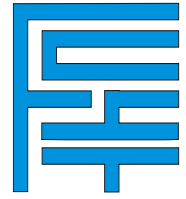




UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMON
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO, OBTENIDOS
MEDIANTE MODELACIÓN HIDROLÓGICA Y EL
MÉTODO DE ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES
MÁXIMOS EXTREMOS**

Proyecto de Grado, Presentado Para Optar al Diploma Académico
de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Presentado por: LUIS MIGUEL MELGAREJO CLAROS

Tutor: Ing. M.Sc. LUIS EDGAR MONTENEGRO TERRAZAS

COCHABAMBA-BOLIVIA

Diciembre, 2018

DEDICATORIA:

A Dios, a mis padres, Arturo y María Luisa, a mis hermanos, tíos, primos y amigos por brindarme todo su apoyo. Y a mi prima Carola (†) que desde el cielo me cuida.

AGRADECIMIENTOS:

A Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A mis padres Arturo y María Luisa, por haberme apoyado en todo momento, en mis estudios, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien

A mis hermanos, Noelia y Pablo, por estar conmigo y apoyarme siempre.

Al Ing. Edgar Montenegro por su apoyo incondicional brindado en todo momento en la elaboración de este trabajo.

A mis docentes tribunales de defensa: Ing. Mauricio Villazón, Ing. Marcelo Heredia, Lic. Raúl Torrez, por los comentarios, críticas y revisión del presente documento.

A todos los docentes que me formaron en la carrera, por sus consejos y enseñanzas.

Todos aquellos familiares y amigos que no recordé al momento de escribir esto. Ustedes saben quiénes son.

FICHA RESUMEN

Para el diseño de obras hidráulicas como ser: puentes, vertederos de excedencia en presas, canalizaciones, redes de drenaje y otras estructuras, se necesita elaborar un estudio hidrológico, que permita determinar el caudal de diseño con determinado periodo de retorno.

Si bien la adopción de una metodología para determinar el caudal de diseño en una cuenca en particular, depende del tipo de datos disponibles, en el presente trabajo se usan métodos para situaciones en las que se dispone de mediciones de lluvia y caudal para la etapa de ajuste del modelo, pero también se usan métodos que no requieren mediciones de caudal propiamente, el motivo de considerar ambas situaciones es para evaluar las discrepancias en la magnitud del caudal de diseño para situaciones comunes de la práctica, en las que se cuenta con muy pocas mediciones.

Para desarrollar el caso de estudio, se cuenta con catorce años (1986-1999) de mediciones de lluvia y caudal registrados en las cuencas de Angostura, Bermejo y Colorado, ubicadas en una zona semiamazónica de la provincia Florida en el departamento de Santa Cruz.

Los modelos hidrológicos usados son: Hidrograma Unitario (HU) ajustado por mínimos cuadrados suavizados, Modelo de Clark y HU Adimensional del SCS.

Por otro lado, también se utilizó el análisis de frecuencia de una serie de caudales máximos medidos, aclarando que los caudales de diseño obtenidos con esta alternativa son considerados de “referencia o más confiables” ya que surgen del proceso de una evidencia mucho más directa.

Uno de los datos de entrada a los modelos hidrológicos son las tormentas de proyecto, obtenidas en base a datos de pluviógrafo que tienen un intervalo de registro de una hora.

En la estimación de la precipitación efectiva se utilizó el método del número de curva (CN), su estimación no se basa en la clásica inferencia a partir de datos de uso y tipo de suelo, en el presente estudio se usaron los datos disponibles de lluvia y caudal, que fueron ingresados en las ecuaciones correspondientes para despejar el CN para cada evento.

Durante la aplicación del método del Hidrograma Unitario (HU), se identificó que la mayoría de los eventos máximos, no presentan linealidad en la relación lluvia – caudal, por lo que se optó en utilizar un factor k de suavizado logrando conseguir un HU óptimo para cada evento, esta metodología es denominada HU con Mínimos Cuadrados Suavizados.

En el análisis de frecuencias se usaron las distribuciones óptimas para series máximas (log-normal, Pearson III, log-Pearson III y Gumbel), donde se usaron las series de caudales máximos por año hidrológico y esta fue llevada a un proceso de bondad ajuste para identificar el mejor modelo probabilístico que se adapte a la serie de datos en cuestión.

Se realizó las simulaciones para 10,50 y 100 años de periodo de retorno, observado que los modelos hidrológicos basados en el H.U como el de Mínimos cuadrados suavizados y el Adimensional sintético del SCS conducen a sobrestimar los caudales de diseño, mientras que el modelo de Clark realizó estimaciones más cercanas a las obtenidas por en el análisis de frecuencia.

ÍNDICE

CAPITULO 1 - INTRODUCCIÓN

1.1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.2.1	Objetivo General.....	2
1.2.2	Objetivos específicos	2
1.3	Justificación.....	2

CAPITULO 2 - MARCO TEÓRICO

2.1	APLICACIONES DE INGENIERÍA CIVIL EN LAS QUE SE REQUIERE EL CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO.....	4
2.2	REQUERIMIENTOS PARA EL DESARROLLO DE UN ESTUDIO HIDROLÓGICO	6
2.2.1	Datos físicos de la cuenca	7
2.2.2	Datos Hidrometeorologicos	8
2.2.3	Compresión de procesos hidrológicos pertinentes.....	8
2.2.4	Modelos Hidrológicos.....	9
2.3	ANALISIS DE CALIDAD DE DATOS HIDROMETEOROLOGICOS	17
2.3.1	Test de Mann-Kendall.....	18
2.4	PROCESO DE DATOS DE LLUVIA PARA LA OBTENCIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO.....	20
2.4.1	Análisis de frecuencia de una serie anual de precipitación máxima	21
2.4.2	Estimación de lluvias de corta duración a partir de datos diarios	23
2.4.3	Curvas PDF-IDF	25
2.4.4	Distribución temporal de la precipitación de la Tormenta de Proyecto.	25
2.5	MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA	27
2.5.1	Método del número de curva (SCS-CN)	27
2.6	MÉTODOS HIDROLOGICOS PARA TRANSFORMAR LA LLUVIA EFECTIVA EN CAUDAL.....	31
2.6.1	Modelo hidrograma unitario (HU)	31
2.6.2	Modelo de Clark	38
2.7	MÉTODO DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE PROYECTO.....	42

2.7.1	Selección del mejor modelo probabilístico en una serie de datos.....	46
2.8	CALIBRACION Y VERIFICACION DE PARAMETROS DE UNA CUENCA.....	47
2.8.1	Métodos de Bondad de Ajuste	48
2.9	ESTUDIOS ANTERIORES DE COMPARACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS OBTENIDOS MEDIANTE MODELOS HIDROLÓGICOS Y EL PROCESO ESTADÍSTICO DE SERIES ANUALES DE CAUDAL MAXIMO	50

CAPITULO 3 - LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN FÍSICA DE LAS CUENCAS

3.1	LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	52
3.2	DELIMITACION DE LAS CUENCAS Y RED DE DRENAJE.....	54
3.3	CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS CUENCAS	57

CAPITULO 4 - DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS Y SU PROCESO

4.1	DISPONIBILIDAD DE DATOS.....	59
4.2	ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD DE DATOS DE PRECIPITACIÓN	61
4.3	SELECCIÓN DE EVENTOS LLUVIA - CAUDAL.....	63
4.3.1	Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca Colorado.....	65
4.3.2	Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca de Bermejo	73
4.3.3	Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca de Angostura	81
4.4	TORMENTAS DE PROYECTO.....	90
4.4.1	Test de bondad de ajuste y selección de función de distribución.....	90
4.4.2	Obtención de curvas PDF para las estaciones pluviográficas	91
4.4.3	Obtención de curvas PDF para las estaciones pluviométricas	93
4.4.4	Obtención de curvas IDF para las estaciones de medición de lluvia	95
4.4.5	Obtención de precipitación e intensidad para duraciones menores a una hora	98
4.4.6	Formulas empíricas de intensidad para cada estación	101
4.4.7	Distribuciones temporales de precipitación patronizada.	102
4.4.8	Tormentas de proyecto para todas las estaciones	106
4.4.9	Tormenta de proyecto promedio sobre la cuenca mediante ponderadores Thiessen...108	
4.4.10	Tormenta de proyecto con duración Δt de 1 hora.....	117

CAPITULO 5 - CAUDAL DE DISEÑO MEDIANTE EL USO DEL CONCEPTO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

5.1 INTRODUCCION.....120

5.2 CAUDAL DE DISEÑO APLICANDO EL HIDROGRAMA UNITARIO POR MINIMOS CUADRADOS SUAVIZADOS.....120

 5.2.1 Introducción.....120

 5.2.2 Eventos seleccionados para la modelación.....121

 5.2.3 Metodología para la obtención del HU122

 5.2.4 Calibración.....122

 5.2.5 Verificación147

 5.2.6 Tormentas de proyecto.....160

 5.2.7 Uso del modelo y obtención de caudales de diseño con distinto periodo de retorno. .160

 5.2.8 Resultados de las simulaciones165

 5.2.9 Caudales de diseño.....166

5.3 CAUDAL DE DISEÑO APLICANDO EL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO ADIMENSIONAL DEL SCS.....167

 5.3.1 Introducción.....167

 5.3.2 Metodología.....167

 5.3.3 Parámetros del H.U. adimensional sintético del SCS168

 5.3.4 Hidrogramas unitarios adimensionales de las cuencas de estudio.168

 5.3.5 Tormentas de proyecto.....170

 5.3.6 Uso del modelo y obtención de caudales de diseño con distinto periodo de retorno ..171

 5.3.7 Resultados de las simulaciones177

 5.3.8 Caudales de diseño.....178

CAPITULO 6 - CAUDAL DE DISEÑO MEDIANTE EL USO DEL MODELO HIDROLÓGICO DE CLARK

6.1 INTRODUCCIÓN.....179

6.2 MODELO HEC-HMS PARA LA MODELACION179

 6.2.1 Loss Method – SCS Curve Number180

 6.2.2 Transform Method – Clark Unit Hydrograph181

 6.2.3 Baseflow -Recession (Caudal base – Recesión).....181

6.3 EVENTOS SELECCIONADOS PARA LA MODELACION182

6.4	PARAMETROS DE LA MODELACION	183
6.5	OBTENCIÓN DEL PARAMETRO DE LA LLUVIA EFECTIVA - MÉTODO DEL CN DEL SCS.....	183
6.5.1	Coeficientes iniciales del número de curva (CN) y tiempo de concentración (Tc).....	184
6.6	CALIBRACIÓN DEL MODELO	185
6.6.1	Parámetros de la modelación calibrados de las cuencas	187
6.7	VERIFICACIÓN DEL MODELO	187
6.8	SIMULACIÓN PARA OBTENCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO	189
6.8.1	Cuenca Colorado.....	189
6.8.2	Cuenca Bermejo.....	191
6.8.3	Cuenca Angostura.....	193
6.9	RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES	196
6.10	CAUDALES DE DISEÑO	197

CAPITULO 7 - CAUDAL DE DISEÑO A PARTIR DE SERIE DE CAUDALES MEDIDOS - ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

7.1	INTRODUCCIÓN.....	198
7.2	MODELOS PROBABILÍSTICOS	199
7.3	METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE CAUDALES	199
7.4	DATOS DISPONIBLES	199
7.5	SELECCIÓN DEL MEJOR MODELO DE DISTRIBUCIÓN	200
7.6	CAUDALES DE DISEÑO	207

CAPITULO 8 - ANÁLISIS DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1	PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	208
8.2	CONCLUSIONES.....	216
8.3	RECOMENDACIONES	217

9.- BIBLIOGRAFIA.....218

ANEXOS

ANEXO A	220
1. FORMULACIÓN DEL METODO CN PARA LA PRECIPITACION EFECTIVA.	220
Condición hidrológica.	222
ANEXO B	228
1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.	228
ANEXO C	230
1. POLÍGONOS DE THIESSEN PARA OBTENER LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO SOBRE CADA UNA DE LAS CUENCAS.	230
2. HIDROGRAMAS COMPLETOS DE LOS EVENTOS SELECCIONADOS POR CUENCA... ..	233
3. AJUSTE Y SELECCIÓN DEL MEJOR MODELO PROBABILÍSTICO DE LAS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICAS.	245
4. ECUACIONES EMPÍRICAS EN FUNCIÓN AL PERIODO DE RETORNO Y A LA DURACIÓN.....	255
ANEXO D	256
1. EJEMPLIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO POR MÍNIMOS CUADRADOS SUAVIZADOS Y PRESENTACIÓN DE LOS H.U POR EVENTO.	256
2. EJEMPLO DE LA CONVOLUCION DEL H.U DE LA CUENCA COLORADO CON LA TORMENTA DE PROYECTO DE 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.....	264
3. EJEMPLO DEL PROCESO DE OBTENCIÓN DEL H.U ADIMENSIONAL DEL SCS.	266
4. EJEMPLO DE LA CONVOLUCION DEL H.U ADIMENSIONAL DEL SCS PARA LA CUENCA COLORADO.	267
ANEXO E	268
1. COEFICIENTES INICIALES DE CN EN TODOS LOS EVENTOS.....	268
Ejemplo de obtención del valor de CN con datos de lluvia-caudal.....	269
2. EJEMPLO DE USO Y RESULTADOS DE CALIBRACIÓN Y VERIFICACIÓN EN EL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS.....	283
3. EJEMPLO DEL USO DEL MODELO HEC-HMS PARA LA OBTENCIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS POR PERIODO DE RETORNO.....	297
ANEXO F	301
1. ADOPCIÓN DEL CAUDAL BASE PARA LAS SIMULACIONES DE LOS MODELOS HIDROLÓGICOS.....	301
2. COMPARACION DE CURVAS IDF , DE ESTACIONES UTILIZADAS EN EL PRESENTE ESTUDIO CON LA ESTACION CENTRAL SANTA CRUZ.....	302

3. UTILIZACIÓN DEL SOFTWARE O PROGRAMA COMPUTACIONAL HIDRO-ESTA PARA LA OBTENCIÓN DEL MEJOR AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN EN EL DISEÑO DE CAUDAL.....304

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 *Tabla de periodos de retorno de diseño recomendados para estructuras menores*..... 6

TABLA 2.2 *Clasificación de los modelos hidrológicos* 11

TABLA 2.3 *Grupos de trabajo del modelo HEC-HMS*..... 13

TABLA 2.4 *Tabla de métodos de separación que presenta el modelo Hec-Hms*..... 14

TABLA 2.5 *Tabla de métodos de transformación que presenta el modelo Hec-Hms*..... 15

TABLA 2.6 *Tabla de métodos de caudal base que presenta el modelo Hec-Hms*..... 15

TABLA 2.7 *Tabla de métodos de transito de caudales presenta el modelo Hec-Hms* 16

TABLA 2.8 *Tabla de valores de V crítico y α* 19

TABLA 2.9 *Relaciones para el hidrograma unitario adimensional del SCS* 37

TABLA 2.10 *Funciones de distribución más utilizadas en la hidrología.* 43

TABLA 2.11 *Funciones de densidad de los modelos probabilísticos* 45

TABLA 2.12 *Rangos referenciales del criterio de Nash-Sutcliffe*..... 50

Tabla 3.1.- *Tabla de las características físicas de las cuencas*..... 57

TABLA 4.1 *Tabla de datos disponibles* 61

TABLA 4.2 *Tabla de datos disponibles de precipitación de máximo diario anual para cada estación.* 62

TABLA 4.3 *Tabla de resultados del test de Mann Kendall* 63

TABLA 4.4 *Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Colorado* 65

TABLA 4.5 *Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 66

TABLA 4.6 *Detalles del segundo evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 67

TABLA 4.7 *Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 68

TABLA 4.8 *Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 69

TABLA 4.9 *Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 70

TABLA 4.10 *Detalles del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado*..... 71

TABLA 4.11 *Detalles del séptimo evento seleccionado – Cuenca Colorado*..... 72

TABLA 4.12 *Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Bermejo*..... 73

TABLA 4.13 *Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Bermejo.* 74

TABLA 4.14 *Detalles del segundo evento seleccionado – Cuenca Bermejo.* 75

TABLA 4.15 *Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Bermejo.* 76

TABLA 4.16 *Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Bermejo* 77

TABLA 4.17 *Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Bermejo.* 78

TABLA 4.18 *Detalles del sexto evento seleccionado – Cuenca Bermejo* 79

TABLA 4.19 *Detalles del séptimo evento seleccionado – Cuenca Bermejo.* 80

TABLA 4.20 *Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Angostura*..... 81

TABLA 4.21 *Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Angostura.* 82

TABLA 4.22 *Detalles del primer segundo evento seleccionado – Cuenca Angostura*..... 83

TABLA 4.23 *Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Angostura.* 84

TABLA 4.24 *Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Angostura.* 85

TABLA 4.25 *Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Angostura.* 86

TABLA 4.26 *Detalles del sexto evento seleccionado – Cuenca Angostura.* 87

TABLA 4.27 *Detalles del séptimo evento seleccionado – Cuenca Angostura*..... 88

TABLA 4.28	<i>Detalles del octavo evento seleccionado – Cuenca Angostura.</i>	89
TABLA 4.29	<i>Estaciones con su función de distribución asignado.</i>	90
TABLA 4.30	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 02NP- Peña colorada</i>	91
TABLA 4.31	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 03NP – Bermejo</i>	91
TABLA 4.32	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 06NP –El Sillar.</i>	92
TABLA 4.33	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 10NP – La Junta</i>	92
TABLA 4.34	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 11NP – Angostura</i>	92
TABLA 4.35	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 12NP –San Juan</i>	93
TABLA 4.36	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 74NP – Samaipata</i>	93
TABLA 4.37	<i>Coeficientes de desagregación de todas las estaciones con datos completos</i>	94
TABLA 4.38	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 01NP – Empinado.</i>	94
TABLA 4.39	<i>Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 04NP –Volcanes</i>	95
TABLA 4.40	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 02NP- Peña colorada.</i>	95
TABLA 4.41	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 03NP – Bermejo.</i>	96
TABLA 4.42	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 06NP –El Sillar.</i>	96
TABLA 4.43	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 10NP – La Junta</i>	96
TABLA 4.44	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 11NP – Angostura</i>	97
TABLA 4.45	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 12NP –San Juan</i>	97
TABLA 4.46	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 74NP – Samaipata</i>	97
TABLA 4.47	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 01NP – Empinado</i>	98
TABLA 4.48	<i>Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 04NP-Volcanes</i>	98
TABLA 4.49	<i>Datos de las curvas PDF para duraciones de 30 minutos y 1 hora</i>	100
TABLA 4.50	<i>Datos de las curvas IDF para duraciones de 30 minutos y 1 hora</i>	100
TABLA 4.51	<i>Fórmulas empíricas de intensidad en función de la duración para todas las estaciones.</i>	101
TABLA 4.52	<i>Tormenta para un periodo de 10 años de la estación 02NP-Peña Colorado.</i>	104
TABLA 4.53	<i>Tormenta para un periodo de 50 años de la estación 02NP-Peña Colorado.</i>	105
TABLA 4.54	<i>Tormenta para un periodo de 100 años de la estación 02NP-Peña Colorado.</i>	105
TABLA 4.55	<i>Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 10 años.</i>	106
TABLA 4.56	<i>Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 50 años.</i>	107
TABLA 4.57	<i>Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 100 años.</i>	107
TABLA 4.58	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Colorado.</i>	109
TABLA 4.59	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Colorado.</i>	109
TABLA 4.60	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Colorado.</i>	110
TABLA 4.61	<i>Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Colorado para periodos de 10, 50 y 100 años.</i>	110
TABLA 4.62	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Bermejo.</i>	111
TABLA 4.63	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Bermejo.</i>	112
TABLA 4.64	<i>Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Bermejo.</i>	113
TABLA 4.65	<i>Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Bermejo para periodos de 10, 50 y 100 años.</i>	113

TABLA 4.6 Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Angostura.....	114
TABLA 4.67 Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Angostura.....	115
TABLA 4.68 Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Angostura.....	116
TABLA 4.69 Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Angostura para periodos de 10, 50 y 100 años.....	116
TABLA 4.70 Tormentas de proyecto de duracion de una hora de todas las estaciones para un periodo de retorno de 10 años.....	117
TABLA 4.71 Tormentas de proyecto de duracion de una hora de todas las estaciones para un periodo de 50 años.....	118
Tabla 4.72 Tormentas de proyecto de duracion de una hora de para todas las estaciones para un periodo de 100 años.....	118
Tabla 4.73 Tormentas de proyecto de todas las estaciones de estudio para duraciones de una hora.....	119
Tabla 4.74 Tormentas de proyecto para la cuenca Colorado de duración total de tormenta de 3 horas para Δt de 30 min y 1 hora.....	119
Tabla 5.1 Lista de eventos seleccionados en cada cuenca para la modelación.....	121
Tabla 5.2 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1993-1994. Cuenca Colorado.....	123
Tabla 5.3 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1997-1998. Cuenca Colorado.....	125
Tabla 5.4 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1992-1993. Cuenca Colorado.....	127
Tabla 5.5 Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Colorado.....	129
Tabla 5.6 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo.....	131
Tabla 5.7 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo.....	133
Tabla 5.8 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo.....	135
Tabla 5.9 Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Bermejo.....	137
Tabla 5.10 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1987-1988. Cuenca Angostura.....	139
Tabla 5.11 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1994-1995. Cuenca Angostura.....	141
Tabla 5.12 Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1995-1996. Cuenca Angostura.....	143
Tabla 5.13 Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Angostura.....	145
Tabla 5.14 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1991-1992. Cuenca Colorado.....	148
Tabla 5.15 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1986-1987. Cuenca Colorado.....	149
Tabla 5.16 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1996-1997. Cuenca Colorado.....	150
Tabla 5.17 Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Colorado.....	151
Tabla 5.18 Verificación de áreas de la Cuenca Colorado.....	151
Tabla 5.19 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1986-1987. Cuenca Bermejo.....	152
Tabla 5.20 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1993-1994. Cuenca Bermejo.....	153
Tabla 5.21 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1992-1993. Cuenca Bermejo.....	154
Tabla 5.22 Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Bermejo.....	155
Tabla 5.23 Verificación de áreas de la Cuenca Bermejo.....	155
Tabla 5.24 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1988-1989. Cuenca Angostura.....	156
Tabla 5.25 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1990-1991. Cuenca Angostura.....	157
Tabla 5.26 Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1997-1998. Cuenca Angostura.....	158
Tabla 5.27 Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Angostura.....	159
Tabla 5.28 Verificación de áreas de la Cuenca Angostura.....	159
Tabla 5.29 Caudales de simulación de la cuenca Colorado.....	162
Tabla 5.30 Caudales de simulación de la cuenca Bermejo.....	163

Tabla 5.31 Caudales de simulación de la cuenca Angostura.....	164
Tabla 5.32 Resultados del uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados con tormentas de $\Delta t = 30 \text{ min}$	165
Tabla 5.33 Resultados del uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados con tormentas de $\Delta t = 1 \text{ hora}$	165
Tabla 5.34 Caudales de diseño obtenidos por uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados.....	166
Tabla 5.35 Parámetros obtenidos para los hidrogramas unitarios adimensionales.....	168
Tabla 5.36 Tabla de hidrogramas unitarios adimensionales de las cuencas en estudio para intervalos de duración de 30 min y precipitación unitaria de 1 mm.....	169
Tabla 5.37 Caudales de simulación de la cuenca Colorado.....	172
Tabla 5.38 Caudales de simulación de la cuenca Bermejo.....	173
Tabla 5.39 Caudales de simulación de la cuenca Angostura.....	175
Tabla 5.40 Resultados del uso del modelo hidrológico por H.U. Adimensional del SCS con tormentas de $\Delta t = 30 \text{ min}$	177
Tabla 5.41 Resultados del uso del modelo hidrológico por H.U. Adimensional del SCS con tormentas de $\Delta t = 1 \text{ hora}$	177
Tabla 5.42 Caudales de diseño obtenidos por el uso del modelo hidrológico por hidrograma unitario adimensional del SCS.....	178
TABLA 6.1 Métodos usados en el Hec-Hms.....	180
Tabla 6.2 Lista de eventos seleccionados en cada cuenca para la modelación.....	182
TABLA 6.3 Valores iniciales de CN y tiempos de concentracion.....	184
TABLA 6.4 Parámetros de calibración de cada evento simulado en el modelo HEC-HMS para las Cuenca Colorado.....	186
TABLA 6.5 Parámetros de calibración de cada evento simulado en el modelo HEC-HMS para la Cuenca Bermejo.....	186
TABLA 6.6 Resumen de los parámetros de calibración de cada evento simulados en el HEC-HMS para la Cuenca Angostura.....	187
Tabla 6.7 Parámetros ajustados de las cuencas de estudio.....	187
Tabla 6.8 Verificación de los parámetros calibrados de las cuencas de estudio.....	189
TABLA 6.9 Caudales simulados de la cuenca de Colorado.....	189
TABLA 6.10 Caudales simulados de la cuenca de Bermejo.....	191
TABLA 6.11 Caudales simulados de la cuenca de Angostura.....	193
Tabla 6.12 Resultados del uso del modelo hidrológico por modelo hidrológico de Clark con tormentas de $\Delta t = 30 \text{ min}$	196
Tabla 6.13 Resultados del uso del modelo hidrológico por modelo hidrológico de Clark con tormentas de $\Delta t = 1 \text{ hora}$	196
Tabla 6.14 Caudales de diseño obtenidos por el uso del modelo hidrológico de Clark.....	197
TABLA 7.1 Tabla de caudales máximos anuales a nivel horario de la cuenca de Colorado.....	200
TABLA 7.2 Serie caudales maximos usados en los modelos de distribución – Cuenca Colorado.....	201
TABLA 7.3 serie caudales maximos usados en los modelos de distribución – Cuenca Bermejo.....	202
TABLA 7.4 Tabla de la serie caudales maximos usados en los modelos de distribución - Cuenca Angostura.....	203
Tabla 7.5 Prueba de ajuste del error medio cuadrático.....	204
Tabla 7.6 Prueba de ajuste del error medio cuadrático.....	204
Tabla 7.7 Segmento de la Tabla del nivel de significancia de la prueba de Kolmogorov Smirnov.....	205
Tabla 7.8 Prueba de Kolmogorov - Smirnov.....	205

Tabla 7.9 Selección del mejor modelo de distribución de probabilidad.....	206
TABLA 7.10 Caudales de diseño obtenidos por el analisis de frecuencias.....	207
Tabla 8.1 Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Colorado.....	210
Tabla 8.2 Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Bermejo.....	211
Tabla 8.3 Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Angostura.....	213
Tabla 9.1 Caudales base para las simulaciones de un 95% de excedencia de la curva de permanencia.....	301

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Imagen (1) y (2) Planificación para mitigar problemas de inundación.....	4
Figura 2.2 - Imagen (3) y (4) Ejemplos de una obra de drenaje y caudal de crecida en un rio.....	5
Figura 2.3 - Imagen (5) y (6) Ejemplos de diques y muros de contención en ríos.....	5
Figura 2.4 - Componentes para desarrollar un estudio hidrológico (Montenegro, 2016).....	7
Figura 2.5 - Esquema para la obtención de tormentas de proyecto.....	20
Figura 2.6 - Relación de las duraciones para el cálculo de los índices de desagregación.....	24
Figura 2.7 - Ejemplo de una tormenta (Patrón de tormenta crítico).....	26
Figura 2.8 - Variables del método SCS-CN.....	28
Figura 2.9 Principio de linealidad, proporcionalidad y superposición (Lescano, 2014) (Fattorelli & Fernández, 2007).....	32
Figura 2.10.- Esquema de matrices de la ecuación 2.25 (Ayuso, Peña, & Montesinos, 1994).....	34
Figura 2.11 Hidrograma unitario adimensional SCS (Elaboración propia).....	36
Figura 2.12 - Ejemplo de trazado de isócronas en una cuenca. (Fattorelli & Fernández, 2007; Sanchez 2016a).....	38
Figura 2.13 - Ejemplo de un histograma Tiempo-área .(Sanchez 2016a).....	39
Figura 2.14 - Ejemplo de caudal de ingreso y salida.....	39
Figura 3.1 - Ubicación de la zona de estudio.....	53
Figura 3.2.- Ubicación de las cuenca Angostura, Bermejo y Colorado.....	55
Figura 3.3.- Red de drenaje y modelo digital (GEOBOLIVIA, 2017).....	56
Figura 3.4.- Mapa de ríos principales y superficie de cuencas.....	58
Figura 4.1.- Estaciones de medición de lluvia y limnigraficas utilizadas en el estudio.....	60
Figura 4.2 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	66
Figura 4.3 - Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	67
Figura 4.4 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	68
Figura 4.5 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	69
Figura 4.6.- Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	70
Figura 4.7 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado.....	71
Figura 4.8 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado – Cuenca Colorado.....	72
Figura 4.9 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	74
Figura 4.10 - Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	75
Figura 4.11 - Hidrograma y Hietograma del tercer evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	76
Figura 4.12 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	77
Figura 4.13 - Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	78
Figura 4.14 - Hidrograma e Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	79
Figura 4.15 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado - Cuenca Bermejo.....	80
Figura 4.16 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Angostura.....	82
Figura 4.17.- Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Angostura.....	83
Figura 4.18 - Hidrograma y Hietograma del tercer evento seleccionado - Cuenca Angostura.....	84
Figura 4.19 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Angostura.....	85
Figura 4.20 - Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Angostura.....	86

<i>Figura 4.21 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Angostura.</i>	87
<i>Figura 4.22 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado - Cuenca Angostura.</i>	88
<i>Figura 4.23 - Hidrograma y Hietograma del octavo evento seleccionado - Cuenca Angostura.</i>	89
<i>Figura 4.24 - Grafico de tormentas de proyecto de la estación 02NP – Peña Colorada.</i>	106
<i>Figura 5.1 .- Hidrograma Unitario del evento 1993-1994. Cuenca Colorado</i>	123
<i>Figura 5.2 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1993-1994. Cuenca Colorado</i>	124
<i>Figura 5.3 .- Hidrograma Unitario del evento 1997-1998. Cuenca Colorado</i>	125
<i>Figura 5.4 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1997-1998. Cuenca Colorado</i>	126
<i>Figura 5.5 .- Hidrograma Unitario del evento 1992-1993. Cuenca Colorado</i>	127
<i>Figura 5.6 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1992-1993. Cuenca Colorado</i>	128
<i>Figura 5.7.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Colorado.</i>	130
<i>Figura 5.8 Hidrograma Unitario de la Cuenca Colorado</i>	130
<i>Figura 5.9 .- Hidrograma Unitario del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo</i>	131
<i>Figura 5.10 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo</i>	132
<i>Figura 5.11 .- Hidrograma Unitario del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo</i>	133
<i>Figura 5.12 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo</i>	134
<i>Figura 5.13 .- Hidrograma Unitario del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo</i>	135
<i>Figura 5.14 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MC) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo</i>	136
<i>Figura 5.15.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Bermejo</i>	138
<i>Figura 5.16 - Hidrograma Unitario de la Cuenca Bermejo</i>	138
<i>Figura 5.17 .- Hidrograma Unitario del evento 1987-1988. Cuenca Angostura</i>	139
<i>Figura 5.18 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1987-1988. Cuenca Angostura</i>	140
<i>Figura 5.19 .- Hidrograma Unitario del evento 1994-1995. Cuenca Angostura</i>	141
<i>Figura 5.20 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1994-1995. Cuenca Angostura</i>	142
<i>Figura 5.21 .- Hidrograma Unitario del evento 1995-1996. Cuenca Angostura</i>	143
<i>Figura 5.22 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1995-1996. Cuenca Angostura</i>	144
<i>Figura 5.23.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Angostura</i>	146
<i>Figura 5.24 Hidrograma Unitario de la Cuenca Angostura</i>	146
<i>Figura 5.25.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1994-1995. Cuenca Colorado</i>	148
<i>Figura 5.26.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1995-1996. Cuenca Colorado</i>	149
<i>Figura 5.27.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1996-1997. Cuenca Colorado</i>	150
<i>Figura 5.28.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1986-1987. Cuenca Bermejo</i>	152
<i>Figura 5.29.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1993-1994. Cuenca Bermejo</i>	153
<i>Figura 5.30.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1992-1993. Cuenca Bermejo</i>	154

<i>Figura 5.31.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1988-1989. Cuenca Angostura</i>	<i>156</i>
<i>Figura 5.32.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1990-1991. Cuenca Angostura</i>	<i>157</i>
<i>Figura 5.33.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1997-1998. Cuenca Angostura</i>	<i>158</i>
<i>Figura 5.34.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años - Cuenca Colorado.....</i>	<i>160</i>
<i>Figura 5.35.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años – Cuenca Bermejo.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 5.36.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años – Cuenca Angostura.....</i>	<i>161</i>
<i>Figura 5.37- Resultados del modelo hidrológico del H.U. Mínimos Cuadrados Suavizados.....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 5.38 Esquema del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS para la cuenca Angostura.</i>	<i>170</i>
<i>Figura 5.39 - Esquema de la simulación del hidrograma unitario adimensional del SCS de la cuenca Angostura para el periodo de retorno de 10 años.</i>	<i>171</i>
<i>Figura 5.40 - Caudales de diseño obtenidos por del modelo H.U. Adimensional SCS.....</i>	<i>178</i>
<i>Figura 6.1 – Grafica de calibración del primer evento 1996-1997 de la cuenca Colorado en el modelo HEC HMS.....</i>	<i>185</i>
<i>Figura 6.2 –Grafica de verificación del evento 1992-1993 de la cuenca Colorado en el modelo HEC-HMS188</i>	
<i>Figura 6.3 -Caudales de diseño obtenidos por del modelo de Clark.....</i>	<i>197</i>
<i>Figura 7.1 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Colorado.</i>	<i>201</i>
<i>Figura 7.2 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Bermejo.....</i>	<i>202</i>
<i>Figura 7.3 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Angostura.....</i>	<i>203</i>
<i>Figura 7.4 -Caudales de diseño obtenidos por el análisis de frecuencias.</i>	<i>207</i>
<i>Figura 8.1-Comparacion de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Colorado.....</i>	<i>210</i>
<i>Figura 8.2 - Comparación de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Bermejo.....</i>	<i>211</i>
<i>Figura 8.3 - Comparación de caudales de diseño obtenidos en el presente estudio y con el estudio de Villazón (Villazon & Willems, 2010a) para el periodo de 10 años en la cuenca Bermejo.....</i>	<i>212</i>
<i>Figura 8.4 - Comparación de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Angostura.....</i>	<i>213</i>
<i>Figura 8.5 - Comparación de caudales de diseño obtenidos en el presente estudio y con el estudio de Villazón (Villazon & Willems, 2010a) para el periodo de 10 años en la cuenca Angostura.....</i>	<i>214</i>
<i>Figura 8.6- Sobreestimaciones y subestimaciones de Q en porcentaje respecto a Q del análisis de frecuencias.....</i>	<i>215</i>
<i>Figura 9.1 - Curva de permanecía para la cuenca Angostura.</i>	<i>301</i>

CAPÍTULO 1

1.- INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Una de las aplicaciones típicas de la Hidrología en el ámbito de la Ingeniería Civil, es la determinación del caudal máximo en un punto en particular del río donde se requiere implantar una estructura como un puente, una alcantarilla, el vertedero de demasías de una represa u obras de protección contra inundaciones.

