bar{x}$  Media de la muestra

n Número de datos de la muestra

$x_i$  variable a analizar

Varianza no sesgada

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (2.2)$$

Donde

S Varianza no sesgada

n Número de datos de la muestra

$\bar{x}$  Media de la muestra

$x_i$  variable a analizar

Coficiente de asimetría no sesgado

$$g = \frac{\left\langle \frac{[n(n-1)]^{1/2}}{(n-2)} n^{1/2} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \right\rangle}{\left( \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^{(3/2)}} \quad (2.3)$$

Donde

n Número de datos de la muestra

$\bar{x}$  Media de la muestra

$x_i$  variable a analizar

Coficiente de curtosis no sesgado

$$k = 3 + \left\langle \frac{(n-1)}{(n-2)(n-3)} \{[(n-1)g_1] + 6\} \right\rangle \quad (2.4)$$

Donde

$$g_1 = \left\{ \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{\left( \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right)^2} \right\} - 3 \quad (2.5)$$

$n$  Número de datos de la muestra

Coefficiente de variación

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad (2.6)$$

Donde

$S$  Varianza no sesgada

$\bar{x}$  Media de la muestra

## 2.2 Periodo de retorno

El período de retorno se define como el número de años que transcurren en promedio para que un evento de magnitud dada  $x$  sea igualado o excedido por lo menos una vez en ese periodo de tiempo.

$$T = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{[1 - P(X \leq x)]} \quad (2.7)$$

Ley empírica de Weibull:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (2.8)$$

Donde

$n$  Tamaño de la muestra analizada en años.

$m$  Número de orden del registro.

Probabilidad de no excedencia:

$$F(X \leq x) = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.9)$$

### 2.3 Pruebas de homogeneidad e independencia

Las características estadísticas de las series hidrológicas, como la media, desviación estándar y los coeficientes de correlación serial, se afectan cuando la serie presenta tendencia en la media o en la varianza, o cuando ocurren saltos negativos o positivos; tales anomalías son producidas por la pérdida de homogeneidad o consistencia.

En general, la falta de homogeneidad de los datos es inducida por las actividades humanas como la deforestación, apertura de nuevas áreas al cultivo, rectificación de cauces, construcción de embalses y reforestación. También es producto de los procesos naturales súbitos, como incendios forestales, terremotos, deslizamiento de laderas y erupciones volcánicas.

Las pruebas estadísticas que miden la homogeneidad de una serie de datos presentan una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla. En este trabajo se aplican las técnicas de Helmert,  $t$  de Student y Cramer (Escalante, Reyes, 2008).

Adicionalmente, se emplea la prueba de independencia de Anderson (Salas et al, 1988) para verificar si las muestras analizadas están formadas por variables aleatorias, requisito indispensable para aplicar el análisis de frecuencias.

#### 2.3.1 Prueba estadística de Helmert

Esta prueba es sencilla y consiste en analizar el signo de las desviaciones de cada evento  $Q_i^j$  de la serie  $j$  para  $i = 1, 2, \dots, n_j$ , con respecto a su valor medio  $\bar{Q}^j$ . Si una desviación de un cierto signo es seguida de otra del mismo signo, entonces se dice que se forma una secuencia  $S$ , de lo contrario se considera como un cambio  $C$ .

La serie se considera homogénea si se cumple

$$-\sqrt{n_j - 1} \leq (S - C) \leq \sqrt{n_j - 1} \quad (2.10)$$

### 2.3.2 Prueba estadística $t$ de Student

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

Si se considera una serie  $Q_i^j$  para  $i = 1, 2, \dots, n_j$ , del sitio  $j$ , la cual se divide en dos conjuntos de tamaño  $n_1 = n_2 = \frac{n_j}{2}$ , entonces, el estadístico de prueba se define con la expresión

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{\left[ \frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right) \right]^{1/2}} \quad (2.11)$$

Donde

$\bar{x}_1, S_1^2$  Media y varianza de la primera parte del registro de tamaño  $n_1$ .

$\bar{x}_2, S_2^2$  Media y varianza de la segunda parte del registro de tamaño  $n_2$ .

El valor absoluto de  $t_d$  se compara con el valor de la distribución  $t$  de Student de dos colas con  $\nu = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel  $\alpha = 0.05$ . Sí y sólo si el valor absoluto de  $t_d$  es mayor que el de la distribución  $t$  de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto la serie  $Q_i^j$  se considera no homogénea.

### 2.3.3 Prueba estadística de Cramer

Esta prueba se utiliza con el propósito de verificar homogeneidad en el registro  $Q_i^j$  de la serie  $j$  para  $i=1,2,\dots,n_j$ , y también para determinar si el valor medio no varía significativamente de un período de tiempo a otro. Con este propósito se consideran tres bloques, el primero, del tamaño total de la muestra  $n_j$ ; el segundo de tamaño  $n_{60}$  (60% de los últimos valores de la muestra  $n_j$ ); y el tercero de tamaño  $n_{30}$  (30% de los últimos valores de la muestra  $n_j$ ). La prueba compara el valor de  $\bar{Q}^j$  del registro total con cada una de las medias de los bloques elegidos  $\bar{Q}_{60}^j$  y  $\bar{Q}_{30}^j$ . Para que se considere la serie analizada como estacionaria en la media, se deberá cumplir que no existe una diferencia significativa entre las medias de los bloques.

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j}, \text{ para una sola muestra analizada } j = 1 \quad (2.12)$$

$$S_Q^j = \left[ \frac{1}{(n_j - 1)} \sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2 \right]^{1/2} \quad (2.13)$$

$$\bar{Q}_{60}^j = \sum_{k=1}^{n_{60}} \frac{Q_k^j}{n_{60}} \quad (2.14)$$

$$\bar{Q}_{30}^j = \sum_{k=1}^{n_{30}} \frac{Q_k^j}{n_{30}} \quad (2.15)$$

$$\tau_{60}^j = \frac{\bar{Q}_{60}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (2.16)$$

$$\tau_{30}^j = \frac{\bar{Q}_{30}^j - \bar{Q}^j}{S_Q^j} \quad (2.17)$$

$$t_w = \left\{ \frac{n_w(n_j - 2)}{n_j - n_w [1 + (\tau_w^j)^2]} \right\}^{1/2} |\tau_w^j| \quad \text{para } w = 60 \text{ y } w = 30 \quad (2.18)$$

El estadístico  $t_w$  tiene distribución  $t$  de Student de dos colas con  $\nu = n_1 + n_2 - 2$  grados de libertad y para un nivel  $\alpha = 0.05$ . Sí y solo si el valor absoluto de  $t_w$ , para  $w = 60$  y  $w = 30$ , es mayor que el de la distribución  $t$  de Student, se concluye que la diferencia entre las medias es evidencia de inconsistencia y por lo tanto la serie  $Q_i^j$  se considera no homogénea.

### 2.3.4 Prueba de independencia de eventos

Para probar que la muestra  $Q_i^j$  de la serie  $j$  para  $i = 1, 2, \dots, n_j$  esta compuesta por variables aleatorias, se puede aplicar la prueba de independencia de Anderson (Salas *et al*, 1988), la cual hace uso del coeficiente de autocorrelación serial  $r_k^j$  para diferentes tiempos de retraso  $k$ . Si se analiza un solo registro, entonces  $j = 1$ .

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

$$r_k^j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k} (Q_i^j - \bar{Q}^j)(Q_{i+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j} (Q_i^j - \bar{Q}^j)^2}; \text{ para } r_0^j = 1 \text{ y } k = 1, 2, \dots, \frac{n_j}{3} \quad (2.19)$$

Donde

$$\bar{Q}^j = \sum_{i=1}^{n_j} \frac{Q_i^j}{n_j} \quad (2.20)$$

Además, los límites al 95% de confianza para  $r_k^j$  se pueden obtener como

$$r_k^j(95\%) = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{(n_j - k - 1)}}{n_j - k} \quad (2.21)$$

La gráfica de los valores estimados para  $r_k^j$  (ordenadas) contra los tiempos de retraso  $k$  (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se llama correlograma de la muestra (Figura 2-1).



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

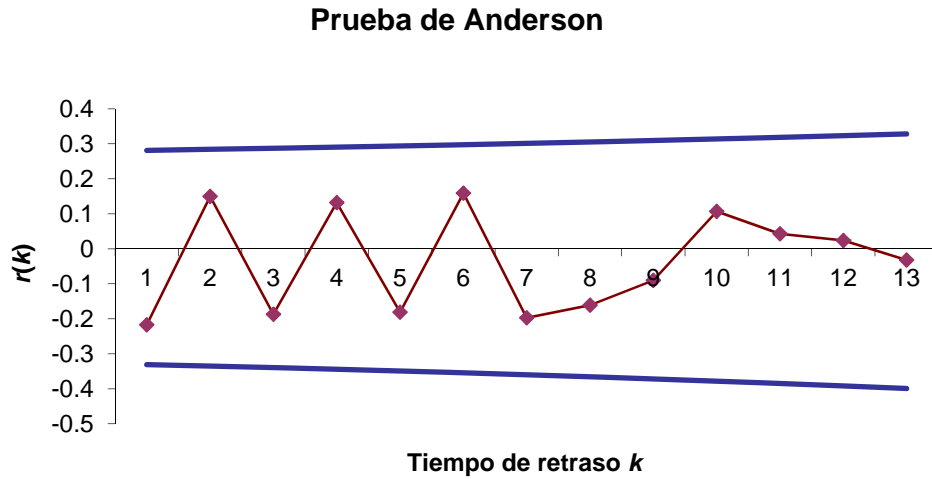


Figura 2-1 Correlograma de una serie de datos considerada como independiente.

## 2.4 Teoría distribucional

A continuación se presentan las principales distribuciones de probabilidad empleadas en la práctica hidrológica, y que fueron utilizadas tanto para el análisis puntual como regional (Escalante y Reyes, 2005):

### *Distribución Normal*

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.22)$$

Donde

$\mu$  Parámetro de ubicación

$\sigma$  Parámetro de escala

*Distribución Log Normal con dos parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-1/2\left[\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2}, \quad x > 0 \quad (2.23)$$

Donde

$\mu_y$     Parámetro de ubicación

$\sigma_y$     Parámetro de escala

*Distribución Log Normal con tres parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad x > x_0 \quad (2.24)$$

Donde

$x_0$     Parámetro de ubicación

$\mu_y$     Parámetro de forma

$\sigma_y$     Parámetro de escala

*Distribución Gamma con dos parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)} \quad (2.25)$$

Donde

$\alpha$     Parámetro de escala

$\beta$     Parámetro de forma

$\Gamma\beta$     Función gamma completa

*Distribución Gamma con tres parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left( \frac{x-x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \quad \begin{matrix} \alpha > 0 \\ x_0 \leq x < \infty \\ \gamma > 0 \end{matrix} \quad (2.26)$$

Donde

$x_0$     Parámetro de ubicación

$\alpha$      Parámetro de escala

$\beta$      Parámetro de forma

*Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel)*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}} \quad -\infty < x < \infty, \quad \alpha > 0 \quad (2.27)$$

Donde

$u$      Parámetro de ubicación

$\alpha$      Parámetro de escala

*Distribución general de valores extremos (GVE)*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left[1-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)^\beta\right]^{1/\beta}} \left(1-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)^\beta\right)^{\frac{1}{\beta}-1} \quad (2.28)$$

Donde

$u$      Parámetro de ubicación

$\alpha$      Parámetro de escala     $\alpha > 0$

$\beta$      Parámetro de forma

**Distribución Gumbel Mixta:**

$$f(x) = \frac{p}{\alpha_1} e^{-e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)}} e^{-\left(\frac{x-u_1}{\alpha_1}\right)} + \frac{(1-p)}{\alpha_2} e^{-e^{-\left(\frac{x-u_2}{\alpha_2}\right)}} e^{-\left(\frac{x-u_2}{\alpha_2}\right)} \quad (2.29)$$

Donde

$U_1$  Parámetro de ubicación de la primera población

$\alpha_1$  Parámetro de escala de la primera población

$U_2$  Parámetro de ubicación de la segunda población

$\alpha_2$  Parámetro de escala de la segunda población

$p$  Parámetro de asociación

Las técnicas de estimación de parámetros son las de momentos convencionales (M), máxima verosimilitud (MV), máxima entropía (ME), momentos-L (LM) y momentos de probabilidad pesada (MPP). Los procedimientos para la obtención de dichos parámetros se pueden consultar en Escalante y Reyes (2005).

## 2.5 Prueba de bondad de ajuste

Kite (1988) propuso un estadístico que permite seleccionar la mejor opción, entre diferentes modelos en competencia para ajustar una muestra de datos  $Q_i^j$  con  $i = 1, 2, \dots, n_j$ , de un sitio  $j$ .

Este estadístico es conocido como el error estándar de ajuste, y tiene la forma

$$EEA = \left[ \frac{\sum_{i=1}^{n_j} (\hat{Q}_T^j - Q_T^j)^2}{n_j - mp} \right]^{1/2} \quad (2.30)$$

Donde

$Q_T^j$  Eventos registrados ordenados de mayor a menor con un periodo de retorno y una probabilidad de no excedencia.

$\hat{Q}_T^j$  Eventos estimados por cierta distribución de probabilidad para cada periodo de retorno  $T$  asignado a la muestra ordenada  $Q_i^j$  de tamaño  $n_j$ .

$mp$  Número de parámetros de la distribución ajustada:

$mp = 2$  Para la Normal, Log Normal-2, Gamma-2, Gumbel

$mp = 3$  Para la Log Normal-3, Gamma-3, GVE

$mp = 5$  Para la Gumbel mixta

## 2.6 Análisis Regional Hidrológico

El análisis de frecuencias se emplea para estimar eventos de cierto periodo de retorno  $Q_T$ , en un sitio de proyecto. Si el periodo de retorno  $T$  es grande, comparado con la longitud  $n$  de la serie analizada, entonces el error del estimador  $\hat{Q}_T$  puede ser muy alto e ineficiente para propósitos de diseño. Más aún, en algunos sitios de interés se carece de información hidrométrica, lo que dificulta la obtención de  $\hat{Q}_T$ . Estos inconvenientes han propiciado la generación de modelos de estimación regional, los cuales hacen uso de las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca en el sitio de estudio y/o de sus cuencas vecinas. La mayoría de las técnicas regionales se basan en series de máximos anuales y unos pocos en series de excedentes anuales.

## 2.7 Técnica Estaciones-año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro estandarizado de eventos, el cual una vez que se construye se ajusta a un conjunto de distribuciones de probabilidad. Esta técnica regional a diferencia de otras no requiere que las muestras tengan una longitud de registro común (Cunnane, 1988). Con referencia al tamaño de muestra aceptable en cada muestra participante en el

análisis, se recomienda que al menos sea de 10 años. Esta recomendación no es del todo estricta, ya que si se tiene un sitio con, por ejemplo, 9 años, pero dentro de este están eventos extremos que puedan afectar el comportamiento del fenómeno en la región, entonces se deberán incluir en el estudio.

Existe otra recomendación en cuanto el número de estaciones-año que se requieren para una correcta estimación del evento  $\hat{Q}_T$ , y es que  $L \geq 5T$  donde T es el periodo de retorno requerido en años.

La secuencia puede resumirse como

**Paso 1.** Probar dentro de región analizada la homogeneidad de las series de datos. Para este propósito se emplean las técnicas del subcapítulo 2.3.

**Paso 2.** Con las expresiones (2.1) a (2.6) se obtienen los estadísticos muestrales de las series  $Q_i^j: \bar{x}_j, S_j^2, S_j, g_j, k_j, Cv_j$  para  $i=1, \dots, n$  años y  $j=1, \dots, ms$  sitios.

**Paso 3.** Para cada serie  $j$  se verifica mediante la prueba de Anderson la independencia de eventos (expresiones 2.19 a 2.21).

**Paso 4.** Para cada serie  $j$  se genera una muestra modulada de la forma

$$q_i^j = \frac{Q_i^j}{Q^j} \quad (2.31)$$

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

**Paso 6.** El registro se ordena de mayor a menor y se le asigna un periodo de retorno y una probabilidad de no excedencia (expresiones 2.7 a 2.9).

**Paso 7.** Al registro formado en el paso 5 se le ajustan las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos (Normal, Log normal con 2 y 3 parámetros, Gamma con 2 y 3 parámetros, Gumbel, General de Valores Extremos y Gumbel Mixta (expresiones 2.22 a 2.29), y se selecciona aquel que proporcione el mínimo error estándar de ajuste (expresión 2.30).

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

$$(q)_T^R = \left( \frac{Q}{\bar{Q}} \right)_T^R, \quad T = 2, 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000, 5000 \text{ y } 10,000 \text{ años} \quad (2.32)$$

**Paso 9.** Si se quiere obtener un evento  $\hat{Q}_T^j$  en un sitio  $j$  que tiene escasa información, basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior por el correspondiente valor de  $\bar{Q}^j$ . Por el contrario, si se desea un evento  $\hat{Q}_T^e$  en un sitio no aforado ( $e$ ) que esté dentro de la región, se debe construir la relación  $\bar{Q}^j - A_j$ , donde  $A_j, j=1, \dots, ms$  son las áreas drenadas, para que a partir de ella se pueda inferir el valor correspondiente de  $\bar{Q}^e$  para el área  $A_e$  del sitio ( $e$ ). Esta última relación puede ser del tipo lineal, potencial o polinomial.

### **3. ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN**

#### **3.1 Justificación**

Se sabe que la lluvia es la alimentadora principal dentro de un sistema hidrológico, y esa lluvia al momento de transformarse en escurrimiento da como resultado los gastos máximos instantáneos, los cuales son utilizados para el diseño de las obras de desvío y excedencias; sin embargo, para tener confiabilidad de utilizar estos gastos máximos instantáneos, se debe realizar un análisis de precipitación para saber si la lluvia que se está generando dentro del sistema hidrológico está aumentando o disminuyendo con respecto al tiempo, porque si así fuera, esto implicaría que las condiciones que hacen el impulso y que después se transforman en escurrimiento pudiesen cambiar. Por lo tanto, al realizar el análisis de la precipitación puede determinarse si el sistema hidrológico de la cuenca es estable o no lo es y de esta manera concluir si los gastos máximos registrados son o no confiables para el diseño de la estructura de control de la presa.

#### **3.2 Información climatológica**

A partir del programa Extractor Rápido de Información Climatológica v. II<sup>1</sup> (ERIC II) se obtuvo información mensual y diaria de cada año de registro correspondiente a la precipitación de cada una de las estaciones climatológicas que forman parte de la cuenca del río San Pedro y las cercanas a ésta, cubriendo parte de los estados de Durango, Nayarit, Sinaloa y Zacatecas. Dicha información quedó comprendida por 16 estaciones, véase la localización de éstas en la Figura 3-1. En el Tabla 3-1 se muestran las características generales y el periodo disponible de información de dichas estaciones climatológicas.

---

<sup>1</sup>Base de datos editada por el Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua (IMTA).



### 3.2.1 Precipitación

Con base en la información de precipitación extraída para las 16 estaciones climatológicas se observa que los períodos entre éstas son homogéneos, como lo muestran los datos de la Tabla 3-1 , indica que el registro de precipitaciones de las estaciones climatológicas fluctúa entre 1950 y 2010. Para lograr este registro común se aplicó la técnica de interpolación de la distancia inversa con parámetro beta igual a dos.

En la Tabla 3-2 se muestran los registros de precipitación anual y en la Tabla 3-3 la precipitación máxima diaria de las estaciones climatológicas analizadas. De la Tabla 3-4 a la Tabla 3-19 se encuentra la información de las 16 estaciones climatológicas.

Tabla 3-1 Características generales de las estaciones climatológicas con influencia en el PH Las Cruces

Nombre de la Estación	Clave	Estado	Localización No. de carta	Elevación msnm	Coordenadas		Periodo de registro	Precipitación pluvial media (mm)	Evaporación bruta media anual (mm)
					LN	LW			
Canatlan	10090	Durango	F13B13	2000	24°33'14.40"	104°44'31.20"	1950-2010	547.849	2140.409
Cucharas	18007	Nayarit	F13A59	830	22°49'4.80"	105°18'18.00"	1950-2010	1314.618	1498.262
Durango	10092	Durango	G13D81	1885	24°11'2.00"	104°40'12.00"	1950-2010	451.398	2630.048
El Naranjo	10187	Durango	G13D66	1650	24°37'30.00"	103°18'21.60"	1950-2010	435.192	2061.687
Huajicori	18012	Nayarit	F13A69	80	22°38'16.80"	105°19'15.60"	1950-2010	1395.333	1192.511
Jesús María	18018	Nayarit	F13B72	610	22°15'18.00"	104°30'57.60"	1950-2010	837.909	2200.33
Mesa de Pedro y Pablo	18084	Nayarit	F13A79	820	22°25'58.80"	105°10'15.60"	1950-2010	1571.862	1148.333
Mezquitil (GNA)	10046	Durango	F13B32	1420	23°28'48.00"	104°22'48.00"	1950-2010	504.995	2093.568
Puerta de Platanares	18026	Nayarit	F13D11	110	21°55'4.80"	104°59'6.00"	1950-2010	2446.683	1189.995
San Francisco Mezquitil	10065	Durango	F13B32	1500	23°28'12.00"	104°24'0.00"	1950-2010	481.685	
San José Acevedo	10066	Durango	F13B13	1750	23°48'36.00"	104°16'12.00"	1950-2010	451.607	
San Pedro Ruiz	18032	Nayarit	F13C19	24	21°57'36.00"	105°8'34.80"	1950-2010	1510.011	1914.38
Santa Bárbara	10103	Durango	F13B11	2316	23°48'0.00"	104°54'0.00"	1950-2010	808.578	1626.992
Santiago Bayacora	10076	Durango	F13B12	1900	23°53'60.00"	104°36'0.00"	1950-2010	581.953	0.000
Canatlan (SMN)	10002	Durango		1960	24°33'13.00"	104°44'32.00"	1950-2010		
Tachichilpa	18035	Nayarit	F13A59	367	22°47'52.80"	105°15'54.00"	1950-2010	1281.500	1951.933



Figura 3-1 Estaciones climatológicas utilizadas en la información de registros de precipitación





Tabla 3-4 Precipitación Mensual de la Estación Canatlán

Precipitación Mensual de la Estación													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA: RIO SAN PEDRO											CLAVE : 10002		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	2.4	3.0	5.0	1.4	26.9	25.7	137.0	114.2	72.0	5.8	0.0	0.0	393.5
1951	0.0	0.0	15.3	0.8	1.0	52.3	120.2	59.4	150.0	50.7	8.3	10.1	468.1
1952	0.0	0.0	1.3	12.0	2.1	118.2	59.3	52.3	20.9	1.1	0.9	6.5	274.7
1953	0.0	61.6	4.5	1.8	10.0	18.5	51.0	136.9	64.8	32.8	0.0	31.9	413.8
1954	0.0	0.0	0.0	6.4	1.0	44.9	138.2	192.9	43.0	18.2	0.0	8.3	452.9
1955	16.7	0.0	0.0	0.0	1.7	34.1	64.8	152.9	46.6	30.8	17.4	0.0	365.1
1956	0.0	0.0	0.0	10.0	38.0	61.1	70.5	82.3	40.9	10.4	17.5	5.0	335.6
1957	2.3	1.8	5.0	0.0	14.7	3.3	50.2	56.9	48.2	45.6	0.0	1.4	229.3
1958	16.5	3.0	4.4	16.1	7.9	181.0	44.2	149.6	154.3	196.3	33.8	12.8	820.0
1959	0.0	1.5	0.0	11.0	9.2	18.8	53.4	130.7	32.5	80.7	3.0	3.9	344.5
1960	2.8	5.0	0.0	3.2	1.0	15.8	166.3	155.4	52.3	42.3	0.7	14.9	459.8
1961	26.9	0.0	0.0	10.0	25.5	211.5	390.3	104.5	28.0	4.0	0.0	0.0	800.7
1962	0.0	0.0	22.5	1.0	0.3	114.0	237.0	167.0	186.0	45.0	0.0	22.9	795.7
1963	0.0	0.0	0.0	22.0	16.0	36.0	174.0	157.0	163.0	33.0	5.0	14.0	620.0
1964	0.0	5.0	2.0	0.0	18.5	108.0	56.0	160.0	245.0	31.0	3.0	0.0	628.5
1965	7.0	8.0	0.0	14.0	1.0	24.0	72.0	77.0	129.0	0.0	7.0	21.0	360.0
1966	0.0	5.0	0.0	8.0	26.0	90.0	110.0	169.0	23.0	7.0	0.0	0.0	438.0
1967	10.0	0.0	0.0	0.0	7.0	82.0	72.0	154.0	42.0	7.0	0.0	8.0	382.0
1968	3.0	3.0	60.0	2.0	0.0	54.0	206.0	88.0	197.0	16.0	18.0	26.0	673.0
1969	2.0	2.0	0.0	0.0	4.0	9.0	133.0	61.0	81.0	36.0	15.0	32.0	375.0
1970	0.0	32.0	0.0	0.0	0.0	247.0	155.0	126.0	223.0	24.0	0.0	0.0	807.0
1971	10.0	0.0	0.0	0.0	9.0	98.0	123.0	121.0	110.0	75.0	0.0	8.0	554.0
1972	5.0	0.0	0.0	0.0	44.0	73.0	116.0	92.0	81.0	7.0	45.0	2.0	465.0
1973	9.0	18.0	0.0	0.0	15.0	67.0	169.0	353.0	103.0	15.0	0.0	2.0	751.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	40.0	131.4	155.1	227.0	23.0	3.0	47.0	632.6
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	16.0	120.0	56.0	37.0	40.0	0.0	23.0	294.0
1976	5.0	0.0	0.0	0.0	20.0	130.0	262.0	53.0	286.0	51.0	11.0	7.0	825.0
1977	22.0	0.0	0.0	0.0	0.0	118.0	122.0	84.0	30.0	38.0	0.0	0.0	414.0
1978	0.0	0.0	0.0	0.0	15.6	6.0	159.0	139.0	120.0	46.0	0.0	0.0	485.6
1979	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	102.0	140.1	24.0	0.0	6.0	0.0	299.1
1980	10.0	10.0	0.0	0.0	2.0	0.0	109.0	124.0	176.0	52.0	0.0	0.0	483.0
1981	39.0	2.0	0.0	55.0	3.0	124.0	102.5	133.3	101.0	81.5	0.0	25.0	666.3
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	143.5	38.0	19.5	5.5	42.0	40.5	291.0
1983	19.0	0.0	6.0	0.0	26.0	10.0	86.7	133.0	151.0	78.0	0.0	0.0	509.7
1984	55.0	0.0	0.0	4.0	1.0	141.5	209.0	117.0	67.0	2.0	5.0	22.0	623.5
1985	64.0	0.0	0.0	1.0	0.0	90.0	101.0	63.0	101.0	21.0	0.0	0.0	441.0
1986	0.0	1.0	0.0	2.0	11.0	52.0	121.0	17.0	181.0	21.0	0.0	22.0	428.0
1987	48.0	20.0	0.0	0.0	31.0	15.0	180.0	339.7	104.5	0.0	6.0	19.0	763.2
1988	0.0	0.0	0.0	5.0	0.0	127.0	255.0	104.0	38.0	0.0	0.0	19.0	548.0
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	11.0	0.0	36.5	102.0	48.2	27.0	79.0	7.0	310.7
1990	12.7	0.0	0.0	0.0	5.0	4.0	283.0	144.6	161.0	57.0	32.0	0.0	699.3
1991	1.0	2.0	0.0	0.0	0.0	42.0	368.0	142.7	166.0	25.0	0.0	49.0	795.7
1992	118.0	4.0	1.0	0.0	18.0	0.0	76.0	118.0	63.0	21.0	1.0	0.0	420.0
1993	0.0	0.0	0.0	2.0	4.0	144.0	135.6	64.6	220.5	11.0	13.0	0.0	594.7
1994	14.0	0.0	5.0	1.0	1.0	81.0	88.0	41.0	47.0	49.0	0.0	0.0	327.0
1995	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	19.0	162.0	87.0	55.0	4.0	6.0	338.7
1996	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	100.2	84.0	203.0	87.3	55.0	4.0	6.0	540.4
1997	39.0	14.0	38.0	29.0	7.0	31.7	56.0	47.7	95.0	34.0	14.0	3.0	408.5
1998	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	22.0	69.0	127.0	35.0	40.0	2.0	0.0	302.0
1999	0.0	0.0	0.0	1.4	1.1	100.4	170.8	74.8	46.5	4.3	11.9	2.2	413.5
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	38.0	197.0	76.8	113.0	78.5	73.0	0.0	0.0	576.3
2001	0.0	0.0	9.5	23.0	28.0	40.0	148.0	85.5	52.5	40.5	2.5	0.0	429.5
2002	3.0	15.5	0.0	7.5	50.9	55.5	172.4	107.1	76.1	39.7	37.0	0.0	564.8
2003	8.0	0.7	0.0	0.7	39.0	113.4	113.1	154.9	173.8	55.1	0.0	0.4	659.1
2004	46.9	0.0	17.9	14.6	0.0	90.7	109.7	172.5	201.3	2.9	21.0	0.0	677.6
2005	4.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.7	224.9	140.8	40.1	16.5	2.2	0.0	439.2
2006	12.7	0.0	0.0	0.0	17.5	120.7	144.2	141.6	104.0	39.3	0.0	6.6	586.6
2007	3.6	0.0	0.0	1.8	0.0	151.0	125.1	131.9	28.7	3.9	0.0	0.0	446.1
2008	0.0	1.4	0.0	5.0	4.9	37.4	205.9	189.0	88.9	25.2	0.0	0.0	557.7
2009	1.6	0.0	0.0	0.0	17.7	72.4	119.6	119.0	130.5	61.4	16.6	0.8	539.6
2010	5.5	30.8	2.2	0.0	0.3	39.9	178.0	13.3	143.6	0.0	0.0	0.0	413.5
Media	10.9	4.4	3.3	4.5	10.5	67.5	134.0	121.4	101.2	32.9	8.0	8.8	507.4
Desv. Est.	20.4	10.2	9.8	9.2	13.0	58.6	74.2	61.0	66.5	31.3	14.4	12.4	160.2
Coef de Asimetría	3.18	3.81	4.37	3.50	1.35	0.95	1.34	1.40	0.79	2.49	2.83	1.63	0.45
Coef de Curtosis	15.60	20.36	24.32	18.43	4.08	3.52	5.47	7.53	2.76	14.19	12.74	5.13	2.25
Coef de Variación	1.87	2.32	2.98	2.04	1.24	0.87	0.55	0.50	0.66	0.95	1.80	1.41	0.32







Tabla 3-7 Precipitación Mensual de la Estación San José Acevedo

Precipitación Mensual de la Estación San José Acevedo													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA:	RIO SAN PEDRO											CLAVE	: 10066
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.0	0.0	10.9	4.3	10.0	66.7	148.7	94.3	107.3	16.4	0.0	0.0	458.6
1951	9.1	0.0	20.2	0.0	3.8	134.4	118.3	87.6	229.8	88.4	13.8	1.6	706.8
1952	0.0	0.0	0.0	3.1	0.3	87.2	68.4	89.4	39.9	0.2	0.4	53.4	342.3
1953	0.0	89.5	8.2	5.1	6.6	55.2	69.1	173.7	87.9	119.8	26.7	5.9	647.6
1954	0.0	7.7	0.0	3.6	7.0	46.3	135.7	120.3	43.2	77.2	3.8	10.9	455.8
1955	5.7	0.0	2.7	0.0	14.6	59.2	209.8	168.3	70.6	69.9	3.6	0.0	604.3
1956	0.0	0.0	0.0	3.9	40.6	92.3	61.3	85.7	18.8	14.9	10.0	10.7	338.3
1957	0.2	4.2	9.3	0.0	4.7	2.3	28.4	98.2	41.0	45.5	3.5	3.3	240.7
1958	22.3	8.5	16.9	341.8	4.3	167.3	276.4	158.4	139.4	107.6	27.6	23.8	1294.3
1959	1.4	11.3	0.0	22.5	13.2	26.7	93.3	232.3	17.7	74.9	10.0	30.4	533.7
1960	11.7	12.7	0.0	0.4	13.9	16.9	72.6	181.2	38.1	51.2	0.4	15.2	414.3
1961	37.7	0.0	0.0	8.3	4.8	85.0	222.5	101.1	114.6	6.6	1.5	0.2	582.3
1962	0.9	0.0	0.0	3.0	0.0	122.2	66.1	65.4	74.6	33.0	0.0	53.0	418.2
1963	1.2	0.0	0.0	7.2	33.5	31.4	161.6	128.3	105.7	21.2	11.1	37.9	539.2
1964	11.8	0.8	1.1	0.1	61.1	98.6	115.1	133.7	181.1	24.5	3.6	9.9	641.5
1965	15.7	9.8	0.0	6.7	3.1	54.6	91.1	141.4	87.8	5.0	10.5	45.8	471.4
1966	16.1	6.9	0.7	16.3	33.1	59.7	101.9	298.7	42.6	48.8	3.1	17.1	645.0
1967	26.5	0.0	7.9	0.0	13.8	88.4	174.6	236.1	83.0	71.3	3.2	5.9	710.7
1968	11.3	39.3	83.2	44.3	1.4	13.7	222.2	109.7	160.9	30.6	3.5	27.4	747.5
1969	3.0	16.2	0.0	11.0	0.0	26.2	101.9	28.0	23.8	0.0	0.0	40.0	250.1
1970	12.0	18.0	0.0	0.0	0.0	30.0	32.0	99.0	271.0	0.0	0.3	0.0	462.3
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	35.0	179.2	123.0	89.0	71.0	44.0	0.0	0.0	541.2
1972	0.0	0.0	4.0	0.0	18.9	89.0	49.0	39.0	58.0	0.0	4.0	0.0	261.9
1973	0.0	10.0	0.0	0.0	11.0	61.0	126.0	201.0	102.5	29.0	0.0	4.6	545.1
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0	12.0	105.0	110.0	167.0	9.0	0.0	49.0	461.0
1975	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.5	194.0	6.0	20.0	0.0	10.0	280.5
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	69.0	211.5	34.0	83.0	20.0	81.0	10.0	509.5
1977	36.0	0.0	0.0	5.0	5.0	81.0	74.0	133.0	59.0	47.0	0.0	0.0	440.0
1978	0.0	10.0	2.0	0.0	0.0	17.0	96.0	146.0	113.0	30.0	0.0	8.0	422.0
1979	4.5	22.3	0.0	2.2	6.3	36.1	78.3	129.0	14.2	0.0	3.2	21.7	317.9
1980	0.0	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	82.0	92.3	140.5	12.0	0.0	0.0	349.8
1981	62.0	0.0	0.0	10.0	0.0	168.4	23.0	25.0	27.0	41.0	0.0	0.0	356.4
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	24.5	110.0	52.0	32.0	10.0	91.0	20.0	356.5
1983	15.0	3.0	7.0	0.0	112.0	0.0	27.0	102.0	119.0	26.5	18.0	0.0	429.5
1984	36.0	0.0	0.0	0.0	5.0	150.5	120.8	94.0	30.0	36.0	24.5	17.0	513.8
1985	58.0	4.0	0.0	3.0	0.0	121.0	117.0	93.0	109.0	21.0	0.0	20.0	546.0
1986	0.0	3.0	0.0	0.0	2.6	77.0	78.0	38.0	104.0	14.0	6.0	23.0	345.6
1987	49.0	101.0	2.0	0.0	16.0	50.0	126.4	115.5	117.6	9.0	20.0	49.0	655.6
1988	4.0	0.0	0.0	0.0	20.0	88.0	258.0	137.0	36.0	0.0	0.0	4.0	547.0
1989	0.0	0.0	8.0	8.0	0.0	11.0	78.0	207.0	38.0	3.0	47.0	48.0	448.0
1990	3.0	3.0	0.0	0.0	10.0	20.0	240.0	180.0	82.0	56.0	0.0	1.0	595.0
1991	1.0	2.5	0.0	0.0	7.0	29.0	304.0	150.0	147.5	24.0	34.0	33.0	732.0
1992	114.0	13.0	11.7	1.0	10.2	18.3	108.0	114.0	46.0	35.0	110.0	31.0	612.2
1993	15.0	6.0	3.0	0.0	0.0	102.0	95.0	104.1	213.0	10.0	31.0	0.0	579.1
1994	6.0	0.0	0.0	10.0	0.0	80.0	73.0	70.0	107.0	36.0	1.0	13.0	396.0
1995	17.0	8.0	0.0	0.0	0.0	56.0	120.0	141.0	97.0	0.0	0.0	11.0	450.0
1996	0.0	1.0	0.0	1.0	0.0	70.0	98.0	168.5	116.5	79.0	22.0	2.0	558.0
1997	64.0	39.0	8.0	32.0	40.0	51.8	71.0	61.0	46.0	25.0	9.0	13.0	459.8
1998	0.0	5.0	0.0	0.0	0.0	2.0	99.0	151.0	39.0	59.0	10.0	0.0	365.0
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	133.0	97.0	77.0	49.0	2.0	1.0	12.0	371.0
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	31.0	202.0	52.0	128.0	47.0	41.0	0.0	8.0	509.0
2001	0.0	0.0	29.0	0.0	9.0	73.0	136.5	144.9	59.7	17.9	0.0	4.0	474.0
2002	0.0	10.0	0.0	1.9	21.3	36.7	100.6	162.4	99.4	37.9	33.3	0.0	503.6
2003	5.2	12.8	0.0	0.0	17.6	107.9	149.7	86.5	202.5	29.4	1.0	0.0	612.6
2004	35.0	4.0	25.0	1.0	6.0	63.0	79.0	138.0	136.0	0.0	19.0	0.0	506.0
2005	1.0	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	156.0	106.0	53.0	12.0	1.0	0.0	349.0
2006	22.0	0.0	0.0	9.6	6.1	70.0	100.1	129.8	76.1	52.3	0.0	10.5	476.5
2007	13.1	0.0	0.0	0.5	1.4	74.0	100.5	58.0	137.5	7.0	2.0	0.0	394.1
2008	0.0	2.5	0.0	3.0	4.5	61.7	215.4	259.4	126.2	59.5	0.0	0.0	732.4
2009	1.3	0.0	4.6	9.4	23.1	80.5	86.0	117.2	113.9	80.0	30.8	10.2	556.9
2010	11.1	48.9	0.8	0.8	0.0	33.9	208.9	23.8	206.2	1.4	0.0	0.0	535.8
Media	12.7	9.5	4.4	9.5	11.7	65.0	117.7	121.8	91.9	31.9	12.1	13.5	501.6
Desv. Est.	20.9	19.0	12.0	44.0	18.2	48.1	63.5	57.4	58.3	28.7	22.0	15.9	162.3
Coef de Asimetría	2.68	3.46	5.17	7.45	3.37	0.82	1.05	0.67	0.91	1.03	2.90	1.22	1.91
Coef de Curtosis	11.90	16.21	34.82	59.99	18.19	3.40	3.74	3.79	3.63	3.68	12.13	3.43	11.26
Coef de Variación	1.65	2.01	2.75	4.62	1.55	0.74	0.54	0.47	0.63	0.90	1.82	1.18	0.32