El citado caudal máximo es una variable incierta que debe estar asociada a una probabilidad de excedencia por lo que en su determinación se incorpora el concepto de periodo de retorno.

Una de las aproximaciones de la hidrología para determinar el caudal de diseño con determinado periodo de retorno, es recurrir a modelos de transformación de precipitación en caudal (P-Q), o a modelos sintéticos de generación de caudales.

En el contexto del presente trabajo, debemos destacar dos etapas cuando se recurre a un modelo P-Q, la primera es contar con un modelo calibrado y verificado que evidentemente pueda representar los procesos de transformación de lluvia en caudal que se dan al interior de la cuenca. Y en un modelo sintético contar con los parámetros correctos y representativos de la cuenca que puedan generar caudales.

La segunda etapa se da cuando se construye una tormenta de proyecto, que sería el evento de lluvia extrema asociado a un periodo de retorno, que es alimentado al modelo hidrológico para que lo transforme en caudal de diseño.

En las dos etapas citadas, se incorporan incertidumbres propias de representar la realidad mediante modelos,

Otro método más directo para la determinación del caudal de diseño, consiste en usar las mediciones de caudal a la salida de la cuenca y construir una serie anual de caudales máximos que es sometido a un análisis de frecuencia para obtener el caudal máximo con determinado periodo de retorno.

En el presente trabajo, se evalúan los valores del caudal de diseño obtenidos mediante la aplicación de modelos hidrológicos y el método directo del análisis de frecuencia,

Se destaca que el interés de la comparación mencionada es porque en la práctica es más habitual usar el método de transformación de lluvia en caudal que el segundo método, esto debido a que el método del análisis de frecuencia de caudales máximos requiere que se cuente con datos medidos de caudal para un tiempo prolongado, situación muy difícil de encontrar en la mayoría de los casos.

El análisis es realizado en tres cuencas aportantes al río Pirai, que se encuentra en el departamento de Santa Cruz – Bolivia y en este caso su uso es posible gracias a que cuentan con un monitoreo de lluvia y caudal a nivel horario y por un periodo de trece años,

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General

Comparar los valores de caudal de diseño obtenidos a través de diferentes modelos hidrológicos de transformación de lluvia en caudal, junto con los que se obtienen por el análisis de frecuencia de caudales máximos medidos, usando para el efecto las mediciones en las cuencas de Angostura , Bermejo y Colorado ubicadas en la provincia Florida del departamento de Santa Cruz , Bolivia.

1.2.2 Objetivos específicos

Los objetivos específicos para el presente trabajo de grado, son los siguientes:

- La recopilación de datos hidrometeorológicos para las cuencas en estudio y su análisis en cuanto a la calidad de dicha información.
- Determinación de los eventos máximos extremos para cada cuenca dentro del periodo de registros hidrometeorológicos.
- Calibración y validación de los modelos hidrológicos de transformación de lluvia en caudal a nivel de eventos.
- Uso de los modelos hidrológicos calibrados para transformar una lluvia de proyecto en el caudal máximo de diseño con determinado periodo de retorno.
- Implementar un análisis de frecuencia de la serie anual de caudales máximos observados, para la determinación el caudal máximo de diseño con un cierto periodo de retorno.
- La comparación y análisis de los resultados obtenidos.

1.3 Justificación.

Para el diseño de obras hidráulicas que deben soportar la ocurrencia de caudales máximos extremos, es indispensable recurrir a algún método hidrológico que conducirá a su determinación.

Para los casos en que se disponga de mediciones de lluvia y caudal en la cuenca de interés, se recurre a la calibración, verificación y uso de un modelo hidrológico. En la etapa de uso

se procesan datos de lluvia para obtener una tormenta extrema o de proyecto que es convertida por el modelo calibrado y verificado en caudal de proyecto.

En el uso de los modelos de transformación de lluvia en caudal, en un caso en particular, hay una serie de incertidumbres propias de la representación de procesos naturales de conversión de lluvia en caudal mediante un modelo aproximado, a su vez, en la etapa de construcción de la tormenta de proyecto, también se recurre a métodos de síntesis de la lluvia máxima extrema, que también son una aproximación de la realidad.

En el presente trabajo se busca comparar los valores de caudal de diseño, obtenidos mediante un modelo de transformación de lluvia en caudal y los que se obtienen con un método más directo, consistente en el simple proceso estadístico de una serie anual de caudales máximos medidos a la salida de la cuenca.

Se aclara que esta comparación, se hace en un contexto de mayor disponibilidad de mediciones de caudal a la salida de la cuenca, que viabilizan la utilización de la serie de caudales máximos, que son una evidencia irrefutable de la ocurrencia de esta variable, sin embargo en la práctica no es habitual contar con estos datos, requiriendo de un método hidrológico de transformación de lluvia en caudal con más incertidumbres y que en el presente caso se busca evaluar.

CAPÍTULO 2

2.- MARCO TEÓRICO

2.1 APLICACIONES DE INGENIERÍA CIVIL EN LAS QUE SE REQUIERE EL CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO.

Las aplicaciones hidrológicas, en el ámbito de la Ingeniería Civil, se pueden considerar dos tipos: las que se refieren al uso y aprovechamiento del agua y las que tratan de la prevención de efectos destructivos que ocasionaría el agua en su curso. (Chereque, 2000)

La hidrología juega un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente en aquellas que se destinan a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia del pronóstico de crecidas. (Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006)

Los proyectos típicos de uso del agua son los de: abastecimiento de agua potable, irrigación y aprovechamiento hidroeléctrico; comprenden además los de navegación, recreación y otros.

Los proyectos típicos de defensa contra el exceso del agua son:

- Drenaje urbano
- Drenaje vial, dimensionamiento de puentes y alcantarillas
- Encauzamiento de ríos
- Planificación para la defensa contra inundaciones
- Diseño de obras de protección contra inundaciones, como: muros de contención, diques.

En las Figuras 2.1 a 2.3, se ilustran algunas situaciones para las que se requiere la determinación del caudal máximo extremo.



Imagen (1)

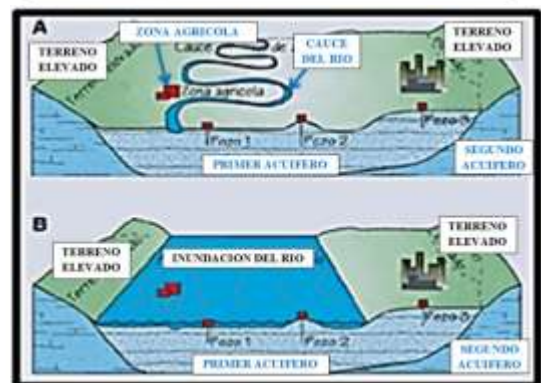


Imagen (2)

Figura 2.1- Imagen (1) y (2) Planificación para mitigar problemas de inundación

*Imagen (3)**Imagen (4)*

Figura 2.2 - Imagen (3) y (4) Ejemplos de una obra de drenaje y caudal de crecida en un río

*Imagen (5)**Imagen (6)*

Figura 2.3 - Imagen (5) y (6) Ejemplos de diques y muros de contención en ríos

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y la vida útil. Algunos ejemplos para la adopción de un periodo de retorno, se presentan en la tabla 2.1

TABLA 2.1*Tabla de periodos de retorno de diseño recomendados para estructuras menores*

<i>Tipo de estructura</i>	<i>Periodo de retorno (Años)</i>
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre carretera secundario	5
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración.	1-2
Represa o embalse de concreto.	50-100
Drenaje de aeropuertos.	5
Drenaje urbano.	2-10
Drenaje agrícola.	5-10
Muros de encauzamiento.	2-50*

Nota: *Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

Fuente: (Villon Bejar, 2011b)

2.2 REQUERIMIENTOS PARA EL DESARROLLO DE UN ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para el desarrollo de un buen estudio hidrológico, independiente de si su propósito es trabajar con el aprovechamiento de potencial hídrico o buscar la protección ocasionada por el exceso de agua, se deben considerar los siguientes elementos: Datos físicos de la cuenca, datos hidrometeorológicos, comprensión de procesos y finalmente uso de modelos computacionales.

En la presente conceptualización, cada uno de los elementos señalados son igualmente importantes y cuando se encara un estudio hidrológico todos deben ser considerados, una descripción de los aspectos que se debe enfatizar en cada uno de estos elementos es presentada a continuación, en el esquema de la figura 2.4. (Montenegro, 2016)

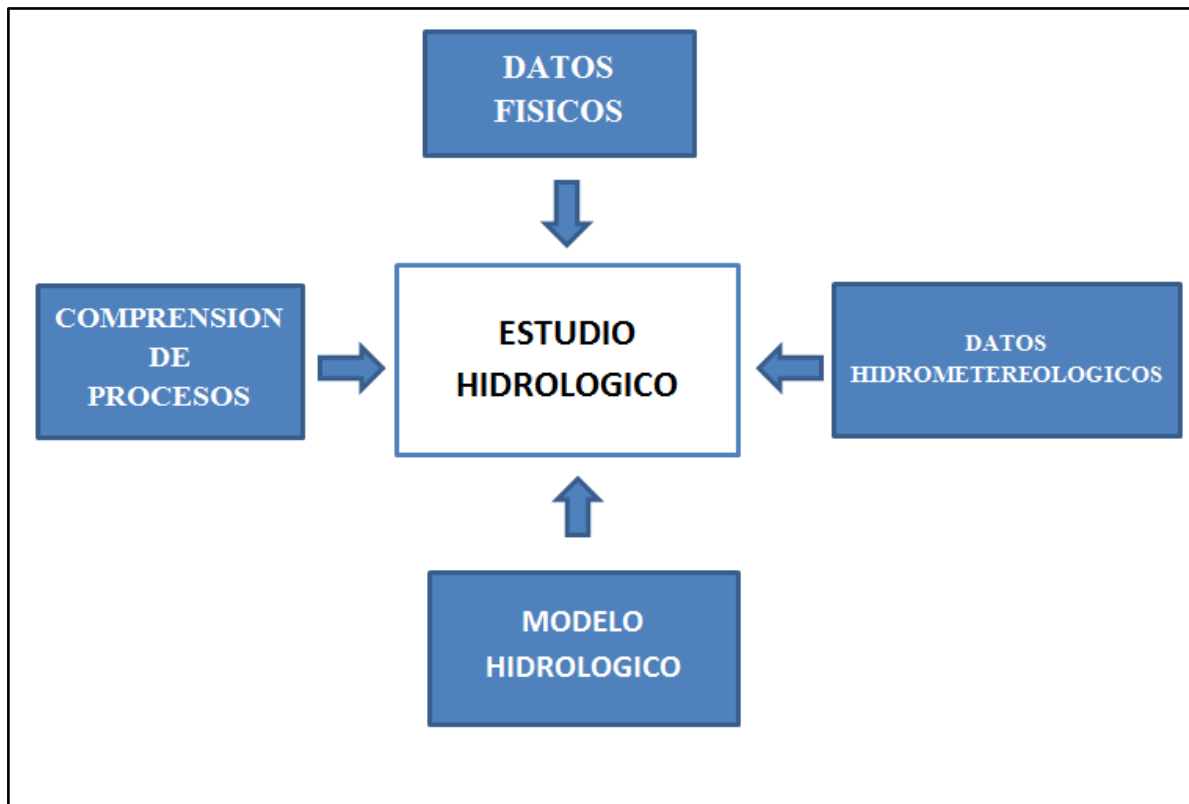


Figura 2.4.- Componentes para desarrollar un estudio hidrológico (Montenegro, 2016)

2.2.1 Datos físicos de la cuenca

Los datos físicos de una cuenca son también considerados como las características geomorfológicas que presenta una cuenca.

Las características físicas iniciales que presenta una cuenca, tales como el área, longitud del cauce principal o cotas al inicio y al final del río, dan una cierta idea de las propiedades particulares que presenta la cuenca en estudio, teniendo conocimiento de esta información se puede proceder al uso de fórmulas matemáticas que permiten obtener nuevas características físicas que son importantes en un estudio hidrológico, como por ejemplo el tiempo de concentración.

Una lista de características físicas o datos físicos que se encuentran de una cuenca son:

- Área (Delimitación de la cuenca)
- Drenaje principal y secundario.
- Longitud de drenaje principal
- Cotas aguas arriba
- Cotas aguas abajo
- Pendiente promedio de la cuenca
- Perfil longitudinal de la cuenca.

- Tiempo de concentración.

Existen otros datos que pueden obtenerse a partir de las características físicas, como ser densidad de drenaje, tipos de suelos, coeficiente de cubrimiento de bosques, curva hipsométrica, etc. pero para el presente trabajo no se las considera por el hecho de que se está trabajando con una modelación hidrológica, a partir de eventos extremos, en donde solo influyen las características mencionadas anteriormente.

Tradicionalmente la delimitación de cuencas y demás características físicas se ha realizado mediante la interpretación de mapas cartográficos. Este proceso ha ido evolucionando con la tecnología. Hoy en día los sistemas de información geográfica SIG, los modelos digitales de elevación DEM y las imágenes satelitales, proporcionan una amplia gama de procesos y fuente de datos, que hacen más sencilla la obtención de datos físicos de una cuenca, (GEOBOLIVIA, 2017)

2.2.2 Datos Hidrometeorológicos

Los datos hidrometeorológicos, comprenden la información meteorológica e hidrográfica, entendiéndose como principales datos meteorológicos: la precipitación, la evaporación, humedad, temperatura, etc. Y como datos hidrográficos la información del caudal a la salida de una cuenca.

En el presente trabajo solo se toma en cuenta la información de precipitación y de caudal, ya que se trabajara con eventos máximos ocurridos en la cuenca, en donde información como evapotranspiración o caudal de infiltración no son una influencia directa para este tipo de modelos.

2.2.3 Compresión de procesos hidrológicos pertinentes

La compresión de los procesos hidrológicos como ser infiltración, conversión de lluvia efectiva en caudal, almacenamiento subsuperficial, flujo de retorno, solo para citar algunos, son importantes en el momento en que se desea representarlos para una aplicación en particular.

Como ejemplo de su importancia se puede destacar que para la simulación de eventos extremos de corta duración los métodos de infiltración requeridos solo representan la infiltración cuando la precipitación es superior a la capacidad de infiltración.

Sin embargo si se pretende utilizar una simulación continua, que busca el aprovechamiento de potencial hídrico, el modelo de infiltración debe de representar la recuperación de la capacidad de infiltración cuando la precipitación es nula o es inferior a la capacidad de infiltración; estos aspectos son parte de la comprensión de procesos que deben ser considerados para lograr una representación pertinente a cada tipo de aplicación.

2.2.4 Modelos Hidrológicos

Los modelos hidrológicos buscan representar y simplificar la complejidad del mundo real por medio de una selección de los aspectos fundamentales que determinan el funcionamiento del sistema hidrológico modelado, de forma que generalmente cuantas más simplificaciones supone un modelo menos preciso serán los resultados. Un buen modelo debe mantener un equilibrio de forma que sea suficientemente sencillo para comprenderlo y usarlo, y suficientemente complejo para representar correctamente el sistema modelado (Victoriano, 1999)

Los modelos hidrológicos se presentan como una necesidad y una herramienta para conocer mejor el funcionamiento y el comportamiento de las diferentes componentes del ciclo hidrológico.

Como consecuencia de ello, los modelos hidrológicos se usan:

- Como herramienta para la gestión y planeamiento.
- Para una mayor comprensión del rol de los componentes del ciclo hidrológico en una determinada cuenca.
- Para extrapolar potenciales condiciones futuras a partir de condiciones actuales.
- Como base para la modelación de otros procesos, como la calidad de agua, erosión, etc.
- Escenarios hipotéticos sobre la cuenca.

En un modelo hidrológico, el sistema físico real que generalmente se representa es la “cuenca hidrográfica” y cada uno de los componentes del ciclo hidrológico. De esta manera un modelo computacional nos ayudará a tomar decisiones en materia de hidrología, por lo que es necesario tener conocimiento de entradas (inputs) al sistema y salidas (outputs) a partir del sistema, para verificar si el modelo es representativo del prototipo.

Los resultados de los modelos hidrológicos varían dependiendo de las metas y objetivos del modelo. El resultado más común es el “hidrograma de escurrimiento” o dicho de manera simplificada “hidrograma”.

Los modelos hidrológicos, según la referencia (Lescano, 2014), los clasifica de la siguiente manera:

- **Modelos según su distribución espacial**

Modelos Agregados: Son aquellos donde el cálculo de las variables hidrológicas se realizan en la salida de la cuenca, en este tipo de modelación se considera la cuenca como

un todo; es decir que la lluvia y demás variables hidrológicas se agregan y son constantes en toda la extensión de la cuenca.

Modelos Distribuidos: Son aquellos donde el cálculo de las variables hidrológicas se realiza por elementos de discretización (ej. Laderas, celdas, unidades hidrológicas, etc.), en este tipo de modelación se considera la variabilidad de la lluvia espacial, de las características del suelo y de los procesos físicos, este tipo de modelos permite realizar preguntas a escalas temporales y espaciales de mayor detalle.

Modelos Semidistribuidos: Son aquellos que permiten algo de variabilidad tanto de la lluvia como de las demás variables hidrológicas; ya que éste considera la cuenca como una composición de varias subcuencas cada una con características uniformes en toda su extensión. Estos modelos pueden ser pensados como un paso intermedio entre los modelos agregados y los distribuidos, y su uso puede llegar a ser adecuado de acuerdo a la escala del problema que se busca resolver.

- **Modelos según tipo de representación de la respuesta hidrológica**

Modelos Métricos: Este tipo de modelos tienen gran dependencia de los datos observados en los cuales se buscan los patrones que caracterizan la respuesta del sistema; los modelos pueden o no partir de una pequeña consideración física. Las variables clave son la precipitación y el caudal; su relación resultante se ve alterada por las condiciones iniciales impuestas, entre las cuales se encuentran los procesos de pérdidas por evaporación, almacenamiento, humedad del suelo y recarga de aguas subterráneas.

Modelos Conceptuales: Estos modelos establecen un esquema conceptual para la producción y la traslación de la escorrentía, teniendo en cuenta que la cuenca está formada por múltiples elementos de almacenamiento, los cuales permiten considerar fluctuaciones en diferentes tiempos de respuesta. Es posible aplicarlos tanto de manera agregada como distribuida y su limitación principal está directamente relacionada con la obtención de parámetros de difícil medición.

Modelos Físicos: Estos modelos integran los conocimientos más entendidos sobre el comportamiento de los procesos hidrológicos, busca representar el sistema de manera reducida en base a las ecuaciones diferenciales de continuidad de masa y cantidad de movimiento. Este tipo de modelos permiten una representación matemática ideal de un fenómeno ocurrido; sin embargo demandan gran cantidad de parámetros medidos directamente en campo y procesamiento computacional, adicional a esto la diferenciación entre este tipo de modelos y los modelos conceptuales sigue sin ser del todo clara y en algunos casos se llegan a presentar modelos con elementos de los dos tipos.

- **Modelos según extensión temporal de los datos analizados**

Modelos de Eventos de lluvia: Son utilizados en la mayoría de los casos para obtener caudales de crecida en un cauce dada una precipitación, variables como la capacidad de infiltración del suelo y el escurrimiento directo son de vital importancia para obtener resultados acertados. El análisis se realiza en cortos periodos de tiempo donde ha ocurrido y se ha medido un episodio de lluvia y su respuesta. Este es el caso del presente trabajo

Modelos Series de tiempo continuas: Son aquellos que permiten simular caudales con una resolución temporal específica, consideran todos los procesos que influyen en la generación tanto de escorrentía como de flujos subterráneos. Con ellos se logra obtener pronóstico de caudales simulando procesos que influyen en el caudal a largo plazo tales como la evapotranspiración.

Otros autores como (Fattorelli & Fernández, 2007) clasifican los modelos en tres grandes grupos, tal como se muestra en la siguiente tabla 2.2

Tabla 2.2
Clasificación de los modelos hidrológicos

Clasificación	Tipos
Determinístico	Lineales
	No lineales
	Conceptuales
	Caja Negra
	Respecto al espacio (de parámetros concentrados o distribuidos)
	Respecto al tiempo (de modelación por eventos o continua)
Estadístico/Estocástico	Generación de series de tiempo
	Regresión
	Probabilísticos
Modelos de Optimización	Programación lineal
	Programación dinámica

Los modelos determinísticos son aquellos en los que las funciones que relacionan las entradas y las salidas, definen el comportamiento del sistema sin que se tenga en cuenta ley o distribución de probabilidad alguna. Dada una función de entrada y sus variables y parámetros se obtiene una función de salida perfectamente definida.

Los modelos estadísticos/estocásticos son modelos en los cuales, las relaciones entre las variables están gobernadas por leyes de probabilidad, tanto en relación con su magnitud (correlaciones) como en su secuencia en el tiempo (modelo estocástico de generación de series de tiempo).

Los modelos de optimización son modelos que optimizan una función objetivo, sujeto a un cierto número de restricciones o condiciones de borde. Los más usados en hidrología son los de programación lineal y programación dinámica.

Para identificar un modelo de simulación hidrológica, se debe enmarcar el mismo en todo lo expresado: así por ejemplo el modelo hidrológico computacional HEC-1 o el HMS (que se lo detallara más adelante), en su rutina de precipitación-escorrentía se clasifica como determinístico, lineal, empírico, de parámetros concentrados y de eventos; es decir que engloba varios modelos descritos de la tabla 2.2 En cuanto a un modelo empírico, esta funciona como una relación calibrada entre entradas y salidas, y al basarse en relaciones de entrada-salida, no intentan describir el comportamiento causado por procesos individuales que podrían existir dentro de la cuenca.

Para tener una descripción más detallada de la tabla 2.2 se sugiere ver la referencia (Fattorelli & Fernández, 2007).

Conociendo la clasificación general de los modelos hidrológicos se puede comprender que existe una variedad de estos modelos en la bibliografía consultada, donde el poder asumir un modelo dependerá de la información de datos hidrometeorológicos de la zona y de los objetivos del estudio.

Hay que mencionar también que existen modelos hidrológicos computacionales que engloban a la mayoría de los modelos mencionados en la clasificación anterior, tal como se menciona al modelo HEC-HMS dentro de los modelos de optimización de la tabla 2.2.

Se identificó a los modelos hidrológicos computacionales que presenten rutinas de modelos de eventos de lluvia, y que por lo general son utilizados para fines de diseño. Estos modelos son: HEC-1 (inicialmente) y HEC-HMS, desarrollados y respaldados por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) y el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, este último es utilizado en el presente trabajo, luego, TR-20 respaldado por el Servicio de Conservación de Suelos USDA, y SWMM (Modelo de Gestión de Agua de Tormenta), desarrollado bajo los auspicios de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos.

Los modelos HEC-1, HEC-HMS y el TR-20 son utilizados para la generación de hidrogramas de crecidas en el análisis y diseño de esquemas de control de flujo. El modelo SWMM se adapta a los análisis y las aplicaciones de diseño que involucran determinaciones simultáneas de cantidad y calidad de agua.

Para tener conocimiento también se logró identificar algunos modelos hidrológicos computacionales que trabajan con modelos de series de tiempo continuos, estos son: SSARR, desarrollado y respaldado por el Cuerpo de Ingenieros de Ejército de los Estados Unidos División Pacífico Norte, Modelo de Cuenca Stanford (SWM) desarrollado en la Universidad de Standford, y el Modelo Sacramento desarrollado conjuntamente por el Servicio Meteorológico Nacional de Estados Unidos y el Departamento de California de

Recursos Hídricos.(Ponce 2010). Y por ultimo mencionar que el modelo HEC-HMS también ha implementado, en sistema de modelación, la utilización del modelo continuo a través de su método de pérdidas de precipitación llamado Soil Moisture Accounting (SMA). Cabe resaltar que el mencionar estos modelos continuos solo sirve de información adicional, ya que para este trabajo el objetivo es aplicar un modelo de eventos de lluvias extremas.

Como ya se mencionó anteriormente, en el presente trabajo de grado, se utilizara el modelo hidrológico computacional denominado HEC-HMS, gracias a que utiliza en su sistema los modelos de eventos de lluvia para el cálculo de caudal, por este motivo, se explica de manera más detallada en la siguiente sección.

2.2.4.1 Modelo HEC-HMS

Como se explicó anteriormente, en el presente trabajo se utilizara este modelo HEC-HMS, por el hecho que se utilizaran eventos extremos para el caculo de caudal, este sistema permite que el usuario pueda elegir el modelo pertinente para la representación de un proceso en particular, como para representar la infiltración , que tiene como cinco alternativas, y de igual manera la transformación de lluvia efectiva en caudal, que cuenta con varias alternativas que se explicará más adelante El modelo hidrológico HMS ha sido desarrollado por la USACE (United States Army Corps of Engineers) como continuación del modelo Hidrológico HEC-2. La versión más actual del modelo HMS es la 4.2.0, en la que ha recibido una mejora en la parte de organización de ventanas y entorno gráfico.

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un rio en su escurrimiento superficial como producto de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema de interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

(Feldman, 2011)

El modelo HEC-HMS trabaja con dos grupos: fases y componentes, para el funcionamiento de su sistema de modelación. Los elementos que componen estos grupos se los muestra en la tabla 2.3

TABLA 2.3
Grupos de trabajo del modelo HEC-HMS

<i>FASES</i>	<i>COMPONENTES</i>
<i>Loss Method</i>	<i>Basin Model</i>
<i>Transform Method</i>	<i>Meteorological Model</i>
<i>Baseflow Method</i>	<i>Control Especifications</i>
<i>Reach Routing</i>	<i>Time Serie Data</i>

Donde el grupo de las Fases permite establecer los métodos que usaran el modelo HEC-HMS para la simulación y el segundo grupo de Componentes permite ingresar la información de la zona de estudio, tales como datos de precipitación, caudal, área etc.

A continuación se explicara con detalle los elementos que componen ambos grupos mencionados.

Fases de trabajo del HEC HMS

Las fases de trabajo que presenta el modelo HEC-HMS son:

1.- Loss Method (Separar de la lluvia total la lluvia neta o efectiva)

Realiza el cálculo para determinar la precipitación efectiva de la precipitación total, y que va ha generar escorrentía directa, en otras palabras es el resultado de descontar, de la precipitación total, la precipitación interceptada por la vegetación, infiltración y evaporación. Los métodos que usa el programa se encuentran en la tabla 2.4

TABLA 2.4

Tabla de métodos de separación que presenta el modelo Hec-Hms

<i>METODO</i>	<i>DESCRIPCION</i>
<i>None</i>	No se tiene dato de precipitación neta
<i>Deficit and Constant</i>	Modelo de déficit constante
<i>Exponential</i>	Modelo exponencial
<i>Green and Ampt</i>	Modelo Green y Ampt
<i>Gridded Deficit Constant</i>	Déficit constante asociado a celdas
<i>Gridded SCS Curve Number</i>	Numero de curva Asociado a celdas
<i>Gridded Soil Moisture Accounting</i>	Modelo SMA asociado a celdas
<i>Initial and Constant</i>	Pérdidas iniciales y constantes
<i>SCS Curve Number</i>	Numero de Curva del SCS
<i>Smith Parlange</i>	Modelo de Smith Parlange
<i>Soil Moisture Accounting</i>	Modelo SMA

Fuente:(Villon Bejar, 2011a)

2.- Transform Method (Transformación de precipitación neta en escorrentía directa)

La parte más importante del modelo HEC-HMS , lo constituyen los métodos para calcular la escorrentía directa producida por la precipitación neta, en la tabla 2.5 se muestra los métodos que usa el modelo HEC-HMS.

TABLA 2.5

Tabla de métodos de transformación que presenta el modelo Hec-Hms

METODO	DESCRIPCION
<i>Clark Unit Hydrograph</i>	Hidrograma unitario de Clark
<i>Kinematic Wave</i>	Onda Cinemática
<i>Mod Clark</i>	Hidrograma unitario modificado de Clark
<i>SCS Unit Hydrography</i>	Hidrograma unitario sintético del SCS
<i>Snyder Unit Hidrograph</i>	Hidrograma unitario sintético de Snyder
<i>User Specified S Graph</i>	Curva S definida por el usuario
<i>User Specified Unit Hidrograph</i>	Hidrograma unitario definida por el usuario

Fuente:(Villon Bejar, 2011a)

3.- Baseflow Method (Agregar la escorrentía base)

Realiza el cálculo de la evolución de la escorrentía base a lo largo del tiempo, para esto el modelo HEC-HMS usa los métodos mostrados en la tabla 2.6.

TABLA 2.6

Tabla de métodos de caudal base que presenta el modelo Hec-Hms

METODO	DESCRIPCION
<i>Bounded Recession</i>	Curva de recesión con frontera
<i>Constant Monthly</i>	Caudal constante
<i>Linear Reservoir</i>	Depósitos lineales sucesivos
<i>NonLinear Bussinesq</i>	Depósitos no lineales de Boussinesq
<i>Recession</i>	Curva de recesion

Fuente:(Villon Bejar, 2011a)

4.-Reach Routing (*Transito de Caudales*)

El discurrir del caudal a lo largo de un cauce o a través de un embalse, da lugar un nuevo hidrograma, los modelos que utiliza son mostrados en la tabla 2.7

TABLA 2.7

Tabla de métodos de transito de caudales presenta el modelo Hec-Hms

METODO	DESCRIPCION
<i>Kinematic Wave</i>	Modelo de onda cinemática
<i>Lag</i>	Modelo de Lag
<i>Modified Puls</i>	Modelo de Puls modificado
<i>Muskingum</i>	Modelo de Muskingum
<i>Muskingum – Cunge</i>	Modelo de Muskingum - Cunge
<i>Straddle Stagger</i>	Modelo de Straddle Stagger

Fuente:(Villon Bejar, 2011a)

Estas fases de trabajo son las más comunes que se utilizan al momento de hacer un modelación, pero dependerá del objetivo del trabajo considerar estas fases o introducir algunos más que presenta el modelo HMS.

2.2.4.2 Componentes de un proyecto del HEC-HMS

El modelo HEC- HMS se fundamenta en la interacción de cuatro componentes que deben ser creadas por separado, pero al final, interactúan entre si para obtener como resultado los hidrogramas de avenida.

Los componentes son:

1. **BASIN MODEL.** (*Modelo de cuenca*)

En este componente se informa al sistema las distintas subcuencas y sus características. Dependerá de los objetivos del proyecto el uso de una sola cuenca o varias subcuencas para la modelación.

2. **METEOROLOGICAL MODEL.** (*Modelo meteorológico*)

Es este apartado se deben seleccionar los distintos modelos meteorológicos necesarios para estimar e interpolar la precipitación que cae sobre cada una de las subcuencas a partir de los datos de las estaciones pluviométricas.

Se puede escoger entre lluvias de diseño estándar (SCS storms), modelos de lluvia espacialmente distribuida (Gridded precipitation) o hietogramas introducidos por el usuario (Specified Hyetograph).

Se puede utilizar precipitaciones reales, precipitaciones teóricas o tormentas de proyecto. Asimismo, se puede estimar las propiedades de evapo-transpiración o de deshielo de las subcuencas.

3. CONTROL ESPECIFICACIONES. (*Especificaciones de control*)

De cara al cálculo de los hidrogramas, en este apartado deben ser introducidos aspectos temporales como la fecha y hora de inicio y final de la simulación, así como el paso de tiempo (Time Interval) de cálculo.

4. TIME SERIES DATA. (*Serie de datos*)

En esta sección se crea y se especifican las series temporales de lluvia correspondientes a las distintas estaciones pluviométricas existentes en la cuenca. Una vez creada una estación pluviométrica (Gage) se pueden introducir los datos de precipitación manualmente, o bien importar los datos externos de la estación en formato HEC-DSS.