Tabla 3-8 Precipitación Mensual de la Estación Santiago Bayacora

Precipitación Mensual de la Estación Santiago Bayacora													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA: RIO SAN PEDRO CLAVE : 10076													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.0	0.5	7.3	0.5	14.9	92.4	167.6	169.1	177.4	30.4	0.0	0.0	660.2
1951	1.1	0.0	3.7	0.3	0.5	26.6	105.1	203.8	114.3	72.5	50.6	3.7	582.1
1952	0.0	0.0	0.0	31.9	0.0	129.7	25.5	90.0	86.0	2.0	5.5	96.0	466.6
1953	0.0	124.5	2.0	15.0	53.0	122.0	146.0	186.0	193.0	67.5	19.5	93.5	1022.0
1954	42.0	0.0	0.0	2.0	6.5	63.3	129.5	141.5	115.0	55.5	0.0	20.0	575.3
1955	178.0	5.0	0.5	0.0	15.0	122.0	206.4	255.0	170.5	71.0	3.0	0.0	1026.4
1956	0.0	0.0	0.0	22.0	54.0	126.0	196.0	134.0	13.0	0.0	7.0	15.0	567.0
1957	10.0	7.0	92.5	0.0	14.0	93.9	214.1	209.1	139.6	94.0	0.0	30.0	904.2
1958	33.5	9.5	91.5	8.7	15.0	149.0	133.0	108.0	138.0	66.0	23.0	44.4	819.6
1959	2.3	10.9	0.0	0.0	22.9	55.0	107.2	188.0	25.0	41.6	0.0	18.0	470.9
1960	102.3	0.0	0.0	0.0	0.0	57.5	216.9	194.0	48.5	93.2	0.0	47.0	759.4
1961	90.6	0.0	0.0	9.2	0.5	164.0	150.0	134.3	66.7	86.0	0.0	11.0	712.3
1962	19.0	0.0	2.0	4.7	0.0	54.0	81.0	129.5	109.0	57.0	2.6	73.5	532.4
1963	2.0	1.0	0.0	0.0	26.0	59.0	219.0	146.6	178.5	70.5	2.5	21.0	726.1
1964	7.0	0.0	0.0	0.0	8.0	43.5	98.3	166.6	183.0	29.5	0.0	17.5	553.4
1965	1.0	13.0	0.0	0.0	0.0	22.5	91.5	93.5	124.0	0.0	20.0	43.5	409.0
1966	9.5	14.0	0.0	24.5	22.0	50.5	142.5	255.0	103.5	34.0	0.0	24.0	679.5
1967	19.0	0.0	0.0	0.0	3.5	75.0	113.5	269.0	72.5	52.5	0.0	19.0	624.0
1968	0.0	29.5	81.5	0.0	0.0	17.0	201.5	141.5	230.5	1.0	8.0	27.0	737.5
1969	3.0	10.0	0.0	0.0	0.0	65.0	100.0	66.0	96.5	36.0	35.8	69.5	481.8
1970	19.5	35.0	0.0	0.0	8.5	74.0	107.0	82.5	207.0	0.0	6.0	0.0	539.5
1971	24.0	0.0	0.0	0.0	61.0	162.0	57.0	137.5	34.0	67.5	0.0	1.0	544.0
1972	7.5	0.0	0.0	0.0	28.5	102.0	73.0	68.0	105.0	23.5	72.5	13.5	493.5
1973	23.0	25.0	0.0	0.0	48.0	112.5	206.5	332.0	77.2	23.9	0.0	16.0	864.1
1974	8.0	0.0	0.0	0.0	8.0	5.0	165.5	95.0	139.5	0.0	0.0	52.0	473.0
1975	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.5	128.5	215.5	28.0	15.5	0.0	22.5	433.5
1976	0.0	0.0	0.0	21.5	8.5	131.0	236.5	76.0	120.0	29.5	67.0	14.0	704.0
1977	41.5	0.0	0.0	0.0	0.0	92.0	64.5	185.0	19.0	63.0	0.0	0.0	465.0
1978	0.0	14.0	0.0	0.0	0.0	65.0	129.0	192.5	190.5	81.0	0.0	15.0	687.0
1979	23.5	8.5	0.0	0.0	1.5	37.5	78.9	160.7	21.4	0.0	0.0	15.0	347.0
1980	6.0	13.0	0.0	0.0	29.0	35.0	65.6	61.5	81.5	46.5	0.0	4.0	342.1
1981	19.0	0.0	3.0	17.5	19.0	177.0	104.0	112.5	91.5	43.5	0.0	20.0	607.0
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0	98.5	72.5	25.0	4.5	78.0	40.0	328.5
1983	16.5	0.0	5.5	0.0	204.0	9.5	106.5	202.5	132.5	10.0	0.0	6.0	693.0
1984	55.0	0.0	0.0	0.0	7.5	129.5	267.1	102.5	39.0	17.5	12.5	21.0	651.6
1985	153.0	8.6	0.0	0.0	3.0	110.5	147.0	98.5	47.0	33.5	0.0	41.0	642.1
1986	0.0	5.0	0.0	5.0	8.5	45.0	157.5	78.5	184.0	44.0	7.5	42.9	577.9
1987	20.0	47.5	0.0	0.0	29.3	22.5	183.0	168.5	103.5	0.0	8.5	22.5	605.3
1988	153.0	2.6	0.0	5.1	5.5	133.0	298.5	133.5	69.5	2.0	2.0	5.0	809.7
1989	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	3.5	118.0	174.5	68.0	51.0	79.5	19.0	515.5
1990	18.0	17.0	0.0	0.0	8.0	40.0	266.0	182.5	226.5	57.0	0.0	0.0	815.0
1991	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.0	259.5	233.0	118.5	42.0	66.0	144.5	895.5
1992	268.5	19.0	14.0	11.0	15.5	10.0	59.0	82.0	16.0	10.0	7.5	28.7	541.2
1993	9.0	2.0	0.5	0.0	2.0	135.0	156.5	124.5	296.0	26.0	32.5	0.0	784.0
1994	14.4	0.0	5.2	3.7	0.5	57.0	112.0	91.5	88.0	74.5	3.5	5.5	455.8
1995	4.0	0.0	0.0	0.0	7.0	29.5	116.0	118.5	150.5	0.0	0.0	3.5	429.0
1996	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	41.0	180.0	260.5	80.5	191.0	17.0	2.0	779.5
1997	69.5	27.0	4.5	17.0	18.5	45.5	57.5	117.0	55.5	22.5	40.0	8.0	482.5
1998	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	33.6	124.9	128.0	87.0	59.0	3.5	0.0	436.0
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	123.5	217.0	75.5	33.5	10.0	1.5	3.5	468.5
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	32.0	189.5	115.0	56.9	116.0	62.5	4.0	0.0	575.9
2001	0.0	0.0	35.0	0.0	9.5	99.0	78.5	112.5	74.0	30.0	0.5	4.0	443.0
2002	12.0	57.0	0.0	0.0	7.0	43.5	102.0	199.0	154.0	55.0	52.0	0.0	681.5
2003	5.5	26.0	0.0	0.0	10.5	47.5	110.0	96.0	186.5	65.5	0.0	0.0	547.5
2004	87.0	0.6	38.5	1.0	1.0	108.0	111.0	260.5	162.0	5.0	21.0	3.0	798.6
2005	7.0	20.5	0.0	0.0	0.0	10.0	168.5	69.5	51.0	37.5	4.0	0.0	368.0
2006	28.0	0.0	0.0	0.0	12.5	101.0	113.5	193.0	108.0	47.5	0.0	25.5	629.0
2007	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	154.0	114.0	56.5	102.5	13.0	2.5	0.0	449.0
2008	0.0	0.6	4.8	0.0	0.0	120.7	459.7	538.8	432.2	124.3	0.0	0.0	1681.0
2009	8.7	0.0	15.1	0.0	40.5	282.0	213.6	224.3	225.4	269.8	1.7	52.2	1333.3
2010	17.6	74.9	6.7	25.3	0.0	116.2	289.0	246.1	393.5	20.4	0.0	0.0	1189.8
Media	27.1	10.3	6.8	3.7	14.8	80.0	148.5	155.7	120.1	44.9	12.6	21.7	646.2
Desv. Est.	50.1	21.1	20.1	7.7	28.8	56.0	74.6	81.6	83.2	45.7	21.9	27.8	241.6
Coef de Asimetría	3.00	3.52	3.63	2.19	5.03	0.92	1.49	1.91	1.55	2.57	1.98	2.23	1.89
Coef de Curtosis	12.95	18.10	15.61	6.89	34.44	4.29	6.82	9.82	6.61	13.07	5.84	9.24	8.32
Coef de Variación	1.85	2.04	2.96	2.06	1.95	0.70	0.50	0.52	0.69	1.02	1.74	1.28	0.37

Tabla 3-9 Precipitación Mensual de la Estación Canatlán

Precipitación Mensual de la Estación Canatlán													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA:	RIO SAN PEDRO											CLAVE	: 10090
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	2.4	2.9	5.2	1.4	26.4	25.8	136.4	114.0	71.6	6.0	0.0	0.0	392.2
1951	0.0	0.0	15.4	0.8	1.0	52.1	118.8	59.6	149.6	50.9	8.3	10.2	466.7
1952	0.0	0.0	1.2	12.0	2.2	118.8	59.2	52.4	21.1	1.1	1.0	6.4	275.6
1953	0.0	62.7	4.5	1.9	9.8	18.6	51.6	137.7	65.6	32.7	0.0	32.1	416.9
1954	0.0	0.0	0.0	6.2	0.9	44.7	138.9	192.9	42.6	18.5	0.0	8.5	453.3
1955	16.5	0.0	0.0	0.0	1.8	34.2	65.4	154.2	46.8	30.5	17.2	0.0	366.4
1956	0.0	0.0	0.0	10.1	38.0	60.3	70.8	83.4	41.3	10.7	17.6	4.9	337.1
1957	2.4	1.8	5.1	0.0	14.5	3.2	50.0	57.1	49.0	45.6	0.0	1.5	230.3
1958	16.3	3.0	4.5	15.8	7.9	181.7	44.6	149.1	157.3	194.0	34.0	13.2	821.4
1959	0.0	1.5	0.0	11.1	9.2	18.5	53.9	130.7	33.5	81.7	2.9	3.9	346.9
1960	2.9	5.0	0.0	3.1	0.9	16.2	163.9	157.5	52.6	42.5	0.8	15.5	460.9
1961	27.1	0.0	0.0	10.2	22.0	181.6	338.7	97.4	32.6	6.9	0.0	0.0	716.5
1962	0.5	0.0	18.8	0.8	0.5	101.6	203.7	145.3	161.3	41.3	0.2	25.5	699.7
1963	0.3	0.2	0.0	18.4	14.8	36.6	150.8	133.5	176.0	30.8	6.0	18.5	585.9
1964	12.0	6.5	0.0	0.0	160.0	78.5	78.0	167.5	249.5	31.5	0.0	0.0	783.5
1965	0.0	9.0	0.0	12.5	0.0	36.0	50.0	110.5	134.0	0.0	6.5	14.5	373.0
1966	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	105.0	77.5	176.5	26.0	0.0	0.0	0.0	385.0
1967	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	61.0	116.0	178.0	36.5	5.5	0.0	1.0	401.0
1968	0.0	5.3	17.8	4.5	0.0	64.0	278.0	128.5	52.0	2.5	20.5	6.5	579.6
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.6	160.0	68.5	62.5	21.0	14.5	0.0	328.1
1970	5.5	33.0	0.0	0.0	0.0	131.0	195.5	139.0	0.0	26.0	0.0	0.0	530.0
1971	8.0	0.0	0.0	0.0	8.0	116.0	116.0	123.2	86.0	63.0	0.0	11.0	531.2
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	28.0	42.1	125.0	130.0	76.0	6.0	42.0	3.0	452.1
1973	13.0	16.1	0.0	0.0	19.5	64.0	160.5	365.5	98.3	15.0	0.0	6.0	757.9
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	6.0	86.5	121.0	178.0	28.1	0.0	57.0	483.6
1975	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.0	117.5	138.5	102.0	34.0	0.0	17.0	480.0
1976	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	145.0	252.1	25.9	82.4	49.4	20.0	9.0	588.7
1977	30.5	0.0	0.0	1.2	2.5	114.2	140.7	117.8	28.5	50.0	0.0	0.0	485.4
1978	0.0	3.5	0.0	0.0	14.5	21.0	160.8	158.5	226.2	47.2	0.0	0.2	631.9
1979	19.8	9.9	0.0	12.0	2.5	25.8	101.3	170.0	33.2	0.0	8.2	0.5	383.2
1980	4.3	17.0	0.0	0.0	8.5	17.5	181.9	115.0	213.5	49.7	3.0	3.0	613.4
1981	43.1	1.9	3.3	49.7	0.5	101.0	119.7	159.5	91.4	75.1	0.0	27.4	672.6
1982	1.4	0.3	0.0	1.2	3.5	30.5	185.5	53.0	33.6	7.2	42.3	42.9	401.4
1983	24.2	0.5	17.3	0.0	42.0	23.6	117.5	154.3	204.0	84.2	0.0	4.0	671.6
1984	61.0	0.0	0.0	2.8	13.5	142.2	259.4	123.0	70.6	3.5	14.5	34.0	724.5
1985	83.4	2.0	0.0	7.5	1.0	90.4	119.6	99.6	119.6	39.0	1.5	22.7	586.3
1986	0.0	5.8	0.0	12.0	14.5	128.5	165.0	96.0	233.5	42.0	2.0	22.0	721.3
1987	26.0	13.0	0.0	9.0	43.0	17.0	172.0	223.7	83.1	6.5	5.0	19.0	617.3
1988	0.0	0.0	0.0	4.0	3.0	158.0	313.0	152.0	42.7	3.0	0.0	22.0	697.7
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0	0.0	54.0	155.0	80.0	54.0	73.0	22.0	452.0
1990	13.0	18.0	4.0	0.0	9.0	8.0	256.0	157.0	137.0	62.0	10.0	2.0	676.0
1991	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	76.0	276.0	175.0	129.0	31.0	41.0	50.0	780.0
1992	125.0	5.0	2.0	2.0	35.0	4.0	144.0	92.0	63.0	21.0	1.0	0.0	494.0
1993	0.0	0.0	0.0	2.0	14.5	144.0	140.7	21.0	219.4	11.0	13.0	0.0	565.6
1994	14.0	0.0	6.0	2.0	0.0	85.5	81.0	93.1	88.3	23.1	1.0	1.0	395.0
1995	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	42.4	76.0	162.5	93.0	3.0	0.0	4.5	383.4
1996	0.0	0.0	0.0	10.0	9.5	150.7	117.8	188.3	86.2	117.0	14.0	3.5	697.0
1997	30.0	16.0	31.5	26.7	9.5	44.5	78.5	51.1	83.1	34.0	13.5	1.5	419.9
1998	0.0	9.0	0.0	0.0	0.0	52.3	77.5	131.5	25.2	60.4	2.7	0.0	358.6
1999	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	69.9	186.0	87.0	58.5	6.0	16.5	3.0	428.9
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	38.0	221.5	98.5	155.0	70.0	93.2	2.0	0.0	678.2
2001	0.0	1.0	7.0	21.0	29.5	39.5	119.5	124.0	78.0	37.0	0.0	2.0	458.5
2002	3.0	19.0	0.0	0.5	62.0	67.0	147.0	112.5	96.0	48.0	42.0	0.0	597.0
2003	8.0	1.0	0.0	1.0	44.0	82.5	186.5	147.6	182.5	65.5	0.0	0.5	719.1
2004	51.8	0.0	16.0	14.0	0.0	99.0	85.5	144.0	214.5	4.0	29.0	0.0	657.8
2005	5.5	13.0	0.0	0.0	0.0	1.0	260.5	151.0	55.5	11.0	3.0	0.0	500.5
2006	17.5	0.0	0.0	0.0	18.5	121.0	144.5	152.5	115.5	39.0	0.0	8.0	616.5
2007	5.0	0.0	0.0	2.5	0.0	150.4	126.2	130.7	30.1	3.8	0.0	0.0	448.7
2008	0.0	1.4	0.0	5.2	5.1	38.3	204.8	189.1	91.5	26.5	0.0	0.0	562.0
2009	1.7	0.0	0.0	0.0	17.4	72.5	120.2	118.7	130.5	61.4	16.6	0.8	539.6
2010	5.5	30.8	2.2	0.0	0.3	39.9	177.8	13.2	143.4	0.0	0.0	0.0	413.1
Media	11.8	5.2	2.7	4.9	13.6	69.9	141.9	129.7	97.3	34.3	9.0	9.2	529.4
Desv. Est.	22.1	10.5	6.1	8.4	23.8	53.5	69.3	53.9	62.5	33.7	14.6	13.1	142.7
Coef de Asimetría	3.20	3.48	2.91	3.10	4.25	0.75	0.86	0.94	0.83	2.11	2.29	1.87	0.15
Coef de Curtosis	15.34	18.22	11.99	15.92	26.88	2.83	3.39	8.29	2.77	10.43	8.93	6.38	2.07
Coef de Variación	1.87	2.01	2.30	1.73	1.75	0.77	0.49	0.42	0.64	0.98	1.63	1.42	0.27

Tabla 3-10 Precipitación Mensual de la Estación Durango

Precipitación Mensual de la Estación Durango													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA:	RIO SAN PEDRO											CLAVE	: 10092
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.0	0.0	2.5	0.0	15.0	133.0	179.5	213.0	227.0	45.0	0.0	0.0	815.0
1951	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	116.0	259.5	117.0	90.5	74.0	0.0	657.0
1952	0.0	0.0	0.0	50.0	0.0	156.5	0.0	128.0	0.0	0.0	0.0	0.0	334.5
1953	0.0	104.0	0.0	30.0	0.0	155.5	119.0	174.0	133.5	169.5	0.0	0.0	885.5
1954	0.0	0.0	0.0	15.0	0.0	70.0	137.5	143.5	0.0	160.0	0.0	0.0	526.0
1955	0.0	0.0	0.0	0.0	80.0	3.5	118.0	590.5	196.7	127.0	4.0	0.0	1119.7
1956	0.0	0.0	0.0	22.0	54.0	35.5	67.5	62.2	154.0	30.0	19.0	7.0	451.2
1957	0.0	13.0	80.0	0.0	0.0	145.0	520.0	275.0	200.5	245.0	40.0	5.2	1523.7
1958	26.7	5.0	14.0	5.5	2.0	202.5	66.0	196.0	82.5	108.5	26.5	57.3	792.5
1959	2.0	5.1	0.0	11.0	11.0	23.0	84.5	188.0	50.0	92.5	12.0	7.0	486.1
1960	2.5	2.0	0.0	0.0	0.0	19.0	147.5	135.0	30.0	54.0	0.0	47.0	437.0
1961	90.6	0.0	0.0	9.2	0.5	164.0	150.0	134.3	66.7	86.0	0.0	11.0	712.3
1962	19.0	0.0	2.0	4.7	0.0	54.0	81.0	129.5	109.0	57.0	2.6	73.5	532.4
1963	2.0	1.0	0.0	0.0	26.0	59.0	219.0	137.5	230.7	70.5	0.6	26.7	773.0
1964	7.9	0.5	2.7	0.0	14.6	52.4	124.9	166.5	113.4	20.4	0.9	19.6	523.9
1965	9.9	10.6	0.0	8.4	0.3	43.5	82.9	107.7	106.7	8.3	9.2	45.2	432.7
1966	11.6	16.6	0.0	20.0	25.0	109.0	126.3	224.9	91.4	27.4	42.0	32.9	727.2
1967	18.0	1.6	2.3	1.8	9.7	89.6	135.5	190.8	62.7	23.4	3.0	30.4	568.8
1968	2.1	23.0	86.8	1.1	2.0	4.9	206.2	102.3	224.0	7.6	12.0	35.2	707.2
1969	11.5	15.0	0.0	0.0	0.8	48.7	99.0	58.3	82.2	49.8	35.8	62.8	463.8
1970	16.3	44.8	3.0	0.0	0.8	127.2	21.0	73.8	178.9	29.8	4.0	0.0	499.8
1971	4.3	0.0	0.0	0.1	8.7	97.2	56.3	164.0	107.1	51.3	0.9	4.3	494.2
1972	13.5	0.0	6.5	0.0	20.5	86.0	71.5	36.0	69.8	4.6	53.7	18.5	380.6
1973	23.7	24.7	0.0	1.5	25.8	57.6	160.6	277.2	74.1	19.2	0.0	6.5	670.9
1974	6.0	0.0	0.0	2.0	12.2	39.7	83.8	187.5	127.2	0.0	0.5	49.5	508.4
1975	22.0	1.0	0.0	0.0	11.0	25.0	160.0	150.8	33.5	27.5	0.0	17.0	447.8
1976	0.0	0.0	0.0	21.2	1.0	87.0	251.8	115.8	115.8	35.1	67.6	25.8	721.1
1977	33.4	0.0	0.0	1.1	1.0	106.1	108.5	161.9	65.3	42.1	0.0	0.0	519.4
1978	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	36.5	115.2	122.2	110.0	51.0	0.3	0.0	436.7
1979	13.5	5.4	0.0	0.0	2.8	61.9	87.2	142.5	22.3	0.0	11.0	13.4	360.0
1980	9.5	7.3	0.0	0.0	2.5	36.2	81.8	120.8	131.7	40.7	8.0	5.5	444.0
1981	33.7	0.0	2.0	17.2	6.1	118.3	125.6	79.8	39.4	68.4	0.1	27.9	518.5
1982	0.0	0.0	0.0	4.8	11.7	16.8	100.0	74.0	35.8	3.2	28.7	50.0	325.0
1983	11.8	1.7	6.2	0.0	131.0	2.0	102.2	147.3	91.9	44.7	2.8	3.5	545.1
1984	54.4	0.0	0.0	0.0	28.0	78.1	240.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	401.2
1985	35.3	0.4	0.0	0.3	4.5	41.5	27.8	23.6	12.3	0.0	0.0	0.0	145.7
1986	0.0	4.3	0.3	5.2	13.3	103.4	246.4	61.5	185.3	38.6	0.0	0.0	658.3
1987	61.8	39.7	0.0	8.2	31.7	30.6	127.4	138.6	113.3	0.3	5.8	0.0	557.4
1988	8.0	0.0	0.0	5.3	0.0	127.2	175.6	111.0	97.4	6.6	0.3	10.1	541.6
1989	0.0	0.0	0.0	2.5	4.7	5.7	58.7	174.2	73.8	50.8	33.1	13.5	417.0
1990	12.3	4.7	0.0	0.0	4.1	35.1	225.9	156.2	104.0	63.6	0.0	0.0	606.0
1991	0.0	0.7	0.0	0.0	1.2	27.8	236.0	87.2	34.4	55.4	23.1	30.9	496.8
1992	157.5	15.5	12.2	8.4	28.4	2.7	35.0	78.2	39.4	9.5	1.6	15.2	403.4
1993	10.6	0.0	0.1	0.0	0.0	125.8	120.2	108.7	234.1	25.7	45.7	0.0	671.0
1994	13.6	0.0	6.0	6.6	0.0	38.7	110.7	107.7	130.1	49.7	7.6	2.5	473.2
1995	2.3	0.1	0.0	0.0	0.0	34.3	85.9	115.9	100.5	0.0	0.0	4.7	343.7
1996	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	39.1	52.4	171.4	88.8	85.7	24.0	6.0	469.4
1997	55.8	28.2	11.4	21.2	28.0	70.7	78.2	60.5	28.5	7.3	25.2	1.8	416.8
1998	0.0	4.7	0.0	0.0	1.0	44.3	113.7	172.8	67.3	7.0	1.4	0.0	412.2
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	204.0	121.7	43.3	18.0	0.0	5.4	10.6	403.0
2000	0.0	0.0	0.0	1.3	1.8	159.2	57.5	63.6	72.4	76.8	5.0	1.4	439.0
2001	0.0	0.0	30.3	15.2	12.9	77.6	147.4	91.5	95.1	39.8	0.0	0.9	510.7
2002	0.3	39.9	0.0	0.0	7.1	47.2	86.4	245.8	103.6	57.6	59.3	0.0	647.1
2003	1.1	2.2	0.0	0.0	7.5	102.8	114.8	202.5	193.6	51.8	0.0	0.0	676.4
2004	59.3	2.8	5.9	5.6	8.5	109.4	133.0	202.8	130.6	16.0	25.6	0.1	699.6
2005	11.4	15.5	0.7	0.0	0.2	8.8	171.1	57.5	97.8	34.6	6.2	0.1	404.0
2006	23.2	0.0	0.0	0.0	10.7	52.9	98.8	169.0	105.4	57.3	0.0	30.7	548.0
2007	9.9	0.0	0.0	0.0	10.0	235.5	66.3	62.1	99.4	5.6	2.8	0.0	491.7
2008	0.0	0.1	4.8	0.0	0.0	120.7	459.7	538.8	432.2	124.3	0.0	0.0	1680.6
2009	8.7	0.0	15.1	0.0	40.5	282.0	213.6	224.3	225.4	269.8	1.7	52.2	1333.3
2010	17.6	74.9	6.7	25.3	0.0	116.2	289.0	246.1	393.5	20.4	0.0	0.0	1189.8
Media	15.3	8.5	4.9	5.5	11.8	78.5	134.4	150.6	110.8	49.9	12.0	14.2	596.4
Desv. Est.	26.2	18.5	15.4	9.5	21.4	61.4	90.1	100.0	83.1	54.8	18.5	19.1	276.4
Coef de Asimetría	3.41	3.43	4.60	2.52	3.70	1.09	2.18	2.35	1.69	2.15	1.80	1.41	2.14
Coef de Curtosis	17.77	16.49	24.77	10.69	20.03	4.16	9.83	11.40	7.27	8.64	5.54	4.08	8.38
Coef de Variación	1.71	2.19	3.13	1.73	1.81	0.78	0.67	0.66	0.75	1.10	1.54	1.35	0.46

Tabla 3-11 Precipitación Mensual de la Estación Santa Bárbara

Precipitación Mensual de la Estación Santa Bárbara													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA: RIO SAN PEDRO	CLAVE												: 10103
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.0	0.3	5.5	0.3	15.0	107.5	172.0	185.2	196.0	35.8	0.0	0.0	717.7
1951	0.7	0.0	2.2	0.2	0.3	16.4	109.2	224.6	115.3	79.1	59.3	2.3	609.6
1952	0.0	0.0	0.0	38.6	0.0	139.7	15.7	90.0	86.0	2.0	5.5	96.0	473.5
1953	0.0	124.5	2.0	15.0	53.0	122.0	146.0	186.0	193.0	67.5	19.5	93.5	1022.0
1954	42.0	0.0	0.0	2.0	6.5	65.7	132.3	141.5	115.0	55.5	0.0	20.0	580.5
1955	178.0	5.0	0.5	0.0	15.0	122.0	207.2	255.0	170.5	71.0	3.0	0.0	1027.2
1956	0.0	0.0	0.0	22.0	54.0	126.0	196.0	134.0	13.0	0.0	7.0	15.0	567.0
1957	10.0	7.0	92.5	0.0	14.0	93.9	214.1	233.8	162.3	94.0	0.0	30.0	951.6
1958	33.5	9.5	91.5	8.7	15.0	149.0	133.0	108.0	138.0	66.0	23.0	49.1	824.3
1959	2.2	8.7	0.0	0.0	22.9	55.0	107.2	188.0	25.0	41.6	0.0	18.0	468.6
1960	102.3	0.0	0.0	0.0	0.0	57.5	216.9	194.0	48.5	93.2	0.0	47.0	759.4
1961	90.6	0.0	0.0	9.2	0.5	164.0	150.0	134.3	66.7	86.0	0.0	11.0	712.3
1962	19.0	0.0	2.0	4.7	0.0	54.0	81.0	129.5	109.0	57.0	2.6	73.5	532.4
1963	2.0	1.0	0.0	0.0	26.0	59.0	219.0	127.5	213.5	70.5	8.0	55.2	781.7
1964	13.0	7.0	7.5	0.0	62.0	114.0	143.5	143.0	215.5	30.5	0.0	31.0	767.0
1965	26.0	28.0	0.0	7.0	4.0	18.0	84.5	133.0	189.5	9.5	13.0	99.0	611.5
1966	39.5	46.0	0.0	31.0	54.0	171.0	162.0	310.5	158.0	54.0	10.0	86.5	1122.5
1967	0.0	2.7	3.5	5.5	34.0	127.0	189.1	277.5	56.8	56.8	45.0	57.5	855.4
1968	17.5	49.5	155.0	7.0	9.5	28.0	171.5	110.0	251.0	30.0	40.0	21.5	890.5
1969	60.0	35.5	0.0	0.0	12.0	45.5	200.0	84.5	114.5	67.5	35.3	128.0	782.8
1970	63.0	53.5	17.0	0.0	3.5	115.8	138.3	127.8	234.0	14.5	11.5	0.0	778.9
1971	8.5	0.0	0.0	2.0	18.5	112.5	67.5	174.0	140.5	71.0	13.0	3.0	610.5
1972	53.0	7.0	1.5	0.0	22.5	79.3	94.8	135.0	91.8	41.5	113.5	39.0	678.9
1973	40.0	49.0	0.0	6.0	10.5	81.0	166.0	273.0	54.5	30.1	0.0	13.0	723.1
1974	17.0	0.0	12.0	0.5	40.0	95.5	146.9	120.8	165.0	20.5	9.0	136.0	763.2
1975	13.0	1.0	0.0	0.0	5.0	76.5	233.5	172.5	103.3	36.0	0.0	22.0	662.8
1976	5.0	0.0	1.0	14.5	4.0	144.0	290.0	107.0	140.5	84.0	94.0	68.5	952.5
1977	70.0	0.0	5.0	0.0	9.0	94.5	158.5	127.0	60.0	106.5	4.0	0.0	634.5
1978	0.0	27.0	3.5	2.0	6.5	62.0	134.0	213.5	276.3	70.5	18.5	42.0	855.8
1979	89.5	32.0	0.0	1.5	1.0	43.0	162.0	213.0	48.5	0.0	0.0	35.5	626.0
1980	8.3	46.0	1.5	7.0	7.0	47.5	169.5	136.5	259.5	85.0	37.0	13.0	817.8
1981	76.5	2.5	29.0	33.0	19.5	136.5	193.5	140.5	169.5	162.5	1.5	31.0	995.5
1982	10.0	0.0	0.0	3.5	0.0	59.0	197.0	102.4	104.4	19.0	141.5	103.3	740.1
1983	54.0	11.9	51.4	7.0	138.4	45.4	118.2	158.1	155.6	60.0	5.2	5.7	810.9
1984	38.3	0.0	0.0	3.5	32.2	209.8	250.6	187.8	56.8	26.4	35.7	72.0	913.1
1985	200.0	10.5	1.0	1.3	6.3	186.2	167.1	143.0	120.3	37.2	0.0	56.2	929.1
1986	0.0	24.0	0.0	19.0	16.8	74.9	231.5	201.1	223.8	105.6	1.6	75.2	973.5
1987	297.5	94.0	3.5	0.0	30.4	94.4	189.8	179.6	131.6	0.0	24.7	77.0	1122.5
1988	13.6	1.0	23.2	8.5	8.7	67.6	340.2	146.2	110.5	57.2	3.6	59.1	839.4
1989	1.5	1.5	0.0	1.5	16.3	6.0	123.2	227.7	83.0	69.2	90.1	50.9	670.9
1990	47.7	56.1	7.0	0.0	28.5	73.9	296.4	300.3	173.7	110.0	8.1	0.0	1101.7
1991	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0	98.3	299.1	144.0	187.9	46.3	107.7	81.8	972.1
1992	261.0	46.1	44.3	28.7	15.8	10.5	147.1	136.5	92.8	29.7	17.3	77.9	907.7
1993	25.0	0.0	2.5	8.3	8.3	145.2	234.1	184.3	250.8	21.5	61.7	0.0	941.7
1994	12.0	0.0	25.0	8.0	2.8	139.1	104.4	216.7	101.2	99.3	30.8	31.7	771.0
1995	16.7	10.4	0.0	0.1	0.0	98.9	101.3	140.5	106.6	3.2	0.0	16.2	493.9
1996	0.0	0.0	0.1	0.0	10.5	109.6	110.5	318.6	134.0	80.7	36.3	8.6	808.9
1997	91.3	50.5	28.0	58.5	40.6	87.0	91.4	105.4	39.4	6.5	45.1	23.5	667.2
1998	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	147.6	151.6	133.7	129.7	43.0	3.3	0.0	609.9
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	32.5	141.5	240.0	76.5	91.0	2.0	6.0	7.0	596.5
2000	0.0	0.0	0.0	3.0	41.0	151.5	134.0	119.5	64.0	73.0	18.0	1.5	605.5
2001	9.5	0.0	72.5	5.5	18.0	65.5	226.0	183.0	78.0	26.0	0.0	30.0	714.0
2002	4.0	75.5	0.0	5.5	33.0	71.0	204.5	225.5	108.5	37.0	98.5	4.5	867.5
2003	5.5	36.5	0.0	0.0	9.5	87.5	202.5	147.5	230.5	96.0	0.0	0.0	815.5
2004	138.0	13.5	11.0	2.0	8.0	87.0	127.5	167.0	188.5	28.5	48.0	2.0	821.0
2005	17.5	72.0	11.0	0.0	3.5	7.0	217.0	219.0	41.0	52.5	16.5	2.0	659.0
2006	40.0	0.1	0.0	0.0	44.5	73.5	118.8	258.0	133.5	66.0	0.0	69.0	803.4
2007	48.0	0.0	0.0	0.0	10.0	235.5	169.0	107.5	136.0	23.5	23.0	0.0	752.5
2008	0.0	0.2	4.8	0.0	0.0	120.7	459.7	538.8	432.2	124.3	0.0	0.0	1680.7
2009	8.7	0.0	15.1	0.0	40.5	282.0	213.6	224.3	225.4	269.8	1.7	52.2	1333.3
2010	17.6	74.9	6.7	25.3	0.0	116.2	289.0	246.1	393.5	20.4	0.0	0.0	1189.8
Media	40.0	18.5	12.1	6.7	18.7	98.6	176.4	178.2	142.7	56.1	22.9	36.8	807.7
Desv. Est.	61.5	27.8	27.6	11.4	22.6	54.2	72.6	74.7	81.6	44.6	32.9	36.1	213.2
Coef de Asimetría	2.57	1.77	3.43	2.57	2.83	0.81	1.09	2.11	1.20	2.01	1.92	0.85	1.37
Coef de Curtosis	10.12	6.00	16.13	10.41	15.24	4.42	5.97	10.87	5.37	10.77	6.26	2.88	6.75
Coef de Variación	1.54	1.50	2.28	1.70	1.21	0.55	0.41	0.42	0.57	0.79	1.43	0.98	0.26

Tabla 3-12 Precipitación Mensual de la Estación El Naranjo

Precipitación Mensual de la Estación El Naranjo													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA:	RIO SAN PEDRO												
	CLAVE : 10187												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.8	0.0	0.2	0.3	38.2	54.7	125.9	40.9	57.3	0.4	0.0	0.0	318.8
1951	0.0	0.5	14.0	0.0	0.0	38.1	121.2	41.3	114.4	61.3	14.6	0.2	405.6
1952	0.0	0.0	0.4	9.5	0.1	58.0	90.9	48.1	2.3	0.3	4.2	5.4	219.2
1953	0.0	60.6	9.0	0.5	8.4	34.5	72.0	130.2	59.0	24.1	0.0	16.1	414.3
1954	0.0	8.5	0.0	3.7	1.3	54.5	104.2	134.8	10.1	12.9	0.0	1.9	332.1
1955	12.9	0.0	0.8	0.0	2.6	72.0	65.1	62.4	16.3	23.3	2.8	0.0	258.2
1956	0.0	0.0	0.0	7.0	4.3	8.4	15.2	59.3	53.1	6.4	9.0	0.0	162.7
1957	0.0	6.1	0.0	1.6	18.6	0.0	7.8	64.2	27.7	31.1	0.0	0.3	157.5
1958	6.3	2.3	0.7	3.3	9.3	86.7	48.0	105.2	163.0	151.1	25.6	5.9	607.4
1959	0.0	1.9	0.0	13.9	9.8	44.2	88.6	181.6	28.5	103.0	17.4	7.0	495.9
1960	0.0	6.9	0.0	7.5	2.9	22.9	59.6	212.8	35.7	21.1	0.0	14.9	384.5
1961	31.9	0.0	0.0	3.2	15.6	51.6	177.0	60.1	31.2	4.8	0.0	0.0	375.4
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	4.9	26.1	47.6	43.0	48.3	50.6	0.0	18.7	239.1
1963	0.0	0.0	0.0	26.6	25.3	48.6	102.8	142.6	88.4	9.8	2.9	12.2	459.2
1964	3.1	3.2	1.4	0.0	9.1	71.6	80.2	76.5	149.6	16.1	12.6	7.0	430.3
1965	6.9	10.7	0.0	19.8	1.7	44.8	62.2	120.2	47.9	6.9	14.4	20.7	356.2
1966	2.6	0.9	0.0	1.4	34.6	72.9	78.5	246.9	65.4	58.7	1.0	1.1	564.1
1967	7.8	1.8	17.1	0.0	11.3	37.7	93.8	155.0	64.1	10.0	0.0	2.5	401.0
1968	4.7	9.1	49.1	16.7	8.8	23.7	95.9	69.8	198.6	9.8	12.2	47.6	546.0
1969	2.9	2.7	0.0	0.0	1.4	49.3	82.6	74.2	53.4	12.5	12.8	5.6	297.4
1970	7.8	24.7	0.0	0.0	1.5	72.5	23.0	95.8	109.7	26.4	0.0	0.0	361.5
1971	0.0	0.0	0.0	1.9	10.2	61.4	21.7	202.6	30.9	100.8	0.0	9.6	439.0
1972	5.0	1.4	9.3	2.3	30.1	39.6	68.7	59.9	128.2	0.0	13.6	0.0	358.2
1973	10.7	26.8	0.0	0.0	15.9	44.3	158.7	259.7	98.1	28.9	0.0	6.9	650.1
1974	0.0	0.0	0.0	12.5	2.3	0.0	48.7	88.8	87.7	32.1	6.6	7.8	286.4
1975	12.2	0.0	0.0	0.0	14.8	14.9	119.9	139.3	18.1	12.6	0.0	21.5	353.3
1976	0.0	0.0	0.0	4.4	12.5	33.4	236.7	33.4	123.4	37.8	92.3	18.7	592.7
1977	11.3	5.2	0.0	2.5	3.0	48.0	60.0	67.1	24.8	49.2	0.0	0.0	271.3
1978	0.0	1.6	4.6	3.5	12.8	35.0	78.3	167.9	231.4	66.6	0.0	15.6	617.3
1979	4.1	10.5	0.0	17.2	16.8	61.8	75.5	125.0	27.0	0.0	9.0	34.7	381.7
1980	13.4	25.0	0.0	0.0	2.0	5.8	33.6	158.6	44.0	43.0	16.3	9.0	350.7
1981	60.0	8.2	3.9	16.1	2.3	64.1	29.1	90.9	44.6	58.9	0.0	27.3	405.3
1982	0.0	0.0	0.0	10.1	0.8	35.2	69.0	74.1	26.5	34.1	40.5	28.3	318.4
1983	10.4	0.0	0.5	0.0	66.9	2.5	40.4	127.1	83.3	13.1	6.5	0.0	350.8
1984	18.1	0.5	0.0	0.0	15.7	65.2	126.4	47.8	23.1	19.1	0.8	12.4	329.0
1985	13.4	0.0	0.0	32.8	35.1	55.1	77.8	36.5	98.3	43.9	0.0	12.1	405.1
1986	0.8	5.2	0.0	11.1	16.1	120.8	64.3	66.0	174.3	103.0	20.0	7.3	588.8
1987	62.0	50.0	0.0	24.0	48.0	26.1	183.0	60.0	82.0	0.0	18.0	10.0	563.1
1988	2.0	0.0	0.0	28.0	11.0	87.0	115.0	53.0	38.0	11.0	0.0	2.0	347.0
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	12.0	9.0	27.0	119.0	22.0	35.0	76.0	34.0	334.0
1990	0.0	0.0	0.0	1.0	80.0	41.0	212.0	197.0	235.0	23.0	0.0	3.0	792.0
1991	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	20.0	225.0	63.0	123.5	3.0	22.0	32.0	489.5
1992	132.0	18.0	0.0	6.0	16.0	2.0	156.5	36.0	17.0	20.0	17.1	0.0	420.6
1993	5.0	0.0	0.0	0.0	4.5	95.0	95.0	44.0	153.0	0.0	15.0	0.0	411.5
1994	5.0	0.0	6.0	3.4	21.0	59.0	75.0	36.0	59.0	20.0	0.0	28.0	312.4
1995	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	25.0	79.1	180.0	23.0	0.0	0.0	9.0	317.1
1996	0.0	2.1	0.0	32.0	5.0	54.7	41.5	139.0	106.5	109.0	8.5	0.0	498.3
1997	40.8	12.5	15.3	51.0	35.9	56.9	55.2	10.7	57.9	37.2	14.7	4.5	392.6
1998	1.5	1.7	0.0	0.0	0.0	22.2	43.5	145.0	61.0	4.0	11.0	0.0	289.9
1999	0.0	0.0	0.0	11.0	0.5	202.3	79.7	22.0	32.8	4.0	0.0	13.1	365.4
2000	0.0	1.5	0.0	12.5	22.7	117.3	83.5	138.5	76.5	36.5	9.0	0.0	498.0
2001	0.0	2.5	21.5	69.0	29.5	8.5	32.0	49.0	42.9	30.0	22.0	0.0	306.9
2002	7.1	15.0	0.5	3.2	31.5	52.1	60.0	87.4	123.0	28.6	41.3	0.0	449.7
2003	4.0	12.0	0.0	8.0	10.8	143.2	79.1	29.1	209.1	57.3	0.0	0.0	552.6
2004	48.8	0.0	95.9	1.5	6.4	103.7	106.5	76.9	197.3	40.6	5.9	0.0	683.4
2005	6.4	52.2	2.4	0.8	4.7	33.5	161.1	116.7	14.7	23.8	1.1	0.0	417.3
2006	19.5	0.0	0.0	0.0	47.7	44.1	26.9	88.1	94.4	75.7	2.9	17.9	417.2
2007	5.6	0.0	0.0	1.6	5.0	81.3	117.8	21.1	65.9	1.1	0.0	0.0	299.2
2008	0.0	0.0	0.0	0.0	16.8	73.6	83.5	212.1	152.0	0.0	0.0	0.0	538.0
2009	0.9	0.0	0.0	0.0	19.7	82.7	88.8	50.0	127.2	51.2	13.6	0.8	434.8
2010	5.6	25.3	2.4	6.5	0.8	33.2	153.5	22.9	118.8	0.2	0.0	0.0	369.0
Media	9.7	6.9	4.2	8.0	14.7	51.4	87.4	96.8	80.7	31.1	10.1	8.7	409.6
Desv. Est.	21.0	13.0	14.1	13.0	16.4	36.4	51.0	60.5	59.2	32.0	16.8	11.1	125.4
Coef de Asimetría	4.06	2.73	5.30	2.69	1.93	1.50	1.05	0.84	0.95	1.61	3.19	1.48	0.65
Coef de Curtosis	22.78	10.61	34.45	11.74	7.39	7.17	4.03	2.98	3.15	5.88	15.21	4.86	3.60
Coef de Variación	2.15	1.89	3.38	1.62	1.12	0.71	0.58	0.62	0.73	1.03	1.67	1.27	0.31

Tabla 3-13 Precipitación Mensual de la Estación Cucharas

Precipitación Mensual de la Estación Cucharas													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA: RIO SAN PEDRO										CLAVE : 18007			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	164.6	376.9	362.6	361.0	120.5	0.0	0.0	1391.1
1951	34.9	0.0	1.6	0.0	0.0	57.8	239.5	341.0	447.1	9.2	1.3	12.4	1144.7
1952	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0	359.1	417.9	411.9	313.2	13.4	0.0	3.0	1523.0
1953	0.0	73.5	0.0	0.0	0.0	24.1	389.9	249.4	79.3	127.0	0.0	17.9	961.1
1954	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	173.9	522.5	223.8	339.0	230.4	0.0	0.0	1494.4
1955	40.5	0.0	0.0	0.0	0.0	19.7	445.6	329.4	389.1	36.6	0.0	0.0	1261.0
1956	9.9	0.0	0.0	0.0	3.6	264.1	260.6	312.5	221.7	7.2	0.0	0.0	1079.6
1957	0.9	1.1	10.9	0.0	0.0	26.2	430.2	301.9	272.5	235.1	2.0	0.0	1280.7
1958	25.8	18.3	38.2	0.0	0.0	227.0	522.6	266.1	556.7	213.7	38.6	17.8	1924.7
1959	5.2	0.0	0.0	36.2	0.0	185.4	452.0	374.0	197.1	123.5	2.0	37.0	1412.4
1960	30.0	0.0	0.0	0.0	0.0	20.3	346.4	300.0	227.1	83.8	1.0	29.9	1038.5
1961	60.6	0.0	0.0	1.2	0.0	233.8	371.4	345.6	315.4	90.9	0.0	3.7	1422.5
1962	13.1	0.6	0.0	0.0	0.0	268.7	207.5	414.1	216.0	133.0	61.7	15.3	1330.2
1963	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	146.1	596.4	271.5	258.3	105.2	8.1	60.0	1457.6
1964	139.8	0.0	0.5	0.0	0.0	19.6	92.6	292.9	438.1	23.6	0.0	22.1	1029.2
1965	23.3	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2	184.6	557.5	376.0	11.6	0.0	97.7	1261.1
1966	13.6	41.1	0.0	46.3	0.0	188.6	353.8	681.2	351.0	84.4	0.0	0.6	1760.5
1967	17.4	0.0	0.0	0.0	0.0	186.2	252.5	422.0	398.7	153.7	0.0	95.8	1526.3
1968	2.3	60.8	117.4	0.0	0.0	16.8	568.6	332.6	589.5	22.8	82.0	122.3	1915.1
1969	1.8	51.4	0.0	0.0	0.0	86.4	495.5	269.9	222.8	307.2	3.5	102.8	1541.3
1970	18.2	26.3	0.0	0.0	0.0	223.1	561.1	356.3	437.3	14.0	5.6	0.0	1641.9
1971	0.0	0.0	9.5	0.0	0.0	284.3	329.6	197.6	305.8	9.8	0.0	0.0	1136.6
1972	24.8	0.0	0.0	0.0	0.8	99.1	164.4	300.4	313.1	180.4	326.8	130.0	1539.8
1973	29.2	45.0	0.0	0.0	0.0	67.2	449.6	448.5	384.6	44.1	0.0	12.6	1480.8
1974	2.0	0.0	0.0	0.0	81.3	161.0	407.0	414.2	180.5	14.3	7.3	75.3	1342.9
1975	14.2	0.0	0.0	0.0	0.0	72.7	670.2	379.4	128.1	156.8	0.0	0.0	1421.4
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	259.9	415.0	239.1	204.7	25.0	202.3	58.6	1404.6
1977	37.5	0.0	2.1	0.0	27.0	129.7	117.9	490.5	133.8	45.9	3.6	0.0	988.0
1978	8.0	6.2	0.0	0.0	0.0	133.7	260.7	179.6	316.9	38.8	0.0	0.0	943.9
1979	138.7	6.1	0.0	0.0	0.0	4.6	570.3	292.6	257.7	0.0	0.0	16.2	1286.2
1980	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	127.2	299.5	375.8	443.8	85.3	32.8	0.0	1368.4
1981	60.3	0.0	4.3	0.0	0.0	58.2	402.3	349.7	390.1	269.4	0.0	6.1	1540.4
1982	4.0	0.0	1.0	0.0	0.0	66.8	340.7	213.7	233.4	62.8	139.3	101.8	1163.5
1983	120.0	0.0	46.7	0.0	75.4	13.7	438.5	159.0	347.8	252.4	56.6	1.8	1511.9
1984	106.6	0.0	0.0	0.0	12.3	254.9	460.8	327.2	122.7	20.8	62.7	49.4	1417.4
1985	242.6	12.3	6.1	0.0	0.0	252.2	365.7	283.8	341.9	21.4	0.0	19.1	1545.1
1986	0.0	11.9	0.0	0.0	0.0	112.8	46.0	113.7	146.0	168.0	3.8	20.2	622.4
1987	56.3	30.0	0.0	0.0	0.6	9.3	287.9	175.1	233.9	1.7	1.1	40.2	836.0
1988	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	30.4	93.2	557.4	208.8	28.6	0.0	3.4	921.8
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.8	288.7	401.8	257.0	19.3	31.8	41.1	1048.5
1990	0.0	16.4	0.0	0.0	17.4	108.3	224.3	206.8	301.1	145.5	0.0	0.7	1020.6
1991	0.0	1.9	0.0	0.0	0.0	178.9	309.2	247.5	369.7	109.3	103.4	23.2	1343.3
1992	299.9	70.0	0.0	0.3	0.0	19.3	403.3	365.6	499.7	42.6	16.3	62.9	1780.0
1993	7.8	0.0	5.1	0.0	0.0	198.0	252.0	256.9	291.7	22.1	21.9	0.0	1055.4
1994	0.0	0.0	1.6	0.0	0.0	0.0	321.0	321.0	181.0	172.0	0.0	0.0	996.6
1995	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	500.0	339.4	221.3	0.0	0.0	10.5	1071.2
1996	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	419.3	358.0	388.3	113.1	54.0	0.0	1332.7
1997	59.2	41.9	0.0	42.1	10.2	92.2	321.6	180.0	232.3	68.0	224.0	13.0	1284.5
1998	0.0	15.0	0.0	0.0	0.0	25.1	615.7	259.0	291.0	119.0	3.9	0.0	1328.7
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	283.0	417.0	392.0	296.0	115.0	0.0	0.0	1503.0
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	354.0	182.0	459.0	252.0	160.0	0.0	13.0	1420.0
2001	10.0	0.0	30.7	0.0	0.0	150.2	243.1	385.0	150.0	25.0	0.0	34.9	1028.9
2002	0.0	55.0	0.0	0.0	0.0	31.0	251.0	204.0	347.0	0.0	15.8	0.0	903.8
2003	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	363.8	346.0	956.4	0.0	0.0	0.0	1666.2
2004	53.0	2.5	0.0	0.0	0.0	60.6	415.0	302.0	120.0	0.0	36.2	0.0	989.3
2005	0.0	3.5	0.0	0.0	0.0	412.0	285.4	373.0	159.3	116.7	0.0	0.0	1349.9
2006	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	64.0	277.0	341.8	318.7	12.0	0.0	11.0	1025.7
2007	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.0	200.9	51.3	166.0	68.2	34.5	0.0	535.9
2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	114.5	552.1	519.3	769.9	90.0	0.0	0.0	2045.8
2009	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	263.7	118.4	195.1	306.6	168.2	0.0	52.0	1104.0
2010	13.2	165.2	0.0	0.0	0.2	64.7	378.5	384.5	439.8	22.1	0.0	0.0	1468.2
Media	28.5	12.6	4.5	2.2	3.8	122.6	353.2	324.6	311.7	84.6	26.0	23.5	1297.9
Dev. Est.	56.3	27.6	17.0	9.1	14.6	107.0	140.4	111.1	150.7	78.3	59.8	34.2	301.5
Coef de Asimetría	3.20	3.46	5.45	4.30	4.72	0.73	-0.01	0.44	1.78	0.92	3.38	1.68	0.02
Coef de Curtosis	14.42	18.31	36.41	20.39	25.54	2.65	2.62	4.22	8.45	3.12	15.56	4.97	3.20
Coef de Variación	1.98	2.19	3.77	4.12	3.86	0.87	0.40	0.34	0.48	0.93	2.30	1.45	0.23

Tabla 3-14 Precipitación Mensual de la Estación Huajicori

Precipitación Mensual de la Estación Huajicori													
Datos (1950-2010) en mm													
CUENCA:	RIO SAN PEDRO												
	CLAVE : 18012												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1950	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	161.6	397.9	405.5	376.5	128.3	0.0	0.0	1469.8
1951	38.7	0.0	2.0	0.0	0.0	59.0	251.4	382.6	476.5	9.6	1.5	13.4	1234.7
1952	0.0	0.0	0.0	6.1	0.0	367.9	446.3	462.3	332.4	14.3	0.1	3.4	1632.8
1953	0.0	65.1	0.0	0.0	0.0	23.3	410.8	273.3	81.7	134.6	0.0	19.9	1008.7
1954	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	181.7	551.3	245.0	356.8	244.9	0.0	0.0	1579.7
1955	30.9	0.0	0.0	0.0	0.0	15.6	472.2	362.9	403.0	37.9	0.1	0.0	1322.6
1956	8.9	0.0	0.0	0.0	2.7	268.9	273.4	349.5	235.1	7.7	0.0	0.0	1146.2
1957	0.0	1.0	13.7	0.0	0.0	27.4	456.1	333.6	281.7	237.2	2.0	0.0	1352.7
1958	27.0	16.8	47.1	0.0	0.0	213.1	549.2	297.3	588.3	209.8	45.4	18.8	2012.8
1959	5.9	0.0	0.0	48.0	0.0	174.8	466.8	415.2	211.3	123.8	2.0	40.3	1488.1
1960	23.7	0.0	0.0	0.0	0.0	20.2	359.6	336.9	234.7	86.6	1.0	36.2	1098.9
1961	63.2	0.0	0.0	1.6	0.0	235.5	403.4	348.1	323.8	88.9	0.0	3.4	1467.9
1962	14.1	0.8	0.0	0.0	0.0	290.8	216.4	427.8	234.5	146.7	60.7	14.8	1406.6
1963	0.0	13.7	0.0	0.0	0.0	156.8	608.6	261.3	261.9	115.4	9.3	57.6	1484.6
1964	110.1	0.0	0.4	0.0	0.0	22.1	121.6	312.7	464.1	21.0	0.0	17.2	1069.2
1965	20.8	0.0	0.0	0.0	0.0	12.1	186.8	611.6	424.3	15.4	0.0	107.6	1378.6
1966	14.0	43.0	0.0	58.6	0.0	211.6	404.6	817.9	410.3	102.7	0.0	0.0	2062.7
1967	11.5	0.0	0.0	0.0	0.0	127.7	363.0	764.0	545.0	129.2	0.0	59.0	1999.4
1968	0.0	34.5	93.7	0.0	0.0	0.0	450.2	213.6	257.5	93.8	48.5	119.5	1311.3
1969	0.4	30.0	3.5	0.0	0.0	16.0	240.4	763.8	232.8	210.9	0.0	84.2	1582.0
1970	8.5	34.8	0.0	0.0	0.0	276.5	733.7	446.3	457.7	0.0	11.3	0.0	1968.8
1971	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	253.6	181.2	205.1	404.9	64.0	0.0	1.6	1112.9
1972	17.5	0.0	0.0	0.0	3.2	25.7	334.7	366.1	371.3	140.8	115.2	93.3	1467.8
1973	30.5	43.7	0.0	0.0	0.0	179.4	503.5	660.7	663.7	81.3	0.0	18.4	2181.2
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	126.9	183.6	527.7	328.3	340.6	7.5	8.4	103.3	1626.3
1975	14.5	0.0	0.0	0.0	0.0	93.2	653.8	251.4	463.6	112.7	0.0	14.7	1603.9
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	265.5	465.5	288.8	341.0	11.0	191.3	38.0	1601.1
1977	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	72.5	251.1	623.5	321.5	134.5	3.5	0.0	1420.6
1978	0.0	15.8	0.0	0.0	0.0	100.0	507.5	336.5	459.1	144.0	0.0	1.4	1564.3
1979	118.5	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	569.4	305.1	285.7	0.0	0.0	4.5	1288.0
1980	18.0	2.0	1.2	2.0	0.0	90.0	300.8	607.6	470.5	55.2	10.5	0.0	1557.8
1981	50.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23.0	599.0	722.5	426.5	252.0	0.0	6.0	2079.0
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	266.9	156.9	75.7	22.5	125.3	105.2	756.5
1983	37.3	3.1	31.0	0.0	33.8	30.0	350.9	332.9	75.3	157.5	94.5	0.0	1146.3
1984	5.0	0.0	0.0	0.0	2.1	242.7	488.8	357.5	298.0	36.6	41.1	21.1	1492.9
1985	114.6	1.4	1.8	0.0	0.0	320.2	401.5	423.4	317.1	24.6	0.0	20.2	1624.8
1986	0.1	18.5	0.0	0.0	0.4	46.2	288.7	353.1	144.1	165.5	5.1	18.0	1039.7
1987	57.0	30.0	0.0	0.0	0.8	12.3	302.2	175.9	243.4	2.3	1.0	39.3	864.2
1988	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.8	24.4	581.8	230.7	29.9	0.0	3.5	903.1
1989	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.4	345.3	424.2	275.7	18.0	23.5	43.6	1141.7
1990	0.0	17.1	0.0	0.0	20.4	92.9	229.3	228.5	290.3	112.3	0.0	0.0	990.8
1991	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	170.0	379.0	275.6	440.0	114.0	90.5	26.0	1495.1
1992	324.0	76.7	0.0	0.0	0.0	21.0	449.2	403.9	567.3	28.3	12.8	76.2	1959.4
1993	8.4	0.0	6.7	0.0	0.0	231.0	284.5	221.8	248.6	0.2	17.1	0.0	1018.3
1994	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	135.5	351.0	400.0	163.0	115.0	0.0	4.0	1169.2
1995	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	157.0	283.7	184.7	0.0	0.0	0.0	626.9
1996	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	127.7	400.8	332.6	260.8	58.5	60.0	0.0	1240.4
1997	16.5	23.6	0.2	13.7	6.4	193.2	238.1	338.7	198.7	79.5	239.0	11.3	1358.9
1998	1.0	11.4	0.0	0.0	0.0	41.4	567.7	345.8	514.5	78.9	1.4	0.1	1562.2
1999	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	453.1	572.7	790.1	507.0	175.1	0.0	0.0	2498.0
2000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	359.6	274.2	201.0	327.5	132.0	0.5	17.9	1312.7
2001	32.7	0.0	24.7	0.0	0.0	101.2	330.0	295.3	438.5	36.2	0.0	19.5	1278.1
2002	0.0	60.0	0.0	0.0	0.0	14.1	243.9	333.8	642.9	37.3	4.8	0.9	1337.7
2003	0.0	13.7	0.0	0.0	0.0	79.1	181.5	351.3	661.5	67.3	0.0	0.0	1354.4
2004	71.2	3.0	0.0	0.0	0.0	166.8	235.2	443.3	392.5	71.0	65.0	0.0	1448.0
2005	1.5	26.8	4.0	6.7	0.0	0.0	283.1	341.8	309.9	0.0	0.0	0.0	973.8
2006	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.8	301.5	486.0	264.0	55.0	0.0	2.0	1123.3
2007	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	55.0	353.6	386.8	176.3	62.0	27.5	0.0	1069.2
2008	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	91.3	583.2	385.9	340.9	60.5	0.0	0.0	1461.8
2009	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	297.0	303.0	267.0	266.0	128.0	3.0	44.0	1310.0
2010	13.9	160.1	0.0	0.0	0.3	65.9	372.9	406.4	443.8	24.2	0.0	0.0	1487.5
Media	21.9	12.2	3.8	2.2	3.3	124.0	374.1	391.0	344.9	82.9	21.7	21.8	1403.7
Desv. Est.	48.3	26.2	14.1	9.8	16.9	112.6	143.4	156.2	138.8	67.4	46.7	32.0	358.0
Coef de Asimetría	4.58	3.63	5.11	5.12	6.89	0.84	0.19	1.23	0.32	0.72	2.98	1.73	0.63
Coef de Curtosis	28.91	19.89	32.10	29.34	53.17	2.94	2.77	4.05	2.85	2.86	12.67	5.06	3.83
Coef de Variación	2.21	2.14	3.73	4.35	5.17	0.91	0.38	0.40	0.40	0.81	2.15	1.47	0.26





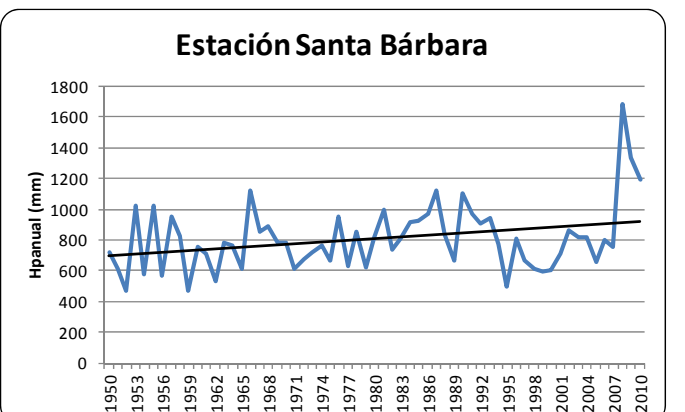
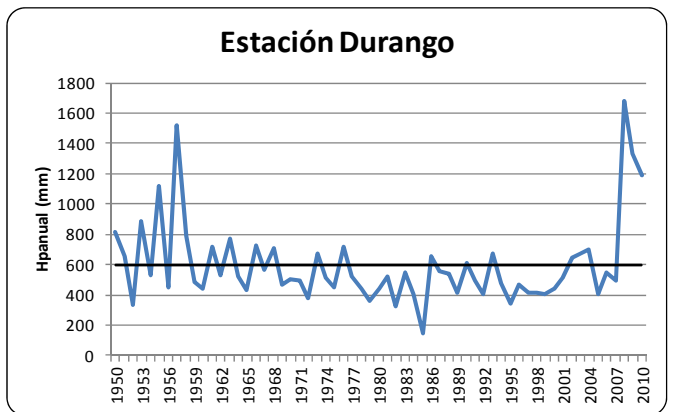
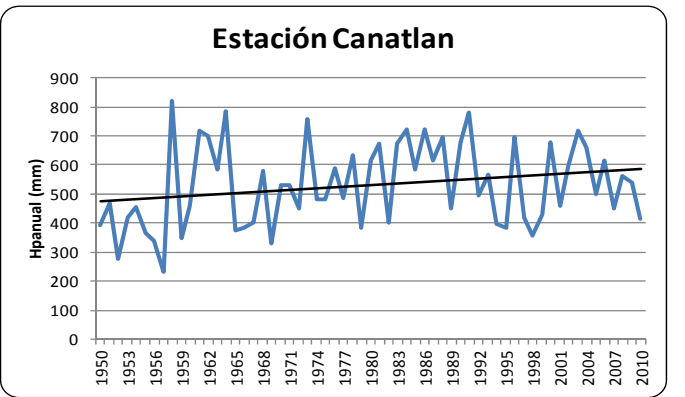
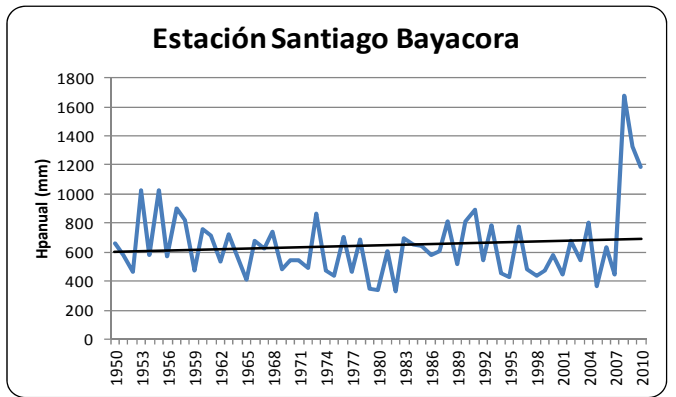
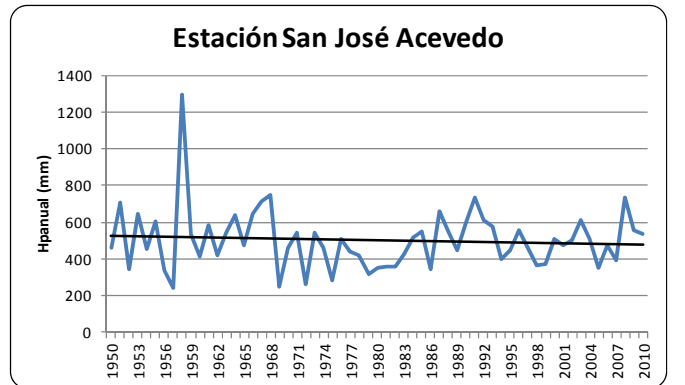
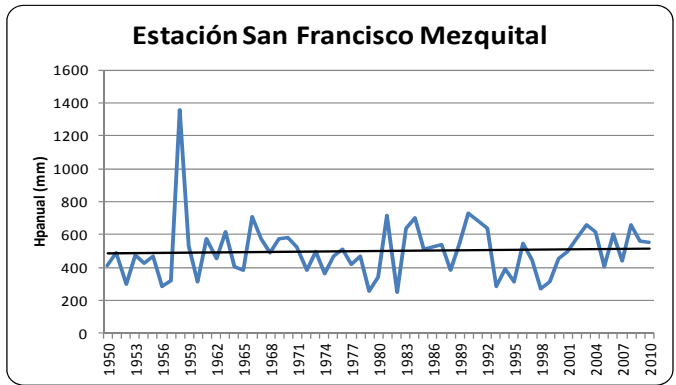
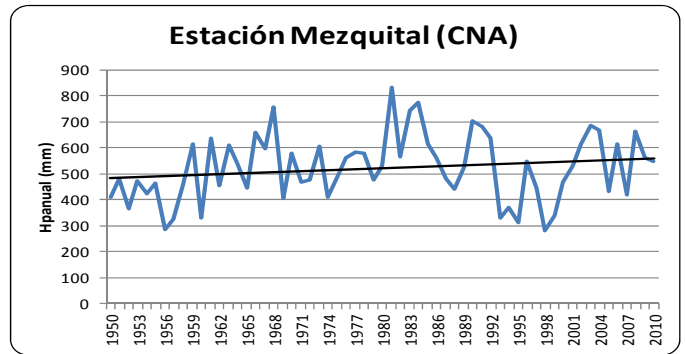
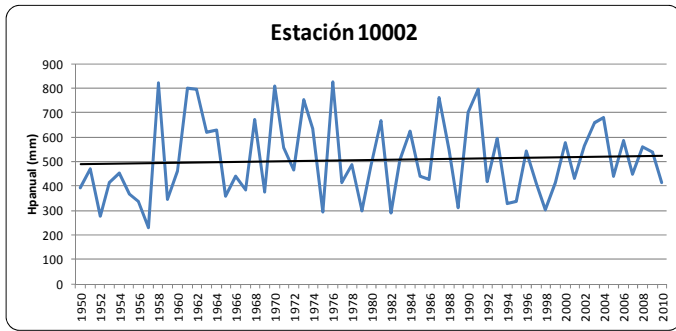


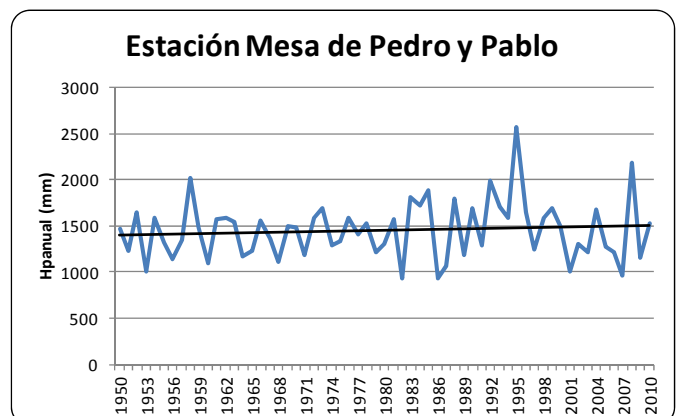
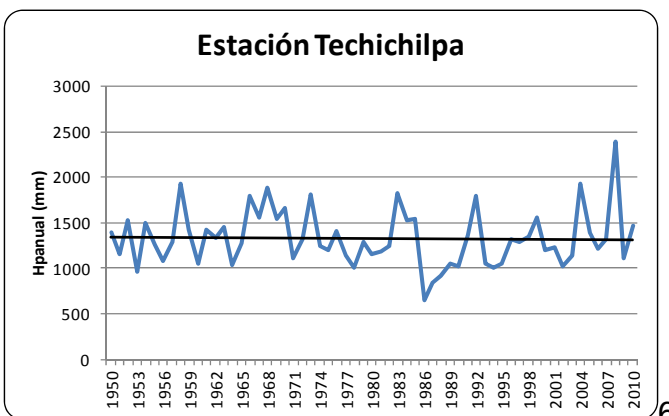
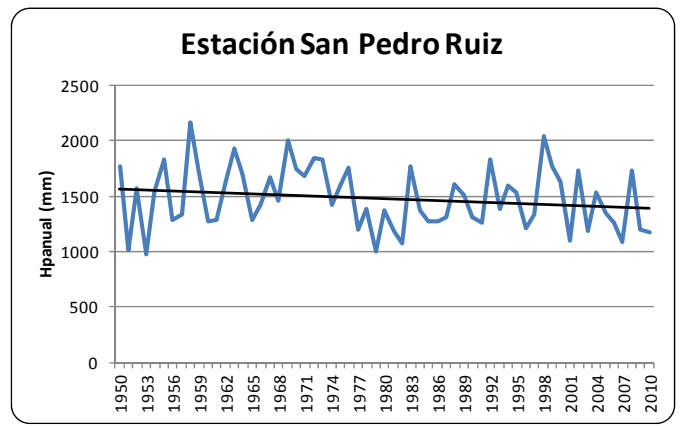
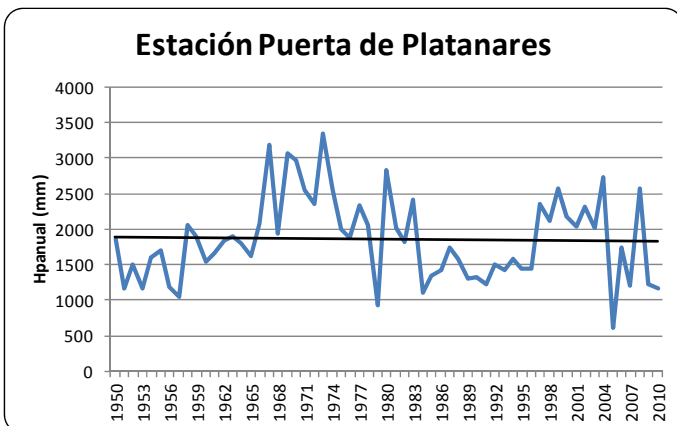
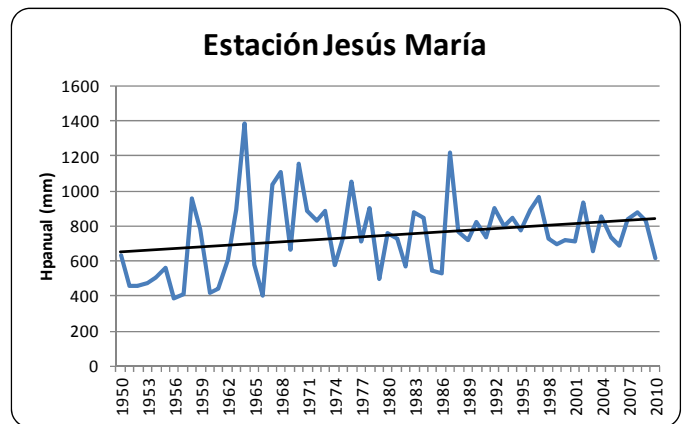
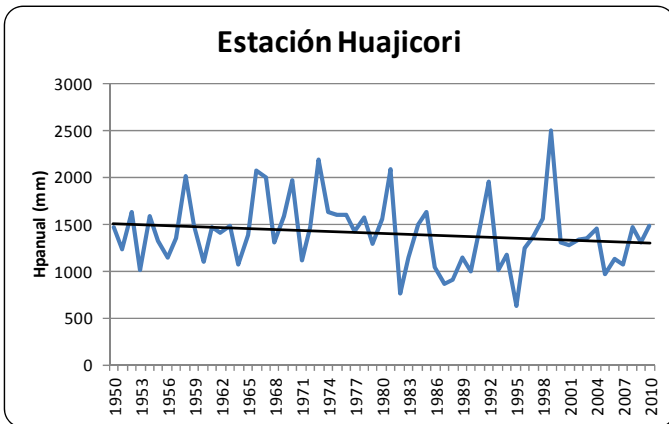
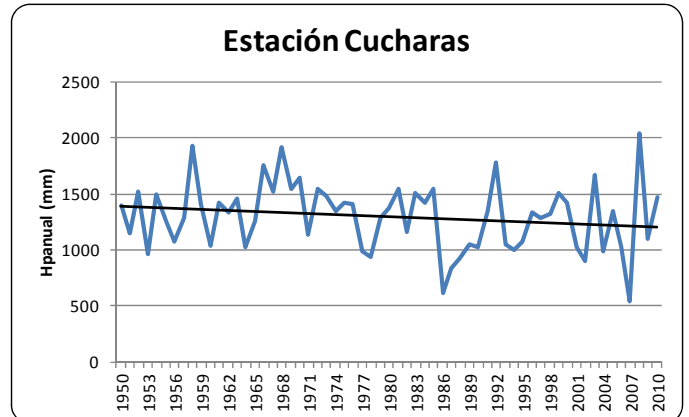
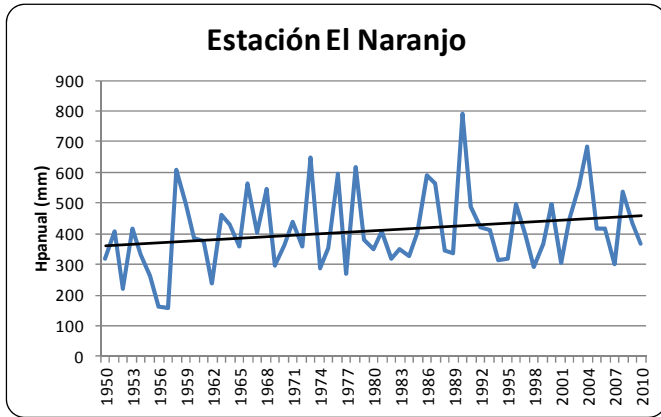






Gráfico 3-1 Precipitación acumulada anual de las Estaciones en Estudio





### **3.3 Resultados**

De los registros obtenidos y analizados, se observa que no se presenta algún cambio que infiera que el sistema hidrológico de la cuenca es inestable, primeramente se tiene la precipitación anual promedio de todas las estaciones mencionadas en la Tabla 3-1, los resultados se muestran en la Tabla 3-2 y no se observa fluctuación fuera del promedio presentado de la lluvia con respecto al tiempo. Así mismo en las precipitaciones máximas diarias en cada estación, presentadas en la Tabla 3-3, no se observa inestabilidad en el sistema. Para ratificar la estabilidad de las condiciones de la lluvia dentro del sistema, se realizó el análisis de la lluvia mensual para cada una de las estaciones seleccionadas para el trabajo, véase Tabla 3-4 a la Tabla 3-19. La mejor manera de ilustrar los resultados de las tablas antes mencionadas es por medio de gráficos, ver Gráfico 3-1, los cuales permiten observar con mayor claridad que no existe cambio alguno que haga pensar que la lluvia cambia significativamente con respecto al tiempo, lo cual viene a corroborar que el sistema hidrológico de la cuenca es estable y por ende los registros de precipitación son confiables.