En el menú de SIMULATION RUNS se debe generar el caso de simulación específico (Run), en el que intervienen los distintos elementos comentados anteriormente. Para dicha simulación se procede al cálculo de los hidrogramas y a la visualización de resultados.

Comprendido todos los elementos que utiliza el modelo HEC-HMS, para cada grupo mencionado, se presentan los resultados de la simulación, que para el presente trabajo se identifica el caudal pico, la tabla de caudales y la gráfica que conforma el hidrograma,

Para una conceptualización más amplia respecto al programa en sí y sus muchas características, se puede buscar en las referencias (Bateman, 2007; Feldman, 2011; Villon Bejar, 2011a)

2.3 ANALISIS DE CALIDAD DE DATOS HIDROMETEOROLOGICOS

El análisis de calidad de datos hidrometeorológicos, son métodos que ayudaran a detectar la presencia o inexistencia de errores en los datos obtenidos o leídos en campo. Estos métodos se consideran estadísticos, teniendo formulas, tablas y en algunos casos rangos que nos indican la homogeneidad o la no homogeneidad que presentan los datos de lluvia.

Se entiende debe entender como inconsistencia en los datos a los errores sistemáticos que se presentan como saltos y tendencias extrañas en las series muestrales. Esas inconsistencias pueden hacer que la serie tenga una tendencia de no homogeneidad, esto puede suceder en el caso de las lecturas de precipitación, ya sea por fallas en los equipos

de medición o por movimiento del sensor de medición al momento de llevarlos a otro sitio o por cambios climatológicos bruscos que afectan a la estación, etc.

Se utilizara el siguiente prueba de análisis de calidad de datos:

- Test de Mann-Kendall

La prueba mencionada es una prueba no paramétrica, entendiéndose que al considerarse no paramétrica la serie tiene que cumplir con ciertas condiciones: a) variables cuantitativos, ordinales o nominales, b) Distribución libre, y c) Muestras pequeñas (aproximadamente mayores a 10); de la cual la condicionante c un motivo más para determinar el uso de esta prueba, además de que esta prueba es la más óptima para el análisis de calidad de series de valores extremos.(Montenegro, 2015)

Existen otras pruebas como:

- Prueba estadístico de Helmer
- Prueba de las secuencias
- Prueba T de student
- Prueba estadística de Cramer
- Datos atípicos (OUTLETS)

Si bien se explicó el motivo del uso del test de Man Kendall, podemos realizar otras pruebas que también nos presenten resultados óptimos; pero, hay que tomar en cuenta que los datos que se obtuvieron para el presente estudio fueron sometidos a un rellenado (capitulo 4), en donde en su proceso se hicieron pruebas de homogeneidad para poder determinar cómo optimo a la serie de datos. (Villazon & Willems, 2010c)

2.3.1 Test de Mann-Kendall

El test o prueba estadística de homogeneidad presenta una hipótesis nula y una regla para aceptarla o rechazarla en base a su probabilidad de ocurrencia. Si dicha probabilidad es pequeña, se concluye que la serie es no homogénea, si es grande, se dice que la serie es homogénea.

La prueba de Homogeneidad de Mann-Kendall es un test no paramétrico, tiene una hipótesis nula sencilla y fácil de satisfacer. Este test detecta cualquier forma de tendencia, ya sean lineales o en forma de saltos, siempre que den una tendencia global, este test no es adecuado para series que presentan un componente estacional. La prueba de Homogeneidad de Mann-Kendall es en realidad un test estadístico que conduce a elegir alguna de las siguientes respuestas:

La hipótesis nula es que todos los valores de la serie son datos aleatorios de una sola población (Es una serie Homogénea).

La hipótesis alternativa es una serie no homogénea con tendencia monótona.

La prueba consiste en calcular un índice de desviación S de la serie, y a partir de este valor calcular el valor de V mediante la relación

$$V = \frac{S - 1}{\sqrt{\frac{n(n-1)(2n+5)}{18}}} \quad (2.1)$$

$$S = T - 1 \quad (2.2)$$

$$T = \sum_{i=1}^{n-1} S_i \quad (2.3)$$

$$I = \sum_{i=1}^{n-1} t_i \quad (2.4)$$

Donde:

n = numero de registros

S = Índice de desviación calculado

S_i = Numero de valores de $x_j > x_i$ para $i < j < n$

t_i = Numero de valores de $x_j < x_i$ para $i < j < n$

Luego se elige un nivel de significancia α o valor de confiabilidad en función al cual se definirá la condición de homogeneidad de la serie. Este índice se relaciona con un valor de V_{crit} a través de la función de distribución normal, que se muestra en la Tabla 2.8. Se compara V y V_{crit} , si V es menor que V_{crit} se acepta la hipótesis nula, es decir que la serie es homogénea con un nivel de significancia de α (%), de lo contrario se asume la hipótesis alternativa.

TABLA 2.8

Tabla de valores de V crítico y α

$\alpha/2$	0.005	0.010	0.025	0.050	0.100
$ V_{critico} $	2.58	2.33	1.96	1.64	1.28

2.4 PROCESO DE DATOS DE LLUVIA PARA LA OBTENCIÓN DE TORMENTAS DE DISEÑO.

Una de las metodologías que se usa en el presente trabajo, para obtener el caudal máximo de proyecto, es la conversión, mediante un modelo hidrológico, de una tormenta de proyecto en hidrograma de proyecto, por lo que se requiere determinar la tormenta de proyecto.

La tormenta de proyecto es una lluvia hipotética, construida a partir de datos de lluvia extrema de duración inferior a un día, sin embargo si no se cuenta con este tipo de datos es posible recurrir a métodos de coeficientes de desagregación, un esquema de las alternativas adoptadas para este proceso es mostrada en la Figura 2.5

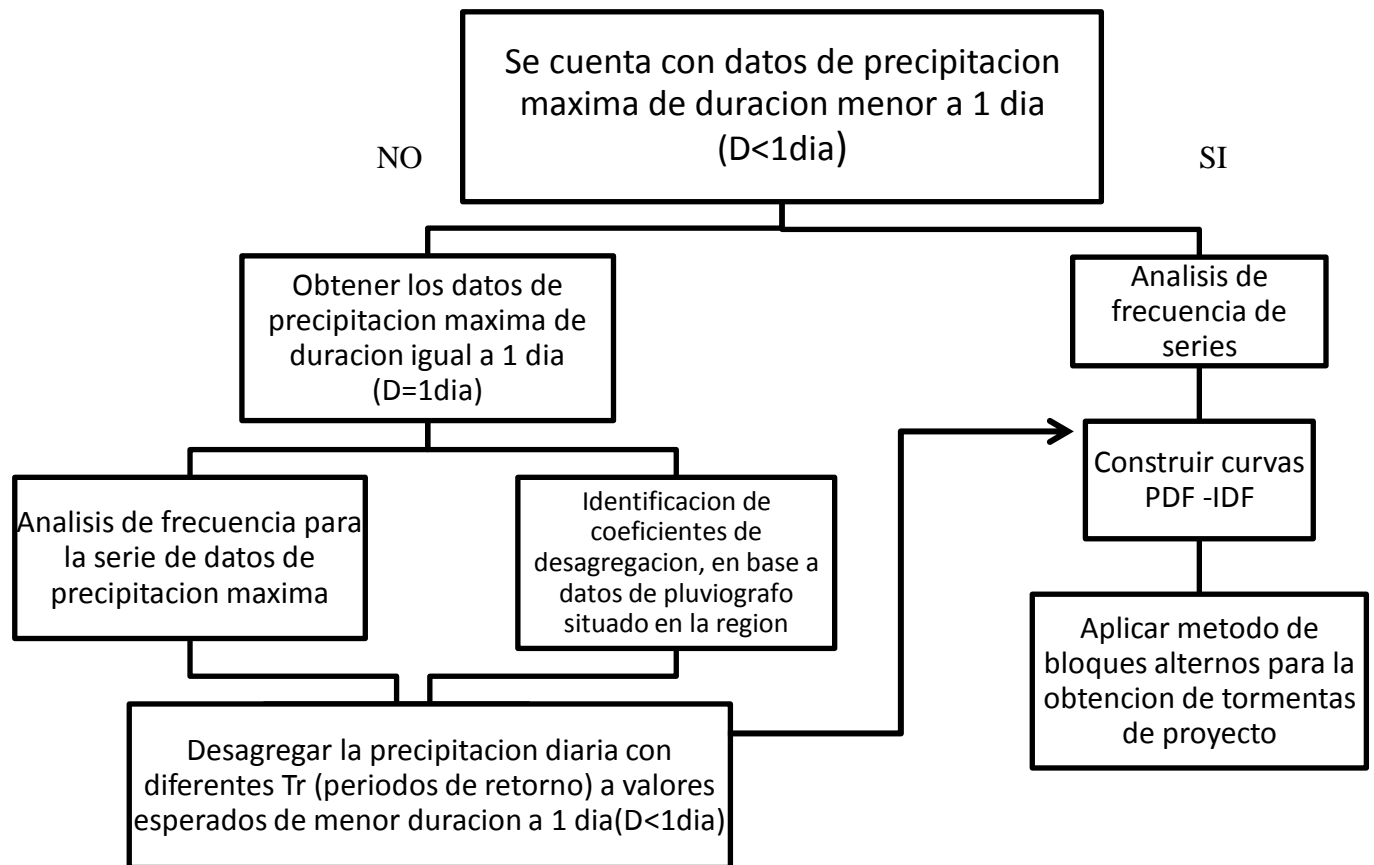


Figura 2.5 .- Esquema para la obtención de tormentas de proyecto

2.4.1 Análisis de frecuencia de una serie anual de precipitación máxima

Como se muestra en la Figura 2.5, para la obtención de tormentas de proyecto, se cuenta con series anuales de precipitación máxima con duración inferior a un día o con duración diaria, las que deberán ser sometidas a un análisis de frecuencia, que busca asignar una distribución de probabilidad para representar la incertidumbre de este tipo de series

En estadística existen muchas funciones de distribución de probabilidad teóricas, las funciones de distribución de probabilidad teóricas más usadas en hidrología para eventos extremos son las siguientes.

- Distribución Log. Normal
- Distribución Gama de 3 parámetros
- Distribución Log. Pearson Tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log. Gumbel

Para seleccionar la mejor función de distribución, se usa el método de la bondad de ajuste, que consiste en medir la dispersión de la probabilidad empírica con la probabilidad estimada por alguna de las funciones de distribución de probabilidad, adoptando la distribución que ofrece la menor dispersión.

2.4.1.1 Medidas de ajuste para asignar el mejor modelo probabilístico

También llamado test de bondad de ajuste, se considera que su aplicación puede ayudar a seleccionar la mejor distribución de frecuencia, que represente a los datos de caudal o precipitación.

Existen varios criterios generales, obtenidos de la experiencia hidrológica, para seleccionar una determinada distribución de frecuencia, pero no existen verdaderos acuerdos en este sentido y lo cierto es que “ninguna distribución es la mejor para todos los criterios, donde la evaluación y el criterio del hidrólogo es fundamental” , esto lo mencionan en USWRC(1982) mencionado en la referencia (Fattorelli & Fernández, 2007)

Las pruebas de bondad de ajuste que se usaran será:

- Error cuadrático medio
- Método del error cuadrático mínimo
- Prueba de Kolmogorov-Smirnov.

Estas pruebas son utilizadas en el artículo de (Ayuso et al., 1994), y en libro de hidrología de (Cabrera, 2015)

Es importante mencionar que estos métodos se usan para determinar si se acepta o rechaza la serie a una determinada distribución, pero no indican en forma absoluta cual es el mejor.

Raíz del error cuadrático medio (ECM)

En estadística, el error cuadrático medio (ECM) de un estimador mide el promedio de los errores al cuadrado, es decir, la diferencia entre el estimador y lo que se estima. El ECM es una función de riesgo, correspondiente al valor esperado de la pérdida del error al cuadrado o pérdida cuadrática. La diferencia se produce debido a la aleatoriedad o porque el estimador no tiene en cuenta la información que podría producir una estimación más precisa. Dicho de otro modo permite cuantificar la magnitud de la desviación de los valores simulados respecto a los observados y se formula con la siguiente ecuación:

$$ECM = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_0 - x)^2}{n}} \quad (2.5)$$

Dónde:

EMC = Error cuadrático medio.

n = Numero de datos.

x = dato estimado.

x₀ = dato calculado con la función de distribución bajo análisis

El rango de valores que puede tomar va desde 0 hasta el infinito positivo.

El 0 corresponde a un ajuste perfecto mientras que valores más grandes indican un menor ajuste.

Método del error cuadrático mínimo

Este método es proveniente del método del error cuadrático medio, en que la variable del número de datos de la serie se la excluye y simplemente se utilice la sumatoria de datos estimados y datos calculados, permitiendo obtener un ajuste más sensible, pero en un análisis de ajuste de una serie a una función de distribución tiende a tener los mismos resultados que del error cuadrático medio. Se formula con la siguiente ecuación:

$$C = \sqrt{\sum_{i=1}^n (x_e - x_0)^2} \quad (2.6)$$

Dónde:

C = Error cuadrático.

$x_e =$ Dato estimado

$x_0 =$ Dato calculado con la función de distribución bajo análisis.

La función de probabilidad de mayor ajuste al registro hidrométrico será aquella que cumpla un valor de E cercano a cero.

Método de Kolmogorov-Smirnov

Este método se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada.

En este método se determina la máxima desviación entre la posición de graficación experimental ($P(x)$) y la distribución acumulada teórica ($F(x)$). Si se tiene una muestra de n datos en orden ascendente o descendente sus posiciones de en una gráfica son determinadas por:

$$P(x) = \frac{m}{n + 1} \quad (2.7)$$

Dónde:

$m =$ Posición

$P(x) =$ Probabilidad asignada o posición de ploteo

$n =$ Número total de datos

Con la ecuación 2.7 se obtiene el gráfico de una distribución empírica preseleccionada. Luego $F(x)$ el verdadero valor de la distribución teórica, para luego hacer la diferencia y obtener la máxima diferencia entre ambas distribuciones, la ecuación es:

$$D_{max} = \max[F(x) - P(x)] \quad (2.8)$$

Dónde:

$D_{max} =$ Valor de la máxima desviación entre la curva empírica y la teórica.

$F(x) =$ Distribución teórica en análisis.

$P(x) =$ Distribución empírica, probabilidad asignada o posición de ploteo.

2.4.2 Estimación de lluvias de corta duración a partir de datos diarios

Cuando no se cuenta con datos de pluviógrafos en el sitio de interés, se recurre a datos de pluviómetro y coeficientes de desagregación obtenidos en base a registros de un pluviógrafo en la región.

El método de los índices de desagregación o coeficientes de desagregación permite determinar valores de precipitación para distintas duraciones de tormentas menores a 24 horas, a partir de registros de duración diaria.

Específicamente, los índices de desagregación se relacionan en función a una duración de referencia que existe entre las magnitudes de precipitación de diferentes duraciones.

A continuación se detallan los pasos a seguir para determinar los coeficientes de desagregación:

1. Se debe contar con datos de precipitaciones de diversas duraciones obtenidas de un pluviógrafo.
2. Se determinan las precipitaciones máximas con un periodo de retorno de dos años, previamente ajustado a una ley de probabilidades, en nuestro caso una función de distribución para máximos extremos.
3. Se determina los índices o coeficientes de desagregación tomando en cuenta la relación de la figura 2.6 , empezando de la relación de la precipitación de 24 horas con la precipitación diaria, es decir 24H/P DIARIA y posteriormente los demás en orden descendente.

Relación
05 MIN/ 30 MIN
10 MIN/ 30 MIN
15 MIN/ 30 MIN
20 MIN/ 30 MIN
25 MIN/ 30 MIN
30 MIN/ 1 H.
1 H / 24 H
6 H / 24 H
8 H / 24 H
10 H / 24 H
12 H / 24 H
24 H / P DIARIA

Figura 2.6 - Relación de las duraciones para el cálculo de los índices de desagregación

Con relación al coeficiente de desagregación de un día a 24 horas, L. Weiss, referenciado en (Chow, Ven, Maidment, Mays, & Saldarriaga, 1996) demostró que este valor se encuentra alrededor de 1.13, destacando que las lluvias de duración diaria, se refieren a las de intervalo fijo de observación, pues se toman de 8:00 a.m. de un día a 8.00 a.m. del próximo día.

2.4.3 Curvas PDF-IDF

Las curvas PDF, son un resumen de la lámina precipitada (P), la duración de la lluvia (D) y la Frecuencia (F) que es una asignación de probabilidad de excedencia íntimamente asociada al periodo de retorno.

Las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), se obtienen de las curvas PDF, incorporando el concepto de Intensidad, que es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo.

$$i = \frac{P}{D} \quad (2.9)$$

Dónde:

i = Intensidad en mm/hora

P = Precipitación en mm

D = Duracion de la lluvia en horas

Se puede representar las curvas I-D-F, mediante expresiones matemáticas, una de las más conocidas es la fórmula de Talbot que relaciona la intensidad máxima y la duración, para un periodo de retorno dado, que se expresa como:

$$i = \frac{a}{b + D} \quad (2.10)$$

Dónde:

i=Intensidad máxima en mm/hora

a , b = Parámetros

D = Duración de la precipitación.

Los parámetros *a*, *b* se obtienen aplicando una regresión por mínimos cuadrados.

Existen otras fórmulas matemáticas que representan la intensidad en función de la duración y el periodo de retorno (Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006; Cahuana & Yugar, 2009).

2.4.4 Distribución temporal de la precipitación de la Tormenta de Proyecto.

La asignación de una distribución temporal de la lluvia en una Tormenta de Proyecto, se basa en distribuciones temporales de precipitación padronizadas, las cuales han sido determinadas en base a un gran número de tormentas observadas.

En la literatura consultada se han encontrado varios métodos para determinar la distribución temporal de la tormenta de diseño, estos son: Patrón de Tormenta Crítico del USBR, Método de Chicago o del SCS, Método del Hietograma Triangular, Método de los Bloques Alternos, etc. (Aparicio Mijares, 1992)

Patrón de tormenta crítico

Este método fue desarrollado por el United States Bureau of Reclamation (USBR), y consiste en lo siguiente:

- Determinar la duración de la tormenta o el tiempo de concentración
- Dividir la duración de la tormenta en intervalos iguales, de 6 a 12 intervalos como máximo.
- Determinar las precipitaciones para las duraciones que resultan de la suma parcial de los incrementos de tiempo de los intervalos hasta la duración de la tormenta o el tiempo de concentración de la cuenca del proyecto.
- Determinar los incrementos de precipitación correspondientes a cada incremento de duración.
- Conformar la tormenta de diseño colocando el primer valor a un tercio de la duración de la tormenta, y los restantes acomodando en forma intercalada, primero a la derecha y luego a la izquierda del primer valor y así sucesivamente (figura 2.7)

Al colocar el valor mayor de precipitación a un tercio del tiempo de duración de la tormenta se pretende maximizar el pico del hidrograma, ya que los intervalos iniciales pasan a satisfacer las pérdidas por infiltración, retención, evaporación, etc.

Como resultados de todo el proceso se obtienen las tormentas de proyecto, que servirán para realizar simulaciones y predecir caudales máximos o críticos que ayudarán a realizar estudios de aprovechamiento de agua, de protección, prevención de crecidas con inundaciones. (Cahuana & Yugar, 2009)

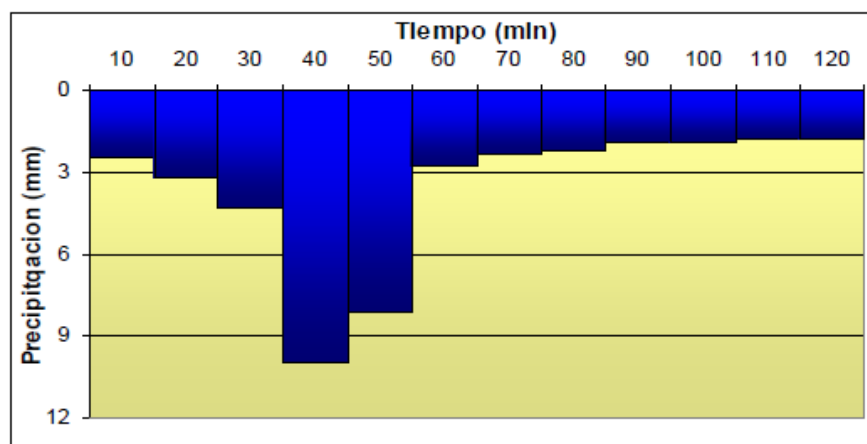


Figura 2.7 - Ejemplo de una tormenta (Patrón de tormenta crítico)

2.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DE LA LLUVIA EFECTIVA

La precipitación efectiva, es la parte de la precipitación que va directamente a la escorrentía o caudal superficial, mientras que la precipitación que se pierde por abstracciones (perdidas iniciales e infiltración), no se considera en el análisis de caudales máximos.

Existen una diversidad de métodos para el cálculo de la precipitación efectiva, los mas usados y que se encuentran como una opción en el HMS (Hydrologic Modeling System), son: Índice FI, Green y Ampt, Contabilidad de humedad del suelo y Numero de Curva del SCS.

Se ha seleccionado el método del número de curva (CN) debido a que es un método muy utilizado y muy difundido, en donde representa de manera adecuada la infiltración, junto con las variaciones de la infiltración ocurridas en eventos; inclusive este método, con modificaciones, es utilizado para la representación de la infiltración en un modelo continuo como ser el modelo SWAT.

2.5.1 Método del número de curva (SCS-CN)

La metodología del número de curva (CN), es una de las más empleadas para obtener la precipitación efectiva, surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo y para distintas condiciones de humedad antecedente.

La representación gráfica de la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe), logro determinar una serie de curvas estandarizadas a partir de un numero adimensional de curva CN, que varia desde el 1 al 100 y según su grado de escurrimiento tendrá un valor determinado, valores cercanos a 100 indican que la cuenca escurre casi en su totalidad, mientras que valores de CN cercanos a 1 indican que la cuenca está infiltrando

Este método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales y se basa en la siguiente relación:

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P_t} \quad (2.11)$$

Dónde:

F = Infiltración real acumulada (Litro)

S = Infiltración potencial máxima (Litro)

Pe = Precipitación directa o efectiva (Litro)

Pt = Precipitación total de la tormenta. (Litro)

La ecuación (2.12) se considera valida a partir del inicio de la escorrentía, donde Pe se define como:

$$Pe = Pt - Ia \quad (2.12)$$

Dónde:

Ia = Abstracciones iniciales antes del encharcamiento o pérdidas iniciales.

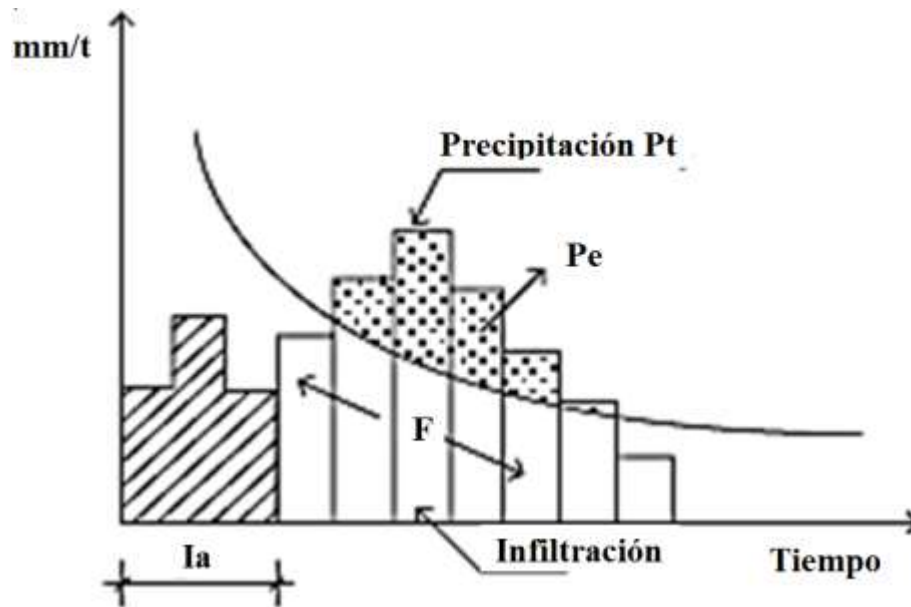


Figura 2.8 - Variables del método SCS-CN.

Mientras que F es definida como:

$$F = Pt - Pe \quad (2.13)$$

El termino Ia es definido como pérdidas iniciales y es una función de la intercepción y el almacenamiento en depresiones.

Sustituyendo la ecuación (2.13) en la ecuación (2.12) se obtiene:

$$\frac{Pt - Pe}{S} = \frac{Pe}{Pt} \quad (2.14)$$

Despejando Pe de la ecuación (2.14) se obtiene:

$$P_e = \frac{P_t^2}{P_t + S} \quad (2.15)$$

Reemplazando P_t de la ecuación (2.11) en (2.15)

$$P_e = \frac{(P_t - Ia)^2}{P_t - Ia + S} \quad (2.16)$$

Varios estudios, sugieren que las pérdidas iniciales pueden ser estimadas de manera global como:

$$Ia = 0.2 * S \quad (2.17)$$

Se reemplaza la ecuación (2.17) en la ecuación (2.16), daría como resultado:

$$P_e = \frac{(P_t - 0.2 * S)^2}{P_t - 0.2 * S + S} \quad (2.18)$$

$$P_e = \frac{(P_t - 0.2 * S)^2}{P_t + 0.8 * S} \quad (2.19)$$

Dónde:

P_e = Precipitación directa o efectiva

P_t = Precipitación total de la tormenta.

S = Infiltración potencial máxima.

Esta es la ecuación principal del método. Se debe tener en cuenta que de esta ecuación todas sus variables deben tener las mismas unidades.

El Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service-SCS), después de estudiar varias cuencas, estableció una relación para estimar S a partir del número de curva CN , mediante la siguiente ecuación:

$$CN = \frac{1000}{10 + S} \quad (2.20)$$

Donde:

CN = Numero de curva

S = Infiltración potencial máxima.

De la que se puede despejar S:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (2.21)$$

El valor de S esta expresado en pulgadas (*in*), para poder expresarlo en milímetros (*mm*) se realiza una conversión de unidades, obteniendo:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ (mm)} \quad (2.22)$$

Sustituyendo (2.22) en (2.19) y realizando operaciones se obtiene:

$$P_e = \frac{[CN(P_t + 50.8) - 5080]^2}{CN[CN(P_t - 203.2) + 20320]} \quad (2.23)$$

Dónde:

P_e = Precipitación directa o efectiva (mm)

P_t = Precipitación total de la tormenta.(mm)

CN = Numero de curva.

La metodología para determinar el CN en una cuenca en particular, será detallada en el anexo A. (Fattorelli & Fernández, 2007; Villon Bejar, 2011b)

2.6 MÉTODOS HIDROLOGICOS PARA TRANSFORMAR LA LLUVIA EFECTIVA EN CAUDAL.

Una serie de métodos para transformación de lluvia en caudal, surgen en la literatura consultada, sin embargo se mencionan los más utilizados y que se encuentran como una opción en el programa computacional HEC-HMS,(Feldman, 2011), estos son:

- Método del Hidrograma unitario
- Métodos de Hidrogramas unitarios sintéticos como: Snyder y SCS
- Método de Clark
- Método de Clark modificado
- Método de la onda cinemática

Si bien los métodos mencionados anteriormente son presentados en el programa HEC-HMS, para el presente trabajo se aplicaran los siguientes modelos:

- Modelo hidrograma unitario
 - Modelo hidrograma unitario por mínimos cuadrados suavizados
 - Modelo hidrograma unitario adimensional sintético del SCS
- Modelo del Clark

Para esta comparación se determinó en usar el modelo del hidrograma unitario por considerarse un modelo básico de transformación de lluvia en caudal, sabiendo que este modelo trata de representar una linealidad en términos de lluvia – caudal, y que en este trabajo se pretende analizar el comportamiento de estos modelos (mínimos cuadrados, SCS) en cuencas que, a lo mejor, no presenten un sistema lineal.

En el caso del hidrograma unitario sintético del SCS, se lo incorpora en esta comparación por ser un modelo clásico, muy difundido y muy utilizado; es por eso que es conveniente ver el comportamiento del modelo en un sistema, ya sea lineal o no lineal, y ver qué tan admisible es utilizar este modelo.

Se determinó en utilizar el modelo de Clark porque es un modelo que, en su concepción, obtiene una buena representación de la cuenca y que podría tener un comportamiento más adecuado, en la transformación de lluvia en caudal, en cuencas que presenten un sistema no lineal.

2.6.1 Modelo hidrograma unitario (HU)

Los modelos lluvia escorrentía aprovechan la importante relación que se da entre ambos procesos para obtener el escurrimiento de la cuenca por medio de las características de la precipitación y de la misma cuenca, teniendo en cuenta que este tipo de metodologías se usan principalmente en caso de no contar con registros suficientes de lluvia y caudal, hoy es una de las herramientas más utilizadas para el cálculo de caudales máximos gracias a su fácil aplicación y poca exigencia de datos y parámetros. (Lescano, 2014)

Según la descripción realizada en la sección anterior el hidrograma unitario puede ser categorizado como un modelo agregado que usa eventos de lluvia para su aplicación, siendo óptimo para el presente trabajo, éste es propuesto inicialmente por (Sherman, 1932) y asumiendo la linealidad en el sistema puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia.

El hidrograma unitario es la función respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico lineal, se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de una lámina unitaria de lluvia efectiva distribuida uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva. Las siguientes suposiciones básicas son inherentes en este modelo. (Chow et al., 1996)

Algunas características que presenta el hidrograma son:

- Tiempo base constante: Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es el mismo para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.
- Linealidad y proporcionalidad: Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva, como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí como se ve en la figura 2.9.

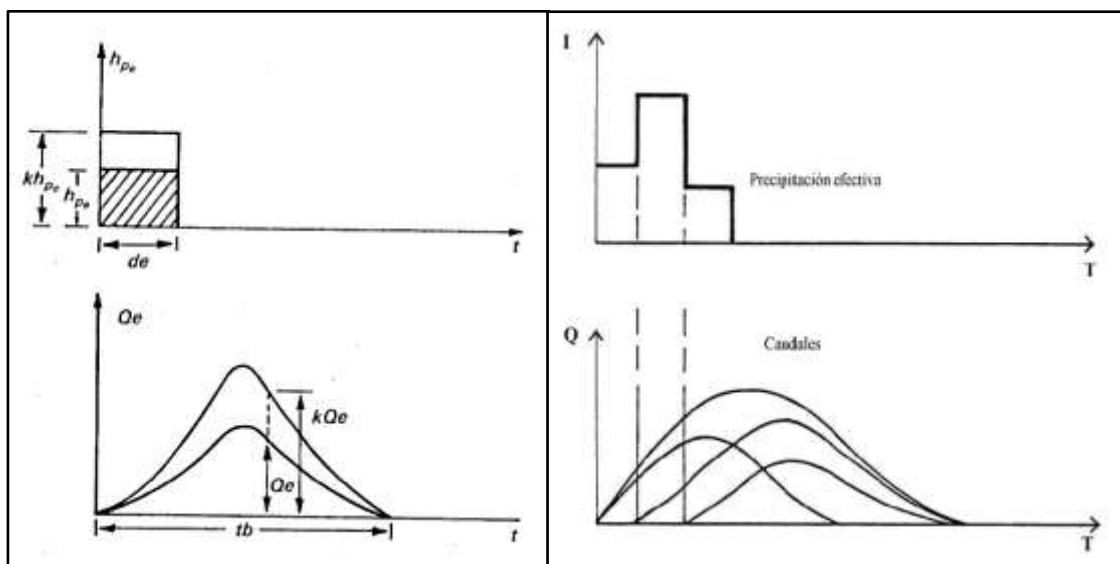


Figura 2.9 Principio de linealidad, proporcionalidad y superposición (Lescano, 2014) (Fattorelli & Fernández, 2007)

- Superposición de causas y efectos: El hidrograma que resulta de un impulso de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de impulsos lluviosos precedentes. Después que se ha deducido el hidrograma unitario, éste puede utilizarse para encontrar los hidrogramas de escorrentía directa para tormentas en donde Δt sea igual al Δt utilizado para la obtención del hidrograma.

2.6.1.1 Modelo hidrograma unitario por Mínimos Cuadrados Suavizados (MCS)

El hidrograma unitario tradicional presenta principalmente tres problemas: los eventos de lluvia no tienen igual duración de exceso, tienen diferente distribución temporal de la lluvia, y el sistema, dependiendo de la escala de la cuenca, tiende a ser altamente no lineal.

El hidrograma unitario de Mínimos Cuadrados (MC) o también llamado por algunos autores como hidrograma unitario instantáneo genera el hidrograma resultante de un evento como la superposición de las respuestas de sus diferentes impulsos, involucrando a errores que pueden existir al momento de generar el hidrograma unitario.