## **4. ESCURRIMIENTOS**

Para la obtención de los escurrimientos se utilizó información hidrométrica y climatológica, principalmente, así como estudios de disponibilidad de agua que existen de la zona.

El escurrimiento al sitio en estudio será una función directa de la competencia por las aguas superficiales originada aguas arriba de éstos, para su utilización en el uso consuntivo, usos pecuarios y otros.

El objetivo de incluir en este trabajo los registros hidrométricos referidos a los escurrimientos medios mensuales, es para analizar su comportamiento con respecto al tiempo dentro del sistema hidrológico de la cuenca, de la misma forma que se realizó en el capítulo de las precipitaciones; con los resultados obtenidos del comportamiento de los escurrimientos podremos corroborar si en el sistema hay un equilibrio en el patrón de lluvias de la cuenca; si el sistema tuviera un comportamiento diferente, entonces se estaría hablando de una modificación del sistema por cambios antropogénicos (cambios de uso de suelo), lo cual indicaría que los escurrimientos si se están modificando y las lluvias no. Para este análisis solo tomaremos los escurrimientos presentados en la estación hidrométrica (EH) San Pedro.

En los incisos siguientes de este capítulo se hace una descripción de la información utilizada para la complementación de los datos faltantes de los escurrimientos disponibles hasta la EH San Pedro.

### **4.1 Información hidrométrica**

La información hidrométrica disponible se obtuvo de los registros medios diarios y mensuales del Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales<sup>2</sup> (BANDAS) para las

---

<sup>2</sup> Base de información editada por el Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua (IMTA)

estaciones de San Pedro, San Pedro Canal Principal Margen Derecha (CPMD), Pajaritos, La Muralla y Mezquital; estaciones hidrométricas(EH) seleccionadas para la obtención de los escurrimientos en el sitio del proyecto o en cualquier otro sitio de la cuenca comprendido entre éstas.

En la Figura 4-1 se observa la ubicación de estas estaciones y en la Tabla 4-1 se muestran algunas características generales de las mismas.

En la Tabla 4-2 se muestra la matriz de escurrimientos mensuales de la estación hidrométrica San Pedro, la cual registra en el período de 1944 a 2005 un escurrimiento medio anual de 2,708.18 hm<sup>3</sup>. Los datos de volumen escurrido para las demás estaciones, se pueden consultar en la Tabla 4-3, Tabla 4-4, Tabla 4-5 y Tabla 4-6.

Tabla 4-1 Características generales de las estaciones hidrométricas seleccionadas para el estudio del PH Las Cruces

Nombre de la Estación	Corriente	Localización No. de carta	Período registrado	Área drenada (km <sup>2</sup> )	Volumen escurrido medio anual (Mm <sup>3</sup> )	Gasto medio anual (m <sup>3</sup> /s)	Avenida máxima	
							Q m <sup>3</sup> /s	Fecha
Mezquital	Río Mezquital	F13B32	1983-2004	16,903	371.78	11.73	586	16 01 1985
La Muralla	Río Mezquital	F13A59	1986-2003	21,313.00	1290.02	40.73	8334	31 05 1989
Pajaritos	Río San Pedro	G13A79	1978-1985,1987-1989,1995-2003	23,985.00	1892.47	59.66	1874.4	26 11 1982
San Pedro	Río San Pedro	F13C19	1944-2005	25,666.00	2721.19	85.4		13 09 1993
San Pedro	Canal Principal Margen Derecha	F13C20	1960-1985,1987,1992,1994,1996-2001		47.83	153	34.6	VARIOS

Tabla 4-2 Escurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica San Pedro  
(Millones de m<sup>3</sup>)

REGISTROS HISTÓRICOS DE ESCURRIMIENTO MEDIO MENSUAL EN LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA SAN PEDRO													
REGIÓN: PACÍFICO NORTE												DATOS DE 1944-2005, EN hm <sup>3</sup>	
SISTEMA HIDROLÓGICO (CFE):SAN PEDRO-ACAPON													
CUENCA: RÍO SAN PEDRO						ESTADO: NAYARIT			CLAVE BANDAS: 11012				
DEPENDENCIA: CONAGUA						CORRIENTE: RÍO SAN PEDRO			REGIÓN HIDROLÓGICA: 11				
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1944	111,52	80,60	191,51	86,85	53,99	86,83	344,34	780,09	1640,80	238,24	330,34	118,38	4063,48
1945	78,09	89,63	25,79	12,29	9,36	7,52	540,85	588,39	423,75	392,79	33,73	11,59	2213,77
1946	114,85	19,01	12,58	7,50	5,33	82,50	421,48	559,57	560,60	590,70	88,58	37,65	2500,35
1947	205,45	24,43	19,69	9,49	8,56	64,57	202,58	825,12	945,51	132,85	34,76	24,33	2497,33
1948	64,80	53,14	12,16	6,97	15,37	148,77	498,24	659,64	1075,68	353,96	161,27	56,17	3106,16
1949	79,85	35,96	16,99	10,71	7,95	101,52	568,75	469,64	599,17	351,84	39,46	24,84	2306,67
1950	19,69	12,60	9,93	6,67	4,90	217,60	708,53	405,01	568,61	234,44	26,98	17,70	2232,65
1951	40,08	11,74	10,49	7,92	6,28	26,51	291,84	323,40	509,60	83,72	28,21	25,51	1365,30
1952	12,61	9,29	7,41	5,24	4,42	139,38	571,44	554,72	318,66	121,03	23,06	17,33	1784,57
1953	9,34	169,18	51,27	12,21	5,45	34,08	281,21	513,89	625,21	171,81	31,59	24,37	1929,60
1954	22,45	9,90	7,34	4,51	3,35	98,79	473,33	606,98	448,91	265,25	33,02	17,80	1991,62
1955	73,28	16,74	9,86	5,63	3,90	26,47	480,42	1206,40	1179,45	300,80	39,30	19,29	3361,55
1956	14,71	11,09	7,93	4,72	17,99	168,38	393,10	448,81	375,95	56,57	18,59	14,03	1531,86
1957	11,39	8,10	9,02	6,29	4,01	7,29	183,13	216,97	263,54	553,61	44,15	15,22	1322,70
1958	21,79	16,78	79,41	6,94	4,92	246,02	797,92	665,34	1515,84	779,20	575,08	103,22	4812,45
1959	49,41	19,11	12,03	42,96	7,83	105,66	540,43	996,47	406,63	298,61	97,60	30,15	2606,89
1960	93,90	16,97	9,53	4,62	2,81	10,06	248,96	489,00	294,45	82,63	35,39	128,60	1416,91
1961	105,01	24,03	10,36	5,99	2,62	98,44		833,01	901,99	177,48	29,04	23,74	2211,70
1962	14,18	19,75	7,59	3,56	1,63	139,09	424,77	322,26	642,27	373,76	50,25	34,96	2034,07
1963	29,87	8,53	8,89	3,33	3,29	88,59	775,93	825,43	897,52	682,02	72,89	164,50	3560,79
1964	35,17	23,94	11,07	5,44	2,95	67,58	323,95	559,53	1193,31	572,81	46,89	44,59	2887,23
1965	25,68	18,84	7,89	3,60	2,41	12,59	190,05	652,54	873,31	200,36	28,87	181,59	2197,70
1966	102,94	164,52	24,10	12,62	12,13	104,96	465,57	1263,16	1231,88	390,07	64,53	49,05	3885,53
1967	136,56	25,30	14,40	8,84	4,38	54,57	478,87	1008,53	1565,98	281,15	57,83	124,56	3760,96
1968	36,99	86,53	469,97	31,98	15,41	31,88	619,71	947,42	1871,66	542,32	148,73	371,68	5174,27
1969	134,32	50,12	21,07	10,66	6,82	9,21	433,00	403,22	660,61	796,35	57,54	273,21	2856,10
1970	214,32	119,33	51,24	11,65	5,65	76,42	555,27	979,98	1108,83	595,19	64,92	29,56	3812,36
1971	21,29	12,64	8,36	4,81	4,07	108,51	460,77	691,83	769,76	482,96	54,73	30,06	2649,79
1972	36,18	14,93	8,46	3,61	2,82	25,87	184,98	293,73	532,24	113,54	523,65	138,32	1878,32
1973	145,59	62,64	30,31	7,70	6,91	37,97	388,62	1644,51	1183,26	409,85	101,81	32,17	4051,32
1974	22,83	12,81	7,22	4,32	10,18	98,09	388,47	473,35	513,30	237,58	26,25	84,96	1879,35
1975	75,34	14,90	8,25	4,15	2,28	16,28	670,17	1036,24	575,56	137,82	19,96	4,68	2565,63
1976	0,65	0,00	0,00	0,00	0,00	88,25	860,68	669,91	542,59	236,61	716,22	336,70	3451,61
1977	207,25	37,09	18,96	5,74	0,00	40,78	390,36	801,20	615,11	162,53	27,09	9,21	2315,32
1978	4,09	16,84	0,77	0,00	0,00	43,79	412,25	534,94	1056,82	543,78	35,47	17,41	2666,16
1979	178,46	42,08	8,09	0,70	0,00	1,10	313,50	698,68	558,21	27,46	9,39	7,45	1845,12
1980	7,70	14,88	1,47	0,00	0,00	40,47	329,42	995,12	688,72	216,16	55,51	22,32	2371,77
1981	36,11	10,80	7,75	1,64	0,48	36,56	467,50	695,75	1018,29	494,35	57,50	30,54	2857,26
1982	14,77	6,40	0,70	0,03	0,00	2,62	243,60	126,89	134,58	125,52	201,22	345,35	1201,68
1983	134,33	31,25			34,22	67,89	315,20	967,49	1155,65	474,97	136,57	32,14	3349,70
1984	74,67	72,28	5,48	1,40	1,75	211,59	1762,85	1472,97	534,52	145,74	83,40	91,70	4458,36
1985	1150,30	74,68	17,03	7,06	2,40	209,51	825,80	1021,58	574,49	180,08	35,14	36,06	4134,12
1986	14,34	13,73	3,42	0,67	0,57	34,80	329,46	352,06	879,36	423,84	48,99	52,28	2153,51
1987	655,46	161,52	155,78	9,57	7,09	14,65	466,75	769,55	663,25	211,86	24,71	69,70	3209,89
1988	24,83	8,19	5,01	2,77	0,10	105,36	1053,40	1864,78	825,16	199,07	24,33	15,95	4128,95
1989	7,95	4,51	2,37	0,77	0,13	2,79	184,32	608,48	465,63	59,23	50,96	57,93	1445,07
1990	28,69	43,26	7,72	0,60	2,40	61,96	566,11	1313,13	1101,46	816,81	53,85	20,21	4016,19

Validación de las avenidas de diseño para el dimensionamiento de las obras de desvío y excedencias del proyecto hidroeléctrico Las Cruces, Nayarit.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1 991	12,40	8,15	3,73	29,88	0,12	8,15	658,23	595,87	1142,72	342,11	279,68	187,42	3268,44
1 992	1853,20	775,72	76,06	23,31	14,56	18,23	303,23	670,43	456,47	109,05	51,12	384,12	4735,49
1 993	52,29	23,48	11,68	2,03	0,28	65,77	508,97	373,53	1849,22	355,88	335,25	53,52	3631,90
1 994	19,84	9,31	6,40	3,26	1,90	106,16	182,87	412,61	409,13	599,67	44,80	42,69	1838,65
1 995	41,63	10,79	3,13	0,14	0,00	27,75	411,88	609,57	720,45	107,77	23,12	11,33	1967,56
1 996	6,13	3,66	2,06	0,45	0,00	53,77	250,92	382,00	850,77	703,05	55,28	48,97	2357,07
1 997	75,84	79,69	11,00	18,95		131,62	489,88	351,41	371,13	88,48	224,50	40,69	1883,20
1 998	26,22	22,04	11,19	1,58	0,05	33,26	370,30	584,98	675,30	321,85	61,72	26,27	2134,76
1 999	9,33	4,73	2,12	0,07	0,00	218,79	831,18	639,03	676,63	216,00	23,49	12,55	2633,91
2 000	9,80	5,37	2,96	0,54		313,55	430,48	505,05	430,56	225,02	31,12	13,95	1968,39
2 001	17,100	4,80	19,15	1,42		53,19	313,51	460,09	443,12	82,45	15,95	12,65	1423,45
2 002	12,301	32,78	17,42	5,84	4,66	19,07	249,02	515,82	894,19	209,76			1960,88
2 003		9,64	2,28	0,05		17,72	430,84	670,57	1929,69	518,90	64,98	7,53	3652,18
2 004	190,182	30,94	9,31	5,35	2,46	104,41	505,91	758,63	1432,21	459,13	119,86	21,29	3639,67
2 005	13,802	50,62	29,22	5,34	1,67	1,57	127,91	205,80	158,01	122,57	28,25	13,12	757,88
<b>Media</b>	<b>115,39</b>	<b>46,33</b>	<b>26,63</b>	<b>8,08</b>	<b>5,60</b>	<b>75,44</b>	<b>467,10</b>	<b>691,48</b>	<b>798,83</b>	<b>319,05</b>	<b>96,86</b>	<b>70,41</b>	<b>2721,19</b>
<b>Mediana</b>	<b>36,11</b>	<b>18,93</b>	<b>9,53</b>	<b>5,24</b>	<b>3,12</b>	<b>58,26</b>	<b>430,48</b>	<b>624,30</b>	<b>669,28</b>	<b>251,75</b>	<b>50,25</b>	<b>30,54</b>	<b>43,18</b>
<b>Mínimo</b>	<b>0,65</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>1,10</b>	<b>127,91</b>	<b>126,89</b>	<b>134,58</b>	<b>27,46</b>	<b>9,39</b>	<b>4,68</b>	<b>0,00</b>
<b>Máximo</b>	<b>1853,20</b>	<b>775,72</b>	<b>469,97</b>	<b>86,85</b>	<b>53,99</b>	<b>313,55</b>	<b>1762,85</b>	<b>1864,78</b>	<b>1929,69</b>	<b>816,81</b>	<b>716,22</b>	<b>384,12</b>	<b>1929,69</b>
<b>Desv.</b>	<b>281,89</b>	<b>101,92</b>	<b>66,36</b>	<b>13,02</b>	<b>8,72</b>	<b>68,53</b>	<b>255,44</b>	<b>340,30</b>	<b>424,10</b>	<b>205,61</b>	<b>137,46</b>	<b>93,33</b>	<b>134,08</b>
<b>Coef. de asimetría</b>	<b>2,44</b>	<b>2,20</b>	<b>2,49</b>	<b>1,61</b>	<b>1,56</b>	<b>0,91</b>	<b>0,55</b>	<b>0,49</b>	<b>0,53</b>	<b>0,64</b>	<b>1,42</b>	<b>1,33</b>	<b>0,05</b>
<b>%</b>	<b>4,24</b>	<b>1,70</b>	<b>0,98</b>	<b>0,30</b>	<b>0,21</b>	<b>2,77</b>	<b>17,17</b>	<b>25,41</b>	<b>29,36</b>	<b>11,72</b>	<b>3,56</b>	<b>2,59</b>	<b>100,00</b>

Tabla 4-3 Esguerrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Canal margen derecha San Pedro (Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1960												2,21	2,21
1961	1,71	2,05	3,01	2,21	2,38	1,54	0,00	0,00	0,00		2,08	2,48	17,45
1962	3,26	1,30	2,93	2,63	2,73	1,71	0,00	0,00	0,00	0,99	1,74	1,76	19,05
1963	2,79	4,27	4,03	3,21	2,20	1,51	0,02	0,00	0,00	0,13	1,60	1,74	21,50
1964	2,09	3,47	3,99	3,02	4,15	1,97	0,02	0,00	0,00	2,24	2,83	2,99	26,75
1965	3,26	1,30	2,93	2,63	2,73	1,71	0,00	0,00	0,00	0,99	1,74	1,76	19,05
1966	2,14	2,28	3,29	3,31	3,04	0,74	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	2,02	17,81
1967	0,90	2,02	2,14	2,02	0,97	2,57	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,73	11,35
1968	1,64	2,26	1,28	1,77	1,49	1,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00		9,46
1969	17,45	2,84	2,62	2,39	2,48	1,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42	1,41	31,20
1970	1,99	2,58	2,17	2,39	1,95	1,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,46	2,08	15,00
1971	2,27	2,38	2,47	1,99	1,65	0,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,54	2,07	14,27
1972	1,76	2,58	3,79	3,31	3,05	1,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15,55
1973	0,00	1,27	2,59	3,83	1,96	1,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,62	2,25	13,71
1974	3,35	3,73	4,33	2,71	1,76	0,97	0,00	0,00	0,00	0,63	2,73		20,19
1975							31,29	37,82	27,60	23,20	21,46	19,95	161,30
1976	18,01	12,91	8,76	7,16	4,32	19,47	14,50	0,00	0,00	0,00	14,16	0,09	99,38
1977							39,10	29,35	22,95	21,23	14,54	15,54	142,70
1978	14,91	13,16	12,20	7,38	4,81	10,78	0,35	0,00	0,00	0,00	1,03	11,13	75,75
1979	10,38	10,71	9,94	8,44	4,28	7,30	15,19	0,18	0,00	5,04	9,77	10,22	91,43
1980	8,94	9,48	7,48	5,17	4,74	4,25	11,04	18,75	19,49	1,39	0,00	0,00	90,72
1981													0,00
1982	5,71	4,95	9,45	6,29	3,33	6,37	0,48	0,00	0,00	2,26	1,93	2,46	43,23
1983							1,24	2,65					3,89
1984					1,60	1,91		3,67	4,03	4,01	1,26	1,66	18,13
1985	0,79	1,21	2,10	2,59	2,14	1,78	4,20	11,36	12,40	9,04	2,46	2,15	52,22
1986													
1987	1,73	0,57	1,48	1,21	1,14								6,13
1988													
1989													
1990													
1991													
1992					1,07	0,82							1,90
1993													
1994	1,78	1,61	1,78	1,76	1,68	1,66	1,64	1,64	1,59	1,64	1,59	1,64	20,02
1995													
1996				5,01	4,80	5,02							14,83
1997	6,11	5,44	5,93	5,15	5,74								28,37
1998		8,06	9,07	8,93	9,30	8,20							43,56
1999		8,03	8,77	8,50	8,25	7,45							40,99
2000	9,48	8,82	9,40	9,05	9,39	9,14							55,29
2001		8,33	8,47	7,24	6,49	6,44							36,97
Promedio	5,10	4,73	5,05	4,33	3,52	3,94	4,96	4,22	3,67	3,16	3,50	3,84	50,02
Mediana	2,53	2,84	3,79	3,26	2,73	1,75	0,02	0,00	0,00	0,63	1,60	2,07	20,02
Máximo	18,01	13,16	12,20	9,05	9,39	19,47	39,10	37,82	27,60	23,20	21,46	19,95	161,30
Mínimo	0,00	0,57	1,28	1,21	0,97	0,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q med (m <sup>3</sup> /s)	1,90	1,94	1,89	1,67	1,31	1,52	1,85	1,57	1,42	1,18	1,35	1,43	1,59

Tabla 4-4 Escurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Pajaritos (Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1978							209,05	309,97	596,81	394,41	31,17	20,44	1 561,84
1979	140,93	46,60	15,44	7,90	5,85	7,77	178,98	448,64	202,35	22,61	13,34	15,05	1 105,46
1980	15,56	22,54	9,85	5,44	4,55	28,15	197,98	310,08	384,02	138,14	43,76	19,88	1 179,94
1981	40,39	18,75	14,99	7,59	5,49	44,78	319,25	450,24	515,04	267,13	37,33	24,70	1 745,68
1982	16,18	10,48	8,23	4,56	3,76	13,22	201,12	104,19	81,83	51,89	159,88	233,51	888,84
1983	121,89	31,64	92,40		53,26	59,06	143,08	474,50	571,09	284,98	93,33	21,57	1 946,80
1984	59,91	48,65	13,66	8,50	9,51	137,11	1 088,64	635,52				69,61	2 071,10
1985	511,52	55,53	21,67	12,67	8,58	119,76	298,07	499,81	295,90	103,48	24,75	38,35	1 990,08
1986													
1987	388,89	117,27	96,32	18,40	15,32	19,40	234,58	518,25	378,96	124,67	21,50	65,11	1 998,66
1988	31,17	14,90	11,48	8,19	5,05	74,87	593,67	987,84	335,35	80,49	15,01	6,38	2 164,41
1989	10,11	8,19	2,35										
1990													
1991													
1992													
1993													
1994													
1995	14,28						355,65	421,67	421,34				1 212,95
1996		19,47	9,62	5,16	4,64	42,85	129,63	193,54	364,39	443,78	67,27	46,46	1 326,82
1997	78,01	86,71	18,27	34,50	18,70	131,85	383,83	209,66	246,49	43,62	213,56	55,66	1 520,85
1998	20,74					21,74	192,63	299,57	355,56	154,27	41,14	14,64	1 100,29
1999	6,73	5,33	4,67	3,17	2,75	121,83	551,92	418,02	546,36	35,58	14,05	8,41	1 718,81
2000	9,03	3,73	2,09	1,53	1,26	108,79	125,61	300,82	304,50	76,64	18,41	14,16	966,58
2001	26,05	7,29	30,44	2,45	14,76	50,08	297,22	684,63	503,56	118,73	10,43	30,42	1 776,07
2002	5,57	28,89	2,35	1,01	0,97	12,25	250,56	523,02	397,73	117,45	48,26	38,59	1 426,64
Promedio	88,06	32,87	22,11	8,65	10,30	62,10	319,53	432,77	382,43	153,62	53,32	42,53	1 538,99
Mediana	26,05	21,01	12,57	6,51	5,49	47,43	242,57	435,16	378,96	118,09	34,25	24,70	1 541,34
Máximo	511,52	117,27	96,32	34,50	53,26	137,11	1 088,64	987,84	596,81	443,78	213,56	233,51	2 164,41
Mínimo	5,57	3,73	2,09	1,01	0,97	7,77	125,61	104,19	81,83	22,61	10,43	6,38	888,84
Q med (m <sup>3</sup> /s)	32,88	13,47	8,26	3,34	3,84	23,96	119,30	161,58	147,54	57,35	20,57	15,88	48,77

Tabla 4-5 Ecurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica La Muralla  
(Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1986			3,77	6,07	6,45	22,13	144,10	104,84	421,00	334,74	43,13	44,84	1 131,05
1987	377,47	138,90	80,09	18,00	14,68	15,72	66,09	233,35	211,50	73,90	17,24	42,30	1 289,23
1988	11,81	7,37	<b>6,81</b>	<b>5,97</b>		7,27	343,38	839,59	142,85	49,96	18,80	17,82	1 451,64
1989	14,31	12,27	9,24	6,82	7,04	7,60	44,99	263,56	112,22	28,54	53,36	41,28	601,23
1990	28,26	41,03	13,15	6,38	8,16	21,87	213,80	705,46	312,26	519,13	30,80	16,49	1 916,79
1991	10,87	8,91	6,57	4,22	3,57	6,78	355,78	279,67	656,99	171,37	155,52	111,53	1 771,77
1992	2 089,5	442,48	25,46	13,93	13,13	12,91	54,93	103,58	49,51	15,45	12,63	99,40	2 932,88
1993	33,55	21,42	14,24	9,67	8,54	30,67	123,43	92,65	1 029,5	133,54	181,22	18,37	1 696,82
1994	18,24	14,16	13,16	9,64	8,92	33,93	45,35	151,10	134,40	148,04	16,00	14,13	607,06
1995	13,32	10,80	8,68	5,83	5,12	21,49	139,78	169,57	211,12	29,23	13,39	13,07	641,38
1996	12,32	9,30	5,89	4,25	4,03	23,44	76,58	136,51	286,42	457,91	44,17	24,47	1 085,29
1997	61,57	70,79	12,81	26,14	12,49	33,51	107,21	66,40	92,23	16,21	118,30	21,79	639,44
1998	16,34	12,97	10,03	6,01	4,51	12,57	90,93	119,49	126,23	39,25	15,43	11,56	465,32
1999	9,71	7,41	5,75	3,74	3,56	40,63	189,02	153,55	158,61	15,08	9,20	9,31	605,57
2000	10,04	7,82	6,28	4,24	3,66	58,68	67,35	97,89	72,60	28,50	10,85	9,31	377,22
2001	10,17	5,57	13,60	3,10	3,45	19,41	107,99	157,19	107,37	38,47	9,82	11,62	487,77
2002	7,46	17,89	5,55	3,24	3,78	9,19	103,98	325,23	127,70	45,53	25,14	27,21	701,88
2003	13,33	12,71	8,17	4,95	4,27	18,81	166,77	219,84	1 110,4	625,54	349,27	324,08	2 858,09
<b>Promedio</b>	<b>161,07</b>	<b>49,52</b>	<b>13,85</b>	<b>7,90</b>	<b>6,78</b>	<b>22,03</b>	<b>135,64</b>	<b>234,42</b>	<b>297,94</b>	<b>153,91</b>	<b>62,46</b>	<b>47,70</b>	<b>1 181,13</b>
<b>Mediana</b>	13,33	12,71	8,96	5,99	5,12	20,45	107,60	155,37	150,73	47,74	21,97	20,08	893,59
<b>Máximo</b>	2 089,5	442,48	80,09	26,14	14,68	58,68	355,78	839,59	1 110,4	625,54	349,27	324,08	2 932,88
<b>Mínimo</b>	7,46	5,57	3,77	3,10	3,45	6,78	44,99	66,40	49,51	15,08	9,20	9,31	377,22
<b>Q med (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>60,14</b>	<b>20,29</b>	<b>5,17</b>	<b>3,05</b>	<b>2,53</b>	<b>8,50</b>	<b>50,64</b>	<b>87,52</b>	<b>114,95</b>	<b>57,46</b>	<b>24,10</b>	<b>17,81</b>	<b>37,43</b>



Tabla 4-6 Ecurrimiento medio mensual en la estación hidrométrica Mezquital (Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1983								101,80	144,04	51,01	16,68	6,04	319,57
1984	6,21	6,68	4,36	2,39	1,78	10,68	446,6	233,35	40,83	15,40	5,30	7,26	780,88
1985	220,72	16,02	5,08	3,24	3,07	8,16	44,52	65,88	16,37	8,28	4,81	5,97	402,11
1986	4,64	3,51	2,53	2,09	1,76	4,04	82,05	13,08	312,71	74,76	16,50	14,90	532,57
1987	107,94	22,83	30,93	4,40	5,12	4,05	8,81	92,66	98,58	37,46	6,67	8,42	427,89
1988	7,49	6,37	4,40	4,03	4,02	4,84	130,17	365,21	74,26	15,90	5,66	6,19	628,54
1989	5,71	5,18	3,47	2,19	2,19	1,39	4,22	235,44	19,66	9,13	9,17	9,55	307,31
1990	8,56	7,48	5,17	2,67	3,28	2,97	32,53	358,86	103,66	201,71	12,76	8,31	747,95
1991	6,15	6,42	4,76	2,67	2,59	4,11	135,10	122,70	371,65	106,86	40,72	29,66	833,37
1992	513,84	153,64	41,24	5,65	5,98	7,49	12,60	13,08	9,02	5,79	5,80	7,90	782,04
1993	6,77	5,47	4,07	2,40	2,06	6,10	20,07	7,91	373,21	38,39	24,12	10,48	501,04
1994	8,35	6,34	5,29	4,03	3,58	8,28	7,79	19,14	20,43	15,35	7,40	7,59	113,57
1995	6,17	5,48	4,08	2,51	2,08	3,34	13,34	18,54	20,26	6,60	5,66	6,41	94,47
1996	6,90	5,35	2,90	1,89	1,46	3,39	10,91	26,52	84,10	310,27	7,53	7,00	468,21
1997	11,36	11,96	7,56	7,61	6,45	6,64	8,98	4,61	6,70	3,88	6,55	7,28	89,59
1998	5,80	4,86	3,38	1,76	0,91	1,39	9,29	12,51	13,16	6,34	5,89	6,08	71,37
1999	4,83	3,65	2,23	1,05	0,91	14,59	40,96	17,82	10,78	3,31	4,10	5,49	109,73
2000	6,07	4,67	2,87	1,43	0,90	18,53	19,06	8,40	7,47	6,29	4,20	4,65	84,54
2001	4,38	2,92	2,84	0,85	1,23	1,93	10,99	17,47	10,94	4,42	2,91	4,02	64,89
2002	4,35	4,49	2,40	0,75	0,92	2,00	12,69	176,05	57,53	12,88	7,85	8,56	290,47
2003	6,00	5,74	2,89	0,91	0,88	3,88	23,22	46,78	395,92	123,00	13,67	7,02	629,92
2004	11,73	6,50	4,07	3,66	1,20	4,54	16,08	57,58	408,17	94,46	9,96	6,39	624,34
<b>Promedio</b>	<b>45,90</b>	<b>14,07</b>	<b>6,98</b>	<b>2,77</b>	<b>2,49</b>	<b>5,82</b>	<b>51,90</b>	<b>91,61</b>	<b>118,16</b>	<b>52,34</b>	<b>10,18</b>	<b>8,42</b>	<b>404,74</b>
<b>Mediana</b>	6,21	5,74	4,07	2,40	2,06	4,11	16,08	36,65	49,18	15,38	7,04	7,14	415,00
<b>Máximo</b>	513,8	153,64	41,24	7,61	6,45	18,53	446,63	365,21	408,2	310,27	40,72	29,66	833,37
<b>Mínimo</b>	4,35	2,92	2,23	0,75	0,88	1,39	4,22	4,61	6,70	3,31	2,91	4,02	64,89
<b>Q med (m<sup>3</sup>/s)</b>	17,14	5,77	2,61	1,07	0,93	2,25	19,38	34,20	45,59	19,54	3,93	3,14	12,83

#### 4.1.1 Complementación de la Información hidrométrica

Para complementar los registros hidrométricos se utilizó el método que permite la generación de datos sintéticos el Modelo Estocástico Regional (o modelo generalizado), el cual se vale de las propiedades estadísticas de los registros para generar volúmenes mensuales.

Los parámetros del modelo generalizado (la media, desviación estándar, coeficiente de asimetría y coeficiente de correlación serial de orden uno en los que se involucran los meses húmedos y secos) tienen como requisito fundamental el reproducir de manera razonable las características relevantes de los volúmenes escurridos mensuales observados e influyentes en el diseño hidrológico de embalses para el aprovechamiento de los recursos hídricos (Campos., 2007). Esta metodología fue

aplicada para las estaciones antes mencionadas obteniéndose los parámetros presentados en la Tabla 4-7.

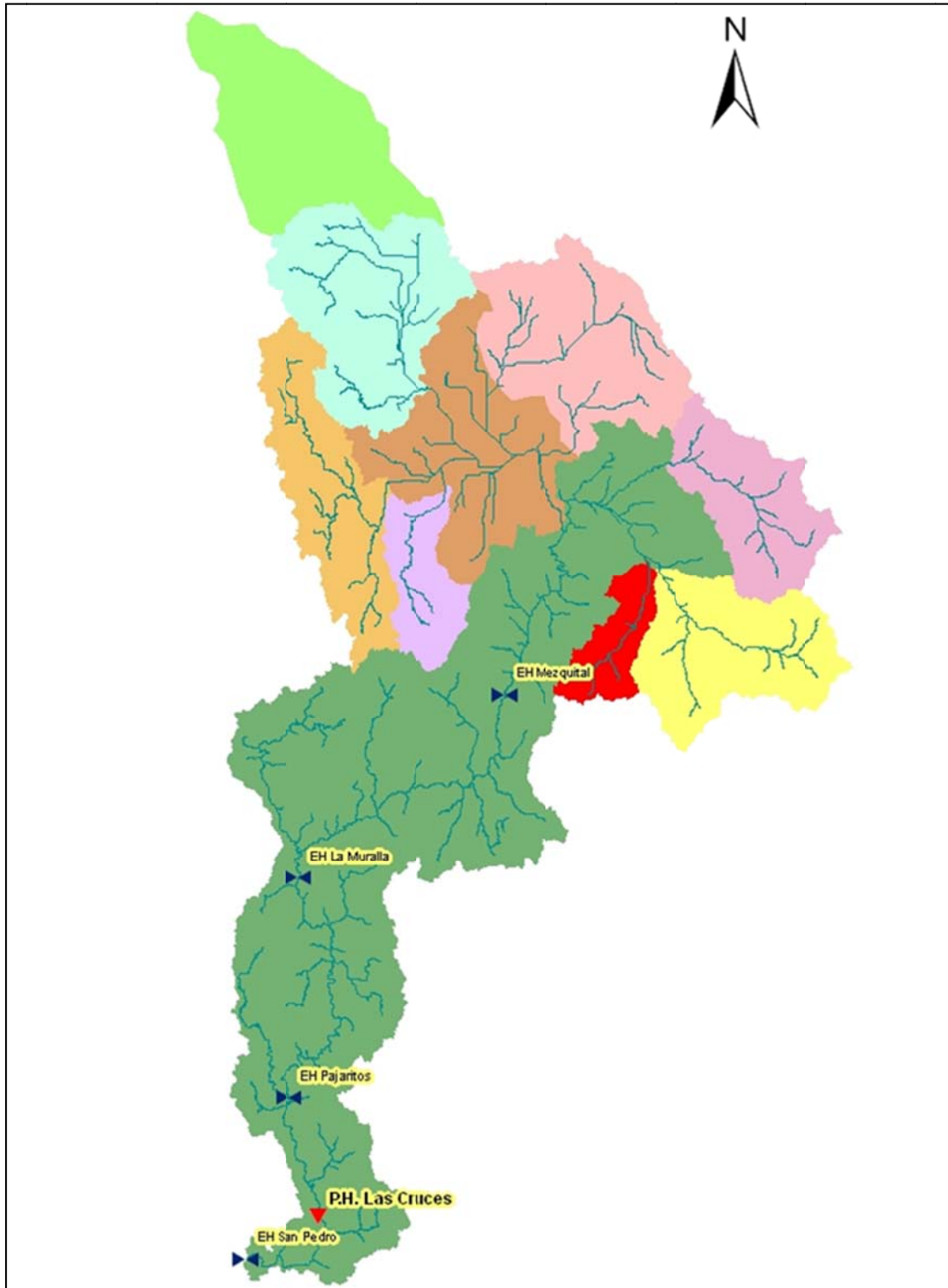


Figura 4-1 Estaciones hidrométricas utilizadas en la complementación de la información

Tabla 4-7 Parámetros del modelo generalizado

Descripción del concepto o parámetro estadístico	San Pedro	Pajaritos	La Muralla	Mezquital	Valor medio
1. Meses del periodo húmedo	J-A-S	J-A-S	A-S-O	A-S-O	J-A-S
2. Meses del periodo seco	M-A-M	M-A-M	M-A-M	A-M-J	M-A-M
3. Promedio de los tres meses consecutivos máximos	2,761	2,472	2,148	1,537	2,229
4. Promedio de los tres meses consecutivos mínimos	1,002	0,896	0,924	0,518	0,835
5. Diferencia entre los promedios logarítmicos máximo y mínimo	1,759	1,576	1,224	1,018	1,394
6. Diferencia entre el mes máximo y el promedio de máximos	0,081	0,114	0,155	0,137	0,122
7. Diferencia entre el mes mínimo y el promedio de mínimos	-0,122	-0,122	-0,106	-0,119	-0,117
8. Número de meses entre los meses máximos y los mínimos siguientes	5	5	4	5	5
9. Desviación estándar promedio de los doce meses del año	0,336	0,466	0,382	0,391	0,394
10. Desviación estándar promedio de los tres meses consecutivos máximos	0,222	0,362	0,401	0,600	0,396
11. Desviación estándar promedio de los tres meses consecutivos mínimos	0,250	0,436	0,252	0,246	0,296
12. Desviación estándar promedio de los seis meses restantes	1,775	0,534	1,487	0,359	1,039
13. Coeficiente de correlación de los doce meses del año	0,975	0,942	0,967	0,938	0,955
14. Coeficiente de correlación promedio de los tres meses consecutivos máximos	0,989	0,973	0,985	0,941	0,972
15. Coeficiente de correlación promedio de los tres meses consecutivos mínimos	0,979	0,917	0,973	0,912	0,945
16. Coeficiente de correlación de los seis meses restantes	0,966	0,940	0,955	0,948	0,952

#### 4.1.2 Verificación de la consistencia de datos

Una vez complementada la información se procedió a verificar la consistencia de los datos obtenidos, realizando la diferencia de escurrimientos, dejando fija la información obtenida en las estaciones hidrométricas de San Pedro, San Pedro CPMD y Mezquital; respetando los registros en la estación la Muralla. Se observaron algunos volúmenes registrados en la estación La Muralla mayores a los de la EH San Pedro, lo cual no es congruente, por lo que se optó por modificar este registro en función a lo ocurrido en San Pedro y Mezquital.

Para lograr la congruencia de la información hidrométrica complementada, se utilizó la técnica de regresión lineal en todos los registros sin datos.

En la Tabla 4-8, Tabla 4-9, Tabla 4-10 y Tabla 4-11 se muestran los escurrimientos de las cuencas correspondientes (complementados y consistentes) determinados mediante el procedimiento descrito en los párrafos anteriores. Así mismo en el Gráfico 4-1 se presentan los gráficos mes a mes de los volúmenes escurridos en la estación San Pedro, donde se observa que los escurrimientos no presentan fluctuaciones significativas, es decir, se comportan similar al patrón de lluvias presentado en el capítulo anterior, por lo tanto se comprueba que el sistema hidrológico de la cuenca es estable.



Tabla 4-9 Esguurrimento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica Canal margen derecha San Pedro (Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1963	2,789	4,266	4,032	3,214	2,204	1,509	0,015	0,000	0,000	0,126	1,604	1,739	21,498
1964	2,087	3,465	3,989	3,017	4,148	1,973	0,017	0,000	0,000	2,235	2,833	2,990	26,754
1965	3,257	1,298	2,930	2,633	2,730	1,712	0,000	0,000	0,000	0,989	1,738	1,758	19,045
1966	2,135	2,282	3,288	3,310	3,044	0,735	0,000	0,000	0,000	0,000	1,004	2,016	17,814
1967	0,901	2,020	2,141	2,015	0,973	2,568	0,008	0,000	0,000	0,000	0,000	0,727	11,353
1968	1,637	2,260	1,281	1,771	1,494	1,002	0,016	0,000	0,000	0,000	0,000	3,250	12,711
1969	17,446	2,841	2,619	2,392	2,482	1,589	0,000	0,000	0,000	0,000	0,420	1,407	31,196
1970	1,989	2,578	2,166	2,385	5,346	1,388	0,000	0,000	0,000	0,000	0,464	12,431	28,747
1971	7,122	2,376	6,773	5,582	10,266	0,893	0,000	0,000	0,000	0,000	0,538	8,453	42,003
1972	1,760	2,575	9,672	8,533	15,185	1,060	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	38,785
1973	0,000	1,271	2,590	3,831	5,047	1,176	0,000	0,000	0,000	0,000	0,624	2,254	16,793
1974	14,874	15,628	15,165	2,706	1,756	0,974	0,000	0,000	0,000	0,626	1,207	0,000	52,935
1975	0,000	5,444	3,344	0,895	4,724	3,280	31,285	37,818	27,596	23,195	1,207	47,315	186,103
1976	4,393	33,573	20,061	7,158	12,344	19,471	14,496	0,000	0,000	0,000	14,163	0,090	125,748
1977	0,000	0,000	0,000	0,000	6,757	0,000	39,103	29,346	22,947	21,230	1,207	3,250	123,840
1978	32,849	13,162	12,198	7,375	15,803	10,778	0,348	0,000	0,000	0,000	9,569	3,250	105,332
1979	10,377	10,714	9,936	8,437	15,548	3,280	15,189	0,175	0,000	2,285	1,207	3,250	80,397
1980	19,642	22,731	21,270	5,172	11,825	4,250	11,041	18,745	19,488	1,392	0,000	3,250	138,806
1981	0,000	5,444	7,195	2,038	3,927	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	6,346	24,949
1982	13,841	5,444	21,250	6,289	7,711	15,565	0,484	3,194	2,668	11,987	1,932	2,461	92,826
1983	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,238	2,648	0,000	0,000	0,000	4,741	8,627
1984	0,000	0,000	4,520	5,166	5,104	1,911	0,000	3,670	4,029	4,007	1,262	1,656	31,326
1985	0,786	1,212	2,095	2,590	6,809	1,778	4,199	11,357	12,404	9,042	2,463	3,250	57,984
1986	9,672	0,000	0,345	5,393	5,879	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	21,290
1987	1,730	0,573	1,475	9,636	8,735	1,067	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	23,216
1988	0,000	0,000	1,802	3,206	5,453	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,862	12,322
1989	6,365	7,761	6,870	6,051	6,906	4,811	0,000	0,000	0,000	0,000	2,398	0,000	41,163
1990	0,000	0,000	5,433	5,784	5,770	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	16,987
1991	0,000	0,761	2,836	0,000	3,445	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	7,043
1992	0,000	0,000	0,000	0,000	1,074	0,821	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,895
1993	0,000	0,000	2,566	7,639	8,252	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	18,457
1994	1,784	6,453	8,538	8,137	8,698	1,655	1,642	1,642	1,589	1,642	1,589	1,642	45,010
1995	0,000	0,005	5,554	5,683	5,123	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,737	18,102
1996	6,197	5,640	3,828	5,011	4,798	5,018	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	30,492
1997	6,109	5,442	5,927	12,343	12,497	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	42,319
1998	0,000	8,059	9,071	8,927	9,297	8,203	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	43,557
1999	0,379	8,029	8,767	8,499	8,246	7,450	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	41,370
2000	9,484	8,818	9,403	9,047	9,394	9,142	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	55,288
2001	0,000	8,334	8,471	7,241	6,486	6,441	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	36,973
2002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2003	0,000	3,068	5,891	4,900	0,000	1,093	0,000	0,000	0,000	2,285	1,207	3,250	21,694
Promedio	4,381	4,964	5,983	4,732	6,226	2,990	2,904	2,649	2,213	1,977	1,186	3,033	43,238
Mediana	1,760	2,578	4,032	5,166	5,770	1,509	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,656	31,196
Máximo	32,849	33,573	21,270	12,343	15,803	19,471	39,103	37,818	27,596	23,195	14,163	47,315	186,103
Mínimo	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,895
Q med (m <sup>3</sup> /s)	1,636	2,034	2,234	1,826	2,325	1,154	1,084	0,989	0,854	0,738	0,458	1,133	1,372

Tabla 4-10 Escurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica La Muralla (Millones de m<sup>3</sup>)

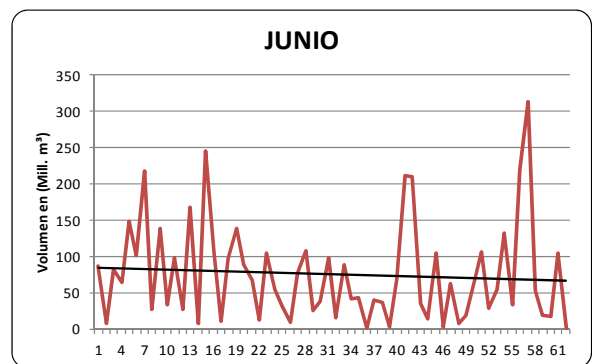
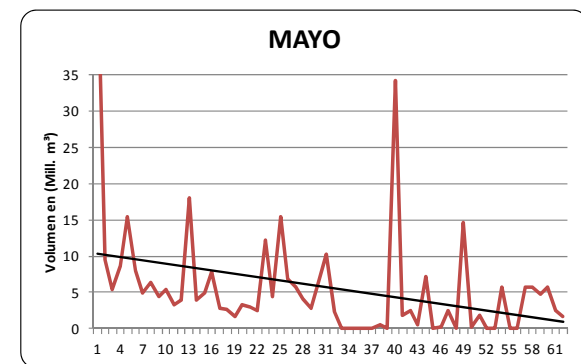
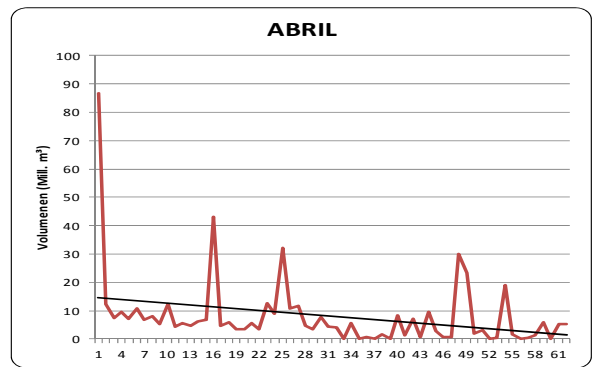
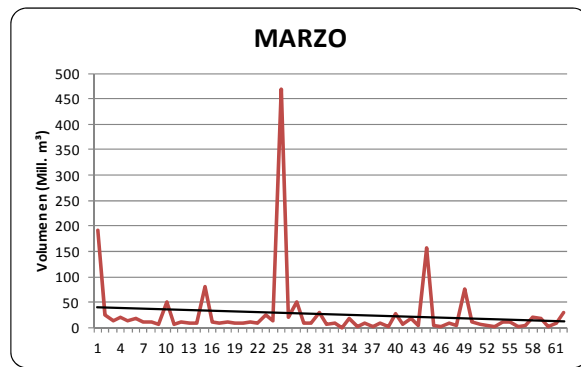
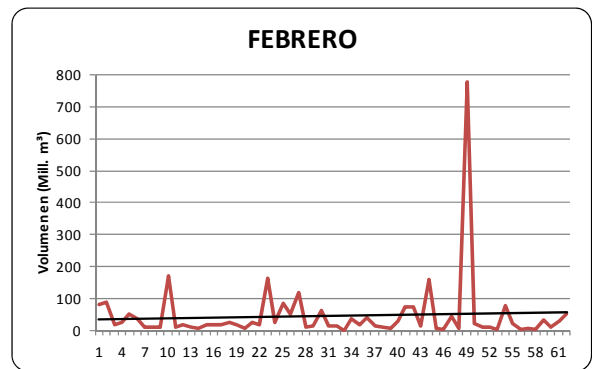
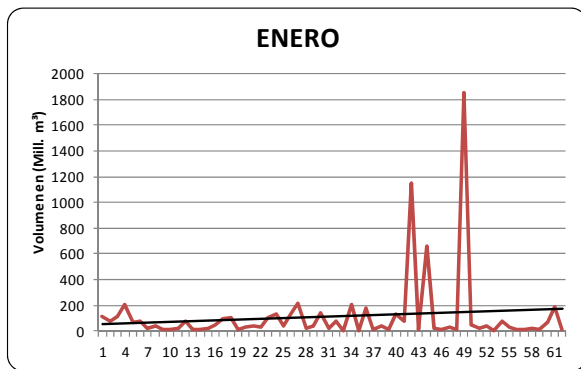
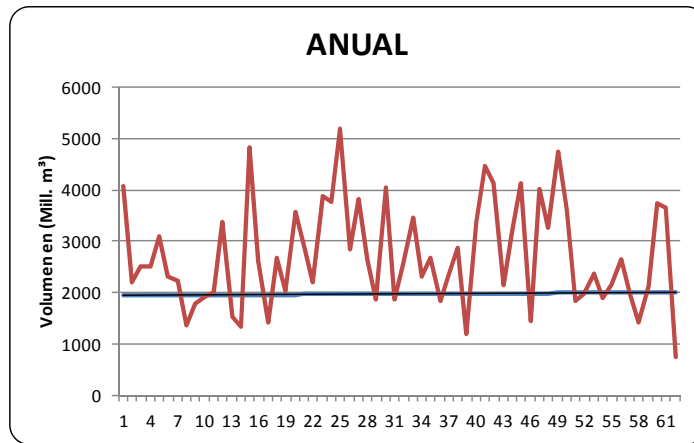
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1963	15,04	4,30	4,48	1,68	1,65	44,59	390,54	415,46	451,74	343,28	36,69	82,80	1 792,24
1964	17,70	12,05	5,57	2,74	1,48	34,02	163,05	281,62	600,62	288,31	23,60	22,44	1 453,21
1965	12,92	9,48	3,97	1,81	1,21	6,34	95,66	328,44	439,56	100,85	14,53	91,40	1 106,16
1966	51,81	82,81	12,13	6,35	6,11	52,83	234,33	635,78	620,04	196,33	32,48	24,69	1 955,68
1967	68,73	12,73	7,25	4,45	2,20	27,47	241,03	507,62	788,20	141,51	29,11	62,69	1 892,99
1968	18,62	43,55	236,55	16,10	7,76	16,04	311,92	476,86	942,05	272,96	74,86	187,07	2 604,34
1969	67,61	25,23	10,60	5,36	3,43	4,64	217,94	202,95	332,50	400,82	28,96	137,51	1 437,55
1970	27,88	12,68	8,64	5,73	9,04	20,04	51,70	203,66	236,56	104,95	59,26	39,91	780,05
1971	26,14	14,55	12,66	8,40	12,68	20,01	42,11	287,05	310,41	78,97	51,61	36,45	901,04
1972	27,97	16,26	14,34	8,83	14,95	15,47	65,18	293,04	283,27	82,28	66,04	34,22	921,84
1973	29,78	26,42	19,97	8,73	9,99	17,48	106,23	279,84	240,37	80,74	67,20	29,88	916,63
1974	34,35	18,00	18,06	5,50	9,29	24,67	119,08	239,94	214,98	98,83	19,19	31,07	832,96
1975	39,06	20,34	11,59	5,05	7,00	12,15	142,27	203,42	196,36	121,27	19,61	32,05	810,18
1976	4,96	20,66	11,30	3,54	8,02	26,86	117,03	188,51	235,37	121,83	69,79	43,12	851,00
1977	27,53	20,03	10,91	4,52	6,76	23,43	93,37	250,99	279,88	125,76	25,04	8,60	876,81
1978	22,02	23,51	12,45	3,37	10,99	19,09	90,85	266,10	263,79	90,31	44,02	12,66	859,17
1979	17,09	27,39	16,22	3,83	11,27	2,56	90,64	297,78	292,60	27,36	10,02	7,58	804,34
1980	18,40	28,13	15,26	2,83	7,09	14,32	124,08	254,23	295,35	77,52	24,80	15,10	877,11
1981	20,86	10,00	14,94	3,67	4,41	11,01	119,80	254,93	243,07	94,44	44,65	36,89	858,67
1982	22,90	7,49	12,50	4,32	4,38	11,81	129,76	113,83	114,44	135,26	45,90	35,24	637,83
1983	24,67	12,71	11,16	5,75	3,99	15,16	139,02	173,49	235,86	147,75	48,81	36,88	855,25
1984	21,25	10,87	10,00	4,49	5,26	19,33	1 109,12	859,13	261,49	125,35	36,65	45,04	2 507,98
1985	688,99	46,15	8,96	6,46	7,06	20,01	95,02	133,15	282,52	106,55	28,59	39,31	1 462,78
1986	24,01	10,50	3,77	6,07	6,45	22,13	144,10	104,84	421,00	334,74	43,13	44,84	1 165,56
1987	377,47	138,90	80,09	18,00	14,68	15,72	66,09	233,35	211,50	73,90	17,24	42,30	1 289,23
1988	11,81	7,37	6,81	5,97	5,55	7,27	343,38	839,59	142,85	49,96	18,80	17,82	1 457,19
1989	14,31	12,27	9,24	6,82	7,04	7,60	44,99	263,56	112,22	28,54	53,36	41,28	601,23
1990	28,26	41,03	13,15	6,38	8,16	21,87	213,80	705,46	312,26	519,13	30,80	16,49	1 916,79
1991	10,87	8,91	6,57	4,22	3,57	6,78	355,78	279,67	656,99	171,37	155,52	111,53	1 771,77
1992	1 187,97	442,48	58,77	13,93	13,13	12,91	54,93	103,58	49,51	15,45	12,63	99,40	2 064,70
1993	33,55	21,42	14,24	9,67	8,54	30,67	123,43	92,65	1 029,54	133,54	181,22	18,37	1 696,82
1994	18,24	14,16	13,16	9,64	8,92	33,93	45,35	151,10	134,40	148,04	16,00	14,13	607,06
1995	13,32	10,80	8,68	5,83	5,12	21,49	139,78	169,57	211,12	29,23	13,39	13,07	641,38
1996	12,32	9,30	5,89	4,25	4,03	23,44	76,58	136,51	286,42	457,91	44,17	24,47	1 085,29
1997	61,57	70,79	12,81	26,14	12,49	33,51	107,21	66,40	92,23	16,21	118,30	21,79	639,44
1998	16,34	12,97	10,03	6,01	4,51	12,57	90,93	119,49	126,23	39,25	15,43	11,56	465,32
1999	9,71	7,41	5,75	3,74	3,56	40,63	189,02	153,55	158,61	15,08	9,20	9,31	605,57
2000	10,04	7,82	6,28	4,24	3,66	58,68	67,35	97,89	72,60	28,50	10,85	9,31	377,22
2001	10,17	5,57	13,60	3,10	3,45	19,41	107,99	157,19	107,37	38,47	9,82	11,62	487,77
2002	7,46	17,89	5,55	3,24	3,78	9,19	103,98	325,23	127,70	45,53	25,14	27,21	701,88
2003	13,33	12,71	8,17	4,95	4,27	18,81	166,77	219,84	1 110,35	323,41	40,10	8,91	1 931,63
Promedio	85,724	34,337	14,456	6,683	7,444	19,705	149,32	250,55	274,98	120,22	43,420	30,218	1 037,0
Mediana	21,251	14,156	11,160	5,363	6,445	19,326	119,08	239,94	261,49	104,95	30,797	31,074	901,043
Máximo	1 188,0	442,48	80,088	26,144	14,954	58,677	1 109,1	859,13	1 110,4	519,13	181,22	111,53	2 508,0
Mínimo	4,964	5,568	3,765	2,829	3,454	2,563	42,111	66,398	49,514	15,083	9,198	7,578	377,220
Q med (m <sup>3</sup> /s)	32,006	14,068	5,397	2,578	2,779	7,602	55,748	93,543	106,09	44,884	16,752	11,282	32,862

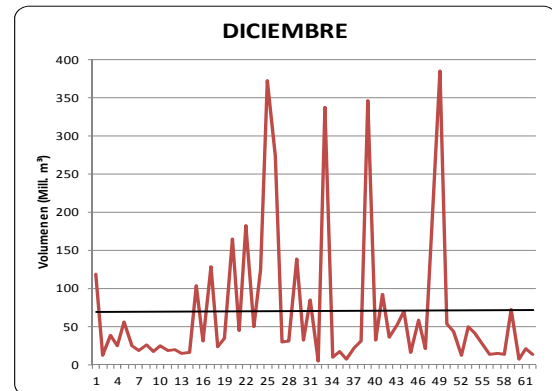
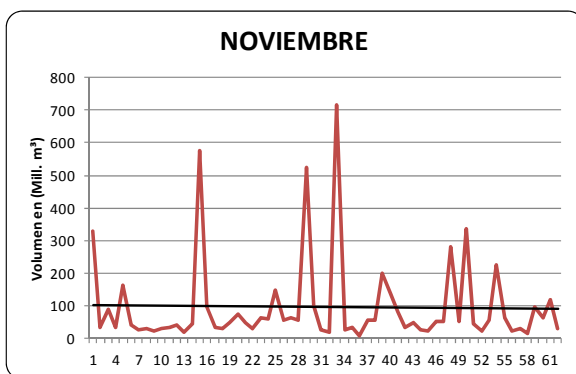
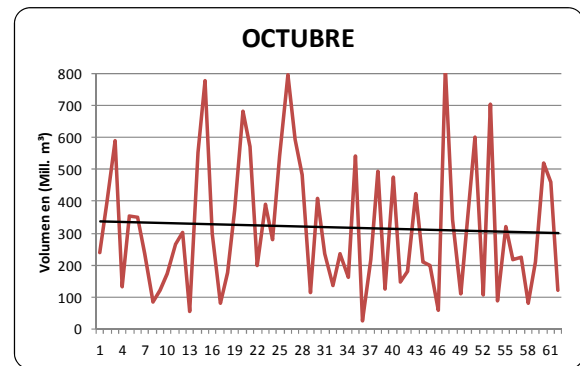
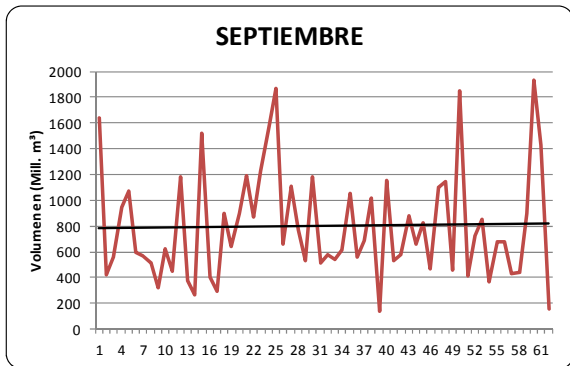
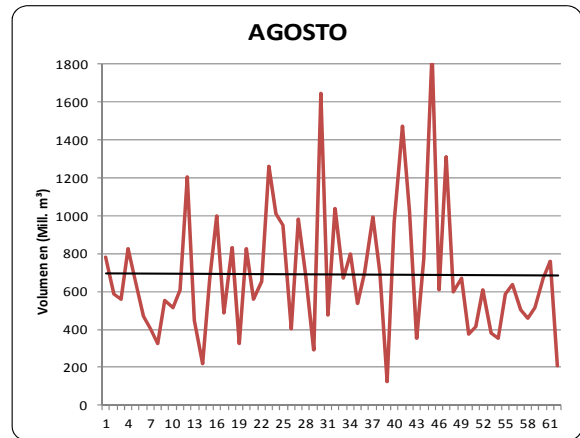
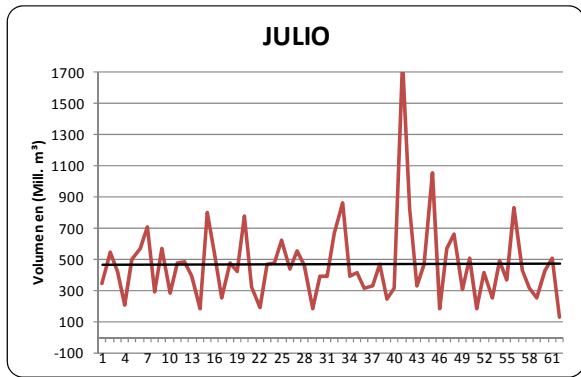
Tabla 4-11 Escurrimiento medio mensual (complementado y verificado) en la estación hidrométrica Mezquital (Millones de m<sup>3</sup>)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total
1 963	5,299	5,269	2,058	2,641	2,389	8,870	43,807	97,356	91,321	42,415	14,234	10,001	325,659
1 964	7,911	3,943	3,204	2,867	2,389	9,846	49,348	97,356	91,321	25,372	17,389	10,841	321,788
1 965	7,448	5,605	2,737	1,680	2,389	12,981	52,930	37,612	10,633	28,048	22,337	11,923	196,323
1 966	6,458	3,310	2,733	0,931	2,389	12,452	57,680	40,292	7,203	23,021	15,141	13,008	184,616
1 967	5,512	5,283	4,682	0,991	2,389	8,873	43,621	32,749	11,237	18,607	12,639	9,662	156,244
1 968	4,840	8,158	3,143	1,184	5,369	6,433	28,622	24,051	15,973	15,287	10,030	14,527	137,618
1 969	6,750	8,606	3,624	1,900	4,356	6,941	23,901	19,275	20,073	23,124	11,808	14,331	144,688
1 970	5,725	4,671	1,754	1,194	4,311	14,253	20,735	79,755	46,363	15,327	8,726	8,245	211,059
1 971	8,173	3,938	1,386	1,198	4,111	7,039	10,706	145,459	55,163	14,884	5,725	7,834	265,616
1 972	7,568	6,778	2,233	0,823	2,523	6,525	13,455	152,016	82,378	11,933	5,664	4,910	296,808
1 973	7,173	10,029	2,321	1,203	3,019	4,177	14,680	172,990	129,860	12,133	5,759	3,509	366,854
1 974	3,960	7,434	4,023	1,543	1,785	4,630	22,745	131,143	125,889	23,561	10,808	2,764	340,284
1 975	2,291	6,214	4,961	1,770	1,021	4,641	31,161	98,453	95,842	40,806	18,040	2,146	307,346
1 976	2,336	2,231	2,398	2,475	0,939	5,425	39,956	98,534	76,221	55,141	21,875	3,662	311,193
1 977	2,462	2,927	1,761	3,282	1,467	5,692	51,426	101,438	50,866	106,412	21,731	4,695	354,159
1 978	5,066	2,575	1,048	2,290	1,701	2,139	36,755	143,897	85,917	83,359	14,159	4,560	383,465
1 979	9,316	2,231	0,699	1,959	1,875	0,721	31,338	144,342	82,740	<b>24,948</b>	9,433	4,418	314,020
1 980	<b>6,255</b>	3,574	0,273	1,765	1,164	0,837	33,433	155,611	142,750	49,623	10,035	4,486	409,807
1 981	9,279	3,678	1,286	2,107	1,484	0,758	35,693	164,120	239,835	36,978	5,804	3,988	505,012
1 982	6,024	3,081	1,393	2,290	1,014	1,539	37,218	97,356	91,321	31,016	6,132	6,907	285,292
1 983	4,022	3,592	1,598	3,287	0,705	2,945	42,959	101,804	144,036	51,007	16,683	6,038	378,677
1 984	6,215	6,684	4,358	2,390	1,779	10,684	446,628	233,349	40,831	15,403	5,296	7,262	780,878
1 985	220,717	16,016	5,076	3,237	3,071	8,164	44,518	65,877	16,370	8,283	4,806	5,975	402,110
1 986	4,635	3,514	2,533	2,086	1,764	4,037	82,051	13,083	312,708	74,763	16,499	14,901	532,573
1 987	107,940	22,825	30,934	4,396	5,123	4,052	8,815	92,664	98,584	37,457	6,674	8,424	427,887
1 988	7,494	6,375	4,400	4,027	2,360	4,838	130,168	365,213	74,261	15,895	5,664	6,189	626,883
1 989	5,711	5,178	3,473	2,194	2,194	1,391	4,219	235,442	19,662	9,129	9,167	9,546	307,305
1 990	8,560	7,484	5,168	2,669	3,275	2,968	32,525	358,862	103,663	201,705	12,760	8,311	747,950
1 991	6,152	6,418	4,756	2,668	2,389	4,107	135,097	122,697	371,650	106,860	40,716	29,659	833,167
1 992	513,838	153,636	41,242	5,655	5,983	7,493	12,596	13,084	9,019	5,793	5,797	7,904	782,041
1 993	6,766	5,472	4,072	2,396	2,056	6,100	20,071	7,906	373,213	38,390	24,119	10,481	501,041
1 994	8,351	6,337	5,293	4,028	3,583	8,281	7,787	19,138	20,427	15,349	7,403	7,594	113,570
1 995	6,173	5,476	4,084	2,508	2,083	3,338	13,336	18,541	20,264	6,604	5,657	6,408	94,474
1 996	6,899	5,354	2,899	1,886	1,460	3,386	10,908	26,515	84,102	310,268	7,532	6,998	468,208
1 997	11,364	11,961	7,564	7,614	6,454	6,638	8,979	4,615	6,698	3,875	6,548	7,276	89,586
1 998	5,802	4,859	3,380	1,765	0,908	1,385	9,290	12,513	13,162	6,342	5,886	6,076	71,368
1 999	4,828	3,650	2,229	1,053	0,908	14,587	40,962	17,823	10,783	3,313	4,101	5,494	109,728
2 000	6,067	4,673	2,870	1,433	0,896	18,531	19,061	8,397	7,468	6,292	4,201	4,648	84,538
2 001	4,380	2,917	2,839	0,851	1,226	1,929	10,991	17,468	10,936	4,425	2,913	4,018	64,893
2 002	4,352	4,491	2,402	0,749	0,921	1,997	12,686	176,049	57,530	12,881	7,850	8,558	290,465
2 003	6,004	5,743	2,891	0,907	0,884	3,881	23,219	46,780	395,925	122,999	13,669	7,022	629,923
<b>Promedio</b>	<b>26,247</b>	<b>9,566</b>	<b>4,678</b>	<b>2,290</b>	<b>2,393</b>	<b>5,988</b>	<b>43,81</b>	<b>97,36</b>	<b>91,32</b>	<b>42,42</b>	<b>11,254</b>	<b>7,932</b>	<b>345,2</b>
<b>Mediana</b>	6,173	5,283	2,891	2,086	2,083	4,838	31,16	97,36	74,26	23,12	9,167	7,022	314,020
<b>Máximo</b>	513,8	153,64	41,242	7,614	6,454	18,531	446,6	365,21	395,9	310,27	40,72	29,66	833,2
<b>Mínimo</b>	2,291	2,231	0,273	0,749	0,705	0,721	4,219	4,615	6,698	3,313	2,913	2,146	64,893
<b>Q med (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>9,799</b>	<b>3,919</b>	<b>1,746</b>	<b>0,883</b>	<b>0,893</b>	<b>2,310</b>	<b>16,356</b>	<b>36,349</b>	<b>35,23</b>	<b>15,836</b>	<b>4,342</b>	<b>2,961</b>	<b>10,940</b>



Gráfico 4-1 Escurrimientos medios mensuales en la EH San Pedro





## **5. ANÁLISIS DE LAS AVENIDAS DE DISEÑO**

### **5.1 Generalidades**

Para el dimensionamiento de las obras de desvío y excedencias, es necesario conocer el gasto máximo producto de una avenida y además la distribución de ésta con respecto al tiempo (hidrograma).

El proyecto hidroeléctrico Las Cruces recibe los escurrimientos del río San Pedro, registrados por la estación hidrométrica del mismo nombre, por consiguiente la formación de sus avenidas corresponde a los eventos extraordinarios suscitados en esta cuenca.

Las avenidas de diseño habrán de calcularse para el sitio, propiamente, del proyecto hidroeléctrico Las Cruces.

En seguida, se hace una descripción de los períodos de retorno ( $T_r$ ) utilizado para diseñar las avenidas de las obras de desvío y de excedencias; posteriormente se hará una exposición sobre los diferentes criterios utilizados para la determinación de las avenidas de diseño. Para cada uno de ellos se indicará la información requerida, la metodología desarrollada y los resultados obtenidos.

### **5.2 Información general**

En la Tabla 5-1 se muestra la fuente de información utilizada. La base de información es la del BANDAS, con un período de registro 1944 – 2003

Habiendo determinado en los capítulos 3 y 4 si los datos presentados en la fuente de información son consistentes, se procederá a utilizar los gastos máximos registrados en la EH San Pedro con la finalidad de determinar las avenidas de diseño de las obras de desvío y excedencias, en el sitio de la hidrométrica San Pedro así como en el sitio del PH Las Cruces.