La relación entre las ordenadas Q [m^3/s] de un hidrograma registrado en una cuenca a intervalos de tiempo discretos, Δt (horas), y la precipitación efectiva, P [mm], registrada también en los mismos intervalos de tiempo, puede expresarse por la integral de convolución discreta de un sistema lineal. (Chow et al., 1996)

$$Q_k = \sum_{j=1}^k P_j U_{k-j+1} \quad (2.24)$$

Donde U_i es la i -ésima ordenada del hidrograma unitario y P_j es la j -ésima lluvia del hidrograma las ordenadas Q_i del hidrograma serán:

$$\begin{aligned} Q_1 &= P_1 U_1 \\ Q_2 &= P_1 U_1 + P_2 U_2 \\ Q_3 &= P_1 U_1 + P_2 U_2 + P_3 U_3 + \dots \end{aligned} \quad (2.25)$$

En general, la k -ésima ordenada del hidrograma, Q_k , se define con la ecuación 2.27

Si se considera el problema inverso, en donde se conoce P y Q y se busca conocer las ordenadas del Hidrograma Unitario U , el sistema se escribe de acuerdo a la ecuación 2.26

$$[Q] = [P][U] \quad (2.26)$$

Una representación general de la ecuación se presenta en la figura 2.10

$$\begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ Q_m \\ Q_{m+1} \\ \cdot \\ \cdot \\ Q_{n-2} \\ Q_{n-1} \\ Q_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 \\ P_2 & P_1 & 0 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 \\ P_3 & P_2 & P_1 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ P_m & P_{m-1} & P_{m-2} & \cdot & P_1 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 & 0 \\ 0 & P_m & P_{m-1} & \cdot & P_2 & P_1 & \cdot & \cdot & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & P_m & P_{m-1} & P_{m-2} \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & \cdot & P_m & P_{m-1} \\ 0 & 0 & 0 & \cdot & 0 & 0 & \cdot & \cdot & \cdot & P_m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_{n-m+1} \end{bmatrix}$$

Figura 2.10.- Esquema de matrices de la ecuación 2.25 (Ayuso, Peña, & Montesinos, 1994)

Donde P es la matriz diagonal de la lluvia, también denominada como la matriz de convolucion, U es la matriz que contiene los valores incógnitas de las ordenadas del H.U. y Q es el hidrograma de escorrentía directo para el evento registrado; la incógnita de este sistema es U .

El sistema de la ecuación 2.26 es un sistema donde el número de ordenadas del hidrograma unitario final Nq está en función al número de valores registrados de precipitación efectiva Np , y al número de ordenadas del hidrograma unitario Nu , como se muestra en la siguiente ecuación.

$$Nq = Np + Nu - 1 \tag{2.27}$$

Con la ecuación 2.27 es posible saber el número de ordenadas que tendrá el hidrograma unitario y, por lo tanto, el orden de la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones, en otras palabras el número de incógnitas de la matriz U , simplemente despejando Nu .

$$Nu = Nq - Np + 1 \tag{2.28}$$

Para obtener un sistema determinado que me permita obtener la solución de incógnitas de la matriz U , se multiplica la ecuación 2.26 por la matriz transpuesta de P

$$[P]^T[Q] = [P][U][P]^T \quad (2.29)$$

Se despeja la matriz U con la inversa de $[P][P]^T$

$$[P]^T[Q][[P][P]^T]^{-1} = [U] \quad (2.30)$$

La ecuación 2.30 muestra la solución de la matriz U, por mínimos cuadrados, que se consideran como los valores del hidrograma unitario. Hay que tomar en cuenta que la estimación de la respuesta pulso de una cuenca a partir de datos registrados de precipitación efectiva y de escurrimiento directo es una operación que puede presentar inestabilidad, debido a que pequeñas perturbaciones en los datos pueden llevar a grandes desviaciones en la estimación resultante.

Los HU estimados por el método de los mínimos cuadrados pueden adolecer de algunos defectos como no poseer un volumen unitario, carecer de una forma suave y unimodal, tener ordenadas negativas y fuertes oscilaciones en los valores de las ordenadas del HU. Estos defectos pueden ser debidos a error del modelo cuando la respuesta de la cuenca no es aproximadamente lineal o invariable en el tiempo (dos de los supuestos en los que se basa el modelo) y/o a errores de los datos que se amplifican durante el proceso de estimación. (Ayuso et al., 1994)

De igual forma en la bibliografía consultada se menciona que el hidrograma unitario resultante presente algunos valores erráticos o incluso negativos, para corregir estos datos se ajusta una curva suave a los valores que se tienen para generar una aproximación más razonable al H.U. Estos valores erráticos se pueden adjudicar a la no linealidad que existe en la relación lluvia efectiva-escurrimiento directo en la cuenca analizada. Incluso, si la relación mencionada resultara verdaderamente lineal, los datos registrados pueden no reflejar esta situación apropiadamente. Cabe puntualizar que las tormentas reales no son uniformes en el tiempo y el espacio, tal como lo requiere la teoría.

Para lograr obtener una optimización del hidrograma unitario resultante obtenido por el método de mínimos cuadrados, (Bruen & Dooge, 1984) proponen un método de optimización de mínimos cuadrados suavizados donde consiste en estimar U como la solución de U' el cual resulta de una modificación sobre la ecuación 2.30

$$[P]^T[Q][[P][P]^T + K[I]]^{-1} = [U'] \quad (2.31)$$

Donde K es un parámetro escalar e I es la matriz identidad de l por l elementos.

El modelo de mínimos cuadrados suavizados (MCS) trata de buscar una solución alternativa a los errores, ya mencionados anteriormente, que puedan generar el modelo de mínimos cuadrados, esto se lo logra introduciendo un factor K obteniendo una estimación sesgada de U, siendo el sesgo proporcional a K. El parámetro K representa la incertidumbre

del usuario sobre la calidad de los datos y controla el grado de restricción o suavizado impuesto sobre la estimación final. (Bruen & Dooge, 1984)

2.6.1.2 Modelo hidrograma unitario adimensional sintético del SCS

El Hidrograma Unitario Adimensional SCS (Soil Conservation Service, en español Servicio de Conservación de Suelos) fue desarrollado en base a hidrogramas sintéticos, este modelo define los caudales y los tiempos en relación con el caudal pico y el tiempo al pico. El tiempo base del hidrograma adimensional se extiende hasta 5 veces el tiempo al pico, como se muestra en la Figura 2.11

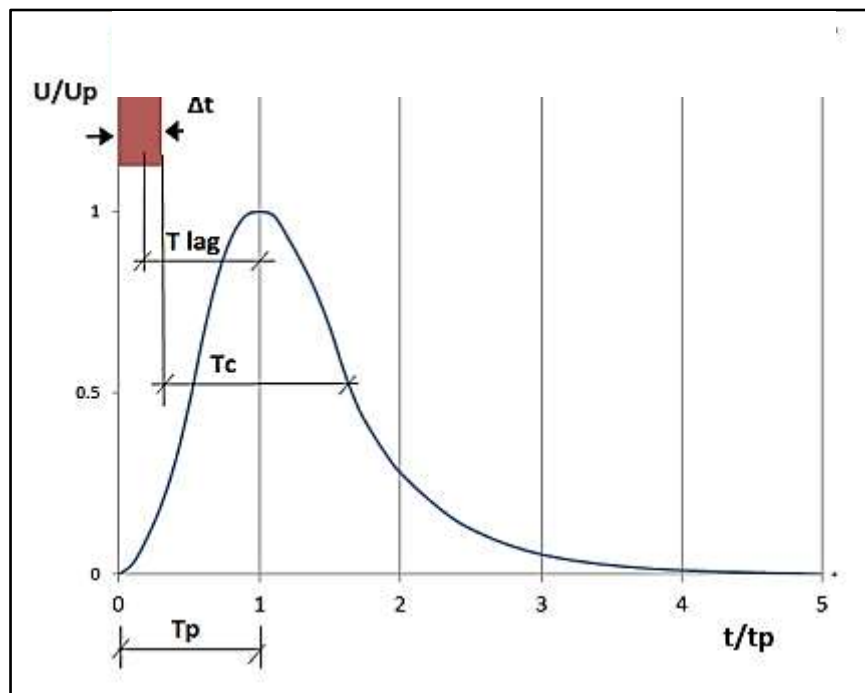


Figura 2.11 Hidrograma unitario adimensional SCS (Elaboración propia)

Si bien el caudal máximo se calcula considerando un hidrograma triangular, el SCS propone una forma del hidrograma que se aproxima más a la realidad a partir de eventos medidos.

Como en la mayoría de los casos no se tendrán eventos medidos en la cuenca considerada, también presenta la alternativa de relaciones definidas entre los valores de tiempo y caudal. (Fattorelli & Fernández, 2007), pero en el caso que se obtuviera datos de precipitación efectiva y escurrimiento directo se utilizarían las siguientes ecuaciones presentadas en el manual técnico del modelo hidrológico HEC-HMS. (Feldman, 2011)

Investigaciones del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) sugieren que el pico del Hidrograma Unitario (HU) y el tiempo pico del HU están relacionados por la siguiente ecuación.

$$U_p = C * \frac{A}{T_p} \quad (2.32)$$

Dónde:

$U_p =$ Pico H.U

$A =$ Área

$T_p =$ Tiempo pico

$C =$ Constante de conversión (SI=2.08 , fps= 484)

Para poder determinar el tiempo pico se tiene la siguiente ecuación.

$$T_p = \frac{\Delta t}{2} + t_{lag} \quad (2.33)$$

Dónde:

$\Delta t =$ duración

$T_{lag} =$ tiempo de retraso

Todos estos parámetros se los puede identificar en la figura 2.11 ya mostrada anteriormente.

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) ha tabulado índices que relacionan los valores de t/t_p con un respectivo equivalente a Q/Q_p donde t y Q son coordenadas del hidrograma en un punto (tabla 2.9)

TABLA 2.9
Relaciones para el hidrograma unitario adimensional del SCS

Relación de tiempos	Relación de caudales
T/T_p	Q/Q_p
0	0.000
0.1	0.030
0.2	0.100
0.3	0.190
0.4	0.310
0.5	0.470
0.6	0.660
0.7	0.820
0.8	0.930
0.9	0.990
1.0	1.000
1.1	0.990

TABLA 2.9
Relaciones para el hidrograma unitario adimensional del SCS (Continuación)

Relación de tiempos T/T_p	Relación de caudales Q/Q_p
1.2	0.930
1.3	0.860
1.4	0.780
1.5	0.680
1.6	0.560
1.7	0.460
1.8	0.390
1.9	0.330
2.0	0.280
2.2	0.207
2.4	0.147
2.6	0.107
2.8	0.077
3.0	0.055
3.2	0.040
3.4	0.029
3.6	0.021
3.8	0.015
4.0	0.011
4.5	0.005
5.0	0.000

2.6.2 Modelo de Clark

El modelo de Clark, representa dos procesos importantes en la transformación de lluvia en caudal, uno es la traslación de la onda de crecida sobre la superficie de la cuenca y la otra es el almacenamiento del agua en la cuenca.

La representación del primer proceso, se basa en la distribución de la superficie de la cuenca entre líneas isócronas (Figura 2.11) para calcular el volumen de agua caído sobre cada una de esas superficies y considerar el retardo producido por el tránsito del agua a lo largo de la cuenca, aspecto sintetizado mediante el histograma tiempo área presentado en la Figura 2.12. (Sanchez 2016b)

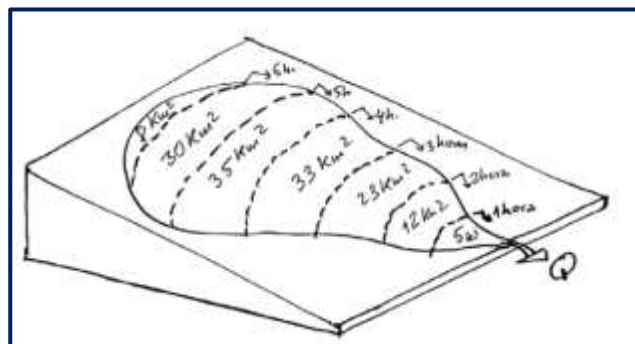


Figura 2.12 - Ejemplo de trazado de isócronas en una cuenca. (Fattorelli & Fernández, 2007; Sanchez 2016a)

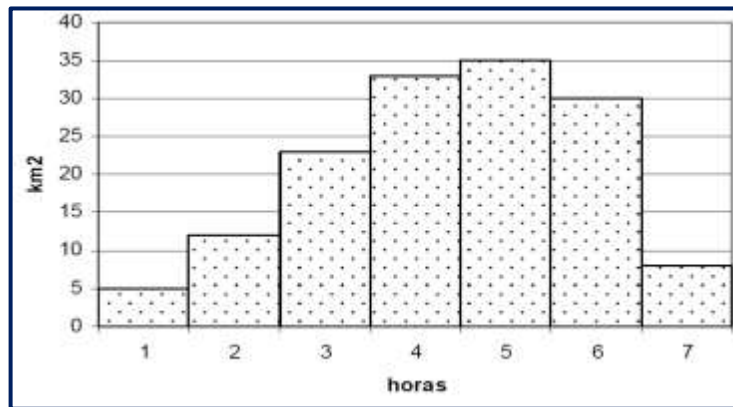


Figura 2.13 - Ejemplo de un histograma Tiempo-área .(Sanchez 2016a)

El segundo proceso representado por el modelo de Clark es el almacenamiento del agua en la cuenca, por lo que considera a la cuenca como un depósito al que ingresa agua que es retrasada y amortiguada, una ilustración al respecto es presentada en la Figura 2.13 (Sanchez 2016a).

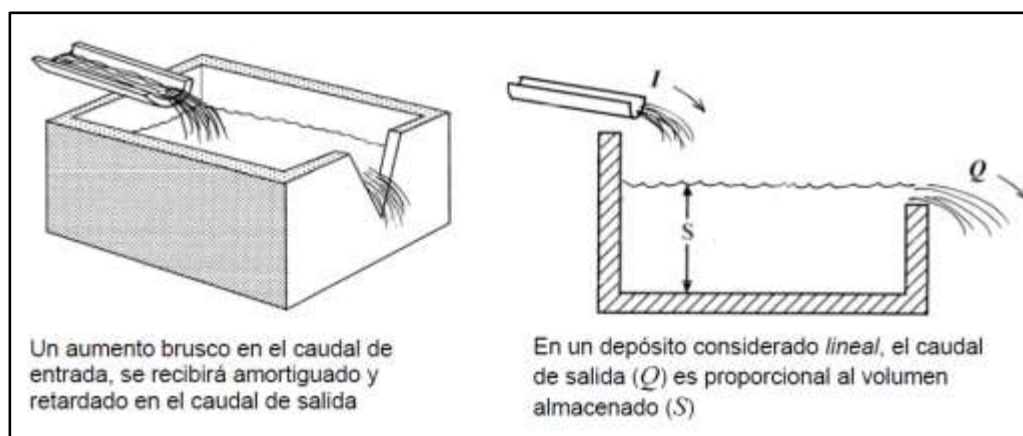


Figura 2.14 - Ejemplo de caudal de ingreso y salida.

Matemáticamente, se considera un depósito lineal, dando a entender una relación lineal entre el volumen almacenado en el depósito y el caudal de salida.

$$S = Q * R \quad (2.34)$$

Donde:

S = Volumen almacenado.

Q = Caudal de salida del embalse

R = Constante de proporcionalidad o coeficiente de almacenamiento

Se debe considerar que para un Δt (tiempo transito del caudal) dado:

$$V_{\text{ingreso}} - V_{\text{salida}} = \Delta S \quad (2.35)$$

Donde:

V_{ingreso} = Volumen de ingreso en un Δt .

V_{salida} = Volumen de salida en un mismo Δt .

ΔS = Variación del volumen almacenado en Δt .

Se divide la ecuación (2.35) por Δt , resulta (volumen/tiempo=caudal)

$$I - Q = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (2.36)$$

Donde:

I = Caudal de entrada en Δt .

Q = Caudal de salida en Δt .

Los caudales de entrada (I) y salida (Q) a lo largo del intervalo Δt podemos considerarlo como la media de los caudales en los extremos del Δt , y el ΔS a lo largo del Δt es: $S_i - S_{i-1}$.

Sustituyendo estos valores en (2.36) resulta:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{S_i - S_{i-1}}{\Delta t} \quad (2.37)$$

Reemplazando S de la ecuación (2.34) en la ecuación (2.37) tendremos:

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = \frac{(R * Q_i) - (R * Q_{i-1})}{\Delta t} \quad (2.38)$$

$$\frac{I_{i-1} + I_i}{2} - \frac{Q_{i-1} + Q_i}{2} = R * \frac{Q_i - Q_{i-1}}{\Delta t} \quad (2.39)$$

Finalmente, se despeja Q_i , obtendremos:

$$Q_i = \frac{I_{i-1} + I_i}{2} * c + Q_{i-1} * (1 - c) \quad (2.40)$$

Siendo c :

$$c = \frac{2 * \Delta t}{2 * R + \Delta t} \quad (2.41)$$

Dónde:

I_{i-1}, I_i = caudal de entrada en los tiempos t_{i-1}, t_i

Q_i, Q_{i-1} = Caudal de salida en los tiempos t_{i-1}, t_i

Δt = Incremento de tiempo entre los tiempos t_{i-1}, t_i

R = Coeficiente de almacenamiento del depósito o embalse (ec. 2.34)

Si bien el coeficiente de almacenamiento (R), se puede obtener por medio de la ecuación (2.28), mucho se ha investigado para obtener una ecuación práctica de R .

En estudios realizados en cuencas aforadas por el Cuerpo de Ingenieros (Feldman, 2011) (Fattorelli & Fernández, 2007) se establece:

$$\frac{R}{(T_c + R)} = 0.65 \quad (2.42)$$

Donde :

T_c = Tiempo de concentración en horas

R = Coeficiente de almacenamiento.

Despejando R :

$$R = \frac{0.65 * T_c}{(1 - 0.65)} \quad (2.43)$$

$$R = 1.86 * T_c \quad (2.44)$$

Estos estudios se realizaron en cuencas ubicadas en los Estados Unidos , dando una ecuación regionalizada que responde a la siguiente expresión:

$$R = \frac{K}{(1 - K)} * T_c \quad (2.45)$$

Siendo;

R = Coeficiente de almacenamiento

K = Coeficiente regionalizado

T_c = Tiempo de concentración.

Se puede usar esta metodología para hallar el coeficiente de almacenamiento(R), pero siempre será un valor difícil de encontrar, según el fundamento del método se puede considerar como el retardo de la cuenca que se impone a la escorrentía superficial para desplazarse. Algunos autores dan métodos para hallar (R), como en el apartado anterior, pero la mayoría suponen como un tiempo de retardo, o que es una fracción del tiempo de concentración, que está alrededor de 0.75.(Sanchez 2016a)

2.7 MÉTODO DEL ANÁLISIS DE FRECUENCIAS PARA EL CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE PROYECTO

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas avenidas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados.

El objetivo del análisis de frecuencias con datos hidrológicos es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

Cuando se dispone de una serie larga de mediciones de caudal a la salida de una cuenca, se puede construir una serie anual de caudales máximos, procesando estos datos mediante el análisis de frecuencia para obtener el caudal máximo de proyecto, su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada.

Cuando se realizan extrapolaciones, usando períodos de retorno mayor que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta

dependiendo de la cantidad de datos disponibles (*Ashkar, 1994*) de la referencia (*Fattorelli & Fernández, 2007*)

Existen varias distribuciones de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico, teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste. Se debe tener presente que una determinada distribución de probabilidad no necesariamente se aplica por igual a diferentes ríos (en el caso de análisis de caudales) o en diferentes tipos de lluvias (en el caso de análisis de precipitaciones).

Prácticamente todas las distribuciones de variables aleatorias en hidrología son de naturaleza Empírica, obtenidas de un número limitado de datos.

Las funciones de distribución de probabilidad, tienen parámetros que deben ser estimados a partir de la muestra (*Linsley, Kohler, & Paulus, 1977*). Desde el punto de vista matemático si una función tiene más parámetros es más flexible para ajustar a una distribución empírica.

La Tabla 2.10, muestra un resumen de las funciones de distribución y la utilización en el campo de la hidrología. (*Breña Puyol & Jacobo Villa, 2006; Linsley et al., 1977; Norma boliviana de carreteras del A.B.C 2005*)

TABLA 2.10
Funciones de distribución más utilizadas en la hidrología.

TIPO DE DISTRIBUCION	UTILIZACION	OBSERVACIONES
<i>BINOMINAL</i>	Variables discretas	Eventos Si –No
<i>POISSON</i>	Variables discretas	Si la probabilidad es pequeña y el número de eventos N, grande
<i>NORMAL (GAUSS)</i>	Variable continua	Series anuales de totales de precipitación.
<i>LOG-NORMAL DE 2 Y 3 PARAMETROS</i>	Variable continua	Series anuales de precipitación y caudal máximo.
<i>GAMMA DE 2 PARAMETROS</i>	Variable continua	Frecuencias de caudales y lluvias. Generación de hidrogramas sintéticos.
<i>TIPO I (GUMBEL)</i>	Valores extremos	Valores extremos de caudales y precipitación máxima.

Fuente: *Diseño Hidrológico, SERGIO FATTORELLI-PEDRO C. FERNANDEZ.*

TABLA 2.10
Funciones de distribución más utilizadas en la hidrología. (Continuacion)

TIPO DE DISTRIBUCION	UTILIZACION	OBSERVACIONES
TIPO II (FRECHET)	Valores extremos, límite inferior cero	Log-Gumbel es un caso especial de tipo II
TIPO III (WEIBULL)	Límite superior (E)	Valores extremos de caudales y lluvias mínimas
VALORES EXTREMOS GENERALIZADOS	Incluye los tipos I , II y III	Determinación del tipo de distribución más conveniente.
WAKEVY	De uso general	Explica el efecto de separación
EXPONENCIAL	Semilogaritmica	Series de duración parcial
LOG-PEARSON III	Variable continua	Caudales y lluvias máximas anuales.

Fuente: *Diseño Hidrológico, SERGIO FATTORELLI-PEDRO C. FERNANDEZ.*

Como se vio en la tabla 2.10 , existen varios modelos de probabilidad que se usan en el diseño hidrológico. Teniendo en cuenta que en hidrología los registros disponibles son una pequeña muestra de la población, resulta lógico probar diferentes distribuciones para obtener aquella que mejor se ajuste. Se debe tener presente que una determinada distribución de probabilidad no necesariamente se aplica por igual a diferentes ríos (análisis con caudales) o en diferentes tipos de lluvias (análisis con precipitaciones).

Se consideran, todas las distribuciones de variables aleatorias en hidrología son de naturaleza empírica, obtenidas de un número limitado de datos. Las funciones de distribución de probabilidad, tienen parámetros que deben ser estimados a partir de una muestra.

Desde el punto de vista matemático, si una función tiene más parámetros, es más flexible para ajustar a una distribución empírica.

Si una función empírica ajusta razonablemente, se asume que ella se aplica a la población de esa variable (Fattorelli & Fernández, 2007)

En la tabla 2.11 se muestra las funciones de densidad de cada modelo probabilístico que se usara en este trabajo.

TABLA 2.11
Funciones de densidad de los modelos probabilísticos

DISTR.	FUNCIÓN DE DENSIDAD	VARIABLES	RANGO
Log Normal	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]$	$f(x)$ = Función de densidad $y = \ln(x)$ x = Variable independiente μ_y = Media aritmética σ_y = desviación estándar de logaritmos de x	$-\infty < y < \infty$
Pearson III	$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} * \exp\left[-\frac{(x - x_0)}{\beta}\right]}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$	$f(x)$ = Función de densidad de la variable x x = variable aleatoria x_0 = origen de la variable β = Parametro de escala γ = parámetro de forma $\Gamma(\gamma)$ = función gama	$x_0 \leq x < \infty$ $-\infty \leq x_0 < \infty$ $0 \leq \beta \leq \infty$ $0 \leq \gamma \leq \infty$
Log Pearson III	$f(x) = \frac{(\ln(x) - x_0)^{\gamma-1} * \exp\left[-\frac{(\ln(x) - x_0)}{\beta}\right]}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$	$f(x)$ = Función de densidad $\ln(x)$ = logaritmo natural de la variable aleatoria x_0 = origen de la variable aleatoria β = Parametro de escala- Beta γ = parámetro de forma $\Gamma(\gamma)$ = función gama	
Gumbel	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left(-\frac{x - \mu}{\alpha}\right) - \exp\left(-\frac{x - \mu}{\alpha}\right)$	$f(x)$ = Función de densidad x = variable aleatoria α = parámetro de escala μ = parámetro de posición	$-\infty < x < \infty$

Una descripción detallada de la aplicación de los métodos estadísticos puede ser encontrada en la referencia (Fattorelli & Fernández, 2007)

Existe varios criterios generales, para seleccionar una determinada distribución de frecuencia, una es utilizar las pruebas de bondad de ajuste, que en este trabajo se usaran las siguientes

- Error medio cuadrático
- Método del error cuadrático mínimo
- Prueba de Kolmogorov-Smirnov.

La descripción de las pruebas mencionadas se describe en la sección 2.4.1.1 del presente capítulo.

2.7.1 Selección del mejor modelo probabilístico en una serie de datos

Los estudios hidrológicos requieren del análisis de cuantiosa información hidrometeorológica; esta información puede consistir de datos de precipitación, caudales, temperatura, evaporación, etc.

Los datos recopilados, solo representan una información en bruto, pero si éstos se organizan y analizan en forma adecuada, proporcionan al hidrólogo una herramienta de gran utilidad, que le permite tomar decisiones en el diseño de estructuras hidráulicas.

Para realizar los cálculos, los hidrólogos tienen que enfrentarse a una serie de problemas, debido a que:

- El procesamiento de la información que se tienen que realizar son bastante laboriosos.
- Las ecuaciones que se tienen que solucionar, en la mayoría de los casos son muy complejas, y para su solución se requiere del uso de métodos numéricos.
- Las simulaciones que se realizan manualmente consumen mucho tiempo, debido a los cálculos que se requieren.

Por lo laborioso del proceso de la información y de los cálculos se puede incurrir en errores, por lo que se requiere de un software que sea una herramienta que permita simplificar todos estos procesos, e inclusive permitir simular sus resultados, permitiendo con esto optimizar el diseño.

Para el análisis estadístico y selección del mejor modelo probabilístico se utilizó el software HidroEsta.

El HidroEsta, es un software para cálculos hidrológicos, utilizando Visual Basic. El cual solo es una aplicación que permita facilitar y simplificar los cálculos laboriosos, que se deben realizar en los estudios hidrológicos

En una de las reseñas del programa HidroEsta, menciona que este producto proporciona al ingeniero civil, agrícola, agrónomo, hidrólogo y otros especialistas que trabajen en este campo, una herramienta que permite realizar cálculos, simulaciones rápidas, y determinar valores como caudales de diseño, lo cual es el más conveniente para usarlo en el presente trabajo

El software permite el cálculo de los parámetros estadísticos, cálculos de regresión lineal, no lineal, simple y múltiple así como regresión polinomial, evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones, calcular a partir de la curva de variación estacional o la curva de duración, eventos de diseño con determinada probabilidad de ocurrencia, realizar el análisis de una tormenta y calcular intensidades máximas, a partir de datos de

pluviógrafos, los cálculos de aforos realizados con molinetes o correntómetros, el cálculo de caudales máximos, con métodos empíricos y estadísticos, cálculos de la evapotranspiración y cálculo del balance hídrico.

2.8 CALIBRACION Y VERIFICACION DE PARAMETROS DE UNA CUENCA

El uso de modelos hidrológicos tiene por finalidad simular los fenómenos que ocurren en la realidad. Sin embargo, a pesar de los recientes avances en ciencia y tecnología, no existe un modelo hidrológico que simule a la perfección los complejos procesos que involucra la hidrología debido a la presencia de errores de diferente origen. Estos errores pueden ser minimizados mediante un adecuado proceso de calibración. (Cabrera, 2015)

La calibración es el proceso por el cual se identifican los valores de los parámetros del modelo para los cuales la serie de datos simulado se ajusta de manera óptima a la serie de datos observados. Para evaluar la bondad de ajuste del modelo se utiliza una “función objetivo”.

Este proceso puede realizarse de dos formas:

- Prueba y error
- Automática

El proceso de *prueba y error* es el método más utilizado y usualmente recomendado. Implica un ajuste manual de parámetros basado en el criterio del investigador. Tiene valor de aprendizaje pero es lento y subjetivo.

El proceso *automático* optimiza los valores de los parámetros utilizando técnicas numéricas. A diferencia de la “prueba y error”, este método es mucho más rápido y objetivo; sin embargo, es numéricamente complejo y presenta problemas en la compensación de errores y en la captura de valores mínimos locales. En la práctica, se sugiere aplicar el primer método para conseguir una primera aproximación y luego optimizarla.

Para este trabajo, el análisis se realiza con un método de *prueba y error*, siendo este el más recomendado.

Pero se tiene que tomar en cuenta los parámetros de ajuste que se utilizan en este proceso, existen algunos métodos de ajuste o también llamados ajuste de bondad que nos dará una seguridad en la buena calidad de los parámetros escogidos. (Cabrera, 2015)

La calibración y verificación de los parámetros es importante, principalmente porque este proceso determina los parámetros que representen de mejor manera el comportamiento de la cuenca, en términos de caudal.

En la etapa de calibración se obtiene como resultado un ajuste inicial de parámetros, que fueron determinados a partir de eventos preseleccionados, utilizando un test de ajuste (Nash-Sutcliffe): a estos datos se lo llama como *Parámetros calibrados*.

Después se pasa a la etapa de verificación, en donde los *parámetros calibrados* se someten a una prueba o verificación, donde se validaran los *parámetros calibrados*, para ello se utilizan nuevos eventos preseleccionados y se introducen los parámetros calibrados, en donde se observara el resultados y se aplicara el test de ajuste (Nash-Sutcliffe), que determinara el ajuste bueno o malo de los parámetros comparando el caudal observado con el simulado. Si los eventos de verificación presentan resultados óptimos estos parámetros se denominaran como *Parámetros ajustados o Parámetros de la cuenca*.

2.8.1 Métodos de Bondad de Ajuste

La calibración de modelos usualmente se enfoca en un “criterio de exactitud”, el cual se apoya en la cuantificación de la bondad de ajuste del modelo. Para este fin, se hace uso de diferentes “medidas de bondad de ajuste”, entre las cuales, solo para mencionar, son las siguientes.

- Coeficiente de calibración
- Criterio de Schultz
- Desviación media acumulada
- Eficiencia de Nash-Sutcliffe
- Error de balance de masas
- Raíz del error medio cuadrático

En este trabajo se aplicaran los test de Nash-Sutcliffe y la raíz del error medio cuadrático,

El test de Nash-Sutcliffe se lo presentara a continuación, mientras que el test del error medio cuadrático se lo explica en el subcapítulo 2.4.1.1 del presente capítulo, por lo que no es necesario volverlo a presentarlo.

Para conocer más detalles de los otros métodos ver la referencia (Cabrera, 2015)

2.8.1.1 Eficiencia de Nash-Sutcliffe (E)

La eficacia de Nash-Sutcliffe se puede usar para describir cuantitativamente la precisión de los resultados de una modelación con datos observados. Este indicador se puede utilizar para describir la precisión predictiva de diferentes modelos, siempre que haya datos observados para comparar los resultados del modelo. Es un hecho que la eficiencia de

Nash-Sutcliffe ha sido reportada en la literatura científica para simulaciones de modelos hidrológicos. Otras aplicaciones son el uso de los coeficientes de Nash-Sutcliffe para optimizar los valores de los parámetros de los modelos geofísicos, como los modelos para simular el acoplamiento entre el comportamiento de los isótopos y la evolución del suelo.

El coeficiente de eficiencia es sensible a valores extremos y puede arrojar resultados subóptimos cuando el conjunto de datos contiene grandes valores atípicos. Para abordar esto, se sugirió una versión modificada de Nash donde la suma de cuadrados en el denominador de NSE se eleva a 1 en lugar de 2 y los valores Nash modificados resultantes en comparación con los valores NSE originales para evaluar el efecto potencial de valores extremos. Se ha propuesto una significación de prueba para que el coeficiente de Nash evalúe su solidez, por lo que el modelo puede aceptarse o rechazarse objetivamente en función del valor de probabilidad de obtener $NSE > \text{umbral}$ (0,65 u otro seleccionado por el usuario)

La eficiencia de Nash-Sutcliffe puede variar de $-\infty$ a 1. Una eficiencia de 1 corresponde a una combinación perfecta de caudal modelado con los datos observados. Una eficiencia de 0 corresponde a que las predicciones de caudal modelado no son lo más eficientes y requiere una revisión por parte de los parámetros de modelación. Y si el valor es menor a 0 es prácticamente una modelación mala que tendría que descartarse a primera instancia.

El criterio de Nash – Sutcliffe es uno de los más utilizados en el campo de la hidrología.

Se define como:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{sim,i} - Q_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2} \quad (2.46)$$

Dónde:

E = Coeficiente de Nash-Sutcliffe.

n = Numero de datos .

$Q_{sim,i}$ = Caudal simulado.

Q_i = Caudal observado.

\bar{Q} = Valor medio.

Este criterio mide cuanto de la variabilidad de las observaciones es explicada por la simulación.

Si la simulación es perfecta tendrá un coeficiente de $E = 1$; los rangos para tomar decisiones respecto a este criterio se encuentran resumidos en la tabla 2.12.

TABLA 2.12
Rangos referenciales del criterio de Nash-Sutcliffe

<i>E</i>	<i>Ajuste</i>
<i>Menor a 0.2</i>	Insuficiente
<i>0.2 – 0.4</i>	Satisfactorio
<i>0.4 – 0.6</i>	Bueno
<i>0.6 – 0.8</i>	Muy bueno
<i>Mayor a 0.8</i>	Excelente

Este criterio se lo puede utilizar para cualquier escala de tiempo.

2.9 ESTUDIOS ANTERIORES DE COMPARACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS OBTENIDOS MEDIANTE MODELOS HIDROLÓGICOS Y EL PROCESO ESTADÍSTICO DE SERIES ANUALES DE CAUDAL MAXIMO

En la literatura consultada, no se encontraron muchos trabajos específicos en cuanto a la comparación de caudales de diseño obtenidos mediante el uso de modelos de eventos y el análisis de frecuencia de series anuales de caudal máximo, sin embargo (Rogger et al., 2012) realizaron un estudio con el propósito principal de explicar el motivo por el que se encontrarían valores distintos usando ambas metodologías, el caso de estudio fue desarrollado por estos autores en diez cuencas de la zona de los Alpes en Austria.

Las principales conclusiones de Rogger et al., 2012, indican que las diferencias entre ambos métodos pueden estar relacionadas con los datos de precipitación (datos históricos, intervalos de medición, registros faltantes, etc.) como con las características de cuencas, teniendo en cuenta esto se considera que la información hidrogeológica resulto ser importante.

En cuanto a conclusiones más concretas (Rogger et al., 2012) determinaron que en algunas cuencas, ambos métodos conducen a valores muy similares, por otro lado en cuencas que tienen una gran capacidad de almacenamiento, el método estadístico subestima el caudal de diseño con diferencias de hasta 80% , con relación al método de la tormenta de proyecto.

En el libro “Diseño Hidrológico” de (Fattorelli & Fernández, 2007) , en el capítulo de Modelación de Cuencas, subcapítulo 7.3, realizan un análisis para la selección del hidrograma unitario en un estudio en particular y se realizó un comparación entre los

modelos de Clark y el hidrograma unitario adimensional del SCS mostrando que el modelo de Clark presenta parámetros más flexibles para la calibración, ya que se hizo la comparación utilizando la misma cuenca, evidenciando que con un coeficiente de almacenamiento (parámetro del modelo de Clark) que tiende a ser bajo (de 0.1 a 0.3 que se utilizó en su comparación), presenta un pico mayor al del modelo adimensional que puede ser representativo en cuencas aluvionales o cuencas urbanas, mientras que si se aumenta el valor del coeficiente de almacenamiento (de 0.5 a 0.7) el pico del hidrograma disminuye sensiblemente haciéndose más plano.

En última instancia la selección del método puede basarse en varios factores, pero la principal de todas es con la disponibilidad de datos que se puede contar en la zona en estudio.

Uno de los estudios importantes es el que realizó (Villazon & Willems, 2010a), en donde utilizaron hidrogramas compuestos (CH) que pueden determinarse en función de las relaciones QDF. También se implementó un modelo hidrodinámico (MIKE11-DHI) para una longitud total del río de 100 km y se calibró utilizando series de medición de flujo en dos estaciones (Angostura y La Belgica). Se realizó una simulación a largo plazo durante un período de 14 años (1986-1999). Concluyeron que para sistemas hidrológicos no lineales es necesario realizar una simulación a largo plazo para obtener estadísticas precisas de valores extremos. (Villazon Gomez, 2011)

CAPÍTULO 3

3.- LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y CARACTERIZACIÓN FÍSICA DE LAS CUENCAS

3.1 LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Las cuencas que se utilizan en el presente trabajo, se encuentran en el departamento de Santa Cruz de la Sierra, su localización es presentada en la Figura 3.1, observando que sus aguas drenan al río Pirai, curso de gran importancia que pasa por las proximidades de la ciudad de Santa Cruz.

El área de estudio se encuentra en una zona casi amazónica pertenece al subandino Boliviano. El clima en la región varía de húmedo a sub-húmedo cálido-templado (Terrazas Villarroel, 2015). La precipitación media anual es de 1100 [mm], la época húmeda comprende Octubre-Marzo y la época seca Abril-Septiembre. El factor principal que explica el incremento espacial de lluvia es la proximidad al Amazonas (Vazquez Bazoalto, 2012)

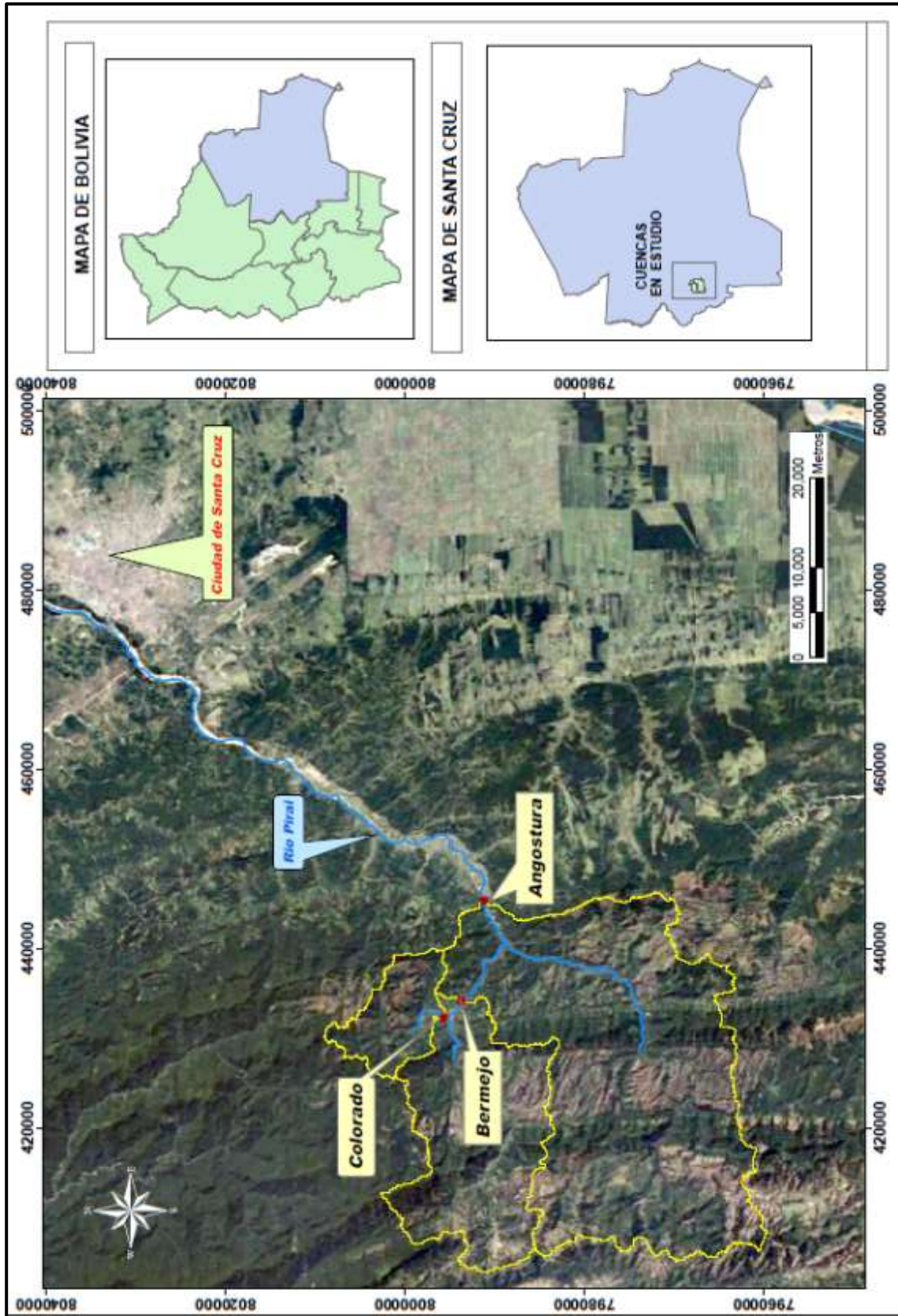


Figura 3.1 - Ubicación de la zona de estudio.

3.2 DELIMITACION DE LAS CUENCAS Y RED DE DRENAJE

Los puntos de salida de las cuencas del estudio, corresponden a sitios en los que se cuenta con una estación de medición de caudales.

La delimitación de las cuencas, fue realizada con el programa computacional ArcGis V10.1, el dato principal para este proceso es el modelo digital de elevación (DEM), que en este caso tiene una resolución de 30 x 30 metros.

El DEM fue obtenido de la página web del GeoBolivia, en donde se permite acceder a las escenas del Modelo de Elevación Digital Global de ASTER (Global Digital Elevation Model - GDEM) que cubren territorio boliviano, creadas a partir de imágenes captadas por el sensor japonés Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer, o ASTER a cargo de la NASA y el Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI). En la página del GeoBolivia se pueden descargar información ASTER GDEM sin costo alguno, a fin de ser utilizadas en los diferentes aspectos del análisis espacial, las mismas se encuentran en formato GeoTIFF con coordenadas geográficas lat/long, y cuentan con una resolución espacial de 30 metros (GEOBOLIVIA, 2017)

En la Figura 3.2, se presenta la delimitación de las cuencas, observando que la cuenca Angostura es la de mayor tamaño, su superficie es conformada por la suma de las subcuencas (C3 + C2 + C1), la cuenca Bermejo es constituida por las subcuencas (C2 + C1). La cuenca Colorado comprende exclusivamente la subcuenca C1.

La red de drenaje de la zona de estudio es presentada en la Figura 3.3 habiendo sido obtenida mediante las opciones de ArcGis y el DEM.

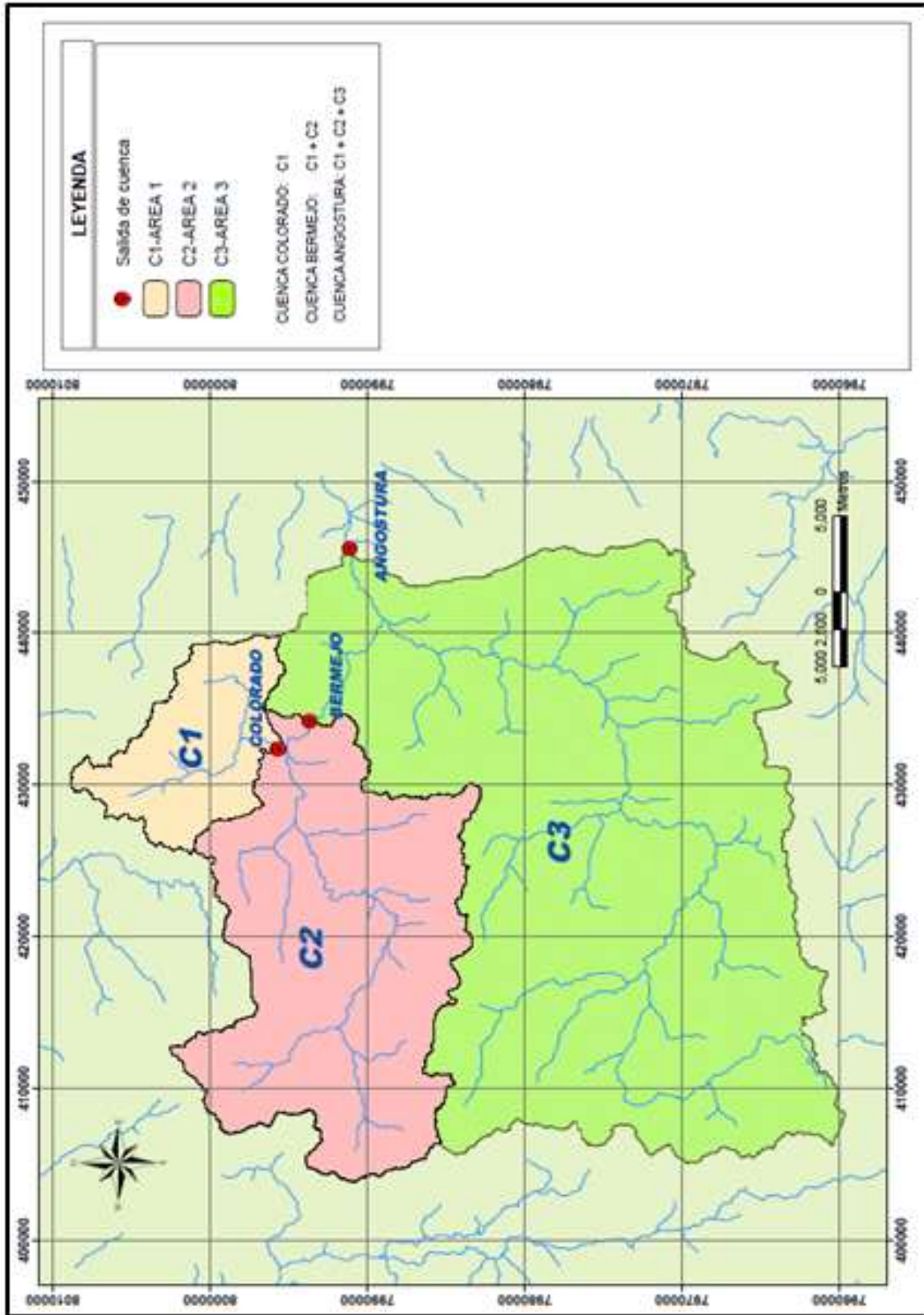


Figura 3.2.- Ubicación de las cuenca Angostura, Bermejo y Colorado

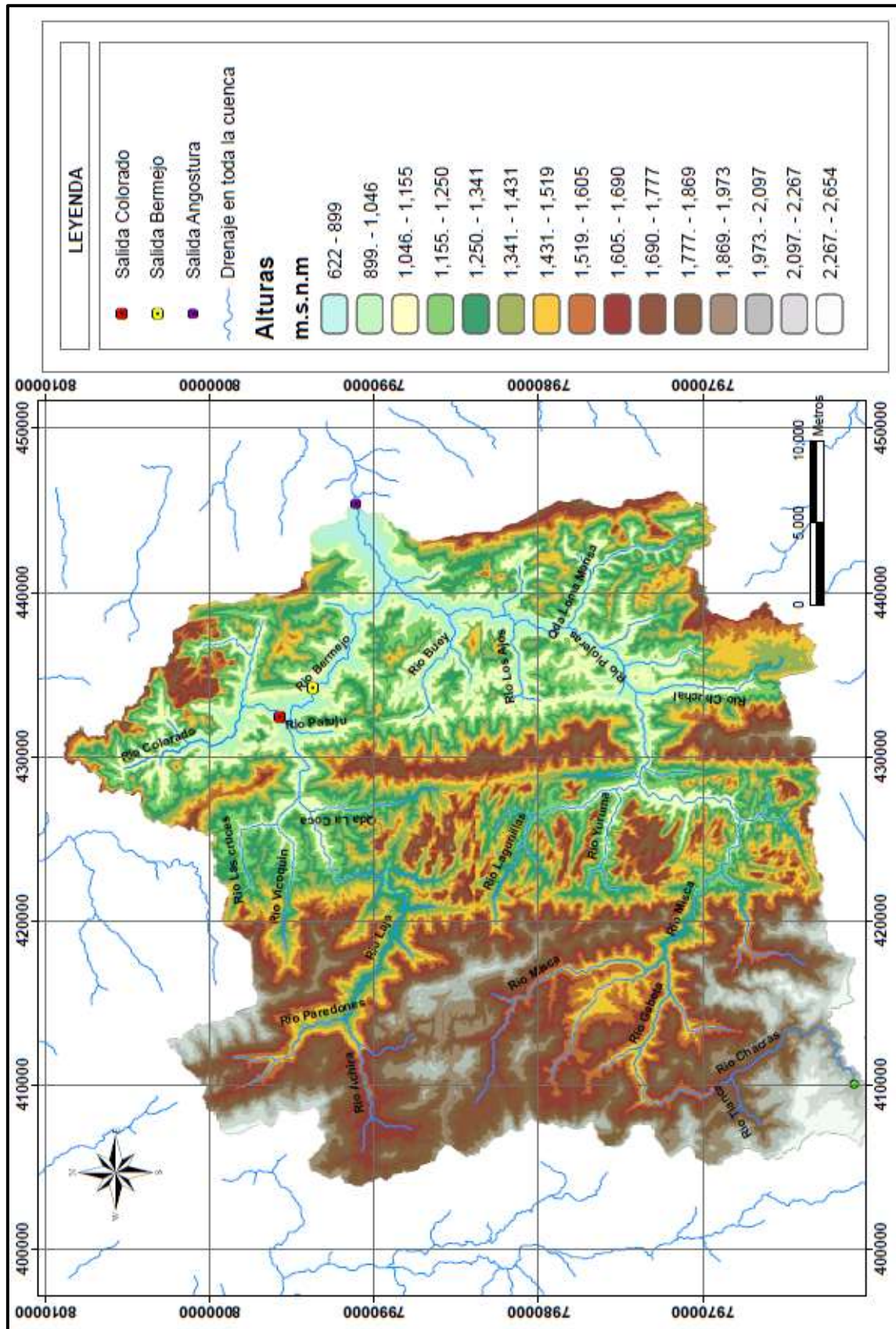


Figura 3.3.- Red de drenaje y modelo digital (GEOBOLIVIA, 2017)

3.3 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS CUENCAS

Las características físicas, de una cuenca como: la superficie de drenaje, la longitud y pendiente del río principal, son elementos de importancia en la representación del comportamiento hidrológico de la cuenca, En la figura 3.4 se presentan las superficies y las longitudes de los cursos principales de las cuencas.

La cuenca de mayor tamaño considerada en el estudio es la Cuenca Angostura, en su interior se encuentran las otras cuencas. La Cuenca Angostura tiene una superficie de 1407.9 Km², presentando elevaciones que varían de 600 a 2600 m.s.n.m., las pendientes varían de 0 a 73 grados, esto hace comprender que es una cuenca con una superficie muy extensa y con un relieve accidentado, a pesar de que se encuentra muy cerca de la zona amazónica o de los llanos de Bolivia.

En la tabla 3.1 se presentan los valores obtenidos para las características físicas de las cuencas en estudio.

Tabla 3.1.- Tabla de las características físicas de las cuencas

<i>Características Físicas</i>	CUENCAS		
	<i>Colorado</i>	<i>Bermejo</i>	<i>Angostura</i>
Superficie (km ²)	105.3	479.8	1407.8
Cota máxima del río principal (m.s.n.m)	1098.8	1664.2	1982.5
Cota mínima del río principal (m.s.n.m)	862.9	851.2	639.8
Longitud río principal (km)	13.4	41.1	84.5
Pendiente río principal (%)	1.5	1.9	1.5
Tiempo de concentración (horas)	2.54	5.49	10.18

Nota: Para más detalles del cálculo del tiempo de concentración ver anexo B

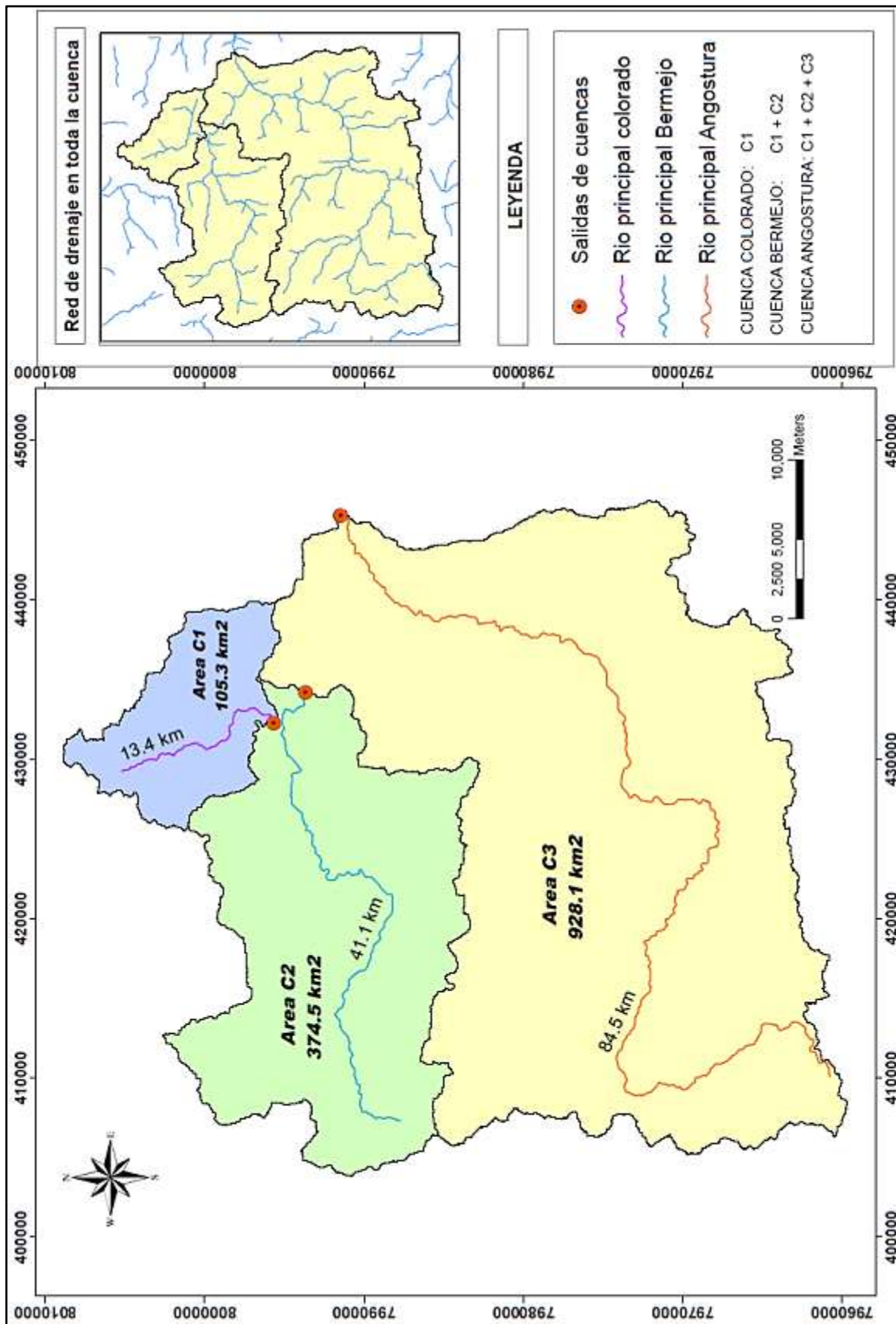


Figura 3.4.- Mapa de ríos principales y superficie de cuencas.

CAPÍTULO 4

4.- DATOS HIDROMETEOROLÓGICOS Y SU PROCESO

4.1 DISPONIBILIDAD DE DATOS

Para el estudio de caudales máximos en estas cuencas, se cuenta con registros de precipitación y caudal a intervalos horarios, provenientes del Servicio de Encauzamiento de Aguas y Regularización del Río Pirai (SEARPI). También se usan datos de dos pluviómetros, con registros a cargo del SENAMHI.

La localización de todas las estaciones con registros disponibles, es presentada en la Figura 4.1, observando que para la cuenca Angostura, que es la de mayor superficie de drenaje, se cuenta con nueve estaciones de monitoreo de precipitación.

En la Figura 4.1, también se presentan las estaciones limnigráficas que permiten determinar el caudal horario a la salida de cada una de las cuencas estudiadas.

La disponibilidad temporal de datos en estas estaciones es presentada en la Tabla 4.1, observando que hay un porcentaje de datos perdidos con relación al periodo de disponibilidad que es del año 1986 al año 1999, sin embargo (Villazon & Willems, 2010b) aplicó un procedimiento de llenado de datos faltantes a series de precipitación, en tres etapas, en la primera etapa las brechas mensuales de lluvia se llenaron usando interpolación basada en regresión lineal múltiple; en la segunda se realizó la desagregación de paso de tiempo mensual a diario, identificando la mayor correlación con una estación vecina; finalmente, se realizó la desagregación del paso de tiempo diario a horario. Todo el procedimiento de rellenado se lo encuentra en las referencias (Villazon & Willems, 2010b) y (Villazon & Willems, 2010c)

En el presente trabajo se usaron las series de precipitación rellenadas de acuerdo a lo que se describe en el párrafo anterior. Con relación a caudales no se tuvo problemas de falta de datos en los periodos de interés ya que corresponden a situaciones de eventos extremos máximos.

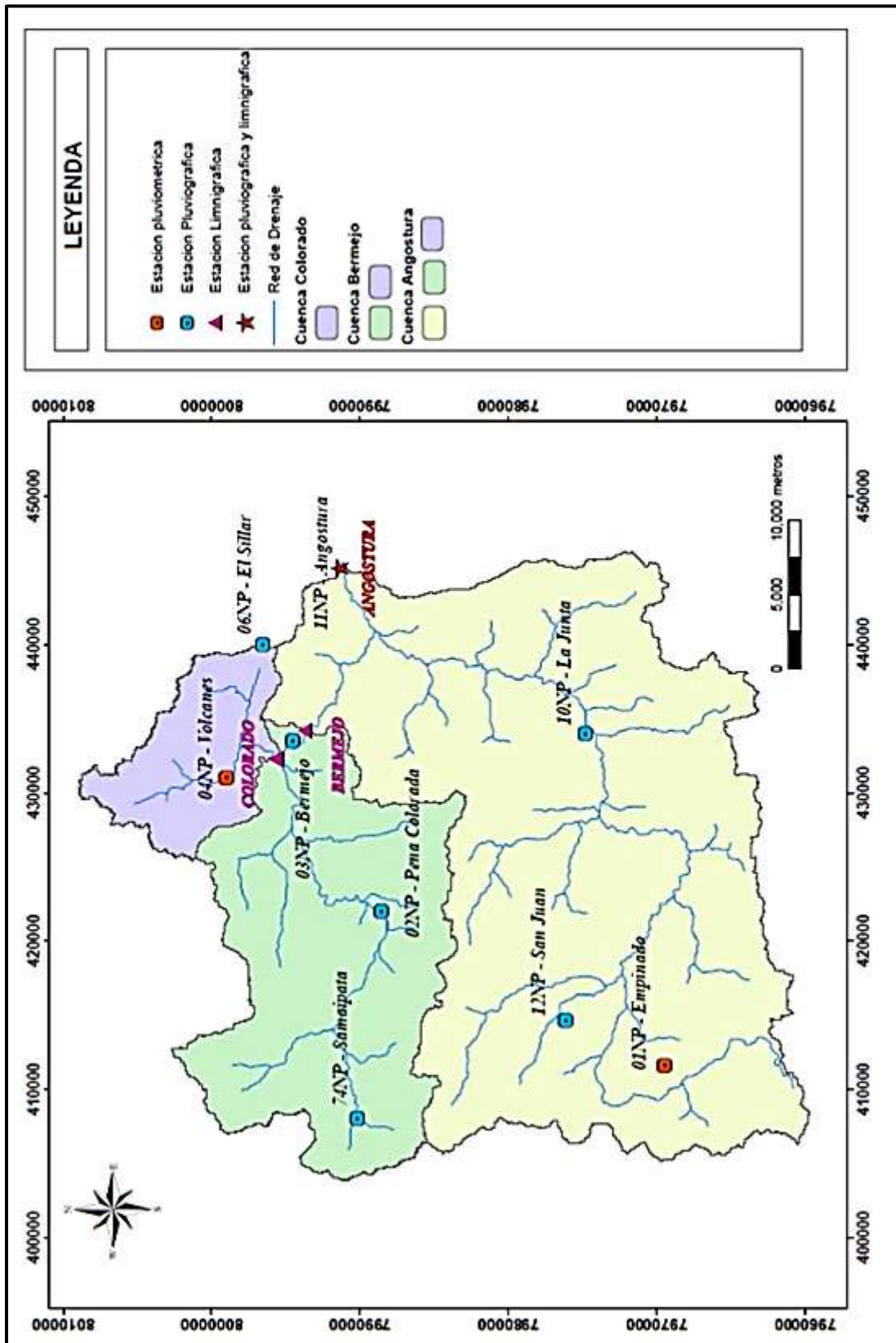


Figura 4.1.- Estaciones de medición de lluvia y limnigraficas utilizadas en el estudio.

TABLA 4.1
Tabla de datos disponibles

<i>Datos Medidos</i>	<i>Estaciones disponibles</i>	<i>Datos perdidos %</i>	<i>Observaciones</i>
Precip. Horaria (mm)	02NP – Peña Colorada	32 %	Rango de información de 1986 hasta 1999
	03NP –Bermejo	20%	
	06NP –El Sillar	27%	
	10NP –La junta	20%	
	11NP –Angostura	16%	
	12NP –San Juan	17%	
	74NP –Samaipata	15%	
Precip. Diaria (mm)	01NP – Empinado	10%	Rango de información de 1986 hasta 1999
	04NP – Volcanes	10%	
Caudales horarios(m ³ /s)	COLORADO	-	Rango de información de 1986 hasta 1999
	BERMEJO	-	
	ANGOSTURA	-	

4.2 ANÁLISIS DE HOMOGENEIDAD DE DATOS DE PRECIPITACIÓN

El análisis de homogeneidad de series de valores extremos máximos de precipitación, solo fue realizado para las series anuales de precipitación máxima diaria, ya que estas series fueron usadas para la determinación de coeficientes de desagregación.

El método empleado para este propósito es la prueba de hipótesis de Mann-Kendall, anteriormente presentada en el Capítulo 2.

Las tablas 4.2 y 4.3 muestran los datos registrados de la estación, así como algunos resultados intermedios de la aplicación del método, destacando que en todos los casos se determinó que las series anuales de precipitación máxima diaria son homogéneas.

Se aclara que se está usando el “año hidrológico”, teniendo como inicio de este periodo el mes de Agosto y su finalización el mes de Julio del próximo año.

TABLA 4.2*Tabla de datos disponibles de precipitación de máximo diario anual para cada estación.*

Estaciones		VOLCANES	SILLAR	BERMEJO	PEÑA COLORADA	LA JUNTA	ANGOSTURA	EMPINADO	SAN JUAN	SAMAIPATA
N	Año hidrológico	Precip. (mm)	Precip. (mm).	Precip. (mm).	Precip. (mm)	Precip. (mm)	Precip. (mm)	Precip. (mm)	Precip. (mm)	Precip. (mm).
1	1986-1987	72.5	63.3	58.6	97.3	81.6	69.2	98.6	60.1	67.5
2	1987-1988	75.5	69.8	71.0	72.0	82.4	81.9	70.7	58.7	77.1
3	1988-1989	76.5	100.5	82.3	76.1	63.5	108.1	35	54.4	76.8
4	1989-1990	78.8	74.0	63.7	73.2	98.3	67.5	40.4	41.0	32.6
5	1990-1991	96.4	109.5	81.9	73.2	86.8	104.6	62.5	38.7	62.6
6	1991-1992	106.8	92.5	110.5	81.3	130.8	96.6	165.7	69.9	63.5
7	1992-1993	103.8	88.6	78.8	57.8	90.8	82.1	160.8	97.7	58.0
8	1993-1994	99.5	121.7	98.2	70.0	95.0	85.5	90.6	82.5	60.7
9	1994-1995	118.2	91.6	95.9	79.4	98.6	84.5	145.4	100.0	64.7
10	1995-1996	80.0	70.0	82.8	119.4	101.0	67.1	69.1	67.6	71.5
11	1996-1997	90.0	112.3	70.7	59.7	99.5	114.0	90.2	45.9	36.7
12	1997-1998	115.3	79.0	106.2	85.8	71.8	87.4	116.3	63.3	49.9
13	1998-1999	85.3	61.0	62.8	114.0	64.5	71.5	59.2	53.2	41.1

TABLA 4.3
Tabla de resultados del test de Mann Kendall

TABLA DE RESULTADOS						
Estaciones	S	N	V	α	V critico	Calidad
Volcanes	36	13	2.14	1%	2.33	Homogéneo
Sillar	4	13	0.18	1%	2.33	Homogéneo
Bermejo	14	13	0.79	1%	2.33	Homogéneo
Peña Colora	10	13	0.55	1%	2.33	Homogéneo
La Junta	14	13	0.79	1%	2.33	Homogéneo
Angostura	2	13	0.06	1%	2.33	Homogéneo
Empinado	42	13	2.50	0.5%	2.58	Homogéneo
San Juan	4	13	0.18	1%	2.33	Homogéneo
Samaipata	28	13	1.77	1%	2.33	Homogéneo

4.3 SELECCIÓN DE EVENTOS LLUVIA - CAUDAL

Conociendo la disponibilidad de datos de lluvia y caudal para el estudio, se realiza la identificación y selección de eventos máximos para cada cuenca, que servirán para calibrar y verificar los parámetros del modelo hidrológico utilizado.

En principio, se determinó un evento extremo para cada uno de los trece años con datos disponibles, realizando un análisis visual de los hidrogramas y hietogramas obtenidos para cada cuenca, adoptando los eventos que presentaron una relación coherente entre precipitación – caudal, tiempo de concentración y forma del hidrograma.

Una vez empleado el procedimiento descrito en el párrafo anterior, se adoptaron entre siete a ocho eventos extremos (de los trece) para cada cuenca, reservando para cada modelo hidrológico, tres eventos para calibración de los parámetros del modelo y los otros tres para su verificación. Esta preselección se lo hizo, primero por que existían eventos que presentaban inconsistencias en los datos registrados de lluvia caudal y segundo para tratar de establecer la información más útil y representativa sobre la cuenca real.

Se tiene que tomar en cuenta que los eventos seleccionados para calibración y verificación no siempre pueden ser los mismos para cada modelo hidrológico, es por eso que se tiene previamente seleccionado entre siete a ocho eventos, considerándose los mejores para aplicarlos en cada modelo.