Una vez obtenida la información correspondiente, se realiza el análisis probabilístico de gastos máximos instantáneos y los gastos a utilizar en el estudio de las avenidas de diseño son los presentados en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1 Gastos Máximos Anuales en la EH San Pedro

Año	Mes	Día	Q máx (m³/s)
1 944	Sep	8	2 356.0
1 945	Ago	30	856.0
1 946	Ago	27	1 145.0
1 947	Sep	12	1 341.2
1 948	Sep	11	1 110.0
1 949	Sep	26	674.0
1 950	Sep	21	1 218.0
1 951	Jun	15	982.0
1 952	Ago	5	834.6
1 953	Ago	27	1 365.0
1 954	Ago	19	760.0
1 955	Sep	21	1 870.0
1 956	Jun	24	594.0
1 957	Oct	22	4 792.0
1 958	Sep	22	1 864.0
1 959	Ago	29	1 142.6
1 960	Ago	13	756.0
1 961	Sep	1	1 206.0
1 962	Oct	8	1 070.0
1 963	Sep	29	1 664.0
1 964	Oct	1	2 048.0
1 965	Sep	27	2 454.3
1 966	Ago	15	1 406.0
1 967	Sep	5	1 541.0
1 968	Sep	14	4 800.0
1 969	Oct	12	4 016.0
1 970	Sep	28	1 683.1
1 971	Ago	11	1 244.2
1 972	Nov	24	5 045.0
1 973	Ago-Sep	16 Y 12	2 147.9
1 974	Sep	27	606.9
1 975	Jun	16	1 429.2
1 976	Nov	28	5 122.5
1 977	Ago	29	1 111.8
1 978	Sep	13	938.0
1 979	Ene	26	1 526.0
1 980	Ago	16	1 480.0
1 981	Sep	5	1 400.2
1 982	Nov	27	2 131.7
1 983	Ago	12	2 200.3
1 984	Jul	14	1 588.0
1 985	Ene	14	4 125.0
1 986	Oct	23	1 848.5
1 987	Ene	13	2 543.5
1 988	Ago	21	2 055.0
1 989	Ago	23	637.2
1 990	Oct	4	1 430.8
1 991	Sep	22	990.1
1 992	Ene	18	2 807.2
1 993	Sep	14	6 302.2
1 994	Oct	14	4 846.5
1 995	Ago	13	852.5
1 996	Oct	5	1 287.0
1 997	Nov	13	850.0
1 998	Ago	5	1 214.0
1 999	Jul	5	1 741.8
2 000	Sep	22	1 039.4
2 001	Ago	28	945.0
2 002	Oct	26	1 350.8
2 003	Sep	22	4 511.6

### 5.3 Consideraciones sobre los volúmenes escurridos al sitio del proyecto

La información registrada pertenece a la estación hidrométrica San Pedro, localizada aguas abajo del sitio del proyecto Las Cruces, en el tramo entre estos dos puntos se tiene la confluencia del arroyo El Naranjo con el río San Pedro en la Figura 5-1 puede observarse el esquema de esta descripción.

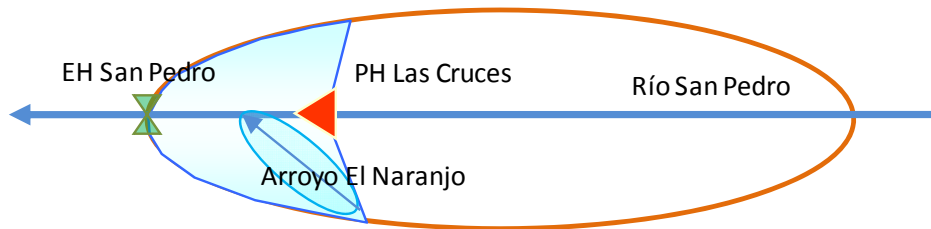


Figura 5-1 Esquema hidrográfico del tramo de río San Pedro comprendido entre la EH San Pedro y el PH Las Cruces

Por lo tanto, las avenidas calculadas con la información de la hidrométrica tienen que modificarse a razón de los eventos ocurridos entre ambos sitios. Es decir, para determinar las avenidas de diseño del proyecto Las Cruces, es necesario disminuir el volumen de las avenidas en la estación San Pedro: el volumen de la avenida generada por cuenca del arroyo El Naranjo y el resto de la superficie existente entre los sitios de la estación y del proyecto.

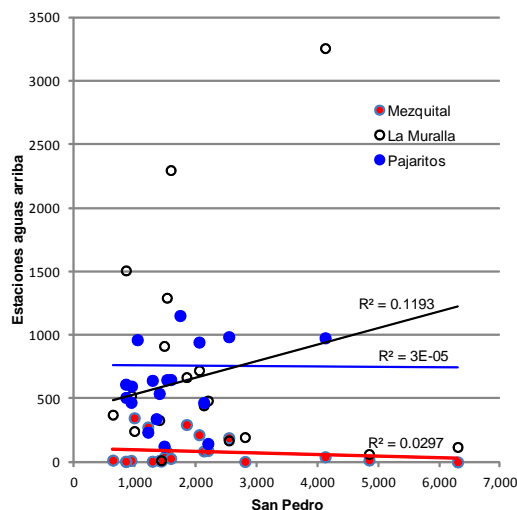
Habrà de verificarse la influencia de las avenidas ocurridas en la hidrométrica (donde implícitamente ya están involucrados los volúmenes escurridos por el arroyo El Naranjo y por supuesto los generados en la cuenca del tramo de cauce entre el sitio y la hidrométrica) con las suscitadas aguas arriba (sitio Las Cruces). Puesto que no se tiene alguna estación que registre lo escurrido en el arroyo El Naranjo y de esta forma conocer su impacto sobre lo medido por la estación hidrométrica San Pedro, se debe recurrir a las mediciones realizadas en otros puntos de esta cuenca para tener una idea del comportamiento de la precipitación - escurrimiento en este cauce.

En primera instancia, se comparó lo sucedido con los gastos máximos entre la estación San Pedro y otras hidrométricas, localizadas aguas arriba. Las estaciones aguas arriba son: Pajaritos, La Muralla, Mezquital. En la Tabla 5-2 se confrontan los

gastos máximos ocurridos en la EH San Pedro y los correspondientes en tiempo (misma fecha) en las estaciones localizadas aguas arriba.

Tabla 5-2 Correlación entre la estación San Pedro y las hidrométricas aguas arriba

San Pedro	Pajaritos	La Muralla	Mezquital
938	470		
1,526	648.084		
1,480	124.78		
1,400	540.11		
2,132	468.623		
2,200	146.21		12.7
1,588	649.4		80
4,125	977.181		37
1,849		524	12.1
2,544	986.19	1293	86.9
2,055	944	914	91.2
637		330	28.6
1,431		446	41
990		484	295
2,807		2298	191
6,302		3258	215
4,846		668	14.9
853	508.53	170	7.89
1,287	643.04	722	348
850	612.56	373	4.5
1,214	235.33	13.8	1.12
1,742	1153.38	244.41	16.24
1,039	963.17	196.348	4.49
945	597.64	118.73	6.51
1,351	340.68	63.349	6.44
4,512		1508.302	275.9



En cada una se obtiene el coeficiente de correlación existente entre los eventos ocurridos en las estaciones aguas arriba y la de San Pedro. En realidad, en ninguna estación se obtiene el valor del coeficiente que dé certidumbre de la relación existente entre eventos ocurridos el mismo día.

Dicha situación puede deberse a diferentes razones, por ejemplo: la infraestructura de aprovechamiento hidráulico en esta parte de la cuenca, la distancia de un sitio con otro y por lo tanto diferencia en el tipo de eventos climatológicos suscitados, barreras naturales y el origen del evento climatológico, entre otros.

Se revisan los gastos medios diarios en diferentes fechas para observar si existe alguna relación mayor a la encontrada entre las estaciones. Independientemente del tiempo de concentración entre estaciones hidrométricas, se revisan los gastos medios diarios en diferentes años, con la finalidad de observar si existe alguna relación mayor

entre los eventos ocurridos en ambas estaciones, a la encontrada con los gastos máximos instantáneos.

En el Gráfico 5-1, Gráfico 5-2, Gráfico 5-3, Gráfico 5-4 y Gráfico 5-5 se muestra los gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas, más próximas entre sí, Pajaritos y San Pedro en diferentes años, alrededor de las tormentas con mayor gasto pico entre 1978 y 1988, con excepción de 1986. Las características de las avenidas señaladas son las siguientes:



Gráfico 5-1 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1978 y 1979)

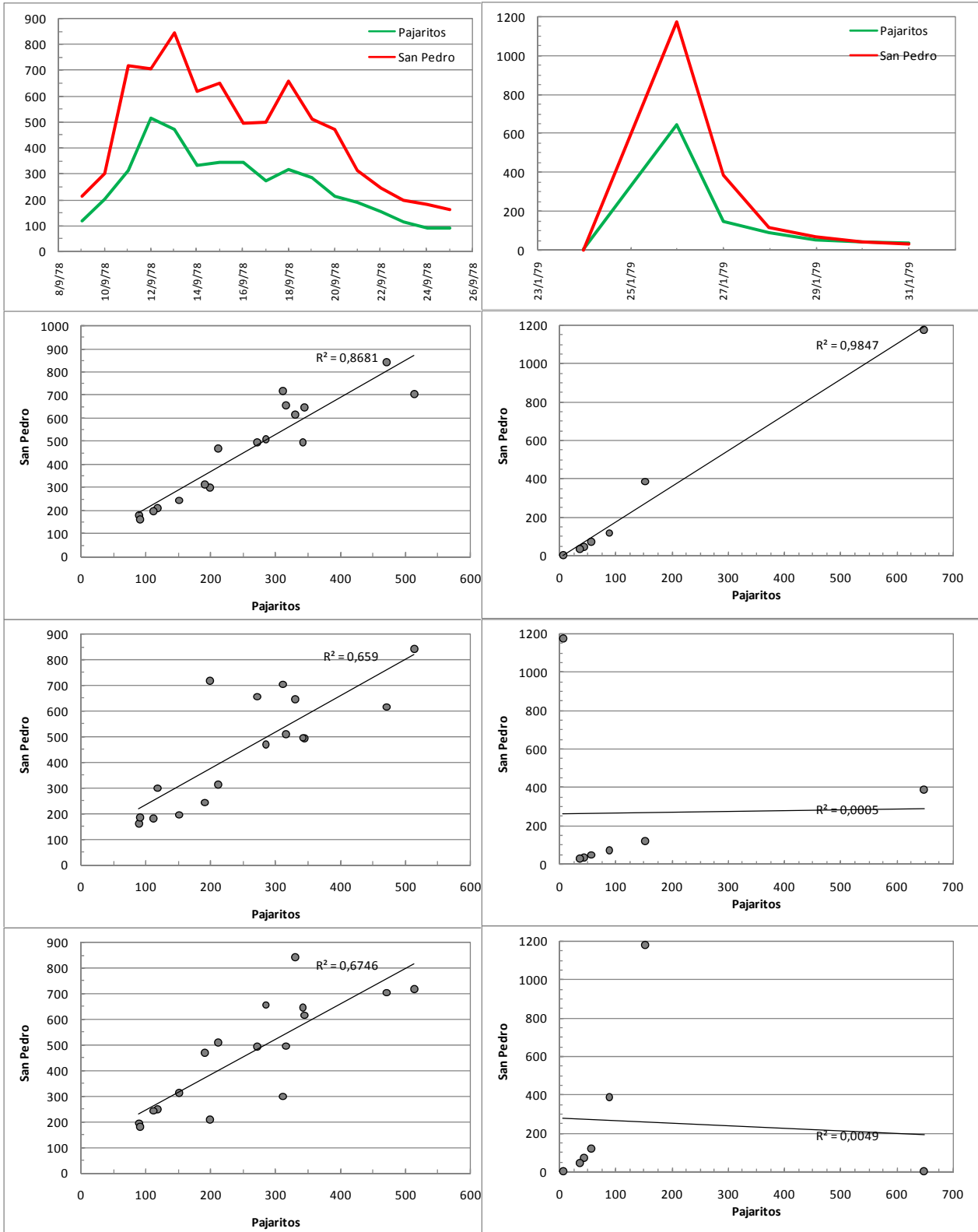


Gráfico 5-2 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1980 y 1981)

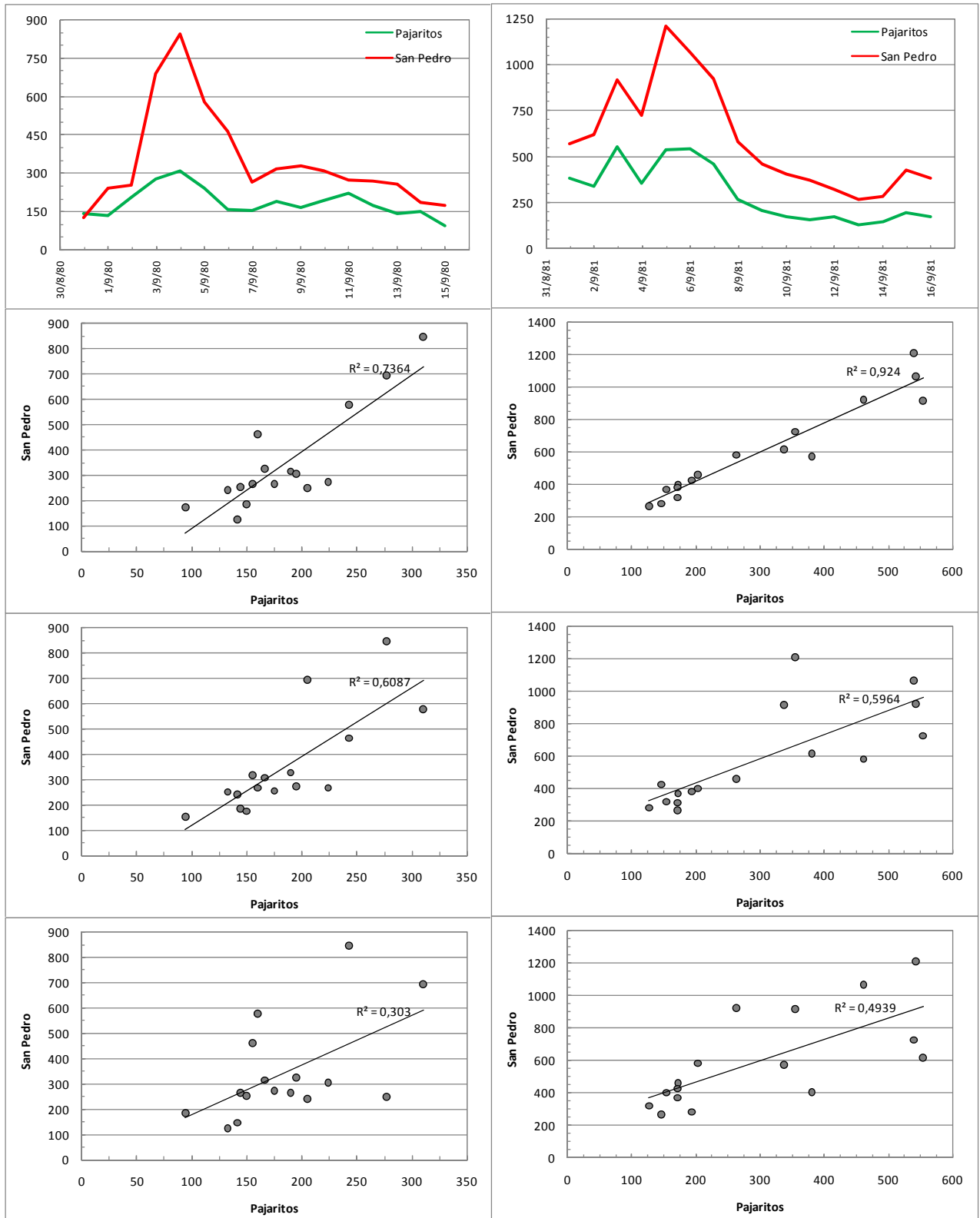


Gráfico 5-3 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1982 y 1983)

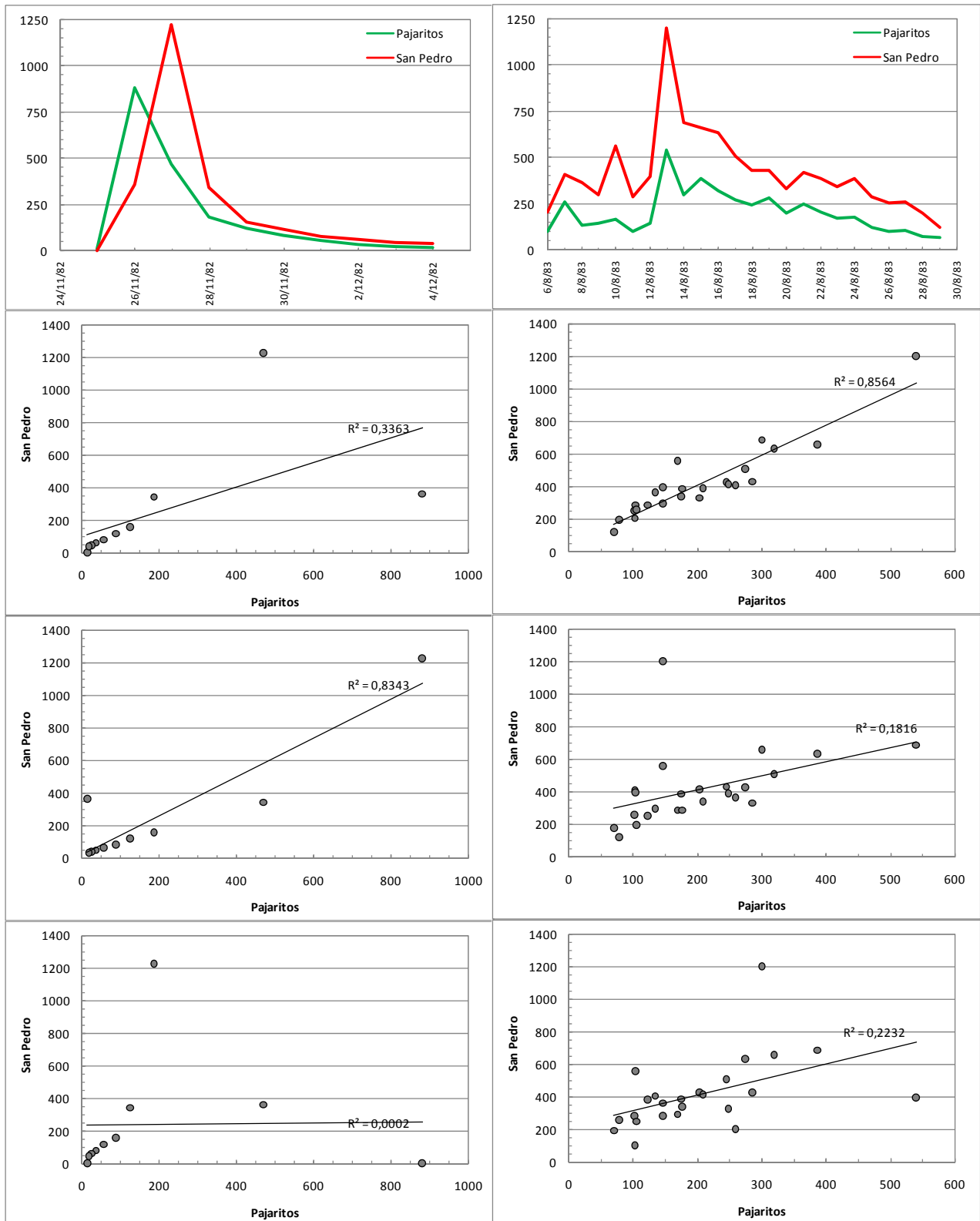


Gráfico 5-4 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1984 y 1985)

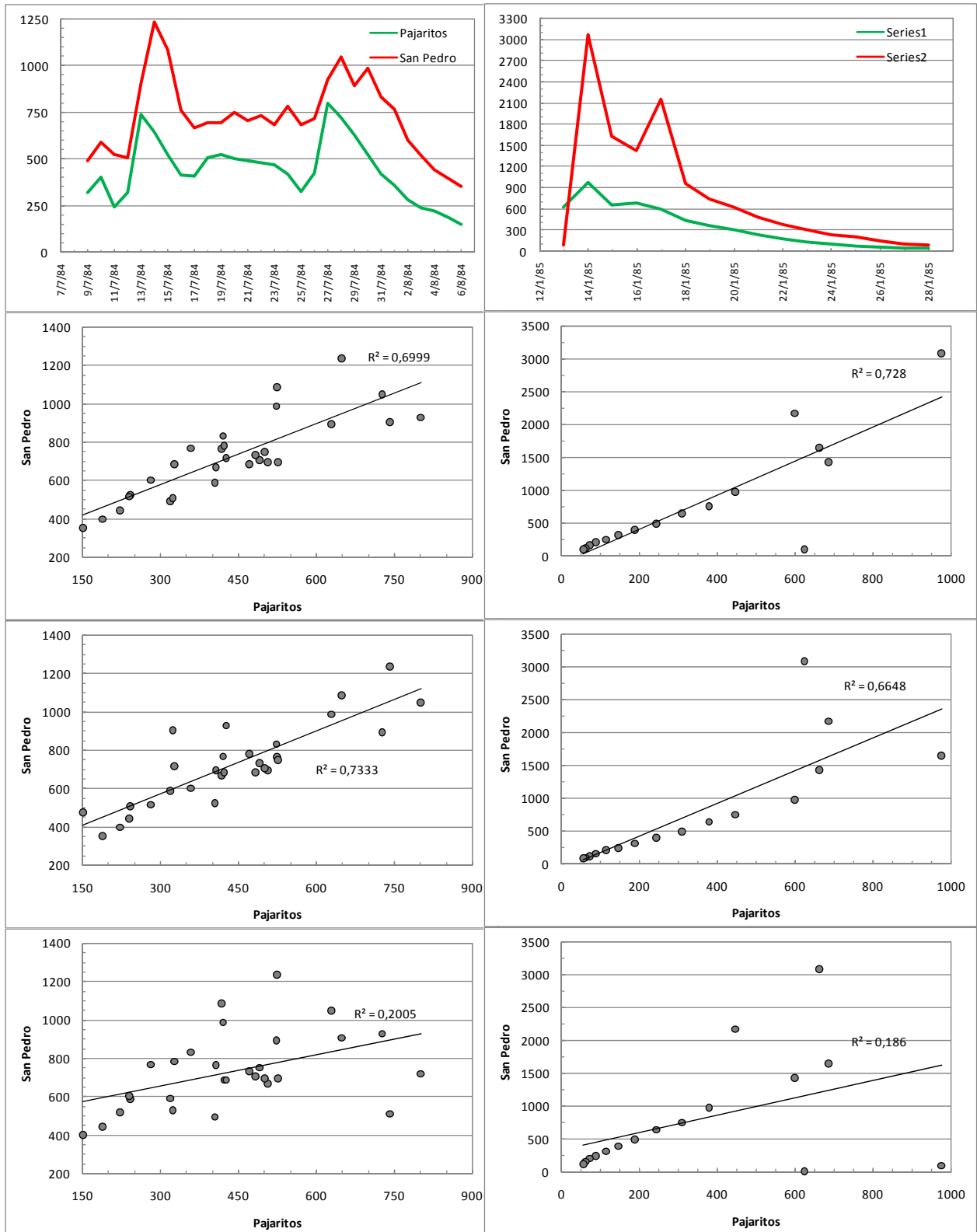
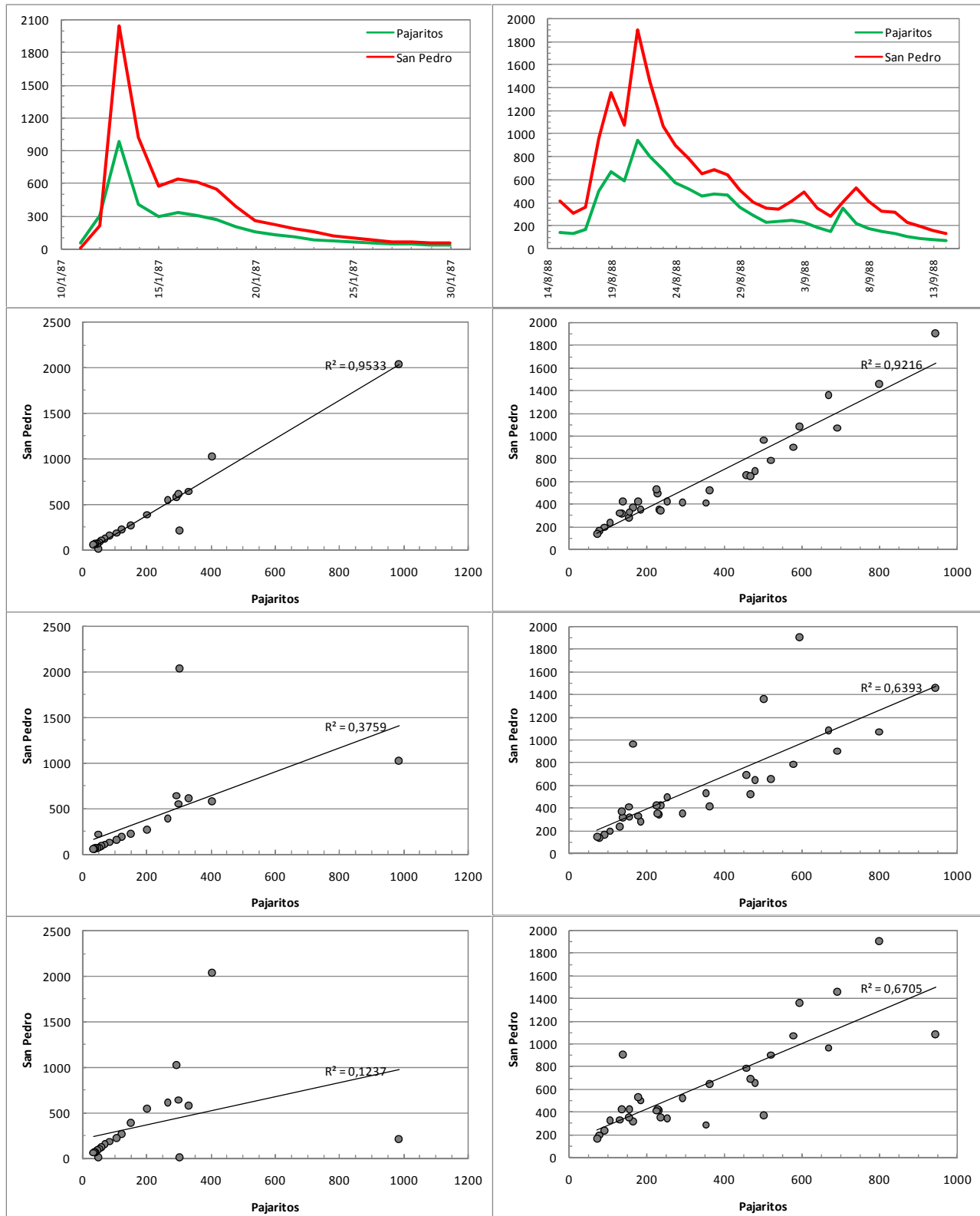


Gráfico 5-5 Gastos medios diarios de las estaciones hidrométricas Pajaritos y San Pedro (Avenidas: 1987 y 1988)



En cada año se muestran cuatro gráficos:

1) Se muestra propiamente la avenida. Se localiza, el pico (gasto medio) de la avenida y a partir de éste se ubican en las ordenadas, mediante congruencia entre los gastos de ambas avenidas.

2) Correlación de los datos de las avenidas en ambas estaciones, con misma fecha, se supone la ocurrencia de eventos coincidentes en picos. Lo cual indica que la distancia entre los dos puntos no es significativa, dado que en la mayoría de los casos (8 de 10 días) se puede inferir que las tormentas presentadas se deben al mismo fenómeno meteorológico.

Esta situación, al menos se puede considerar afirmativa en el caso de los gastos medios y no así con los gastos máximos instantáneos (como ya fue observado al inicio de este inciso). Por lo tanto, siendo más estrictos con la inferencia descrita, se tratan en rigor de los mismos eventos, únicamente debe existir una diferencia en la presencia de eventos entre una y otra estación, pero de horas. Por lo tanto es necesario considerar el tiempo de concentración entre ellas para disminuir la avenida generada por la cuenca propia comprendida entre la EH San Pedro y el sitio Las Cruces a la determinada hasta la hidrométrica San Pedro.

Por otra parte y particularmente, podría opinarse que si bien están relacionadas las avenidas de un punto con otro, esto no indica en forma estricta su relación con lo acontecido en el arroyo El Naranjo; sin embargo, son conocidas las inundaciones y desbordamientos de sus márgenes (no registradas), así como el colapso de la superestructura del puente vehicular que comunica a las poblaciones de San Pedro Ixcatán y Presidio. Además las tormentas en este arroyo tienen una altura de 1600 mm, las más altas en la cuenca del río San Pedro - Mezquital.

3) Correlación de los datos de las avenidas en ambas estaciones, se supone la ocurrencia del evento en la estación Pajaritos un día antes de presentarse en la estación hidrométrica San Pedro. Las otras dos avenidas caen en esta modalidad, lo cual supone que la tormenta comienza en la zona costera y avanza hacia las montañas.

4) Correlación de los datos de las avenidas en ambas estaciones, se supone la ocurrencia del evento en la estación San Pedro un día antes de presentarse en la hidrométrica Pajaritos. En esta modalidad no se presentó ningún caso, pero se refiere a las tormentas que vienen de las partes altas hacia la zona costera. Sin embargo, puede ser que ocurra de esta manera, pero nuevamente, no es reflejado, pues debe tratarse de horas de diferencia y no de un día completo.

El coeficiente de correlación encontrado va desde 0,728 hasta 0,953, con lo cual se puede generar certidumbre de la inferencia de que los eventos ocurridos en ambos puntos están fuertemente relacionados.

La duración de las avenidas, en general, es superior a los diez días, con excepción de los eventos ocurridos en 1979 y 1982, con 7 y 9 días, respectivamente.

Aunque, ya se da por hecho la influencia del arroyo El Naranja, y en general de la cuenca existente entre el sitio Las Cruces y la EH San Pedro, se debe determinar la cantidad (gasto pico y volumen) de la avenida a disminuir de la generada por la cuenca hasta el punto de la hidrométrica San Pedro.

Puesto que no se tiene información hidrométrica debe calcularse a través de criterios hidrológicos y empíricos.

Una vez encontrada la influencia directa entre los eventos ocurridos en los sitios Las Cruces y la EH San Pedro es necesario definir la relación en cuanto a volumen de las avenidas presentadas entre los sitios bajo análisis, es decir el porcentaje correspondiente de la avenida generada en la cuenca hasta el sitio las cruces con respecto a la generada hasta la estación San Pedro.

Anteriormente fueron comparados los gastos máximos coincidentes en fecha, ahora es importante lo sucedido con el gasto máximo en ambos sitios para el mismo año. En la Tabla 5-3 se muestra el registro de los gastos máximos de ambas estaciones de los años disponibles.

Tabla 5-3 Registro de los gastos máximos en las estaciones Pajaritos y San Pedro

Año	e. h. Pajaritos (CNA) LN 22° 22' 44" LW 105° 01' 44" Área drenada 24 026 km <sup>2</sup>		e. h. San Pedro (CNA) LN 21° 58' LW 105° 09' Área drenada 25 800 km <sup>2</sup>		Relación		
1978	Septiembre	13	620,00	septiembre	13	938,00	66%
1979	Enero	26	1341,00	enero	26	1526,00	88%
1980	Septiembre	4	526,64	agosto	16	1480,00	
1981	Septiembre	4	886,54	septiembre	5	1400,18	63%
1982	Noviembre	26	1874,38	noviembre	27	2131,71	88%
1983	Agosto	13	943,06	agosto	12	2238,00	42%
1984	Julio	27	848,20	julio	14	1588,00	53%
1985	Enero	13	1447,28	enero	14	4170,00	35%
1987	Enero	13	1144,32	enero	13	5187,00	22%
1988	Agosto	21	1098,30	agosto	21	2608,00	42%
1995	Agosto	13	808,88	agosto	13	1432,00	56%
1996	Octubre	5	900,78	octubre	5	1183,20	76%
1997	Noviembre	12	793,45	noviembre	13	984,00	81%
1998	Septiembre	9	814,29	agosto	5	1214,66	
1999	Julio	5	1485,46	julio	5	1741,76	85%
2000	Septiembre	22	1363,46	septiembre	22	1039,37	131%
2001	Septiembre	1	989,90	agosto	28	944,99	
2002	Agosto	18	630,41	octubre	26	1350,84	
2003	Julio	9	803,53	septiembre	22	4511,64	

Las lluvias se presentan:	
Al mismo tiempo en toda la cuenca	8
No existe relación entre aguas arriba y aguas abajo	6
Primero se presenta aguas arriba	4
Primero se presenta aguas abajo	1
Porcentaje del Q máx en Pajaritos en relación con el de San Pedro	66%

Los gastos sombreados en el cuadro corresponden a las avenidas coincidentes por el mismo fenómeno meteorológico, 13 de 19. Inferencia realizada a partir de la proximidad de las fechas en que ocurrieron ambos eventos. Con lo cual se confirma la influencia entre lo ocurrido aguas arriba y aguas abajo.

Otra inferencia puede establecerse a partir de que en cuál de las estaciones se presentó primero la tormenta. En ocho casos no hay diferencia en la fecha de ocurrencia, sin embargo como pudo observarse anteriormente, no quiere decir que no haya diferencia en horas entre los eventos; y máxime debe considerarse el tiempo que tarda en trasladarse el volumen llovido de un sitio a otro. En seis, no existe relación entre eventos máximos ocurridos en ambas estaciones. En cuatro, la precipitación primero se presenta en la zona alta y continua hacia la costa. Sólo un caso, es en sentido contrario al señalado anteriormente.



Por lo tanto, podría generalizarse que la punta de las avenidas no es coincidente en pico, en general, primero se presenta en la parte alta de la cuenca con alguna diferencia de horas entre los sitios.

Para conocer el tiempo en el cual ocurre el gasto pico entre un sitio y otro, fue necesario determinar el tiempo de concentración ( $T_c$ ). De esta forma se tuvo con mayor precisión la hora de referencia, del momento cuando se presenta el pico de la avenida generada por la cuenca localizada entre el sitio Las Cruces y la EH San Pedro, con respecto al total de la avenida generada por la cuenca del río San Pedro hasta el sitio de la hidrométrica del mismo nombre.

Se dispone del registro de los hidrogramas de las avenidas presentadas en la estación San Pedro (1944-2003), con los hidrogramas es posible determinar el  $T_c$ , el cual es considerado igual al tiempo entre el final de la lluvia en exceso y el punto donde la curva de recesión comienza (punto de inflexión). En la Tabla 5-4 se presenta el punto de inflexión de los hidrogramas, encontrado por observación. El promedio del  $T_c$  es de 4,4 horas. Por lo tanto, se consideran 4 horas para el tiempo de desfase entre el pico de las avenidas.

Tabla 5-4 Tiempo de concentración de las avenidas en la EH San Pedro

Año	Tiempo concentración (hr)	Año	Tiempo concentración (hr)	Año	Tiempo concentración (hr)	Año	Tiempo concentración (hr)	Año	Tiempo concentración (hr)
1944	5	1955	4	1966	3	1977	6	1989	2
1945	6	1956	2	1967	5	1978	4	1990	5
1946	3	1957	2	1968	2	1979	3	1991	5
1947	9	1958	2	1969	1	1981	7	1992	2
1948	19	1959	7	1970	8	1982	1	1993	2
1949	2	1960	2	1971	5	1983	1	1994	8
1950	6	1961	3	1972	2	1984	1	1995	2
1951	10	1962	4	1973	4	1985	2	1996	3
1952	2	1963	4	1974	7	1986	2	1999	5
1953	3	1964	8	1975	3	1987	5		
1954	4	1965	7	1976	7	1988	4	<b>Promedio</b>	<b>4.4</b>

#### 5.4 Período de retorno

El período de retorno ( $T_r$ ) asignado a la obra de desvío, debe seleccionarse, en primer lugar, considerando que es una obra con vida útil durante la etapa de construcción, de tal forma que las estructuras iniciales de un proyecto queden económicamente

protegidas de inundación y daños. En segundo lugar, han de considerarse los siguientes aspectos: hidrología de la cuenca, topografía y geología de la boquilla, tipo de cortina, programa constructivo, análisis de los daños y atrasos potenciales.

En general y según la literatura especializada, debe asignarse un  $Tr$  de 10 a 25 años para la obra de desvío. Sin embargo, según la normatividad de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) el  $Tr$  debe estar entre 50 y 100 años para grandes presas, categoría correspondiente al proyecto en estudio.

En cuanto al período de retorno de la obra de excedencias se consideran 10 000 años, por ser una obra con período prolongado de funcionamiento y por las grandes consecuencias que originaría la falla o ruptura de la presa.

### **5.5 Ajustes de gastos máximos (análisis de distribución probabilística de frecuencias)**

En este estudio se utilizará el análisis de frecuencias de gastos máximos que es el criterio más utilizado para la estimación de avenidas de diseño, cuyas características principales son: 1) descripción probabilística de la ocurrencia del gasto máximo, 2) extrapolación a períodos de retorno mayores a la longitud del registro, 3) construcción del hidrograma completo por métodos sintéticos o “mayoración”; los esfuerzos en este campo se han enfocado en la aplicación de nuevas distribuciones y métodos alternativos de estimación de parámetros. Se aplicaron las ecuaciones mencionadas en el capítulo 2, de manera puntual y de manera regional involucrando los gastos máximos de las 4 estaciones hidrométricas San Pedro, Pajaritos, La Muralla y Mezquital.

#### **5.5.1 Información**

La información es la conciliada y validada en el presente capítulo. Tiene un registro de 60 datos (1944 - 2003, véase la Tabla 5-1).