Una descripción más detallada del procedimiento seguido, para la selección de eventos de lluvia – caudal, es proporcionada a continuación.

Pasos empleados para seleccionar un evento de lluvia – caudal

1. Teniendo los datos de caudales a nivel horario, se encuentra la fecha y la hora del caudal máximo registrado dentro del año hidrológico.
2. Se obtienen los hidrogramas que se formaron a partir del caudal máximo registrado. El inicio y finalización del hidrograma queda marcado con la identificación del caudal base que se presenta antes y después del evento extremo.
3. Teniendo el intervalo de tiempo en que se registra todo el hidrograma y la fecha y hora en que se registró el caudal máximo, trasladarse a los registros de precipitaciones de cada estación para obtener las precipitaciones máximas. Tomando en cuenta las estaciones pluviográficas que se encuentran dentro de cada cuenca.
4. En los registros de cada estación pluviográfica, se verifica si evidentemente existió lluvia asociada a los registros de caudal máximo, si esto no se cumple se desecha el evento y se busca otro en el mismo año.
5. Una vez asegurada la presencia de datos de lluvia y caudal extremos para cada evento, se procede con el cálculo de la precipitación promedio para cada cuenca, usando en esta etapa el método de polígonos de Thiessen, presentado en el Anexo C

En los próximos subcapítulos, se presentan ilustraciones gráficas de la precipitación promedio y caudal para cada una de las cuencas del estudio, destacando si el evento en particular es usado en la etapa de calibración o validación. En el Anexo C, se presentan las tablas correspondientes del evento completo tal como ha sido usado en las distintas etapas de la modelación hidrológica.

4.3.1 Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca Colorado

Para la cuenca Colorado, se seleccionaron ocho eventos de caudal máximo que se utilizaran en los modelos hidrológicos, principalmente para los modelos de hidrogramas unitarios por mínimos cuadrados suavizados y de Clark.

Como se explicó anteriormente, para la cuenca Colorado, se seleccionaron siete eventos de los trece obtenidos, considerados los mejores eventos de la cuenca para su uso en los modelos hidrológicos.

Un resumen en el que se muestran los eventos seleccionados, es proporcionado en la Tabla 4.4

TABLA 4.4
Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Colorado

EVENTO	AÑO HIDROLOGICO
<i>Primero</i>	1992-1993
<i>Segundo</i>	1993-1994
<i>Tercero</i>	1994-1995
<i>Cuarto</i>	1995-1996
<i>Quinto</i>	1996-1997
<i>Sexto</i>	1997-1998
<i>Séptimo</i>	1998-1999

A continuación, para cada evento en particular, se presenta una tabla con datos generales y una Figura que ilustra la precipitación promedio y el caudal correspondiente, reiterando que las tablas de datos se encuentran en el Anexo C

➤ Primer evento (1992-1993) – Cuenca Colorado

TABLA 4.5

Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Colorado.

PRIMER EVENTO	
Cuenca	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	111.715 (m ³ /s)
Año hidrológico	1992-1993
Fecha de inicio del evento	31/12/1992 – 06:00 p.m.
Fecha de final del evento	02/01/1993 – 06:00 p.m.

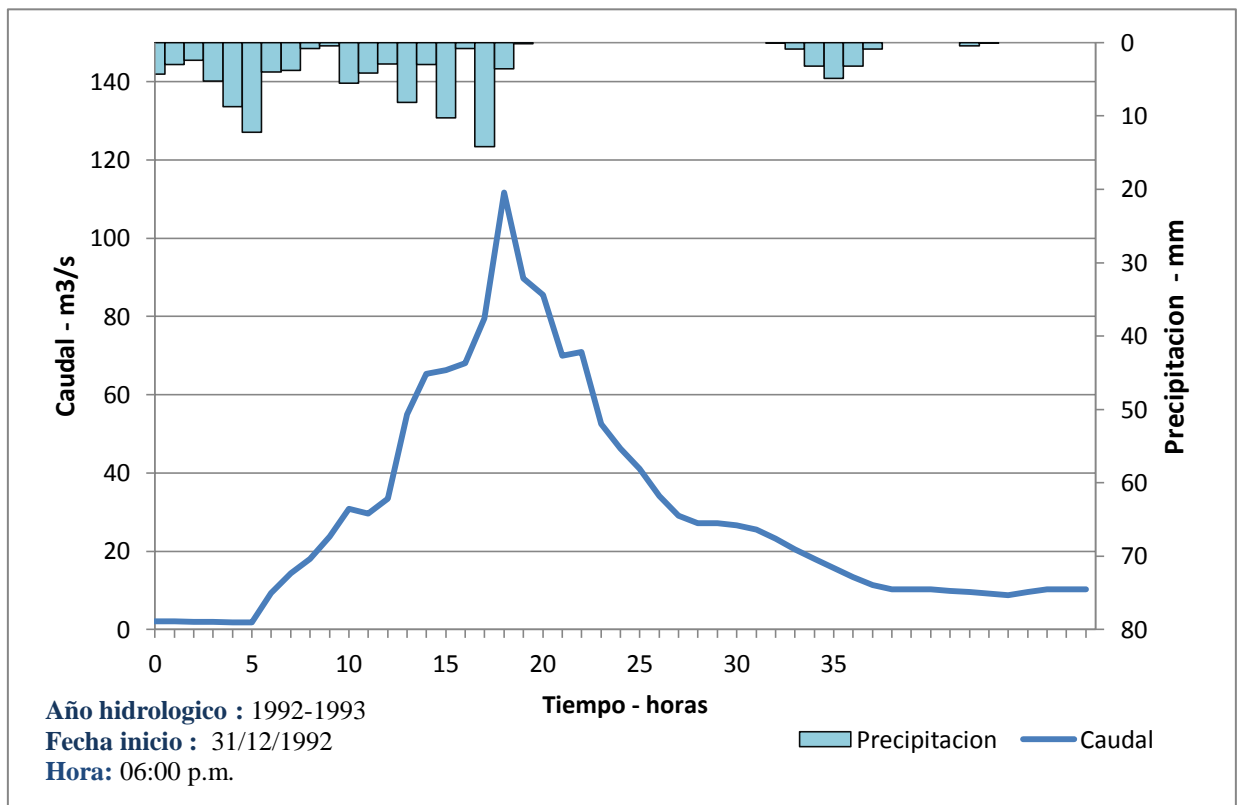


Figura 4.2 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Colorado.

➤ Segundo evento (1993-1994) – Cuenca Colorado

TABLA 4.6

Detalles del segundo evento seleccionado – Cuenca Colorado.

SEGUNDO EVENTO	
Cuenca	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	176.690 (m ³ /s)
Año hidrológico	1993-1994
Fecha de inicio del evento	30/08/1993 – 12:00 a.m.
Fecha de final del evento	31/08/1993 – 12:00 a.m.

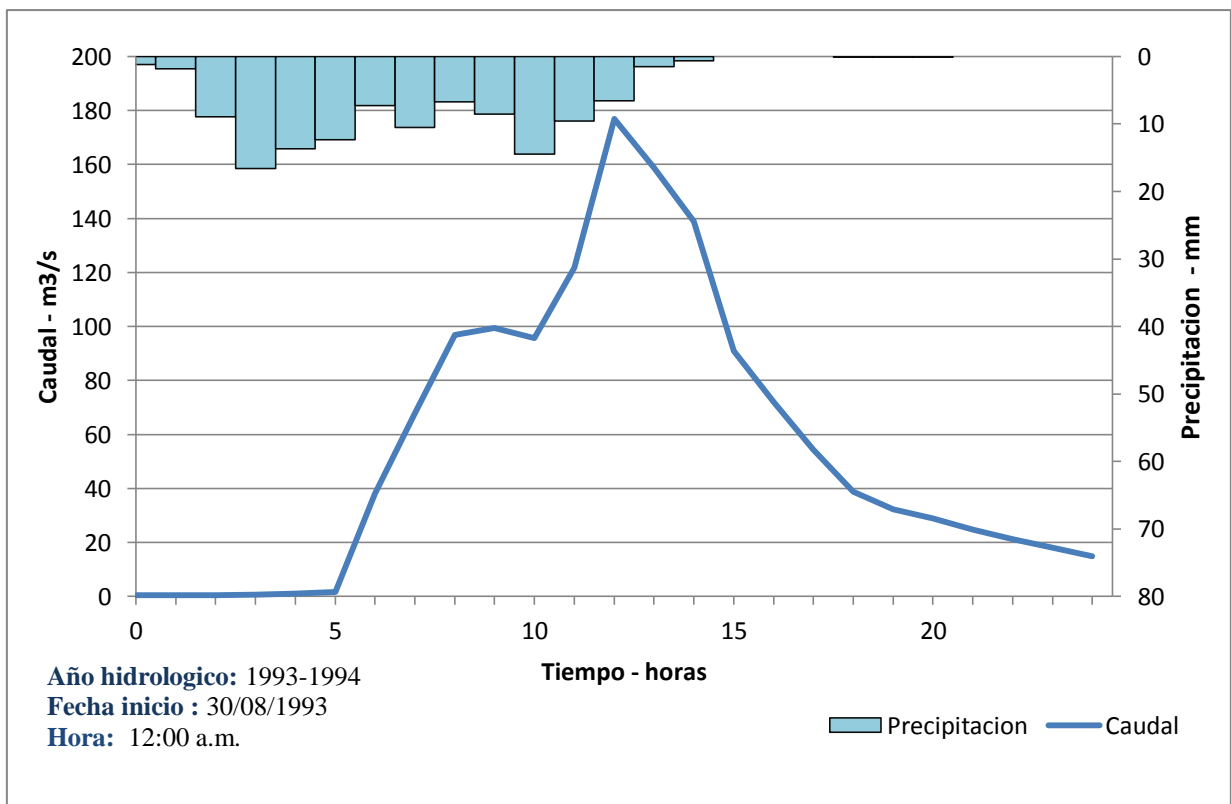


Figura 4.3 - Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Colorado.

➤ Tercer evento (1994-1995) – Cuenca Colorado

TABLA 4.7

Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Colorado

TERCER EVENTO	
Cuenca	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	96.256 (m ³ /s)
Año hidrológico	1994-1995
Fecha de inicio del evento	12/03/1995 – 09:00 p.m.
Fecha de final del evento	13/03/1995 – 09:00 p.m.

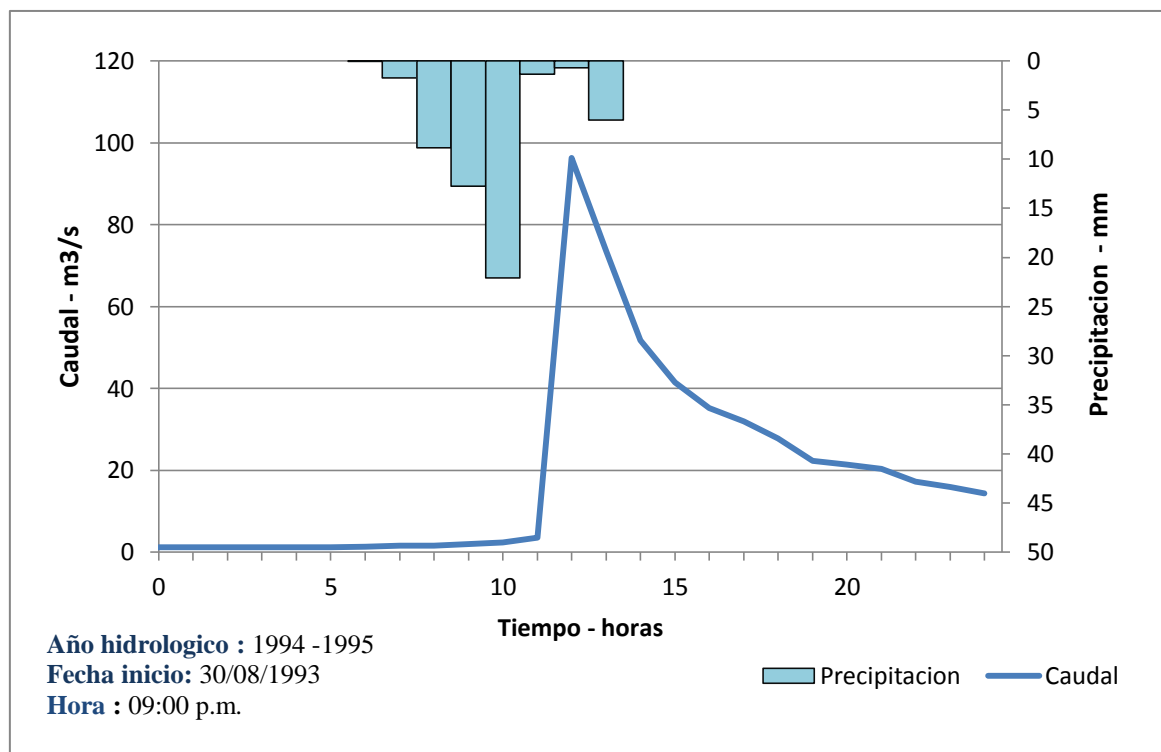


Figura 4.4 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado.

➤ **Cuarto evento (1995-1996) – Cuenca Colorado**

TABLA 4.8

Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Colorado

CUARTO EVENTO	
Cuenca	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	111.428 (m ³ /s)
Año hidrológico	1995-1996
Fecha de inicio del evento	13/01/1996 – 11:00 p.m.
Fecha de final del evento	14/01/1996 – 11:00 p.m.

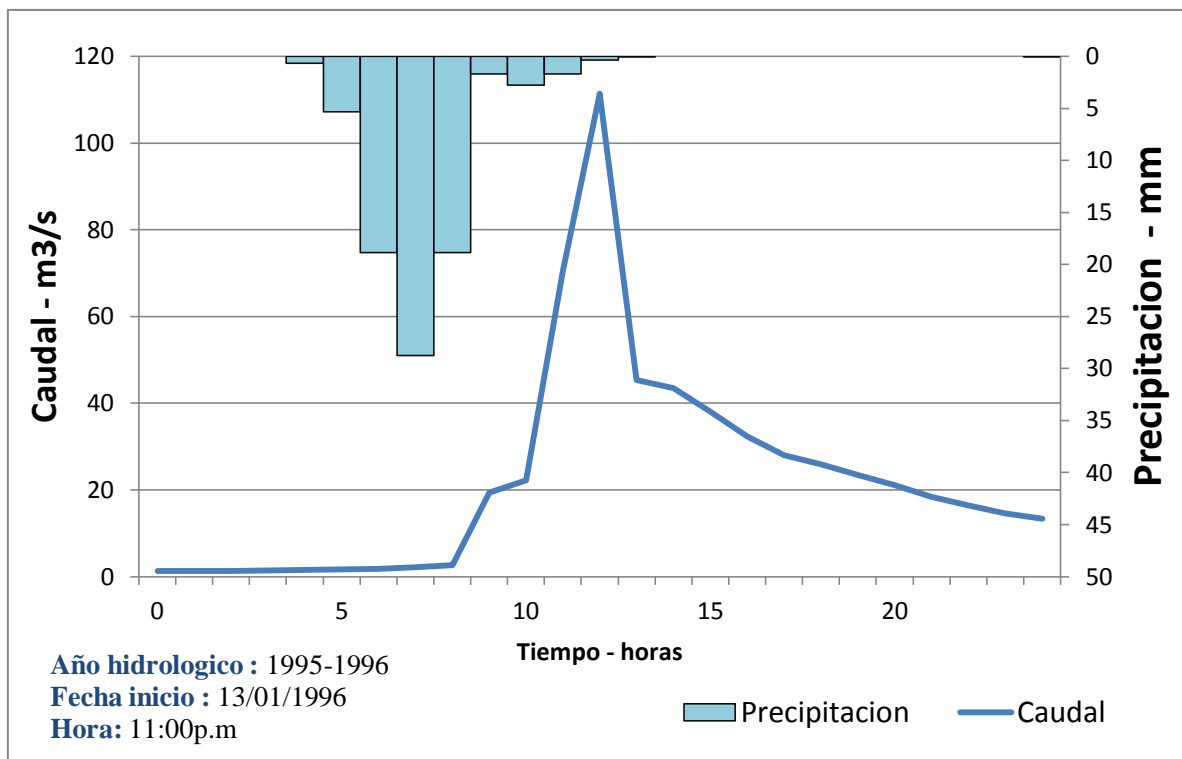


Figura 4.5 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Colorado.

➤ Quinto evento (1996-1997) – Cuenca Colorado

TABLA 4.9

Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Colorado

QUINTO EVENTO	
Cuenca:	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	117.682 (m ³ /s)
Año hidrológico:	1996-1997
Fecha de inicio del evento:	30/01/1997- 12:00 p.m.
Fecha final del evento:	01/02/1997 – 06:00 a.m.

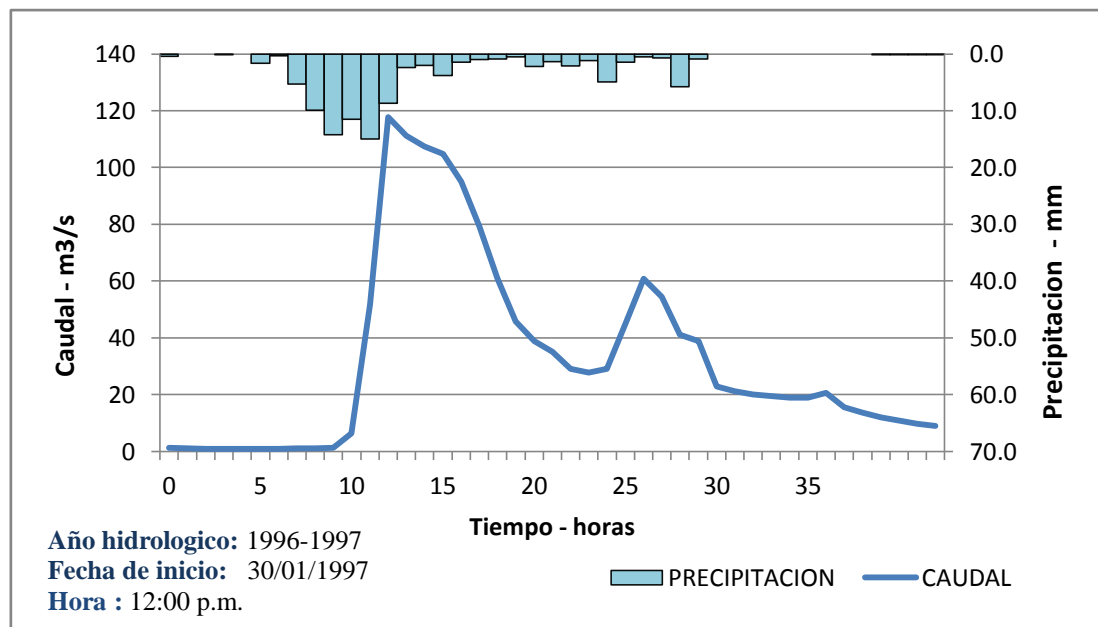


Figura 4.6.- Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Colorado

➤ Sexto evento (1997-1998) – Cuenca Colorado

TABLA 4.10

Detalles del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado

SEXTO EVENTO	
Cuenca:	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	215.361 (m ³ /s)
Año hidrológico:	1997-1998
Fecha de inicio del evento:	19/02/1998 – 02:00 a.m.
Fecha de final del evento:	20/02/1998 – 02:00 am

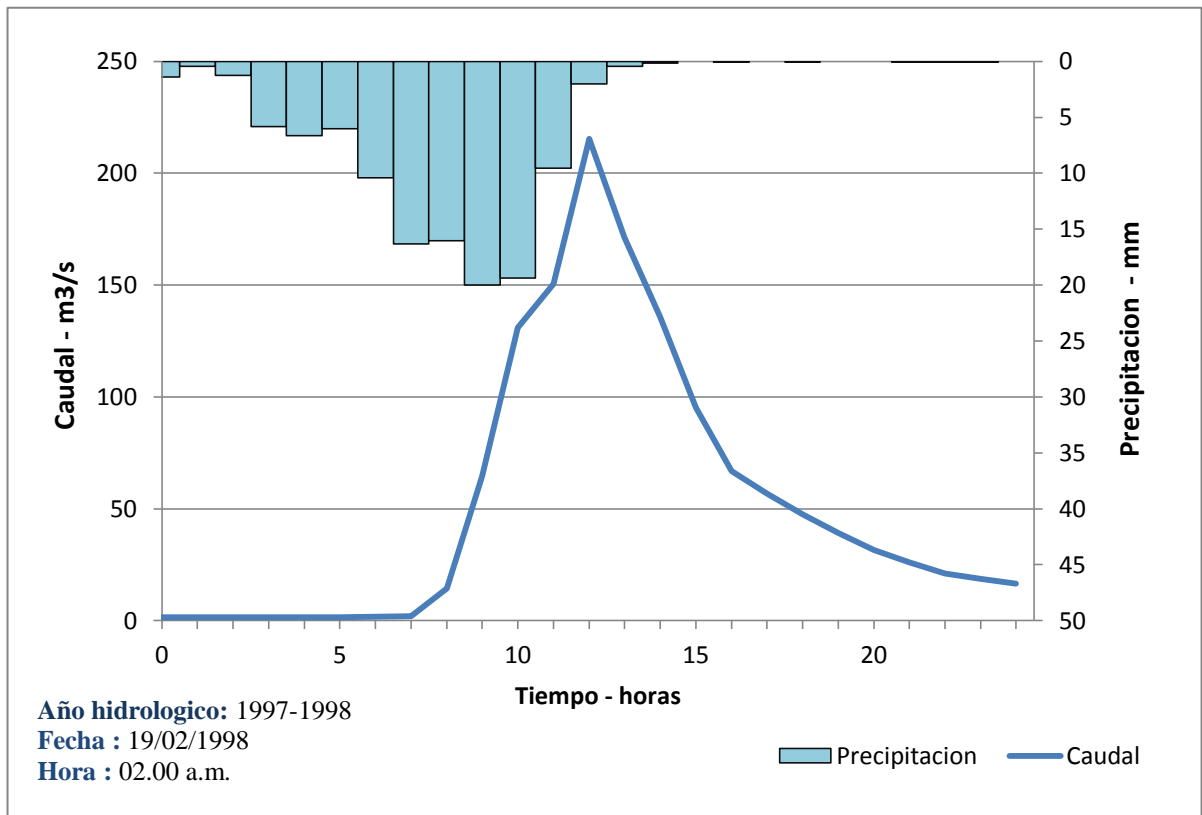


Figura 4.7 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Colorado.

➤ Septimo evento (1998-1999) – Cuenca Colorado

TABLA 4.11

Detalles del septimo evento seleccionado – Cuenca Colorado.

SEPTIMO EVENTO	
Cuenca	Colorado
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	70.821 (m ³ /s)
Año hidrológico	1998-1999
Fecha de inicio del evento	24/11/1998 – 10:00 p.m.
Fecha de final del evento	25/11/1998 – 10:00 p.m.

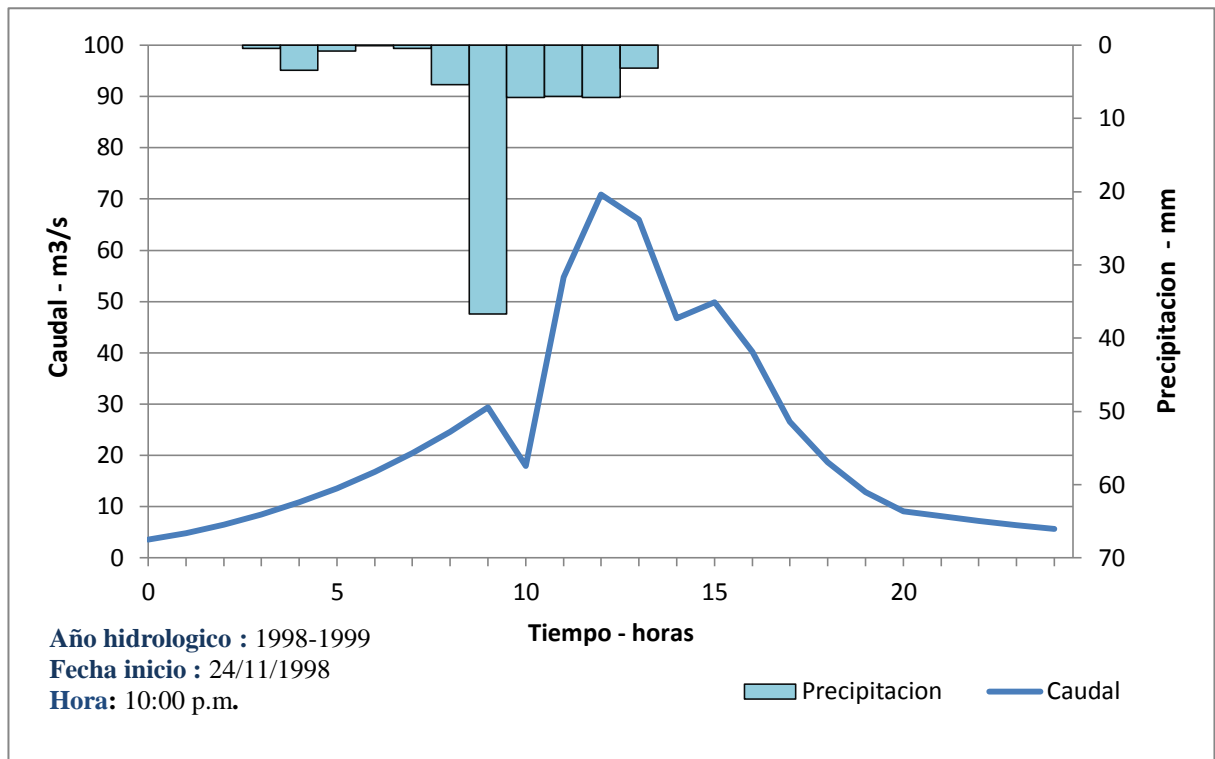


Figura 4.8 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado – Cuenca Colorado.

4.3.2 Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca de Bermejo

Para la cuenca Bermejo, se seleccionaron siete eventos de caudal máximo que se utilizaran en los modelos hidrológicos, principalmente para los modelos de hidrogramas unitarios por mínimos cuadrados suavizados y de Clark.

Como se explicó anteriormente, para la cuenca Bermejo, se seleccionaron siete eventos de los trece obtenidos, considerados los mejores eventos de la cuenca para su uso en los modelos hidrológicos.

Un resumen en el que se muestran los eventos seleccionados, es proporcionado en la Tabla 4.12

TABLA 4.12
Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Bermejo

EVENTO	AÑO HIDROLOGICO
<i>Primero</i>	1986-1987
<i>Segundo</i>	1990-1991
<i>Tercero</i>	1992-1993
<i>Cuarto</i>	1993-1994
<i>Quinto</i>	1994-1995
<i>Sexto</i>	1995-1996
<i>Séptimo</i>	1997-1998

A continuación, para cada evento en particular, se presenta una tabla con datos generales y una figura que ilustra la precipitación promedio para la cuenca y el caudal correspondiente, reiterando que las tablas de datos se encuentran en el Anexo C

➤ Primer evento (1986-1987) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.13

Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Bermejo.

PRIMER EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 06NP –El Sillar 74NP –Samaipata	03NP –Bermejo 10NP –La junta 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	597.59 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1986-1987	
Fecha de inicio del evento	07/02/1987 – 06:00 p.m.	
Fecha de final del evento	10/02/1987 – 05:00 p.m.	

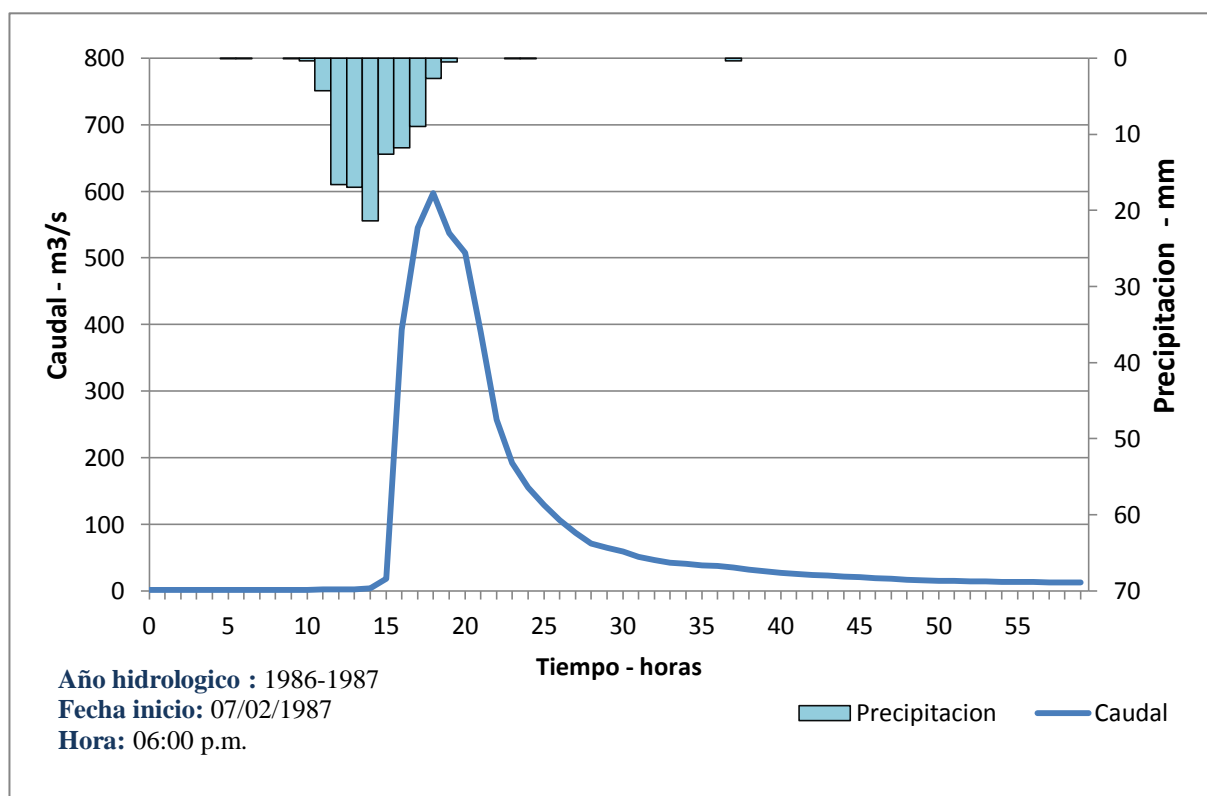


Figura 4.9 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Segundo evento (1990-1991) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.14

Detalles del segundo evento seleccionado – Cuenca Bermejo.

SEGUNDO EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo
	06NP –El Sillar	10NP –La junta
	74NP –Samaipata	04NP - Volcanes
Caudal máximo:	501.8 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1990-1991	
Fecha de inicio del evento	29/01/1990 – 09:00 p.m.	
Fecha de final del evento	01/02/1991 – 02:00 a.m.	

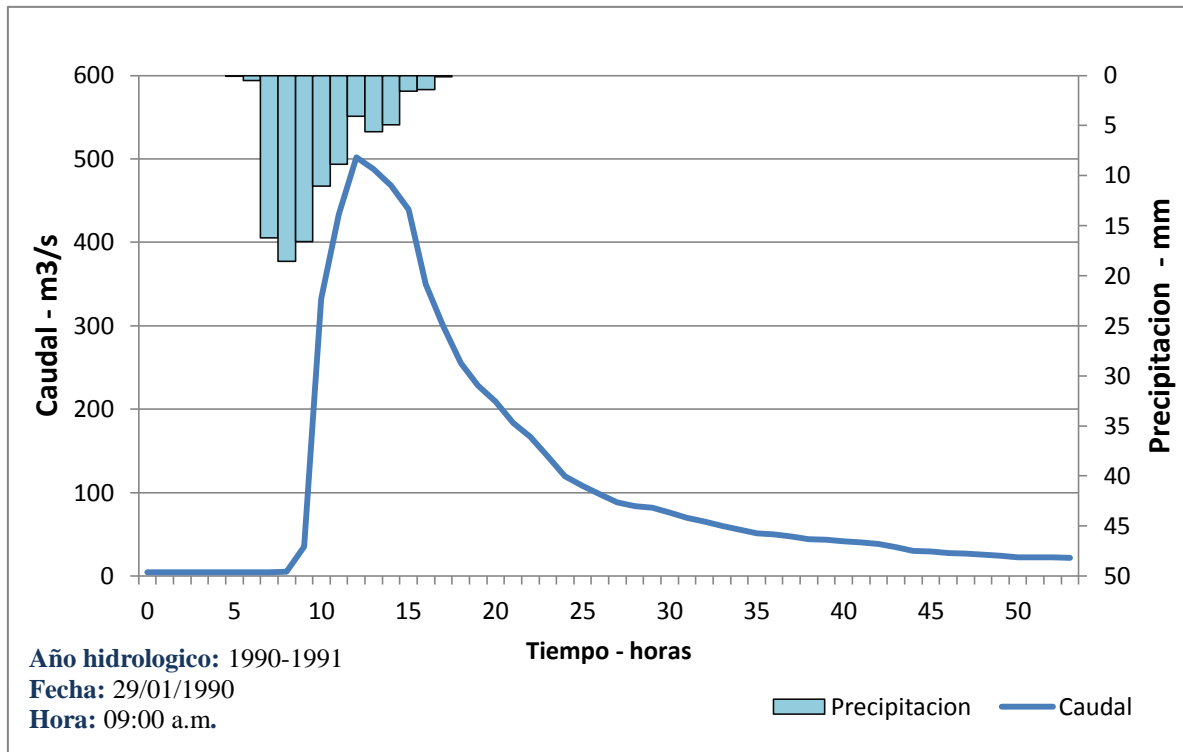


Figura 4.10 - Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Tercer evento (1992-1993) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.15

Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Bermejo.

TERCER EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 06NP –El Sillar 74NP –Samaipata	03NP –Bermejo 10NP –La junta 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	347.627 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1992-1993	
Fecha de inicio del evento	31/12/1992 – 04:00 p.m.	
Fecha de final del evento	02/01/1993 – 07:00 p.m.	

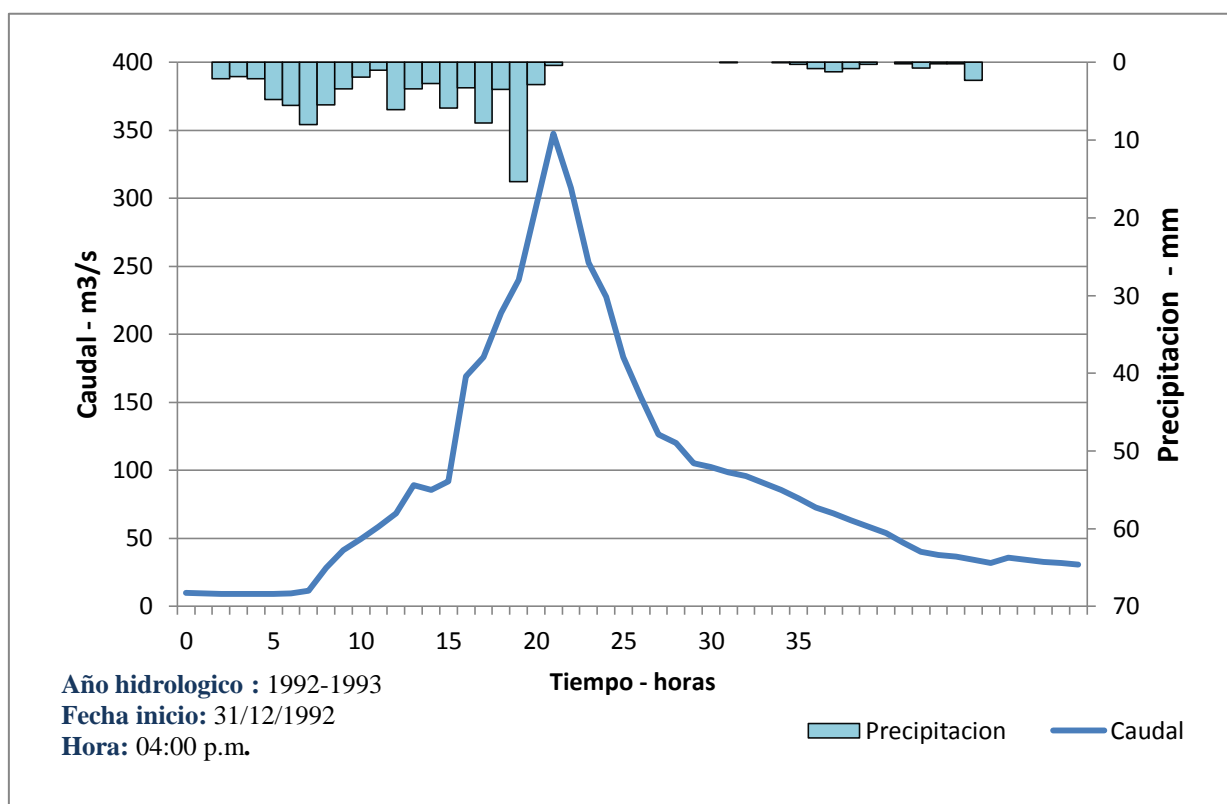


Figura 4.11 - Hidrograma y Hietograma del tercer evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Cuarto evento (1993-1994) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.16

Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Bermejo

CUARTO EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 06NP –El Sillar 74NP –Samaipata	03NP –Bermejo 10NP –La junta 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	357.312 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1993-1994	
Fecha de inicio del evento	30/08/1993 - 08:00 p.m.	
Fecha de final del evento	01/09/1993 – 01:00 p.m.	

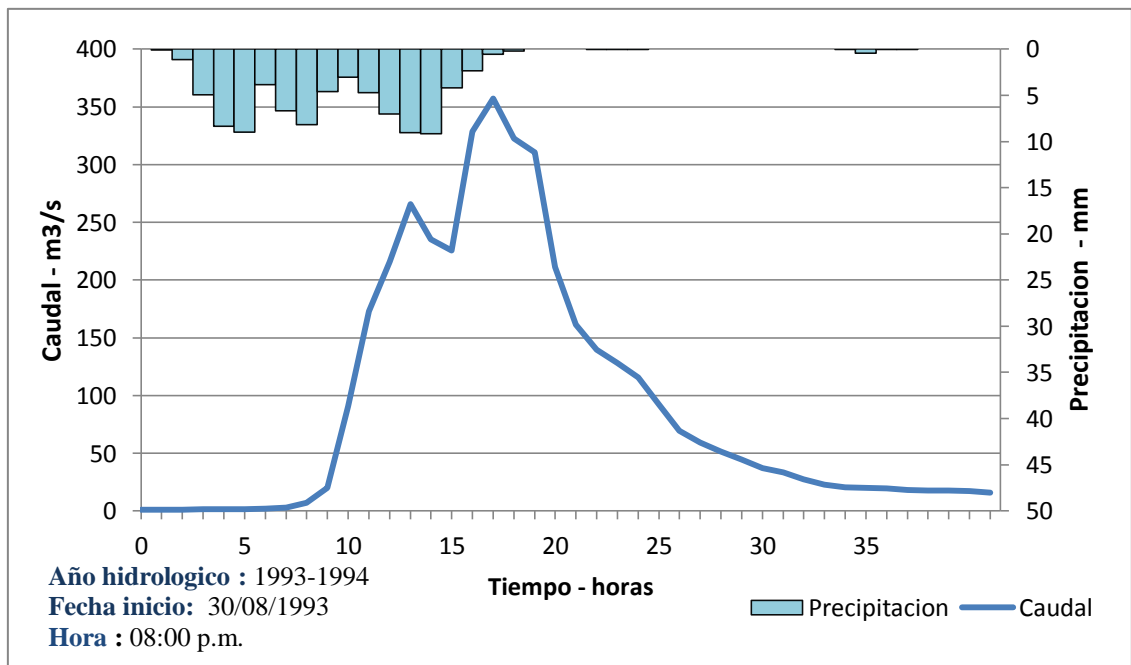


Figura 4.12 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Quinto evento (1994-1995) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.17

Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Bermejo.

QUINTO EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo
	06NP –El Sillar	10NP –La junta
	74NP –Samaipata	04NP - Volcanes
Caudal máximo:	294.354 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1994-1995	
Fecha de inicio del evento	12/03/1995 – 06:00 p.m.	
Fecha de final del evento	14/03/1995 – 05:00 p.m.	

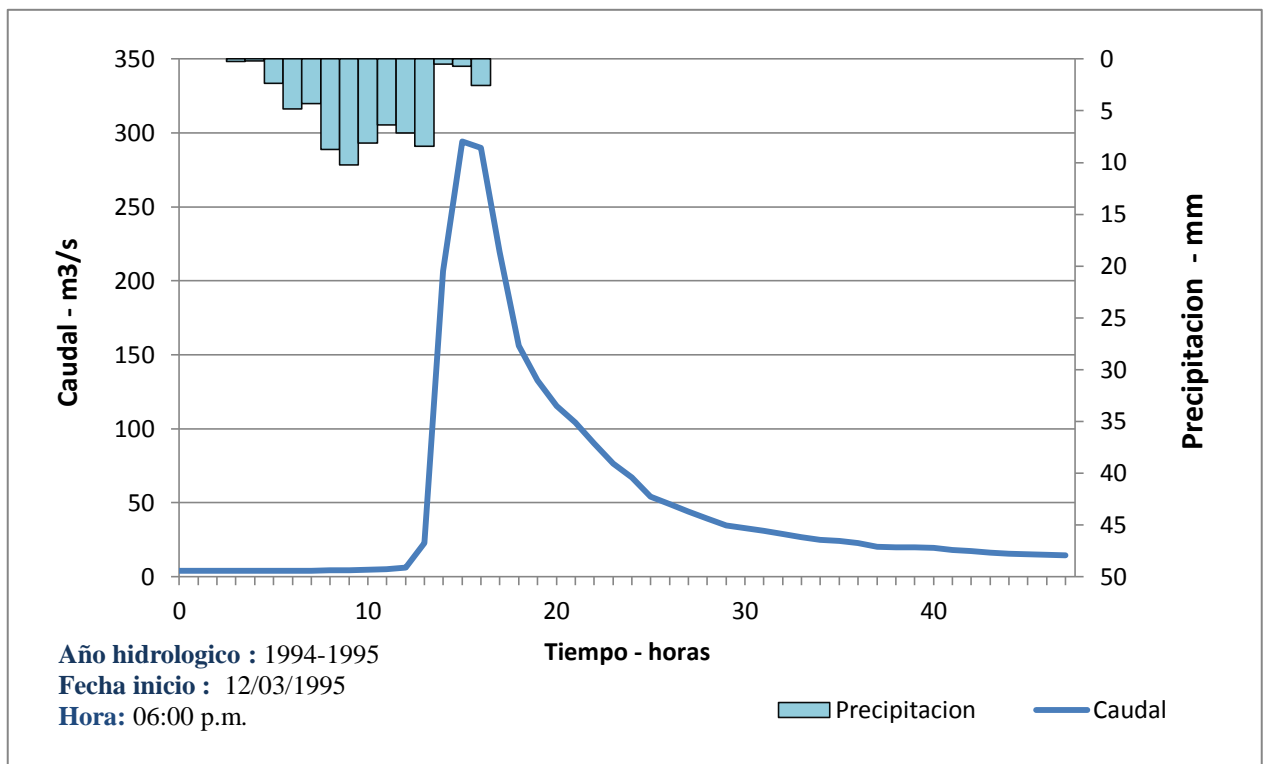


Figura 4.13 - Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Sexto evento (1995-1996) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.18
Detalles del sexto evento seleccionado – Cuenca Bermejo

SEXTO EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 06NP –El Sillar 74NP –Samaipata	03NP –Bermejo 10NP –La junta 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	330.79 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1995-1996	
Fecha de inicio del evento	10/02/1996 – 06:00 p.m.	
Fecha de final del evento	12/02/1996 – 11:00 a.m.	

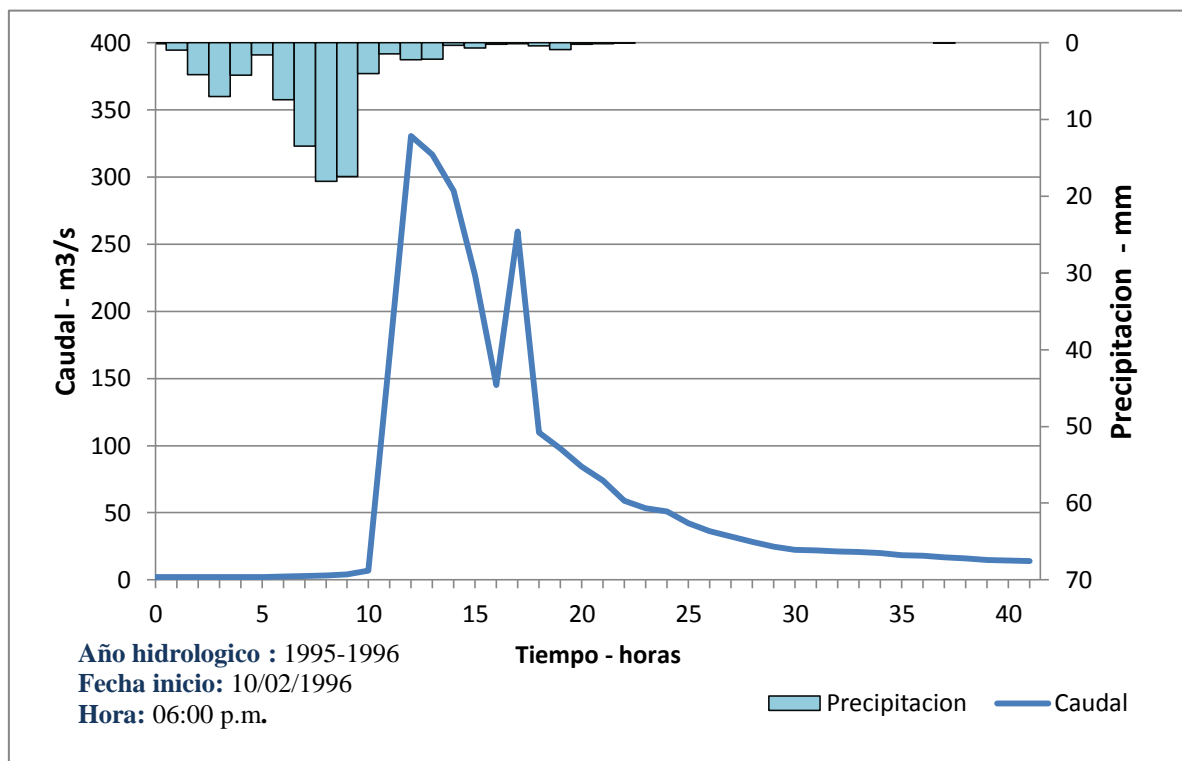


Figura 4.14 - Hidrograma e Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

➤ Séptimo evento (1997-1998) – Cuenca Bermejo

TABLA 4.19

Detalles del séptimo evento seleccionado – Cuenca Bermejo.

SEPTIMO EVENTO		
Cuenca	Bermejo	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 06NP –El Sillar 74NP –Samaipata	03NP –Bermejo 10NP –La junta 04NP - Volcanes
Caudal máximo:	462.026 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1997-1998	
Fecha de inicio del evento	16/02/1998 – 11:00 p.m.	
Fecha de final del evento	21/02/1998 – 08:00 a.m.	

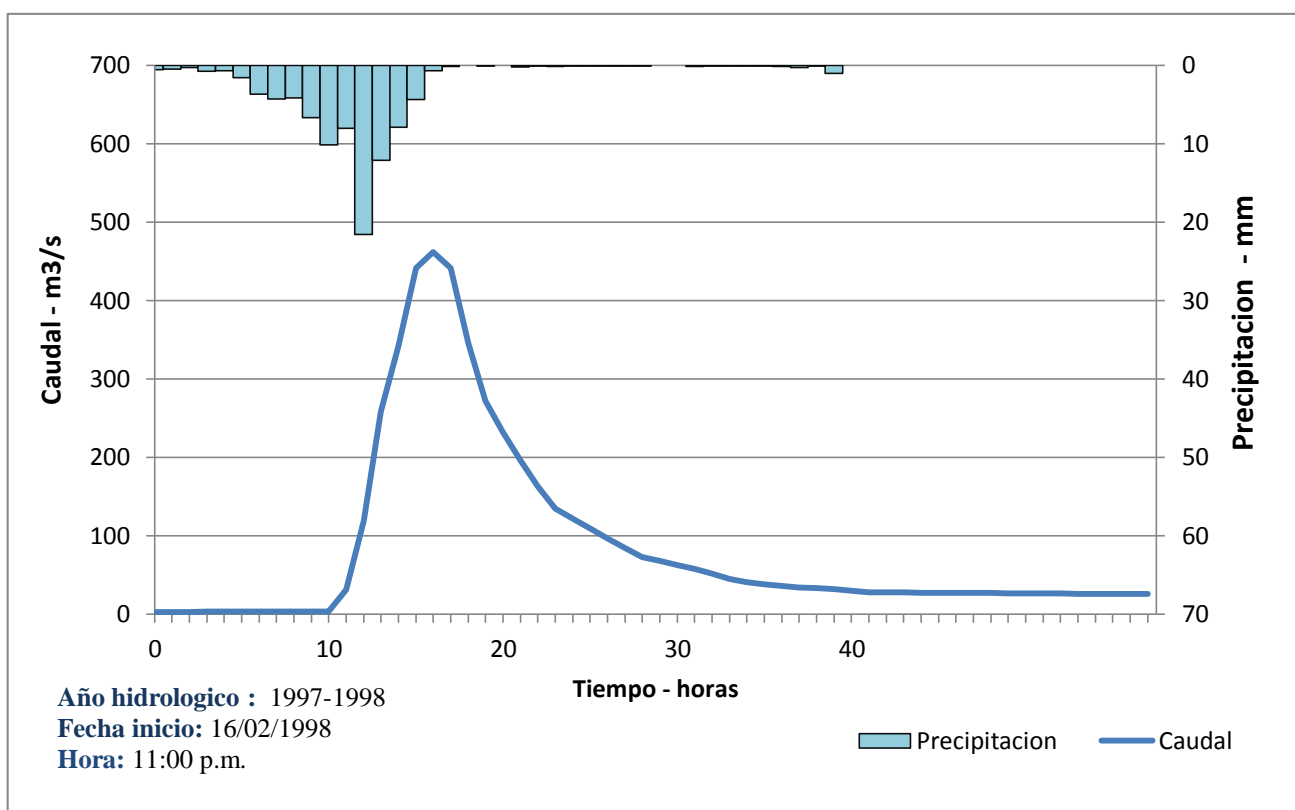


Figura 4.15 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado - Cuenca Bermejo.

4.3.3 Eventos máximos de lluvia-caudal en la cuenca de Angostura

Para la cuenca Bermejo, se seleccionaron ocho eventos de caudal máximo que se utilizaran en los modelos hidrológicos, principalmente para los modelos de hidrogramas unitarios por mínimos cuadrados suavizados y de Clark.

Como se explicó anteriormente, para la cuenca Angostura, se seleccionaron ocho eventos de los trece obtenidos, considerados los mejores eventos de la cuenca para su uso en los modelos hidrológicos.

Un resumen en el que se muestran los eventos seleccionados, es proporcionado en la Tabla 4.20

TABLA 4.20
Lista general de los eventos lluvia caudal en la cuenca de Angostura.

EVENTO	AÑO HIDROLOGICO
<i>Primero</i>	1987-1988
<i>Segundo</i>	1988-1989
<i>Tercero</i>	1990-1991
<i>Cuarto</i>	1992-1993
<i>Quinto</i>	1993-1994
<i>Sexto</i>	1994-1995
<i>Séptimo</i>	1995-1996
<i>Octavo</i>	1997-1998

A continuación, para cada evento en particular, se presenta una tabla con datos generales y una Figura que ilustra la precipitación promedio para la cuenca y el caudal correspondiente, reiterando que las tablas de datos se encuentran en el Anexo C

➤ Primer evento (1987-1988) – Cuenca Angostura

TABLA 4.21

Detalles del primer evento seleccionado – Cuenca Angostura.

PRIMER EVENTO		
Cuenca	Angostura	
	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
Estaciones :	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
	01NP - Empinado	
Caudal máximo:	367.83 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1987-1988	
Fecha de inicio del evento	13/03/1988 – 07:00 p.m.	
Fecha de final del evento	15/03/1988 – 06:00 p.m.	

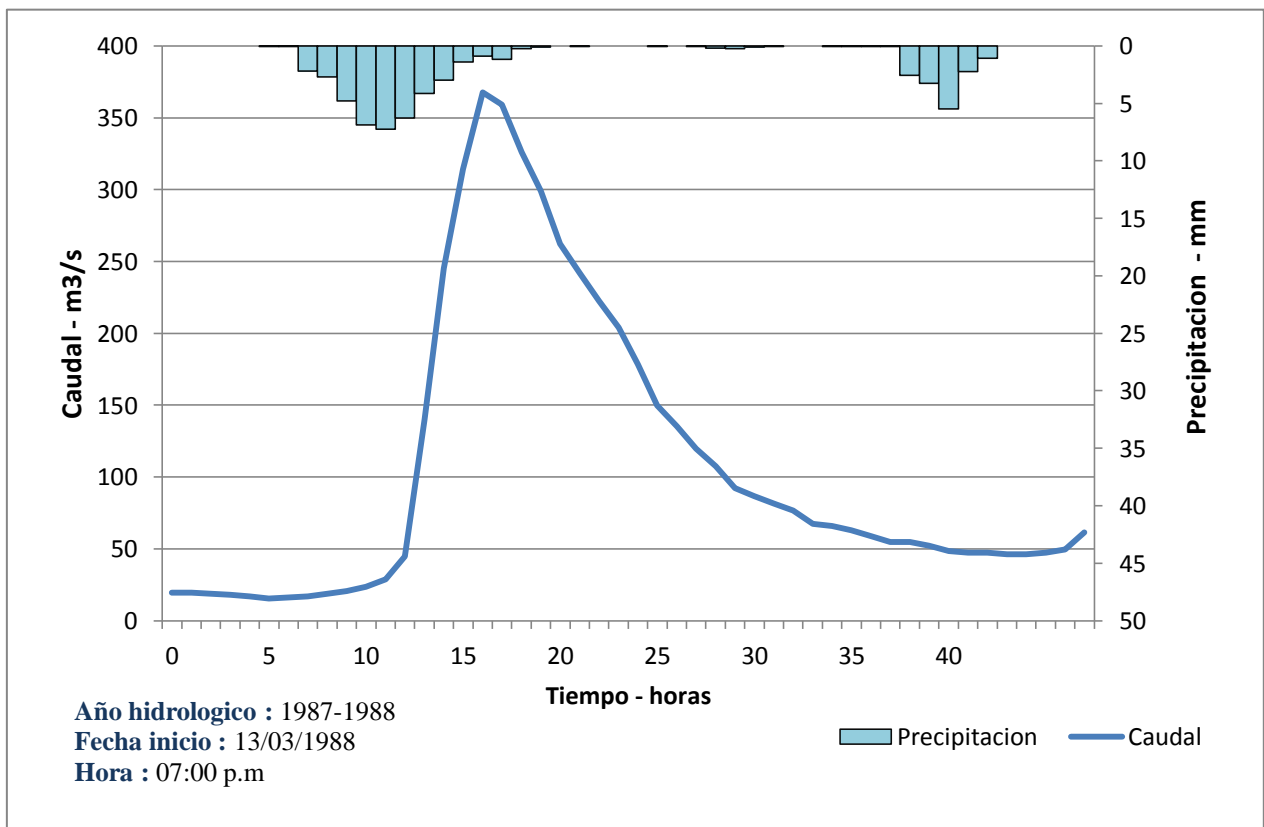


Figura 4.16 - Hidrograma y Hietograma del primer evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Segundo evento (1988-1989) – Cuenca Angostura

TABLA 4.22

Detalles del primer segundo evento seleccionado – Cuenca Angostura

SEGUNDO EVENTO											
Cuenca	Angostura										
Estaciones :	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">02NP – Peña Colorada</td> <td style="width: 50%;">03NP –Bermejo</td> </tr> <tr> <td>06NP –El Sillar</td> <td>10NP –La junta</td> </tr> <tr> <td>11NP –Angostura</td> <td>12NP –San Juan</td> </tr> <tr> <td>74NP –Samaipata</td> <td>04NP – Volcanes</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">01NP - Empinado</td> </tr> </table>	02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo	06NP –El Sillar	10NP –La junta	11NP –Angostura	12NP –San Juan	74NP –Samaipata	04NP – Volcanes	01NP - Empinado	
02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo										
06NP –El Sillar	10NP –La junta										
11NP –Angostura	12NP –San Juan										
74NP –Samaipata	04NP – Volcanes										
01NP - Empinado											
Caudal máximo:	340.126 (m ³ /s)										
Año hidrológico	1988 – 1989										
Fecha de inicio del evento	31/01/1989 – 03:00 p.m.										
Fecha de final del evento	02/02/1989 – 01:00 p.m.										

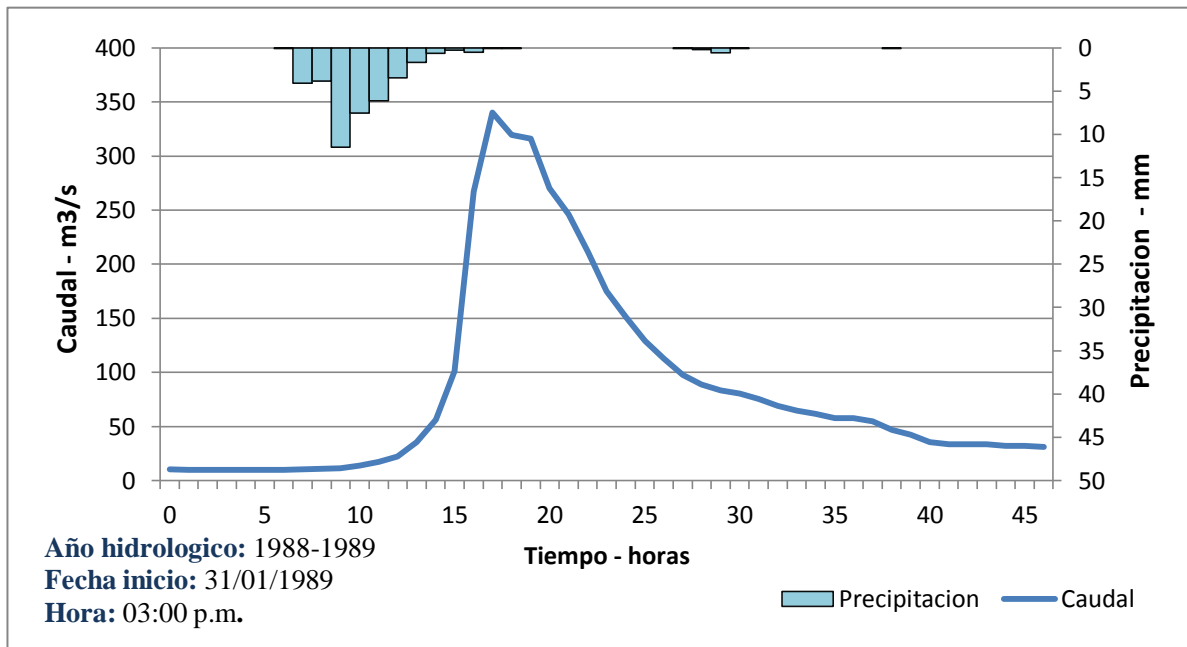


Figura 4.17.- Hidrograma y Hietograma del segundo evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Tercer evento (1990-1991) – Cuenca Angostura

TABLA 4.23

Detalles del tercer evento seleccionado – Cuenca Angostura.

TERCER EVENTO	
Cuenca	Angostura
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP –Bermejo 06NP –El Sillar 10NP –La junta 11NP –Angostura 12NP –San Juan 74NP –Samaipata 04NP – Volcanes 01NP - Empinado
Caudal máximo:	774.806 (m ³ /s)
Año hidrológico	1990-1991
Fecha de inicio del evento	29/01/1991 – 08.00 p.m.
Fecha de final del evento	01/02/1991 – 01:00 a.m.

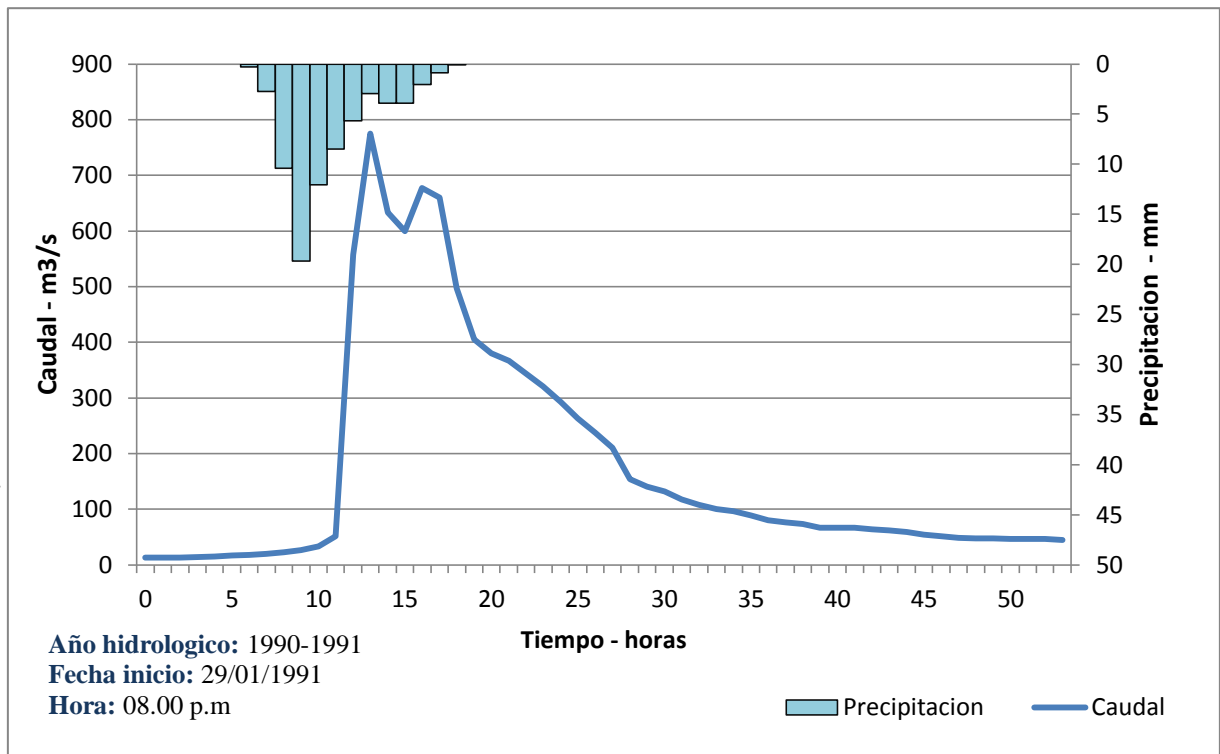


Figura 4.18 - Hidrograma y Hietograma del tercer evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Cuarto evento (1992-1993) – Cuenca Angostura

TABLA 4.24

Detalles del cuarto evento seleccionado – Cuenca Angostura.

CUARTO EVENTO											
Cuenca	Angostura										
Estaciones :	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">02NP – Peña Colorada</td> <td style="width: 50%;">03NP – Bermejo</td> </tr> <tr> <td>06NP – El Sillar</td> <td>10NP – La junta</td> </tr> <tr> <td>11NP – Angostura</td> <td>12NP – San Juan</td> </tr> <tr> <td>74NP – Samaipata</td> <td>04NP – Volcanes</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">01NP - Empinado</td> </tr> </table>	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo	06NP – El Sillar	10NP – La junta	11NP – Angostura	12NP – San Juan	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes		01NP - Empinado
02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo										
06NP – El Sillar	10NP – La junta										
11NP – Angostura	12NP – San Juan										
74NP – Samaipata	04NP – Volcanes										
	01NP - Empinado										
Caudal máximo:	1139.66 (m ³ /s)										
Año hidrológico	1992-1993										
Fecha de inicio del evento	31/12/1992 – 04:00 p.m.										
Fecha de final del evento	03/01/1993 – 07:00 a.m.										

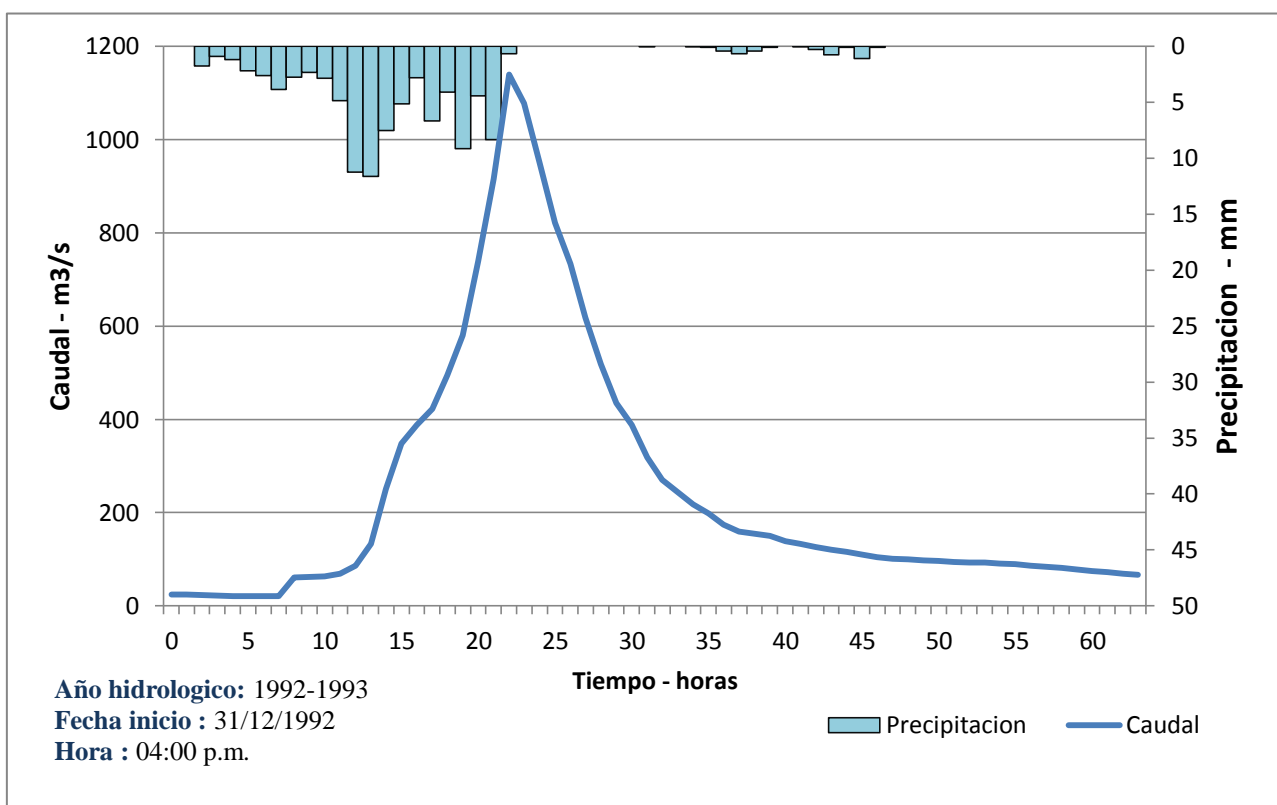


Figura 4.19 - Hidrograma y Hietograma del cuarto evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Quinto evento (1993-1994) – Cuenca Angostura

TABLA 4.25

Detalles del quinto evento seleccionado – Cuenca Angostura.