También se cuenta con los hidrogramas de 9 de las 10 avenidas históricas de mayor magnitud (origen ciclónico) registradas en la estación hidrométrica San Pedro (véase la Figura 5-2). En la misma se presenta el hidrograma promedio de las avenidas históricas.

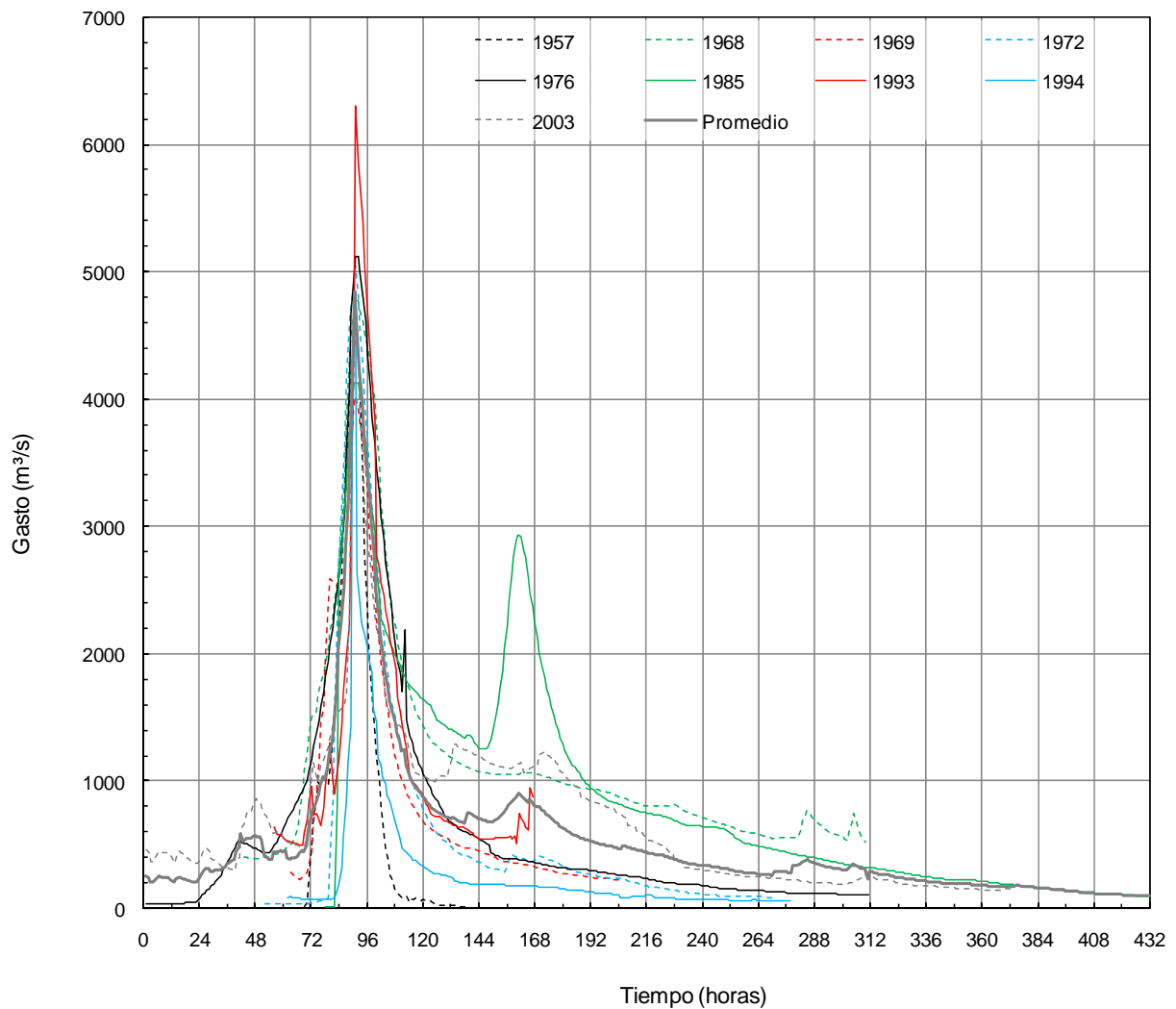


Figura 5-2 Hidrogramas de avenidas máximas históricas (origen ciclónico) registradas en la estación hidrométrica San Pedro

### 5.5.2 Análisis de distribución probabilística de gastos máximos instantáneos

Para determinar el gasto pico de la avenida se utilizaron diferentes funciones de distribución de probabilidad teórica, y la que mejor se ajuste de la información de la estación hidrométrica San Pedro durante los años de 1944 a 2003 corresponderá a la de mejor extrapolación. Las funciones que se emplearon son las siguientes

- Normal
- Lognormal con 2 parámetros
- Lognormal con 3 parámetros
- Gumbel
- Gumbel Mixta
- Gamma con 2 y 3 parámetros o

- Exponencial
- LogPearson III
- General de valores extremos

En primer lugar, es importante conocer el comportamiento de la muestra de datos. En la Figura 5-3 se presenta el gráfico donde se relacionan los gastos máximos de los eventos ocurridos en la estación hidrométrica San Pedro y el período de retorno al cual se asocia.

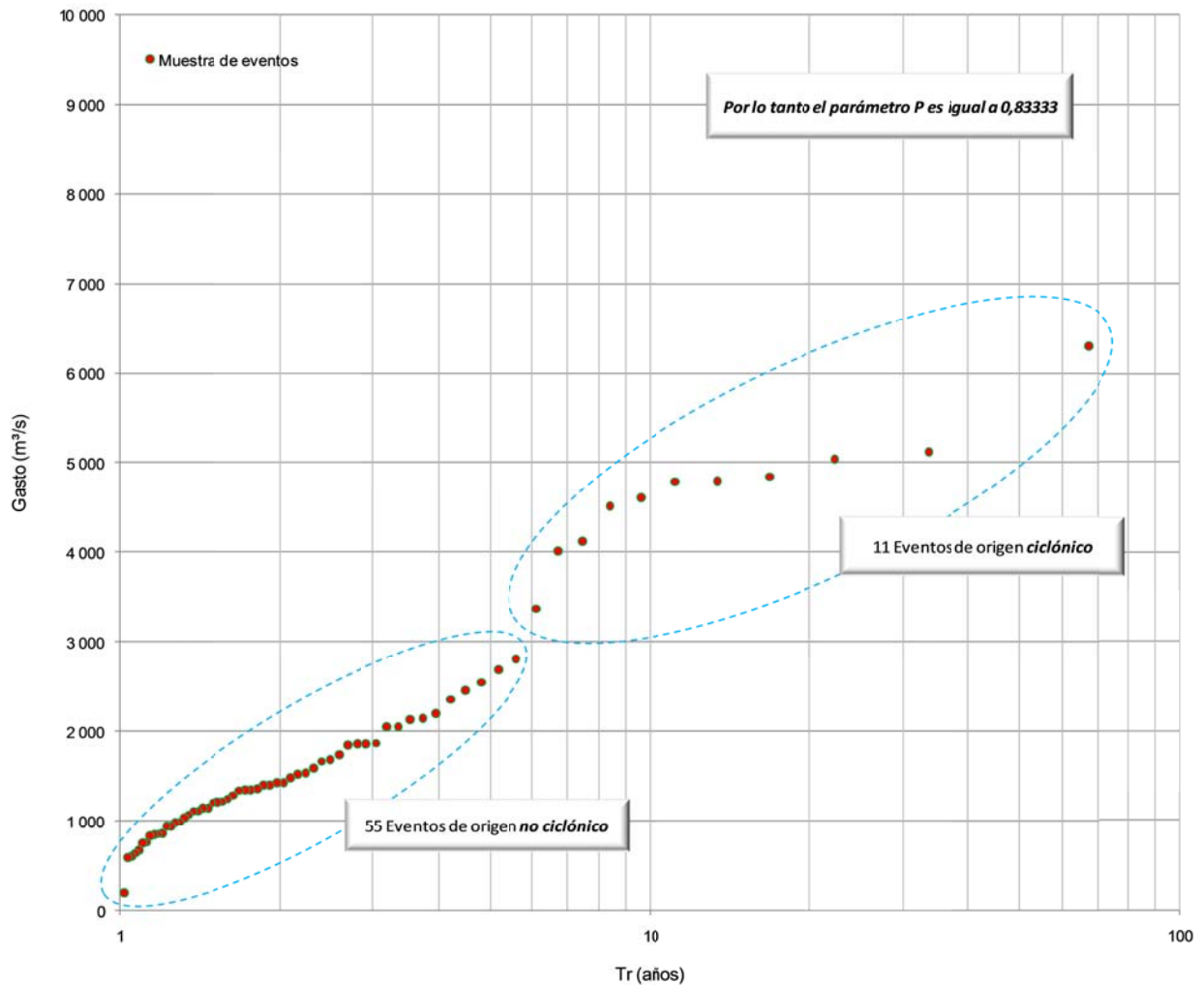


Figura 5-3 Comportamiento de los gastos máximos en la EH San Pedro

En la Figura 5-3 se puede observar que la muestra está compuesta por valores de origen ciclónico y no ciclónico. El número de datos en el sector de cifras no ciclónicas es de 55, por lo tanto el parámetro  $P$  tiene un valor de 0,83333 ( $55 / 66$ ).

### 5.5.3 Resultados

Tabla 5-5 Análisis de frecuencia de las diferentes distribuciones de probabilidad por estimación puntual en la EH San Pedro

Estación	Distribución	Método	Periodo de retorno T(años)									EEA	
			2	5	10	20	50	100	500	1000	5000		10000
San Pedro	Gamma-3	(MPP)	1386	2661	3731	4865	6447	7699	10767	12151	15496	16990	311
	Gamma-3	(M)	1572	2814	3698	4565	5701	6560	8565	9436	11482	12373	360
	Gamma-2	(M)	1611	2860	3715	4537	5598	6390	8215	8999	10824	11614	383
	LogNormal-3	(M)	1627	2813	3649	4485	5615	6499	8680	9683	12174	13322	394
	General Valores Extremos	(M-L)	1489	2490	3387	4481	6338	8150	14311	18133	31169	39264	395
	Gumbel Mixta	(MV)	1406	2457	3413	4297	5400	6212	8073	8870	10720	11516	408
	General Valores Extremos	(M)	1648	2809	3628	4453	5583	6477	8713	9752	12359	13572	409
	Gamma-2	(M-L)	1650	2813	3594	4339	5293	6001	7621	8313	9919	10611	416
	LogNormal-2	(M)	1580	2609	3391	4212	5374	6321	8782	9964	13026	14491	421
	LogNormal-3	(MV)	1570	2590	3374	4202	5382	6351	8884	10109	13300	14835	427
	Gumbel	(M)	1692	2893	3688	4450	5437	6177	7886	8621	10326	11060	441
	General Valores Extremos	(MV)	1437	2468	3517	4932	7627	10563	22380	30891	65226	89973	454
	Gumbel	(M-L)	1710	2814	3545	4247	5154	5835	7407	8082	9651	10326	460
	Gamma-2	(MV)	1693	2753	3451	4110	4945	5561	6958	7552	8922	9509	471
	Gumbel	(ME)	1724	2751	3431	4083	4927	5559	7021	7649	9107	9735	490
	Exponencial-1	(M)	1327	3082	4409	5737	7492	8819	11901	13228	16310	17638	505
	Gumbel	(MV)	1661	2562	3158	3730	4470	5025	6306	6857	8136	8687	571
	LogPearson-3	(MD)	1563	2239	2899	3740	5230	6744	12233	15856	29189	38098	622
Normal	(M-L)	1915	2922	3449	3884	4373	4699	5360	5613	6152	6366	653	
Normal	(MV)	1915	3058	3656	4150	4706	5076	5826	6114	6725	6968	657	

Tabla 5-6 Análisis de frecuencia de las diferentes distribuciones de probabilidad por estimación regional en la EH San Pedro

Estación	Distribución	Método	Periodo de retorno T(años)									EEA	
			2	5	10	20	50	100	500	1000	5000		10000
San Pedro	Gumbel Mixta	(MV)	0.71	1.34	2.18	3.00	3.98	4.68	6.27	6.95	8.52	9.19	0.11
	General Valores Extremos	(MV)	0.73	1.36	1.95	2.68	3.95	5.22	9.72	12.60	22.81	29.37	0.13
	Gamma-3	(MPP)	0.67	1.46	2.13	2.83	3.82	4.60	6.52	7.38	9.47	10.40	0.13
	General Valores Extremos	(M-L)	0.73	1.35	1.91	2.59	3.75	4.88	8.75	11.15	19.38	24.50	0.14
	LogNormal-2	(M)	0.74	1.42	2.00	2.65	3.64	4.50	6.91	8.14	11.55	13.27	0.15
	LogNormal-3	(MV)	0.74	1.42	2.00	2.65	3.63	4.49	6.89	8.12	11.51	13.22	0.15
	Gamma-3	(M)	0.70	1.47	2.10	2.76	3.66	4.37	6.10	6.87	8.74	9.56	0.15
	LogNormal-3	(M)	0.77	1.51	2.08	2.68	3.54	4.25	6.10	7.00	9.34	10.47	0.18
	Exponencial-1	(M)	0.69	1.61	2.30	3.00	3.91	4.61	6.21	6.91	8.52	9.21	0.19
	Gamma-2	(M)	0.76	1.57	2.16	2.75	3.53	4.12	5.52	6.13	7.58	8.21	0.20
	General Valores Extremos	(M)	0.80	1.52	2.06	2.64	3.47	4.17	6.08	7.04	9.65	10.97	0.20
	Gamma-2	(M-L)	0.80	1.54	2.06	2.57	3.24	3.74	4.92	5.43	6.62	7.14	0.24
	Gamma-2	(MV)	0.83	1.51	1.98	2.44	3.03	3.48	4.50	4.95	5.98	6.43	0.28
	Gumbel	(M)	0.85	1.64	2.16	2.66	3.31	3.80	4.92	5.40	6.52	7.00	0.29
	Gumbel	(M-L)	0.87	1.56	2.01	2.45	3.01	3.43	4.41	4.83	5.80	6.22	0.31
	LogPearson-3	(MD)	0.78	1.20	1.62	2.16	3.12	4.11	7.73	10.15	19.10	25.11	0.32
	Gumbel	(ME)	0.88	1.52	1.94	2.35	2.88	3.27	4.18	4.57	5.48	5.87	0.33
	Gumbel	(MV)	0.84	1.41	1.78	2.14	2.61	2.96	3.76	4.11	4.91	5.26	0.38
Normal	(M-L)	1.00	1.63	1.95	2.22	2.53	2.73	3.14	3.30	3.63	3.76	0.46	
Normal	(MV)	1.00	1.75	2.14	2.47	2.83	3.08	3.57	3.76	4.16	4.32	0.47	
LogPearson-3	(M)	0.62	1.27	2.07	3.30	6.01	9.39	26.18	40.65	113.07	175.92	0.63	

Para seleccionar el resultado es importante revisar cual distribución de probabilidad es la que mejor se ajusta, es decir, la distribución que presenta el menor error estándar. En la Tabla 5-5 se muestran los resultados para las distribuciones de probabilidad para la estimación puntual, en la cual se observa que la mejor distribución de probabilidad es la Gamma 3 por medio de la técnica de estimación de parámetros de momentos de probabilidad pesada (MPP), por tener el menor error estándar, ver columna EEA. Así mismo en la Tabla 5-6 se presentan los valores de las distribuciones de probabilidad por estimación regional, en donde el menor error estándar (columna EEA) se presenta en la distribución Gumbel mixta por medio de la técnica de estimación de parámetros de máxima verosimilitud.

Cabe mencionar que se extrapoló para diferentes períodos de retorno el gasto máximo. En la Tabla 5-7 se presentan en resumen los valores extrapolados para cada función de probabilidad para la estación hidrométrica San Pedro

Por cuestiones de seguridad en el diseño de las obras de desvío y excedencias es mejor considerar el valor del gasto más alto presentado por las distribuciones de probabilidad, por lo que para el dimensionamiento de las obras antes mencionadas, se considerarán los gastos, obtenidos por medio de las distribuciones de probabilidad por estimación regional.

En conjunción con los datos de la muestra se gráfica, véase la Figura 5-4, la estimación de gastos asociados a diferentes períodos de retorno, calculados con las funciones de distribución de probabilidad expuestas anteriormente.

En la Figura 5-4 se puede observar un comportamiento adecuado entre la muestra de datos y la proyección obtenida por la distribución Gamma 3 (MPP) y Gumbel Mixta (MV), tanto para la población ciclónica, como para la no ciclónica. Por lo que los valores de gastos máximos y sus respectivos períodos de retorno generados con esta distribución podrían representar adecuadamente el pico de las avenidas para el sitio Las Cruces.

Su forma, es propuesta en función del hidrograma promedio, mostrado en la Figura 5-5 y obtenido a través de los hidrogramas de las avenidas máximas históricas de origen ciclónico, citadas en el inciso 5.2

Tabla 5-7 Eventos de diseño Q (m<sup>3</sup>/s) para la mejor distribución de ajuste en la EH San Pedro por estimación puntual y regional

Estación	Distribución	Método	Periodo de retorno T(años)										
			2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000	
San Pedro	Gamma-3	(MPP)	1386	2661	3731	4865	6447	7699	10767	12151	15496	16990	

Estación	Distribución	Método	Periodo de retorno T(años)										
			2	5	10	20	50	100	500	1000	5000	10000	
San Pedro	Gumbel Mixta	(MV)	1366	2572	4165	5752	7621	8964	12004	13301	16306	17600	

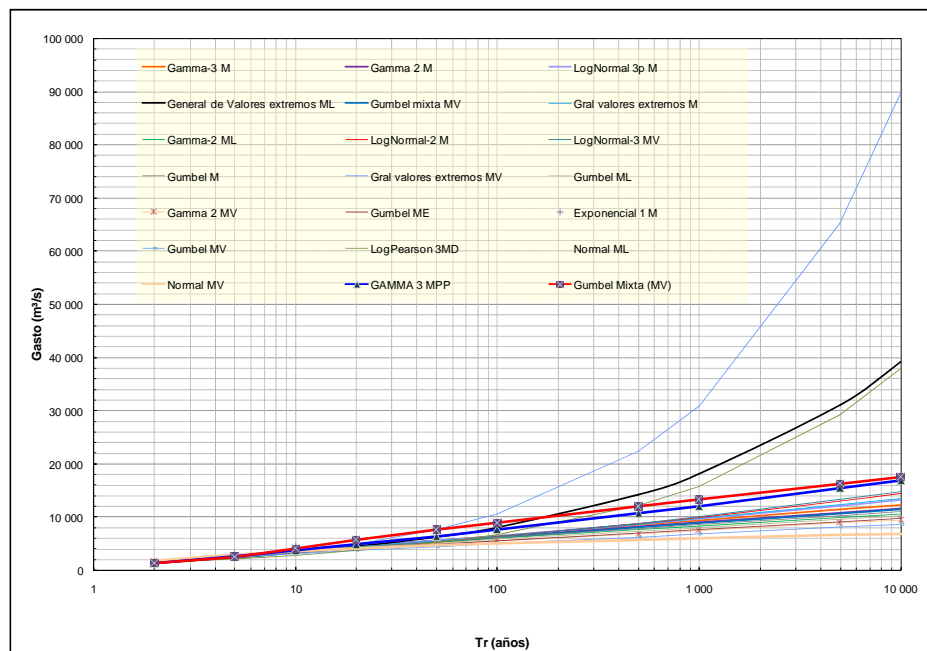


Figura 5-4 Gastos máximos asociado a diferentes periodos de retorno

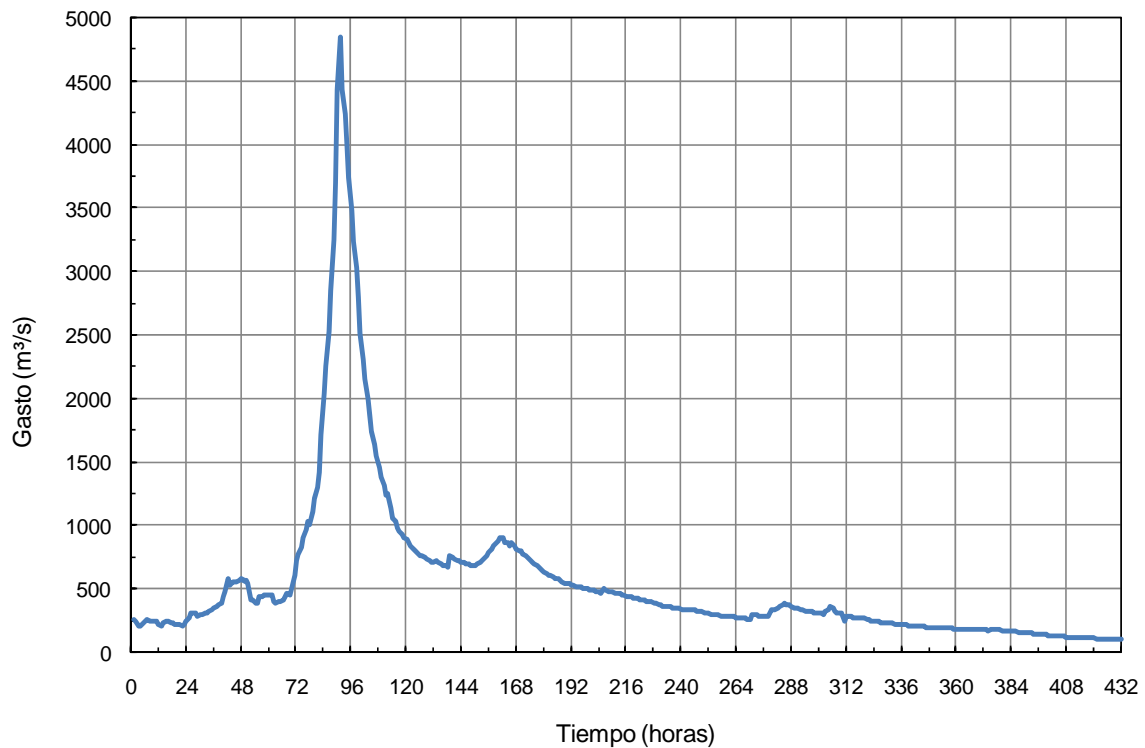


Figura 5-5 Hidrograma promedio en la estación hidrométrica San Pedro

Con el hidrograma promedio se obtiene el hidrograma unitario, a través la relación entre las ordenadas y el gasto pico promediado de las avenidas, de esta forma se obtiene para la abscisa correspondiente al gasto máximo un valor de uno en su ordenada, véase la Figura 5-6. Para suavizar la forma del hidrograma se realiza repetidamente (10 veces) el promedio entre ordenadas consecutivas, pero se mantiene la unidad en el pico del mismo.



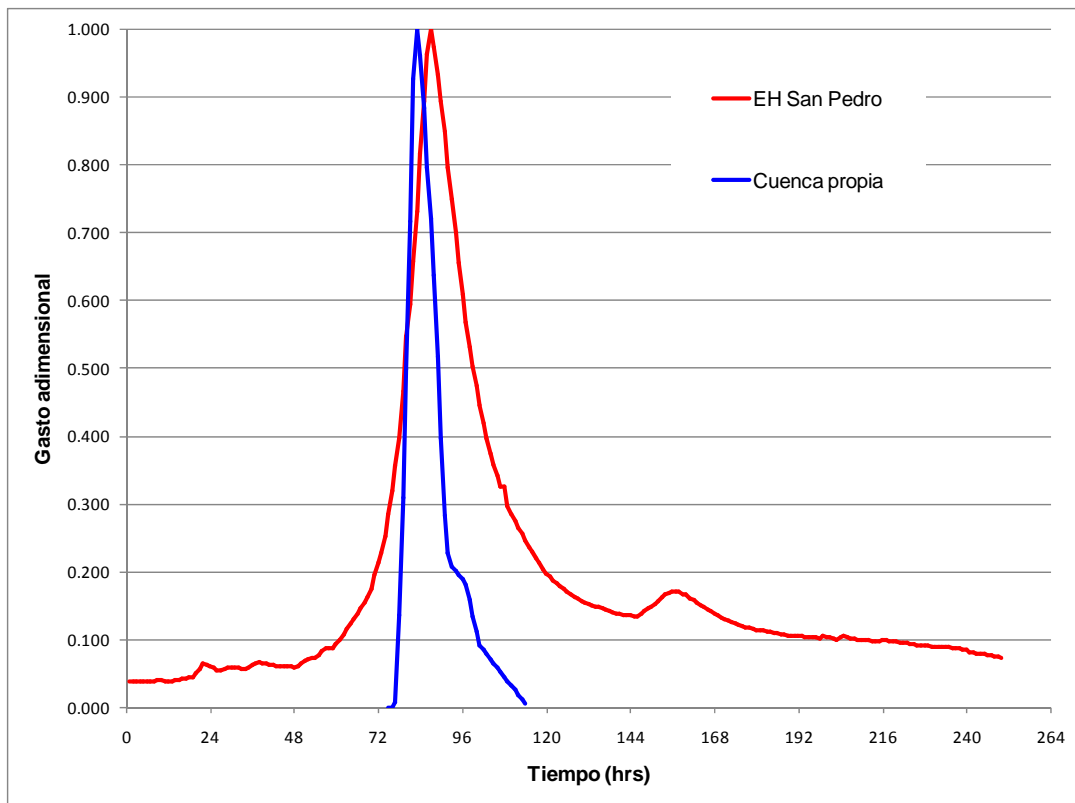


Figura 5-6 Hidrograma unitario en la estación hidrométrica San Pedro y por cuenca propia entre ésta y el sitio Las Cruces

Cabe mencionar que también se obtuvo el hidrograma unitario para la cuenca propia, tomando en cuenta la cuenca formada entre el sitio del proyecto y la hidrométrica San Pedro que tiene un área de 705,85 km<sup>2</sup> y la del arroyo Rancho Viejo de 14,6 km<sup>2</sup>. Se adopta el criterio hidrograma unitario triangular (HUT) para obtener la avenida generada en estas cuencas (en el inciso 5.6 se hace la descripción correspondiente). En la Tabla 5-8 y Tabla 5-9 se muestran los hidrogramas de las avenidas calculadas para diferentes períodos de retorno en las cuencas mencionadas.

Tabla 5-8 Hidrogramas de las avenidas obtenidas con el criterio del HUT, con diferentes períodos de retorno para la cuenca formada entre el sitio del PH Las Cruces y la EH San Pedro.

Tiempo (horas)	Períodos de retorno (años)								
	2	5	10	20	50	100	1000	5000	10000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	13,804	60,482	103,168	0,166	1,559	3,409	13,863	0,397	1,043
2	41,887	157,4	259,025	139,012	187,352	225,855	367,959	24,798	31,533
3	69,969	266,731	435,682	342,905	453,398	539,826	851,202	476,611	533,315
4	98,052	376,061	623,572	573,684	753,61	893,26	1391,245	1083,558	1203,075
5	126,134	485,391	811,462	826,607	1089,019	1291,388	2007,054	1759,117	1947,265
6	138,768	527,033	883,891	1079,344	1422,683	1685,7	2607,349	2531,177	2797,665
7	128,801	498,887	847,869	1176,797	1549,412	1833,24	2820,221	3276,182	3614,61
8	111,985	439,373	763,296	1134,935	1497,959	1773,29	2725,365	3531,334	3889,982
9	95,169	373,905	668,747	1031,783	1369,775	1625,274	2504,996	3407,859	3751,305
10	78,353	308,438	574,198	915,735	1225,202	1458,328	2257,383	3133,185	3448,758
11	61,537	242,97	476,056	799,687	1080,63	1292,884	2031,859	2825,603	3110,511
12	44,721	177,503	363,546	676,558	924,802	1113,148	1782,106	2554,141	2815,296
13	27,905	112,035	251,037	525,106	723,958	876,249	1435,445	2251,677	2485,745
14	11,089	46,568	138,527	373,655	523,113	639,35	1088,785	1825,219	2018,855
15	1,291	11,849	78,468	222,288	323,062	404,184	749,172	1398,962	1552,496
16	0	1,122	54,523	141,44	216,815	280,685	583,785	984,945	1101,201
17	0	0	45,916	106,2	168,025	223,519	514,818	790,394	892,174
18	0	0	39,189	90,51	143,861	194,69	486,402	713,354	811,155
19	0	0	32,462	77,25	122,785	169,43	463,122	685,221	783,162
20	0	0	25,736	63,991	101,709	144,17	439,841	663,29	761,897
21	0	0	19,009	50,731	80,634	118,429	409,496	641,36	740,633
22	0	0	12,282	37,471	59,558	90,768	350,899	607,877	705,605
23	0	0	5,556	24,211	38,483	63,106	292,303	528,196	615,538
24	0	0	0	10,952	17,407	35,445	233,706	448,516	525,472
25	0	0	0	0	0	12,442	183,007	368,835	435,405
26	0	0	0	0	0	11,542	169,78	299,259	356,531
27	0	0	0	0	0	10,643	156,553	277,63	330,762
28	0	0	0	0	0	9,744	143,326	256,001	304,994
29	0	0	0	0	0	8,845	130,099	234,372	279,225
30	0	0	0	0	0	7,946	116,872	212,742	253,456
31	0	0	0	0	0	7,046	103,645	191,113	227,688
32	0	0	0	0	0	6,147	90,418	169,484	201,919
33	0	0	0	0	0	5,248	77,191	147,855	176,151
34	0	0	0	0	0	4,349	63,965	126,226	150,383
35	0	0	0	0	0	3,449	50,738	104,598	124,615
36	0	0	0	0	0	2,55	37,511	82,969	98,847
37	0	0	0	0	0	1,651	24,284	61,34	73,079
38	0	0	0	0	0	0,752	11,058	39,711	47,311
39							0	18,082	21,543

Tabla 5-9 Hidrogramas de las avenidas obtenidas con el criterio del HUT, con diferentes períodos de retorno para la cuenca formada en el arroyo Rancho Viejo

Tiempo (horas)	Períodos de retorno (años)								
	2	5	10	20	50	100	1000	5000	10000
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	4,07	9,86	15,07	0,02	0,25	0,58	2,62	0,08	0,21
2	12,35	25,65	37,85	20,98	30,38	38,30	69,46	5,00	6,40
3	16,47	33,38	48,24	51,72	73,26	90,95	158,00	95,96	108,08
4	13,93	29,37	42,91	65,09	90,97	111,95	190,05	213,20	237,63
5	8,97	19,86	30,04	58,08	81,08	99,57	167,48	253,34	280,93
6	4,02	9,19	15,42	41,27	58,04	71,40	119,91	221,90	245,37
7	0,76	2,65	7,11	22,13	31,91	39,63	67,27	158,35	174,80
8	0	0,37	4,55	11,76	18,32	23,50	41,97	88,88	98,08
9	0	0,00	3,50	8,88	14,92	19,69	36,82	56,32	62,47
10	0	0,00	3,00	7,13	12,18	16,17	30,51	50,15	55,91
11	0	0,00	2,50	6,11	10,43	13,95	27,70	41,68	46,52
12	0	0,00	2,00	5,09	8,69	11,72	24,89	38,43	43,12
13	0	0,00	1,49	4,06	6,94	9,50	22,08	35,18	39,73
14	0	0,00	0,99	3,04	5,19	7,28	19,26	31,93	36,33
15	0	0,00	0,49	2,02	3,45	5,06	16,45	28,68	32,93
16	0	0,00	0,00	1,00	1,70	2,83	13,64	25,43	29,53
17	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,67	10,93	22,18	26,14
18	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,74	12,14	19,07	22,90
19	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,68	11,20	21,19	25,44
20	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,63	10,27	19,56	23,48
21	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,57	9,33	17,93	21,52
22	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51	8,40	16,29	19,56
23	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,46	7,46	14,66	17,60
24	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	6,53	13,03	15,64
25	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,34	5,60	11,40	13,69
26	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	4,66	9,77	11,73
27	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,23	3,73	8,14	9,77
28	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17	2,79	6,50	7,81
29	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	1,86	4,87	5,85
30	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,06	0,92	3,24	3,89
31							0,00	1,61	1,93

Para obtener los hidrogramas de la EH San Pedro y cuenca propia, el hidrograma unitario se mayor mediante el gasto máximo de las avenidas de diseño, es decir, se multiplican las ordenadas por el gasto máximo determinado anteriormente para los períodos de retorno de 20, 50 y 10 000 años, para la EH San Pedro y por cuenca propia, véase la Figura 5-7.

Una vez definidas las avenidas con diferentes períodos de retorno en la estación San Pedro y por la cuenca formada entre el sitio del proyecto y la hidrométrica San Pedro, se obtienen las avenidas en el sitio Las Cruces, para lo cual se restan los hidrogramas citados, desfasando cuatro horas el pico de la avenida obtenida para la cuenca de la parte baja con respecto a la avenida de toda la cuenca hasta la estación San Pedro.

En la Figura 5-8 se presentan la avenidas de diseño de la obra de excedencias del PH Las Cruces ( $Tr = 10\ 000$  años), así como para el desvío con  $Tr = 50$  años y  $20$  años).

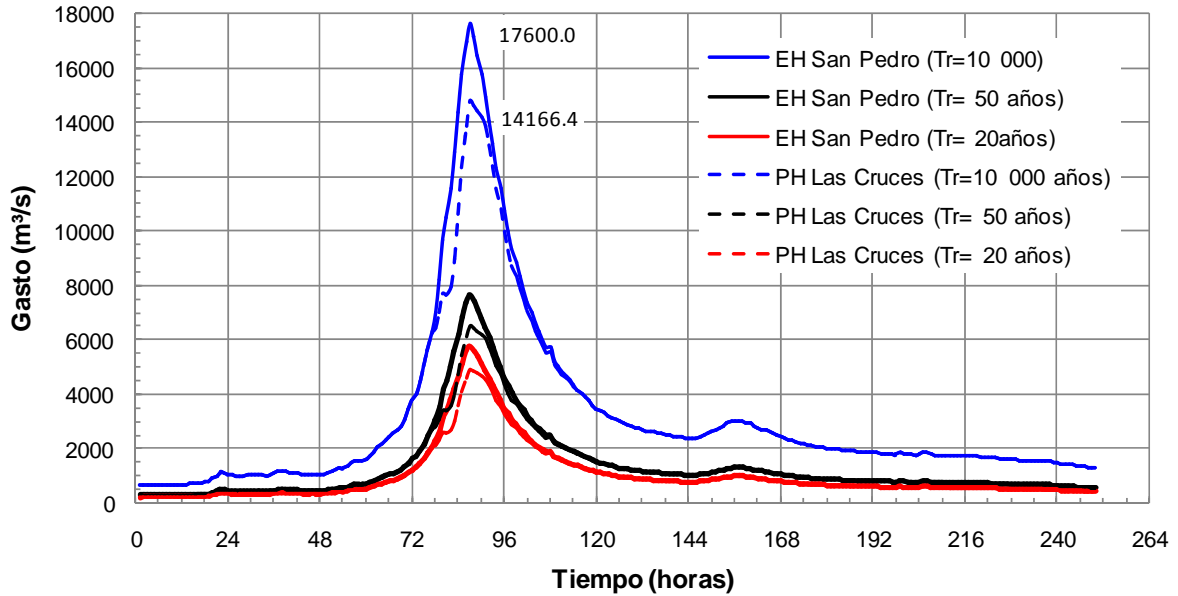


Figura 5-7 Avenidas de diseño para la EH San Pedro y el PH Las Cruces para diferentes períodos de retorno

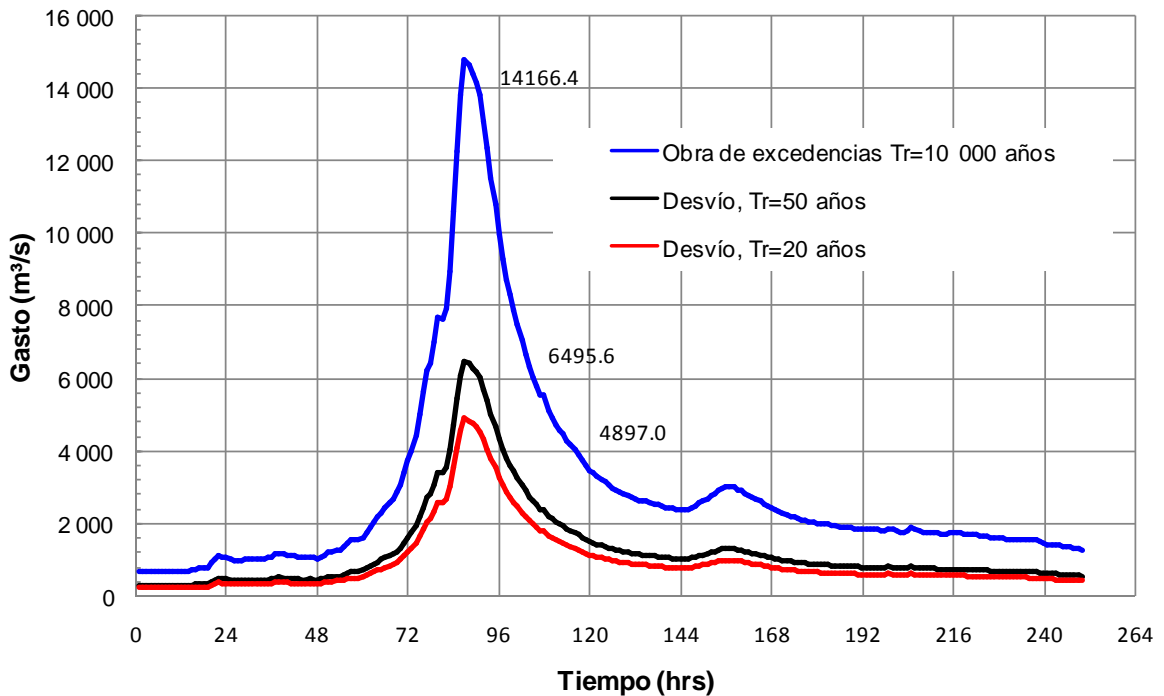


Figura 5-8 Avenidas de diseño en el PH Las Cruces

## **5.6 Determinación de gastos máximos mediante métodos hidrológicos y empíricos**

Se definen los gastos máximos esperados en la cuenca comprendida entre el sitio de la estación hidrométrica y el sitio del proyecto Las Cruces, mediante métodos hidrológicos y empíricos. En la Tabla 5-10 y Tabla 5-11 se presenta un resumen de los métodos utilizados y los gastos deducidos para distintos períodos de retorno.

Por ser cuencas diferentes de aquellas en las que se realizaron las deducciones respectivas a los métodos empíricos, se tiene escasa confiabilidad en estos métodos, por lo tanto el gasto máximo habrá de definirse con los criterios hidrológicos.

De los métodos hidrológicos; se está en posibilidad de obtener, además del gasto pico de la avenida, la forma de ésta; con los primeros tres criterios y el quinto. Sin embargo, de los señalados anteriormente, la principal limitación en el rango de aplicación de los primeros dos y el quinto es el tamaño de la cuenca (inferiores a 250 km<sup>2</sup>).

Mientras en el caso de la cuenca propia entre la estación hidrométrica y el sitio Las Cruces, se tiene un área de 705,85 km<sup>2</sup> y la cuenca del arroyo Rancho Viejo de 14,6 km<sup>2</sup>; por lo tanto se adopta el criterio Hidrograma Unitario Triangular (HUT) para obtener la avenida generada en estas cuencas. En la Tabla 5-12 y Tabla 5-13 se muestran los hidrogramas de las avenidas calculadas para diferentes períodos de retorno en las cuencas mencionadas.

En este sentido, el gasto máximo para la cuenca formada entre el sitio del proyecto y la hidrométrica San Pedro con período de retorno de 10 000 años es de 3 905 m<sup>3</sup>/s, con 50 años es de 1 561 m<sup>3</sup>/s y de 20 años es de 1 186 m<sup>3</sup>/s. En el caso del arroyo Rancho Viejo los gastos obtenidos son de 288 m<sup>3</sup>/s, 92 m<sup>3</sup>/s y 66 m<sup>3</sup>/s, para 10 000, 50 y 20 años, respectivamente.

De la Tabla 5-12 a la Tabla 5-15 se muestran los hidrogramas de las avenidas de diseño de la EH San Pedro, por cuenca propia y del sitio Las Cruces, para los diferentes períodos de retorno.

Tabla 5-10 Gastos máximos de las avenidas en la cuenca propia

Criterio de análisis	Período de retorno (años)											
	2	5	10	20	25	50	100	150	200	1 000	5 000	10 000
<b>Hidrológicos</b>												
Gasto máximo (m³/s)												
I - Pai - Wu	826	2043	2977	3704	3928	4614	5300	5705	5993	7646	9310	10143
Donald M. Gray	1057	1928	2519	2956	3088	3485	3873	4099	4258	5156	6038	6473
H.U. Triangular	141	531	891	1186	1278	1561	1846	2015	2136	2835	3546	3905
Parabólico	434	1000	1423	1748	1848	2152	2455	2633	2759	3481	4204	4565
Adimencional USSCS	360	815	1151	1409	1488	1729	1968	2108	2208	2777	3345	3629
Vega Roldán	203	600	893	1118	1187	1397	1606	1728	1815	2311	2807	3054
Promedio	504	1153	1642	2020	2136	2490	2841	3048	3195	4034	4875	5295
<b>Empíricos</b>												
Gasto máximo (m³/s)												
USSCS	195	529	793	1001	1066	1265	1465	1583	1668	2156	2650	2899
Racional	276	469	637	719	823	1021	1237	1294	1369	1922	2194	2376
Empírico Triangular	353	578	819	1005	1062	1236	1408	1510	1582	1993	2404	2610
Índice-Área	325	739	1046	1282	1355	1575	1794	1923	2015	2536	3058	3318
Promedio	287	579	824	1002	1077	1274	1476	1578	1659	2152	2577	2801

Tabla 5-11 Gastos máximos de las avenidas en la arroyo Rancho Viejo

Criterio de análisis	Período de retorno (años)											
	2	5	10	20	25	50	100	150	200	1 000	5 000	10 000
<b>Hidrológicos</b>												
Gasto máximo (m³/s)												
I - Pai - Wu	-----	1,3	1,4	12,0	17,7	42,0	76,2	100,4	119,5	253,6	428,8	515,9
Donald M. Gray	18,16	32,3	44,5	58,4	63,2	78,8	95,4	105,6	113,0	156,7	203,6	224,6
H.U. Triangular	17,15	33,7	48,5	65,8	71,8	91,6	112,9	126,0	135,5	192,5	258,6	288,2
Parabólico	0,36	4,1	9,3	16,6	19,3	29,1	40,6	48,1	53,7	89,6	132,0	152,0
Adimencional USSCS	27,15	53,6	77,7	105,6	115,3	147,5	182,3	203,8	219,5	313,6	416,2	462,7
Vega Roldán	4,74	11,6	17,6	24,2	26,4	33,6	41,1	45,6	48,8	67,6	87,2	95,8
Promedio	14	23	33	47	52	70	91	105	115	179	254	290
<b>Empíricos</b>												
Gasto máximo (m³/s)												
USSCS	15,2	30,0	43,4	59,0	64,5	82,4	101,9	113,9	122,7	175,3	232,7	258,6
Racional	80,7	100,5	115,3	130,7	135,7	151,5	167,5	176,9	183,6	221,6	260,2	277,0
Empírico Triangular	0,8	5,1	10,5	17,7	20,4	29,8	40,8	47,9	53,1	86,7	125,8	144,2
Índice-Área	2,8	10,0	17,9	28,0	31,7	44,4	58,8	67,9	74,7	117,2	165,9	188,5
Promedio	25	36	47	59	63	77	92	102	109	150	196	217











## **5.7 Consistencia de resultados**

Resulta importante hacer un análisis de los resultados, dado que fueron utilizados metodologías diferentes para la determinación de los gastos máximos. En la Tabla 5-16 se muestra un resumen de los resultados obtenidos, con respecto al gasto máximo de las avenidas de diseño.

Del cuadro anterior, se obtiene el porcentaje promedio del gasto por cuenca propia y del total estimado hasta la estación hidrométrica San Pedro, es del 18 por ciento (que va desde el 5 hasta 29 por ciento, según el período de retorno). La diferencia de la relación entre lo llovido en el sitio del proyecto y el de la hidrométrica es aproximadamente de 6.5 por ciento. Aunque se encuentra en el rango del gasto en las avenidas calculadas, parece elevado.

También el 90 por ciento del escurrimiento que drena el río San Pedro al Océano Pacífico se genera en el último 40 por ciento de la cuenca; la porción que atraviesa la Sierra Madre Occidental tiene un promedio anual de lluvias es de aproximadamente 700 mm, y en superficies propias como las del proyecto la altura media de precipitación llega a 1 600 mm/año.

Entonces es evidente la importancia de la cuenca existente entre la estación hidrométrica y el sitio del proyecto, pero conviene encontrar una relación conservadora entre la avenida en la estación hidrométrica y la del sitio del proyecto.

Tabla 5-16 Resumen del gasto pico de las avenidas de diseño en la EH San Pedro y en el PH Las Cruces

Período de retorno	Gasto ( m <sup>3</sup> /s )		
	EH San Pedro	EH San Pedro	PH Las Cruces
	Gamma-3 (MPP)	Gumbel Mixta (MV)	Avenidas defasadas Gumbel Mixta (MV)
	años	*BANDAS	*BANDAS
2	1,386	1,366	983
5	2,661	2,572	1,930
10	3,731	4,165	3,408
20	4,865	5,752	4,897
50	6,447	7,621	6,496
100	7,699	8,964	7,633
500	10,767	12,004	10,163
1,000	12,151	13,301	11,257
5,000	15,496	16,306	13,750
10,000	16,990	17,600	14,785

\*Máximo Registrado(1944 - 2003) = 6 302 m<sup>3</sup>/s (sep-1993)

## 5.8 Tránsito de las avenidas

### 5.8.1 Obra de desvío

La obra de desvío está formada por dos túneles de sección portal de 14x14 m de altura en la margen izquierda, con longitudes de 812 m el túnel 1 y 879 m el túnel 2; una ataguía aguas arriba de la cortina y otra integrada al cuerpo de la cortina aguas abajo. A continuación se menciona brevemente el proceso del análisis hidráulico de los túneles de desvío, en el cual se incluye el tránsito de avenidas para definir las alturas de las ataguías de protección.

1. Se resuelve la ecuación de la Energía por tramos a lo largo del túnel analizado y para un determinado gasto, inicia en la sección de control del río aguas abajo y continúa con secciones transversales del túnel, hasta una sección del río ubicada aguas arriba del eje de la cortina.
2. Se repite el proceso del punto 1 para incrementos de gasto de 250 m<sup>3</sup>/s hasta por lo menos cubrir la mitad del gasto máximo de la avenida de diseño, ya que se analizarán individualmente los 2 túneles, ver Tabla 5-17.
3. Formación de la curva de elevaciones-gastos de la obra para los 2 túneles. La curva resultante se formó con la suma de gastos que descargan individualmente los túneles para la misma elevación de agua en el vaso, ver Figura 5-9.

Tabla 5-17 Elevaciones- gastos en los túneles

ELEVACIÓN EN EL VASO (msnm)	GASTO DESCARGADO (m <sup>3</sup> /s)		
	Túnel 1	Túnel 2	T1 + T2
83.00	0.00	0.00	0.00
85.76	100.00	0.00	100.00
87.39	200.00	0.00	200.00
88.09	250.00	0.00	250.00
88.76	300.00	9.47	309.47
90.01	400.00	54.53	454.53
91.18	500.00	96.76	596.76
92.30	600.00	163.27	763.27
93.39	700.00	234.67	934.67
93.93	750.00	274.51	1024.51
94.48	800.00	317.15	1117.15
95.62	900.00	411.72	1311.72
96.96	1,000.00	534.14	1534.14
101.44	1,250.00	1,007.24	2257.24
104.49	1,500.00	1,368.04	2868.04
108.10	1,750.00	1,770.11	3520.11
112.26	2,000.00	1,962.20	3962.20
116.98	2,250.00	2,197.48	4447.48
122.25	2,500.00	2,441.99	4941.99
128.08	2,750.00	2,686.49	5436.49
134.47	3,000.00	2,930.99	5930.99

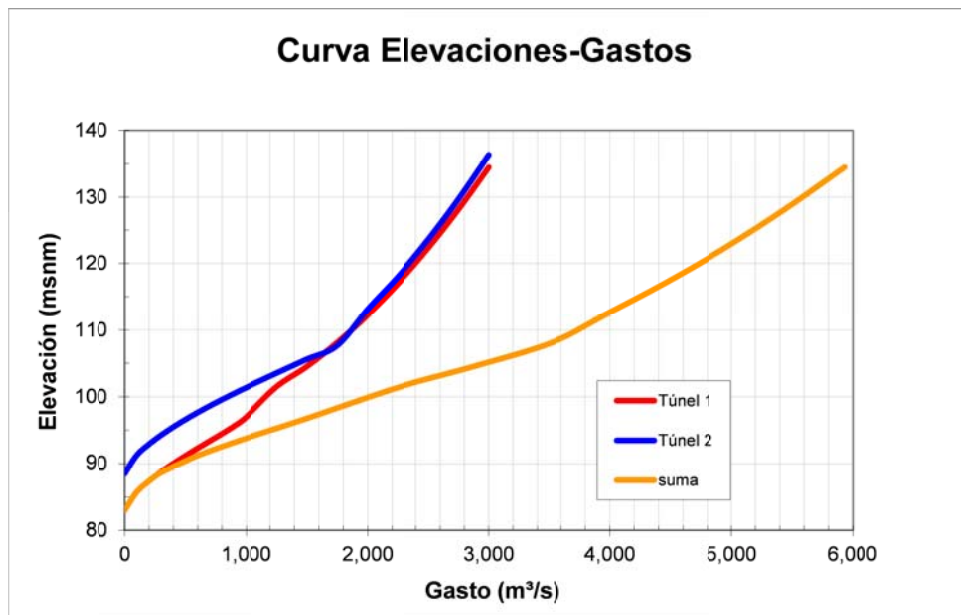


Figura 5-9 Curva elevaciones-gastos de los túneles de desvío

4. Tránsito de la avenida de diseño. Este paso se llevó a cabo con la siguiente información:
  - a) El hidrograma de diseño de la obra de desvío mostrado en la Figura 5-8, que fue modificado proporcionalmente con el gasto pico y el máximo anual para el período de retorno de 20 y 50 años.
  - b) La curva de gastos obtenida en el paso 3, Figura 5-9.
  - c) La curva elevaciones-áreas-capacidades del embalse formado por la presa.

Con el tránsito de la avenida por el embalse, se obtiene la elevación máxima del embalse y el gasto máximo descargado por los túneles para las distintas avenidas analizadas, de las cuales solo se presentan 2 como se muestra en la Tabla 5-18, así mismo se presenta el tránsito de la avenida en forma graficada en la Figura 5-10 y Figura 5-11 en donde se muestra los hidrogramas de entrada y de salida.

Tabla 5-18 Resultados del tránsito de avenidas para la obra de desvío

Período de retorno (años)	Elevación del embalse (msnm):	Gasto Máximo (m <sup>3</sup> /s)	
	Aguas Arriba	Entrada	Salida
20	115	4 897	4 200
50	123	6 496	5 038

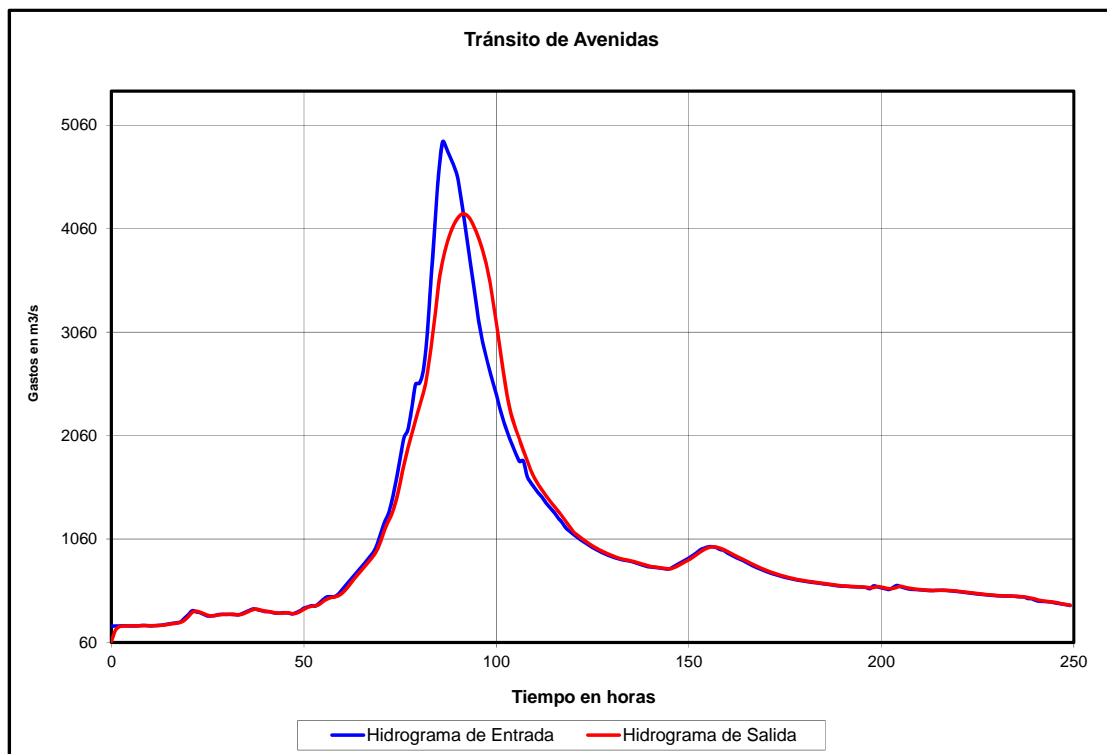


Figura 5-10 Forma de la avenida transitada con Tr de 20 años

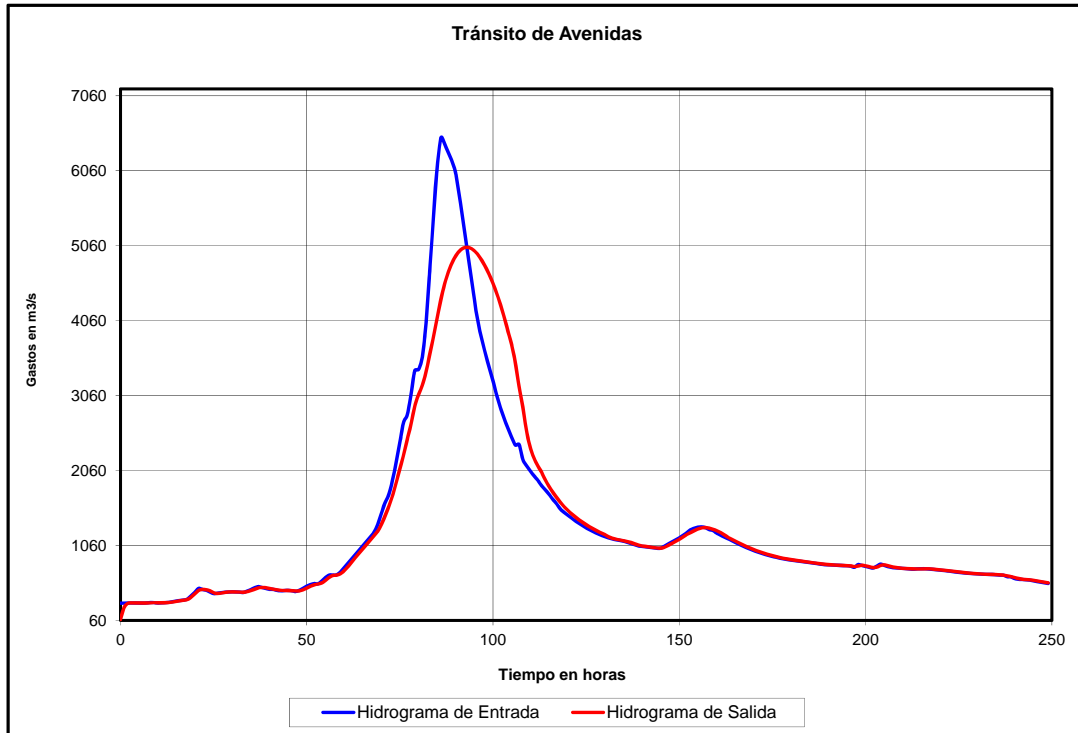


Figura 5-11 Forma de la avenida transitada con Tr de 50 años

De lo anterior se concluye que el gasto pico de 4 897 m<sup>3</sup>/s de la avenida de diseño, correspondiente a un periodo de retorno de 20 años, es regulado por el vaso hasta en un 14.23%, ya que con el nivel máximo de agua alcanzado, los túneles de 14 x 14 m sólo descargan 4 200 m<sup>3</sup>/s. Para un Tr de 50 años el tránsito de la avenida muestra que del gasto de entrada de 6 496, los túneles solo descargan 5 038 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al 22.44 % del gasto pico.

### 5.8.2 Obra de excedencias

La obra se localiza en la margen izquierda; está constituida por un canal de llamada, una estructura de control, un canal de descarga, una estructura terminal y un canal de salida o de encauce.

Debido al doble propósito que se tiene pensado para el diseño de la presa de generar energía y controlar las avenidas de la cuenca baja del río San Pedro, se diseñó un vertedor, que en combinación con el embalse, fuera capaz de regular la avenida de diseño con gasto pico de 14 785 m<sup>3</sup>/s y volumen de 2 656.8 Mm<sup>3</sup>. La



avenida corresponde a la calculada para un período de retorno de 10 000 años, la cual se muestra en la Figura 5-8.

Como resultado de la anterior consideración se diseñó un vertedor con descarga en canal a cielo abierto, de tal manera que su estructura de control y canal de descarga, fueran los adecuados para descargar la avenida transitada. Se buscó que con la posición de la estructura de control y plantilla del canal de descarga, las excavaciones fueran las mínimas, y la velocidad de la estructura terminal, no excediera de los 35 m/s. También se cuidó que el gasto unitario que pasara por la cresta vertedora no fuera mayor de 200 m<sup>3</sup>/s/m.

El primer paso llevado a cabo, fue realizar múltiples tránsitos de la avenida de diseño, haciendo variar la longitud, la elevación y la carga sobre la cresta, tomando como nivel de conservación el NAMO de generación (231,00 msnm) hasta encontrar el caso de máxima regulación o mínima descarga.

Dicho en otras palabras, la política de operación es mantener el vaso el mayor tiempo posible en el NAMO, descargando el gasto que se presenta, y cuando se rebase este nivel, operar con descarga libre, al final de la avenida se debe conservar el mismo NAMO.

Con las condiciones mostradas en la Tabla 5-19, se realizó el tránsito de la avenida de diseño con gasto pico de 14 785 m<sup>3</sup>/s, correspondiente al Tr de 10 000 años, del cual observamos en la Figura 5-12 que el gasto de entrada se abate hasta en un 50.9 %, dado que el gasto de salida es de 7 253 m<sup>3</sup>/s. En la Tabla 5-20 se presenta un resumen de los resultados del tránsito realizado.

Los resultados del tránsito de avenidas indican que la presa tiene una buena regulación para el control de avenidas.

Tabla 5-19 Condiciones iniciales para el tránsito del vertedor

NAMO msnm	Elevación de cresta msnm	Longitud efectiva m	Volumen de la avenida Mm <sup>3</sup>	Gasto unitario m <sup>3</sup> /s/m	Gasto de entrada m <sup>3</sup> /s	NAME msnm	Carga de diseño m
231.00	221.00	34.20	2 656.8	174	14 785	243	22,0

Tabla 5-20 Resultados del tránsito de avenidas en vertedor

Capacidad al NAME Mill. m <sup>3</sup>	Capacidad al NAMO Mill. m <sup>3</sup>	Gasto de salida m <sup>3</sup> /s	Compuertas radiales			Área del embalse ha
			Número	b (m)	H (m)	
2 485.03	1 985.89	7 253	3	11.4	19,1	4 503

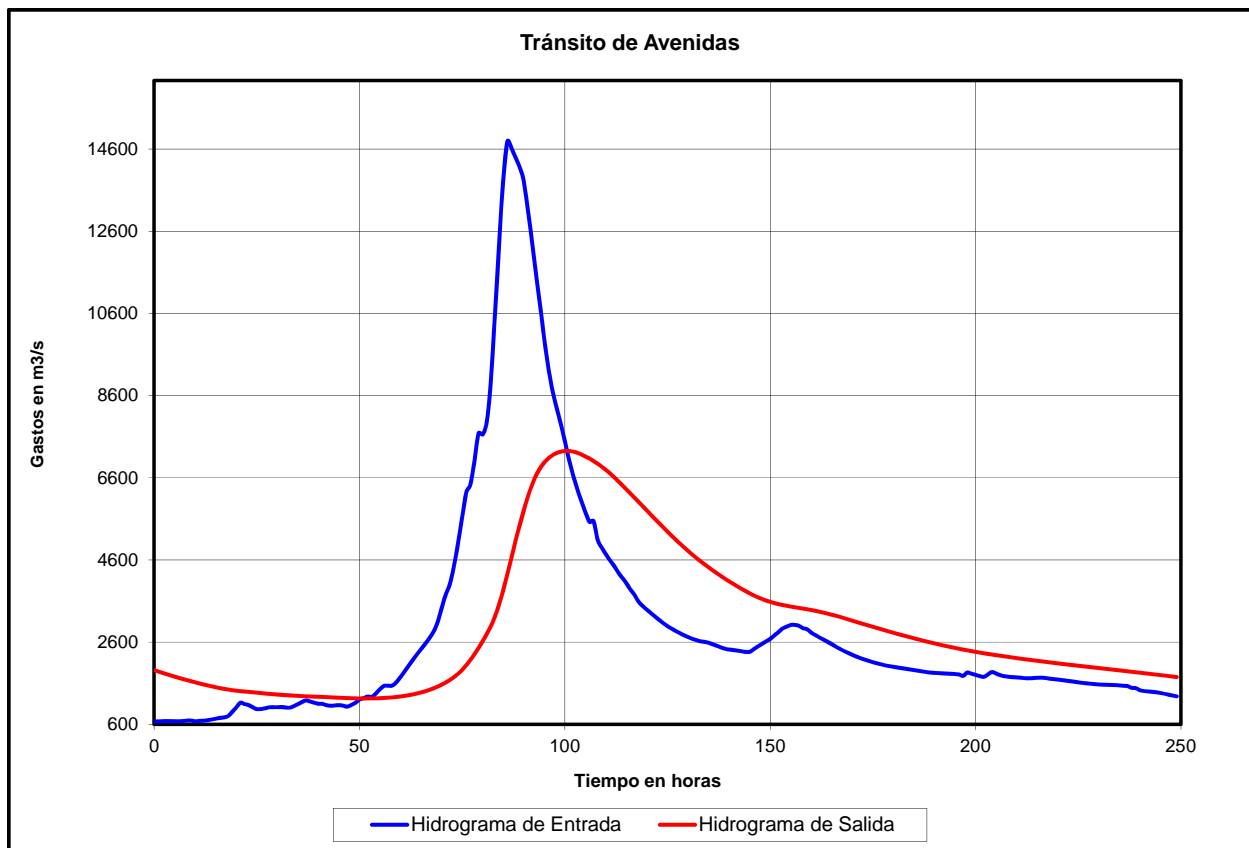


Figura 5-12 Forma de la avenida transitada con Tr 10,000 años

## **6. CONCLUSIONES**

De los registros de precipitación obtenidos y analizados, se observa que no se presenta algún cambio que infiera que el sistema hidrológico de la cuenca es inestable, se analizó la precipitación media anual en todas las estaciones mencionadas en la Tabla 3-1 y los resultados mostrados en la Tabla 3-2 no presentan fluctuación fuera del promedio presentado de la lluvia con respecto al tiempo; lo cual quiere decir que las condiciones que hacen el impulso y que después se transforman en escurrimiento no cambian. Si fuera lo contrario que las lluvias estuvieran incrementándose entonces tendríamos que confirmar este cambio con las precipitaciones máximas diarias. Así que para poder confirmar que el sistema si es estable, se procedió a analizar las precipitaciones máximas diarias en cada estación, en el Tabla 3-3 se presentan sus resultados, en ellos se observa que no se prevé la inestabilidad en el sistema. Sin embargo como se mencionó al principio del capítulo 3, para ratificar la estabilidad de las condiciones de la lluvia dentro del sistema, se realizó el análisis no solamente con la lluvia anual promedio y la precipitación máxima diaria, sino con la lluvia mensual y anual para cada una de las estaciones seleccionadas para el trabajo, véase

Tabla 3-4 a la Tabla 3-19. La mejor manera de ilustrar e interpretar los resultados de estas tablas es por medio de gráficos los cuales permiten observar con mayor claridad que no existe cambio alguno que haga pensar que la lluvia cambia significativamente con respecto al tiempo, lo cual viene a corroborar que el sistema hidrológico de la cuenca es estable y por ende los registros de precipitación son confiables.

Sin embargo otra forma de verificar y tener la certeza de que los registros climatológicos son confiables para el diseño de las obras de control de la presa es el análisis de los registros hidrométricos que tienen influencia en el sitio del proyecto hidroeléctrico, de tal forma que en el capítulo 4 se concluyó que el comportamiento de los escurrimientos es similar al comportamiento del patrón de lluvias, ver Tabla 4-8 y Tabla 4-11, lo cual indica que el sistema hidrológico de la cuenca se mantiene en

equilibrio, es decir se confirma que en la cuenca no se han presentado cambios en el uso del suelo.

Una vez concluida la estabilidad del sistema y que sus registros de gastos máximos instantáneos son confiables, se prosiguió a realizar el análisis de avenidas máximas para determinar las dimensiones adecuadas de las obras de desvío y de excedencias del proyecto, tal y como se describió en el capítulo 5. Concluyendo que para el análisis probabilístico puntual la mejor distribución de probabilidad que se ajusta para el estudio es la Distribución Gamma 3, ver Tabla 5-5 y para la distribución probabilística regional la mejor distribución de probabilidad fue la Gumbel Mixta, ver Tabla 5-6. Ambos resultados pueden considerarse para determinar el gasto pico del hidrograma a utilizar para el diseño de las obras de control, en este caso para los periodos de retorno de 20, 50 y 100 años. Sin embargo se observa que el análisis puntual es un poco más conservador que el análisis regional, por lo tanto considerando que es primordial la seguridad de la presa se concluye que los gastos máximos a utilizar son los determinados por la técnica estaciones-año para la distribución regional. Así que los hidrogramas de las avenidas de diseño en el sitio del proyecto son los presentados en la Figura 5-8

De los criterios aplicados para determinar las avenidas de diseño al sitio del proyecto hidroeléctrico Las Cruces se tienen los siguientes datos:

- Avenida de diseño del vertedor ( $Tr = 10\ 000$  años) tienen un gasto pico de  $14\ 785\ m^3/s$  y un volumen de  $2\ 656\ 818\ 650\ m^3$ .
- La calculada en la obra de desvío en caso de ser seleccionado un  $Tr = 50$  años tiene un gasto pico de  $6\ 496\ m^3/s$  y un volumen de  $1\ 155\ 610\ 638\ m^3$  y en caso de ser un  $Tr = 20$  años tiene un gasto pico de  $4\ 897\ m^3/s$  y un volumen de  $871\ 892\ 859\ m^3$ .

Utilizando los datos para los correspondientes periodos de retorno y las dimensiones preliminares de cada obra de control, se procedió al tránsito de avenidas del embalse, con la finalidad de conocer la capacidad de regulación del embalse por el vertedor, llegando a la conclusión que el embalse es regulado hasta un 50.9 % por la obra de excedencias dado que el gasto de salida es de  $7\ 253\ m^3/s$ , pudiendo con esto tener un mejor control de avenidas en la cuenca donde se encuentra el proyecto

hidroeléctrico ayudando a evitar posibles inundaciones en la parte baja de la cuenca. Ver Tabla 5-20.

Del tránsito de avenidas por la obra de desvío nos percatamos que tiene muy poca regulación debido a que es una obra provisional que solamente se utiliza durante la construcción del proyecto, sin embargo si nos indica la altura a la que debe estar construida la ataguía de aguas arriba, para evitar cualquier desbordamiento por alguna avenida extraordinaria y con esto garantizar la seguridad de la presa. Ver Tabla 5-18.

Se concluye que los gastos máximos presentados en la estación hidrométrica San Pedro son confiables debido a su estabilidad dentro de la cuenca del río San Pedro-Mezquital, por lo que al obtener los hidrogramas de las avenidas de diseño requeridas para el tránsito de las avenidas podemos tener confiabilidad en los niveles del embalse que arroja el tránsito en el vaso de la presa, lo que permite tener mejor certidumbre sobre la seguridad de la presa y así evitar el riesgo de falla por desbordamiento por la presencia de algún evento no esperado.

## **7. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

- Aparicio, F. J. (2006). Fundamentos de Hidrología de Superficie. LIMUSA, S.A. de C.V.
- Campos, D. F. (2007). Estimación y aprovechamiento del escurrimiento. San Luis Potosí, México.
- Campos, D. F. (2008). Contraste de un método simple de transferencia de información para estimación de volúmenes escurridos mensuales (Vol. XXIII). Jiutepec, Morelos.
- Campos, A. D. (2007). Estimación y aprovechamiento del escurrimiento. Mexico: Universidad de San Luis Potosí.
- Escalante, C. y Reyes L. (2008). Técnicas Estadísticas en Hidrología. 2ª. ed., Facultad de Ingeniería, UNAM. 298 p.
- CPH. (2007). LT3301 Información hidrometeorológica. LT3302 Volúmenes escurridos. LT3303 Estimación de Carga Aprovechable, Gasto Aprovechable, Gasto de Diseño, Pot. Media, Pot. Instalable y Generación Media Anual. LT3407 Funcionamiento Analítico de embalses. México: CFE.
- Cunnane, C., (1988) Methods and merits of regional flood frequency analysis. Journal of Hydrology 100(1-4): 269-290.
- International Commission on Large Dams, ICOLD Center Office, Paris, France; (1989).WORLD REGISTER OF DAMS – Updating
- International Commission on Large Dams, ICOLD Paris, France (1995).DAM FAILURES STATISTICAL ANALYSIS
- International Water Power and Dam Construction Yearbook 2012
- Jiménez, A. M. (2008). Sistemas y Análisis de la Información Geográfica. México: Alfaomega.

- Kite, G. W. (1988) Frequency and risk analyses in hydrology. Water Resources Publications. USA. 257 p.
- Laginha -S.J. (1984) -DAM SAFETY, -OBSERVATIONS AND DESIGN CRITERIA, Water Power and Dam -Construction.
- Lebreton A. (1985) LES RUPTURES ET ACCIDENTES GRAVES DE BARRAGES DE 1964 A 1983, La Hou-ille -Blanche/No 6/7.
- Marengo M. H. (1995) LA INGENIERÍA DE PRESAS Y LA HIDROGENERACIÓN EN LAS PRÓXIMAS DÉCADAS, Revista de Ingeniería Civil no. 312. pp 19-25 y no. 313, pp 32-35.
- Marengo M. H. (1996) ANÁLISIS DE RIESGO DE FALLA EN PRESAS, ESTADÍSTICAS Y PARÁMETROS DE REFERENCIA, Ingeniería Hidráulica en México Vol. XI, Núm. 2, pp 65-77.
- Marengo, M. H. (2000). Análisis de riesgo de falla por desbordamiento del proyecto hidroeléctrico Infiernillo (Vols. Vol. XV (enero-abril), Num. 1). México: Ingeniería Hidráulica en México.
- Marengo M. H. (2000) "Considerations on Dam Safety and the History of Overtopping Events", Dam Engineering, Volume IX, ISSUE 1.
- Marengo, M. H. (2005). Cálculo hidráulico de túneles de conducción de sección baúl considerando rugosidades compuestas. México: Fundación ICA, registro ISBN 968-5520-14-3.
- Marengo, M., H. (2006) "Case Study: Dam Safety during Construction, Lessons of the Overtopping Diversion Works at Aguamilpa Dam". Journal of Hydraulic Engineering of the ASCE; Vol. 132, No.11, November.
- Marsal R.J. (1980) QUINTA CONFERENCIA NABOR CARRILLO, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia México.
- Marsal R.J. Resendiz R. D. (1979) PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO Editorial Limusa México.

- Salas, J. D., J. W. Delleur, V. Yevjevich y W. L. Lane., (1988) Applied modeling of hydrological time series. Water Resources Publications. USA. 484 p.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) (1976), Presas Construidas en México.
- Vega O. Arreguín F. (1992). PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACIÓN, 6a. reimpresión, División de Estudios de -Posgrado, UNAM, México -D.F.
- Yen Ch-ie B., (1986) STOCHASTICS AND RISK ANALYSIS IN HYDRAULIC ENGINEERING, Library of Congress, EUA.
- Yen, B. C. y W. H. Tang. (1979) Hydraulic and hidrology aspects of dam safety. Proceedings Third ASCE Engineering Mechanics Division Speciality Conference. September,