QUINTO EVENTO		
Cuenca	Angostura	
	02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo
	06NP –El Sillar	10NP –La junta
Estaciones :	11NP –Angostura	12NP –San Juan
	74NP –Samaipata	04NP – Volcanes
	01NP - Empinado	
Caudal máximo:	498.243 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1993-1994	
Fecha de inicio del evento	28/02/1994 – 04:00 p.m.	
Fecha de final del evento	02/03/1994 – 03:00 p.m.	

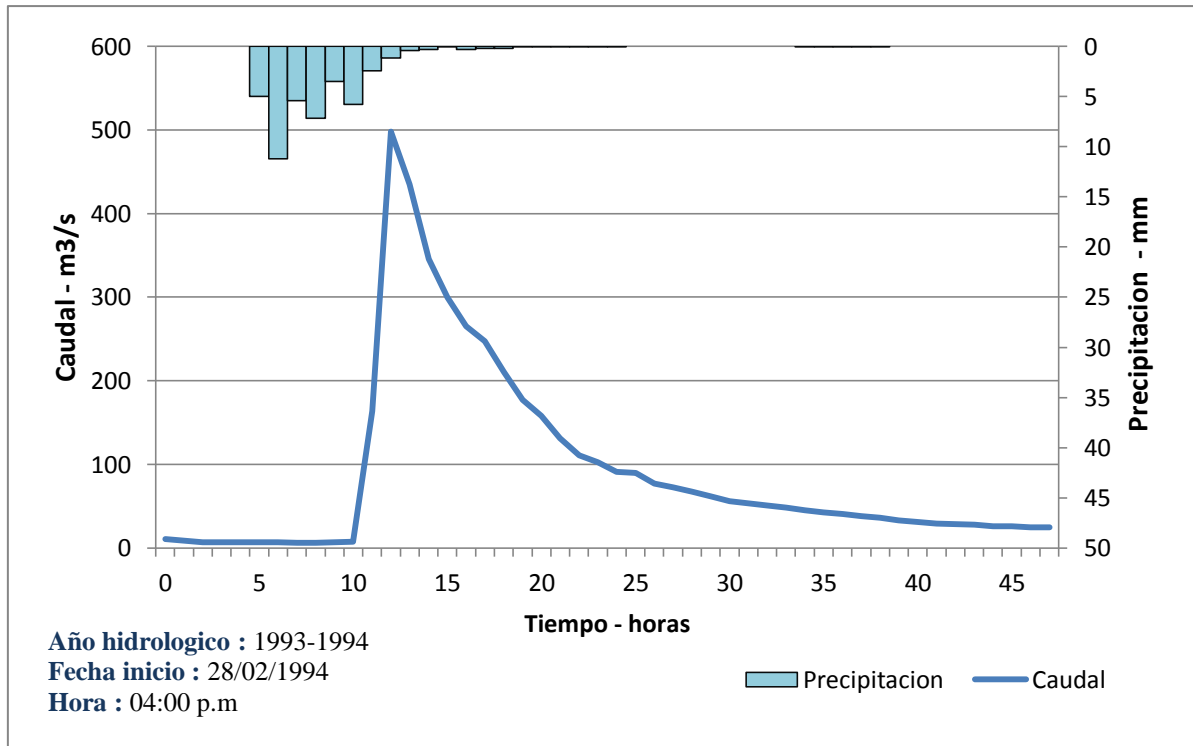


Figura 4.20 - Hidrograma y Hietograma del quinto evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Sexto evento (1994-1995) – Cuenca Angostura

TABLA 4.26

Detalles del sexto evento seleccionado – Cuenca Angostura.

SEXTO EVENTO		
Cuenca	Angostura	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
	01NP - Empinado	
Caudal máximo:	815.3 (m ³ /s)	
Año hidrológico	1994-1995	
Fecha de inicio del evento	12/03/1995 – 06:00 p.m.	
Fecha de final del evento	14/03/1995 – 07:00 p.m.	

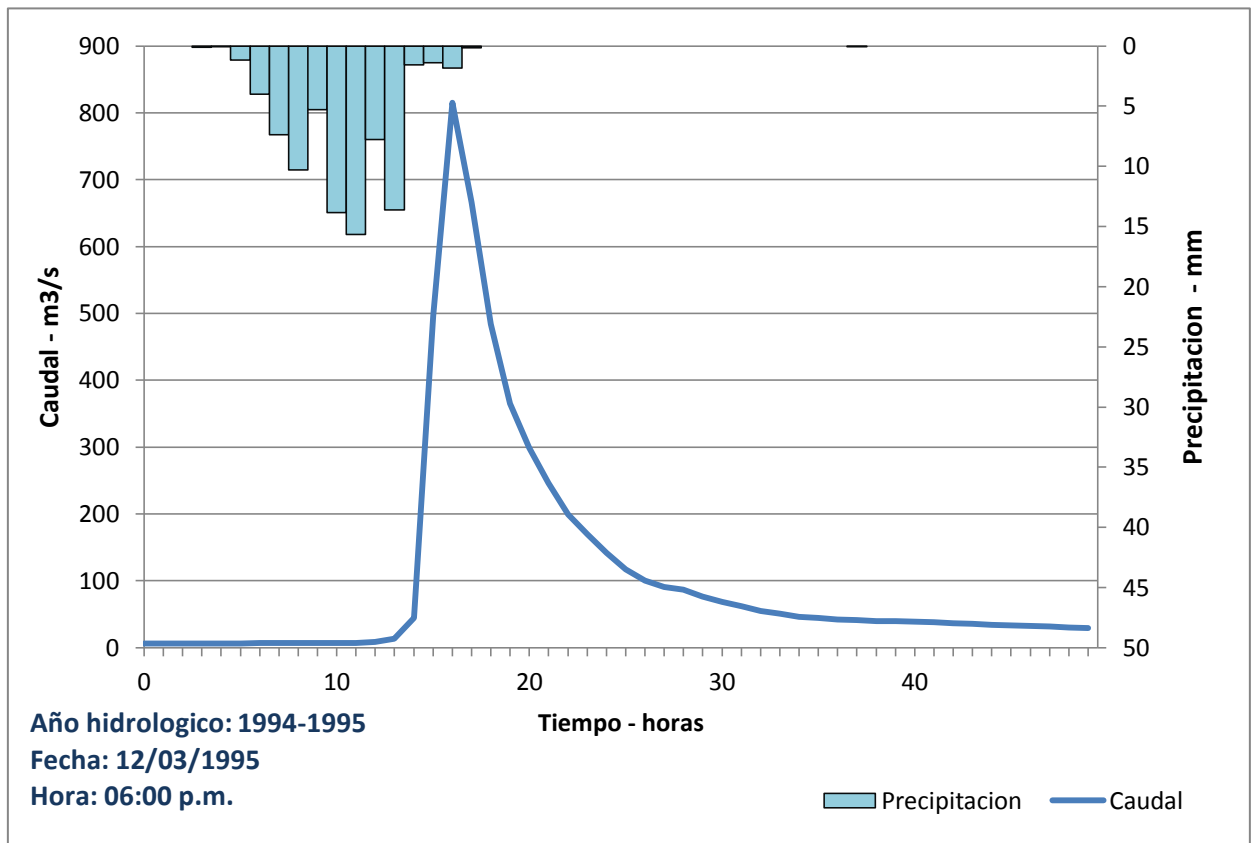


Figura 4.21 - Hidrograma y Hietograma del sexto evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Septimo evento (1995-1996) – Cuenca Angostura

TABLA 4.27

Detalles del septimo evento seleccionado – Cuenca Angostura.

SEPTIMO EVENTO	
Cuenca	Angostura
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La junta 11NP – Angostura 12NP – San Juan 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes 01NP - Empinado
Caudal máximo:	416.786 (m ³ /s)
Año hidrológico	1995 - 1996
Fecha de inicio del evento	14/01/1996 – 01:00 a.m.
Fecha de final del evento	16/01/1996 – 02:00 a.m.

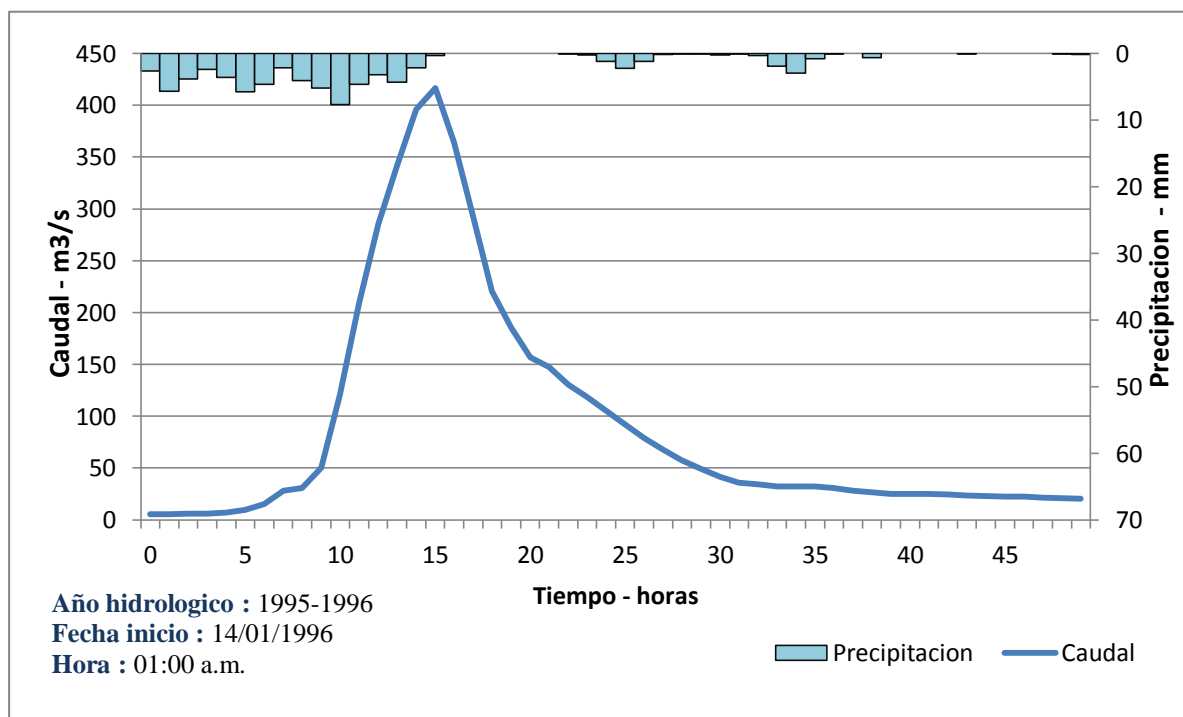


Figura 4.22 - Hidrograma y Hietograma del séptimo evento seleccionado - Cuenca Angostura.

➤ Octavo evento (1997-1998) – Cuenca Angostura

TABLA 4.28

Detalles del octavo evento seleccionado – Cuenca Angostura.

OCTAVO EVENTO											
Cuenca	Angostura										
Estaciones :	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">02NP – Peña Colorada</td> <td style="width: 50%;">03NP –Bermejo</td> </tr> <tr> <td>06NP –El Sillar</td> <td>10NP –La junta</td> </tr> <tr> <td>11NP –Angostura</td> <td>12NP –San Juan</td> </tr> <tr> <td>74NP –Samaipata</td> <td>04NP – Volcanes</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">01NP - Empinado</td> </tr> </table>	02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo	06NP –El Sillar	10NP –La junta	11NP –Angostura	12NP –San Juan	74NP –Samaipata	04NP – Volcanes	01NP - Empinado	
02NP – Peña Colorada	03NP –Bermejo										
06NP –El Sillar	10NP –La junta										
11NP –Angostura	12NP –San Juan										
74NP –Samaipata	04NP – Volcanes										
01NP - Empinado											
Caudal máximo:	700.02 (m ³ /s)										
Año hidrológico	1997-1998										
Fecha de inicio del evento	18/02/1998 – 07:00 p.m.										
Fecha de final del evento	20/02/1998 – 10:00 a.m.										

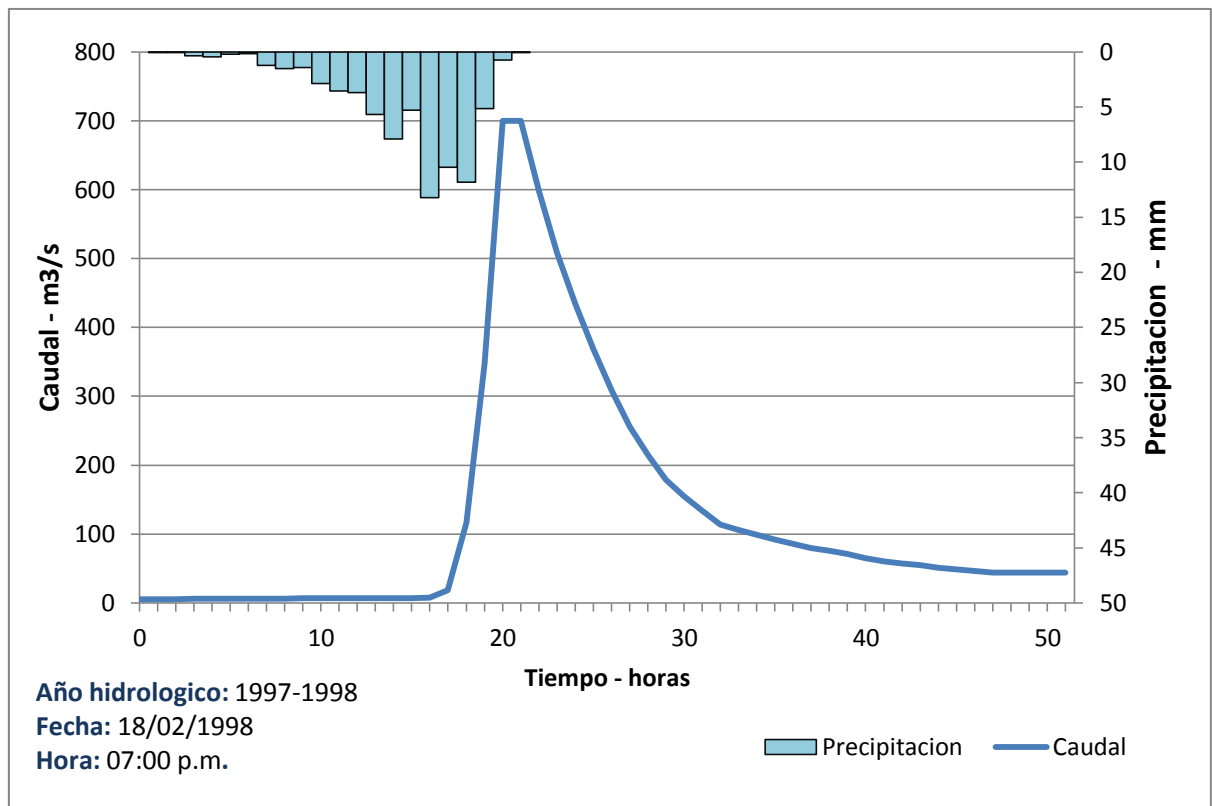


Figura 4.23 - Hidrograma y Hietograma del octavo evento seleccionado - Cuenca Angostura.

4.4 TORMENTAS DE PROYECTO

Cuando se desea obtener el caudal de diseño y se recurre al método de transformación de lluvia en caudal, se requiere determinar la tormenta de proyecto, que se constituye en el dato de entrada al modelo hidrológico utilizado.

Considerando la norma de carreteras de la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras) , se recomienda que la duración total de las tormentas de proyecto está en función del tiempo de concentración de la cuenca; considerando esto se establece usar una tormenta de duración total de 6 horas para las cuencas Angostura y Bermejo , y para la cuenca Colorado de 3 horas.

La metodología de obtención de tormentas de proyecto se encuentra descrita en la sección 2.4, siendo aquí utilizada, aplicando las adaptaciones necesarias en función de si los datos con que se cuenta provienen de estaciones pluviográficas o pluviométricas, recordando que en el presente caso de estudio se cuenta con siete estaciones del primer tipo y dos estaciones pluviométricas, tal como se muestra en la Tabla 4.1.

4.4.1 Test de bondad de ajuste y selección de función de distribución.

En la aplicación de la metodología de obtención de las tormentas de proyecto, se requiere adoptar una distribución de probabilidad para cada una de las series de precipitación en particular, de acuerdo a lo que se describe en el Capítulo 2, los criterios usados para analizar la bondad del ajuste de una distribución en particular son: La raíz del error cuadrático medio , error cuadrático mínimo y la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov -Smirnov que permiten adoptar las distribuciones mostradas en la Tabla 4.29

El procedimiento detallado para adopción de la distribución de probabilidad adecuada para cada estación es presentada en el Anexo C

TABLA 4.29
Estaciones con su función de distribución asignado

<i>ESTACION</i>	<i>Función de distribución asignado</i>
02NP – Peña Colorada	Gumbel
03NP –Bermejo	Log-Normal
06NP –El Sillar	Pearson
10NP –La junta	Log-Normal
11NP –Angostura	Log-normal
12NP –San Juan	Log-normal
74NP –Samaipata	Log-Normal
*01NP – Empinado	Log-Normal
*04NP – Volcanes	Pearson

NOTA: *Estaciones solo con datos máximo diario anual

4.4.2 Obtención de curvas PDF para las estaciones pluviográficas

Para caracterizar las lluvias extremas en cada una de las estaciones pluviográficas, se construyen las curvas: Precipitación-Duración-Frecuencia, en este caso la lámina precipitada en función de la frecuencia esperada o periodo de retorno es manejada con la distribución de probabilidad adoptada, de acuerdo a lo presentado en el subcapítulo anterior.

Considerando que el intervalo de registro pluviográfica es de una hora, se obtienen las PDF para duraciones discretas en múltiplos del intervalo de registro, las Tablas 4.30 a 4.36 muestran las PDF para cada uno de los siete pluviógrafos del estudio. También mencionar que para la serie de datos diarios máximos anuales de la serie *Diario* se obtuvo el acumulado de 7 a.m. a 7 a.m. del día siguiente.

TABLA 4.30

Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 02NP- Peña colorada

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	30.9	48.7	61.5	68.1	74.1	76.5	78.2	
<i>10</i>	40.4	66.2	91.1	105.0	114.2	119.1	121.8	
<i>50</i>	48.7	81.5	117.1	137.4	149.3	156.5	160.0	
<i>100</i>	52.2	88.0	128.0	151.1	164.1	172.2	176.2	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	80.0	80.7	81.9	84.5	87.2	91.0	91.3	78.4
<i>10</i>	123.3	123.8	124.5	125.0	126.2	125.5	125.7	105.9
<i>50</i>	161.3	161.6	162.0	160.6	160.4	155.7	155.8	129.9
<i>100</i>	177.4	177.6	177.8	175.6	174.8	168.5	168.5	140.1

TABLA 4.31

Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 03NP – Bermejo

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	38.5	53.6	62.7	67.9	73.0	75.6	78.4	
<i>10</i>	52.1	73.7	83.4	87.9	94.1	98.0	101.6	
<i>50</i>	62.7	89.4	99.1	102.8	109.7	114.6	118.8	
<i>100</i>	66.8	95.6	105.2	108.6	115.7	121.0	125.5	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	80.1	81.8	83.2	84.4	86.5	90.3	94.0	80.2
<i>10</i>	104.2	107.9	111.7	115.0	117.1	122.2	128.3	103.2
<i>50</i>	122.1	127.6	133.5	138.7	140.7	146.7	154.8	120.1
<i>100</i>	129.1	135.3	142.1	148.0	149.9	156.4	165.3	126.7

TABLA 4.32
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 06NP –El Sillar.

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	59.7	53.1	66.3	73.3	78.6	74.9	76.5	
<i>10</i>	56.1	73.6	83.8	93.8	104.0	120.0	118.9	
<i>50</i>	66.1	90.9	97.0	108.9	123.5	168.3	170.9	
<i>100</i>	69.8	98.0	102.2	114.7	131.2	190.8	193.9	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	78.8	79.7	81.5	85.3	89.4	90.6	91.0	78.0
<i>10</i>	124.5	125.1	126.0	126.4	126.8	126.1	126.5	106.3
<i>50</i>	170.1	169.5	166.7	160.1	154.0	159.5	159.3	132.5
<i>100</i>	191.3	189.5	184.6	174.1	164.1	174.2	173.9	143.6

TABLA 4.33
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 10NP – La Junta

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	35.0	50.9	65.1	72.1	79.1	82.0	84.3	
<i>10</i>	47.4	64.7	80.5	91.2	97.2	100.9	104.2	
<i>50</i>	56.9	74.8	91.5	105.1	110.1	114.4	118.4	
<i>100</i>	60.6	78.7	95.7	110.5	114.9	119.5	123.8	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	85.5	88.5	91.4	93.5	95.0	96.1	97.1	88.0
<i>10</i>	105.9	109.3	114.4	118.6	120.8	122.0	122.2	112.5
<i>50</i>	120.5	124.3	131.0	136.9	139.7	141.0	140.4	130.5
<i>100</i>	126.1	129.9	137.4	143.9	147.0	148.2	147.4	137.5

TABLA 4.34
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 11NP – Angostura

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	41.6	58.9	68.2	71.5	74.4	76.9	79.4	
<i>10</i>	61.6	84.7	93.5	97.3	101.9	106.8	109.5	
<i>50</i>	78.1	105.6	113.1	117.2	123.4	130.4	133.0	
<i>100</i>	84.8	114.0	120.8	125.0	131.9	139.7	142.3	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	82.5	84.2	86.1	89.7	92.5	96.1	96.7	84.9
<i>10</i>	112.1	113.2	116.2	122.2	126.4	133.9	134.9	105.9
<i>50</i>	134.9	135.4	139.2	147.3	152.8	163.7	165.1	121.1
<i>100</i>	143.9	144.1	148.3	157.2	163.2	175.6	177.1	126.9

TABLA 4.35
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 12NP –San Juan

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	24.4	35.0	44.2	48.0	51.6	54.1	56.3	
<i>10</i>	33.4	47.5	62.1	69.2	77.4	81.1	85.6	
<i>50</i>	40.4	57.1	76.2	86.3	99.0	103.7	110.2	
<i>100</i>	43.2	60.9	81.9	93.2	107.8	112.9	120.4	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	58.1	58.8	60.0	61.7	63.8	65.7	66.1	61.5
<i>10</i>	88.8	90.3	92.6	95.7	98.3	99.1	99.8	88.8
<i>50</i>	114.8	117.0	120.5	124.8	127.6	127.1	128.0	110.9
<i>100</i>	125.5	128.0	132.0	136.9	139.8	138.6	139.6	119.8

TABLA 4.36
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 74NP – Samaipata

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	24.2	37.2	45.5	50.0	53.2	54.9	56.8	
<i>10</i>	38.8	57.4	67.8	77.8	82.4	85.7	89.4	
<i>50</i>	51.7	74.6	86.4	101.6	107.5	112.2	117.6	
<i>100</i>	57.1	81.7	94.0	111.5	117.9	123.3	129.4	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	58.1	59.8	60.9	61.7	62.3	62.7	62.7	56.8
<i>10</i>	91.9	91.9	93.0	95.0	94.3	94.2	94.2	80.0
<i>50</i>	121.3	119.2	120.2	123.4	121.1	120.6	120.5	98.5
<i>100</i>	133.6	130.5	131.4	135.2	132.2	131.4	131.3	105.9

4.4.3 Obtención de curvas PDF para las estaciones pluviométricas

Al interior de las cuencas estudiadas, se cuenta adicionalmente con dos estaciones pluviométricas, con la finalidad de aprovechar sus datos y obtener una lluvia mas representativa sobre la cuenca, se incorpora estas estaciones usando un método de desagregación para obtener las láminas precipitadas a intervalos inferiores a un día.

Los coeficientes de desagregación deben ser obtenidos en base a pluviógrafos cercanos a los pluviómetros de interés, que en nuestro caso son las estaciones de Volcanes y Empinado, por lo que se usaran los coeficientes de desagregación de los pluviógrafos de Bermejo y San Juan respectivamente.

En el subcapítulo 2.4.2 se describe la metodología para obtener los coeficientes de desagregación, que aplicada a cada una de las siete estaciones pluviográficas, permite obtener los valores mostrados en la Tabla 4.37.

TABLA 4.37

Coefficientes de desagregación de todas las estaciones con datos completos

COEFICIENTES DE DESAGREGACION							
	02NP	03NP	06NP	10NP	11NP	12NP	74NP
	<i>Peña</i>	<i>Bermejo</i>	<i>El Sillar</i>	<i>La Junta</i>	<i>Angostura</i>	<i>San Juan</i>	<i>Samaipata</i>
0.5 Hr \ 1 Hr	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
1 Hr \ 24 Hr	0.33	0.40	0.58	0.36	0.43	0.36	0.38
6 Hr \ 24 Hr	0.84	0.81	0.79	0.84	0.80	0.82	0.88
8 H \ 24 H	0.88	0.85	0.85	0.88	0.85	0.88	0.93
10 H \ 24H	0.90	0.89	0.88	0.94	0.89	0.91	0.97
12 Hr \ 24 Hr	0.93	0.90	0.90	0.96	0.93	0.93	0.98
24 h \ P. Diaria	1.17	1.17	1.18	1.10	1.14	1.08	1.10

Siguiendo la metodología de uso de los coeficientes de desagregación se obtienen las precipitaciones menores a un día para las estaciones pluviométricas de Volcanes y Empinado, los resultados en términos de PDF, se muestran en las Tablas 4.38 y 4.39

TABLA 4.38

Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 01NP – Empinado

T (años)	Duración (hrs)							
	1	2	3	4	5	6	7	
2	33.0	47.4	59.9	65.0	69.9	73.3	76.3	
10	62.0	89.0	112.5	122.1	131.4	137.7	143.3	
50	90.7	130.1	164.5	178.6	192.1	201.4	209.6	
100	103.7	148.8	188.1	204.3	219.7	230.3	239.7	
T (años)	8	9	10	12	15	20	24	Diario
2	78.7	79.7	81.3	83.6	86.5	89.1	89.6	83.3
10	147.9	149.8	152.7	157.0	162.5	167.3	168.4	156.5
50	216.2	219.0	223.3	229.6	237.6	244.7	246.2	228.9
100	247.3	250.5	255.3	262.5	271.7	279.8	281.6	261.7

TABLA 4.39
Precipitación-Duración-Frecuencia de la estación 04NP –Volcanes

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>							
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	
<i>2</i>	43.7	61.0	71.3	77.2	83.0	86.0	89.1	
<i>10</i>	54.0	75.3	88.1	95.3	102.5	106.3	110.1	
<i>50</i>	61.0	85.0	99.5	107.6	115.7	120.0	124.3	
<i>100</i>	63.6	88.6	103.7	112.2	120.6	125.1	129.6	
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>	<i>Diario</i>
<i>2</i>	91.1	93.0	94.6	96.0	98.4	102.7	106.8	91.2
<i>10</i>	112.5	114.9	116.9	118.6	121.5	126.8	132.0	112.7
<i>50</i>	127.0	129.7	132.0	133.8	137.2	143.2	149.0	127.2
<i>100</i>	132.4	135.3	137.6	139.5	143.0	149.3	155.3	132.7

4.4.4 Obtención de curvas IDF para las estaciones de medición de lluvia

Las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), se obtienen a partir de las curvas PDF de las estaciones de medición de lluvia mostradas en el subcapítulo 4.4.2 y 4.4.3.

La intensidad es obtenida dividiendo la lámina precipitada entre la duración correspondiente, se aclara que es habitual presentar la intensidad en mm/hora. Los valores de Intensidad-Duración-Frecuencia para las nueve estaciones de lluvia, son presentadas en las Tablas 4.40 a 4.48

TABLA 4.40
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 02NP- Peña colorada.

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	31.9	24.4	20.0	16.5	14.5	12.5	10.9
<i>10</i>	40.5	33.4	30.5	26.4	23.0	20.0	17.0
<i>50</i>	45.3	41.1	42.0	37.4	32.0	28.1	24.4
<i>100</i>	47.1	44.3	47.7	42.7	36.3	31.8	27.7
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	9.9	8.9	8.2	7.1	6.0	4.5	3.8
<i>10</i>	15.6	13.9	12.6	10.5	8.5	6.3	5.3
<i>50</i>	21.3	18.8	16.7	13.3	10.3	8.0	6.6
<i>100</i>	23.9	21.1	18.5	14.5	10.9	8.7	7.2

TABLA 4.41
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 03NP – Bermejo

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	38.5	26.8	20.9	17.0	14.6	12.6	11.2
<i>10</i>	52.1	36.9	27.8	22.0	18.8	16.3	14.5
<i>50</i>	62.7	44.7	33.0	25.7	21.9	19.1	17.0
<i>100</i>	66.8	47.8	35.1	27.1	23.1	20.2	17.9
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	10.0	9.1	8.3	7.0	5.8	4.5	3.9
<i>10</i>	13.0	12.0	11.2	9.6	7.8	6.1	5.3
<i>50</i>	15.3	14.2	13.4	11.6	9.4	7.3	6.5
<i>100</i>	16.1	15.0	14.2	12.3	10.0	7.8	6.9

TABLA 4.42
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 06NP –El Sillar

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	59.7	26.6	22.1	18.3	15.7	13.4	11.9
<i>10</i>	56.1	36.8	27.9	23.4	20.8	18.7	17.0
<i>50</i>	66.1	45.4	32.3	27.2	24.7	23.4	21.6
<i>100</i>	69.8	49.0	34.1	28.7	26.2	25.3	23.5
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	10.9	9.9	8.9	7.7	6.3	5.0	4.3
<i>10</i>	15.8	14.2	13.1	11.3	9.2	7.2	6.0
<i>50</i>	20.0	17.9	16.7	14.2	11.6	8.9	7.4
<i>100</i>	21.8	19.4	18.2	15.4	12.5	9.6	8.0

TABLA 4.43
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 10NP – La Junta

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	35.0	25.5	21.7	18.0	15.8	13.7	12.0
<i>10</i>	47.4	32.4	26.8	22.8	19.4	16.8	14.9
<i>50</i>	56.9	37.4	30.5	26.3	22.0	19.1	16.9
<i>100</i>	60.6	39.3	31.9	27.6	23.0	19.9	17.7
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	10.7	9.8	9.1	7.8	6.3	4.8	4.0
<i>10</i>	13.2	12.1	11.4	9.9	8.1	6.1	5.1
<i>50</i>	15.1	13.8	13.1	11.4	9.3	7.0	5.9
<i>100</i>	15.8	14.4	13.7	12.0	9.8	7.4	6.1

TABLA 4.44
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 11NP – Angostura

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	41.6	29.5	22.7	17.9	14.9	12.8	11.3
<i>10</i>	61.6	42.4	31.2	24.3	20.4	17.8	15.6
<i>50</i>	78.1	52.8	37.7	29.3	24.7	21.7	19.0
<i>100</i>	84.8	57.0	40.3	31.2	26.4	23.3	20.3
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	10.3	9.4	8.6	7.5	6.2	4.8	4.0
<i>10</i>	14.0	12.6	11.6	10.2	8.4	6.7	5.6
<i>50</i>	16.9	15.0	13.9	12.3	10.2	8.2	6.9
<i>100</i>	18.0	16.0	14.8	13.1	10.9	8.8	7.4

TABLA 4.45
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 12NP –San Juan

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	24.4	17.5	14.7	12.0	10.3	9.0	8.0
<i>10</i>	33.4	23.7	20.7	17.3	15.5	13.5	12.2
<i>50</i>	40.4	28.6	25.4	21.6	19.8	17.3	15.7
<i>100</i>	43.2	30.5	27.3	23.3	21.6	18.8	17.2
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	7.3	6.5	6.0	5.1	4.3	3.3	2.8
<i>10</i>	11.1	10.0	9.3	8.0	6.6	5.0	4.2
<i>50</i>	14.3	13.0	12.0	10.4	8.5	6.4	5.3
<i>100</i>	15.7	14.2	13.2	11.4	9.3	6.9	5.8

TABLA 4.46
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 74NP – Samaipata

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	24.2	18.6	15.2	12.5	10.6	9.1	8.1
<i>10</i>	38.8	28.7	22.6	19.4	16.5	14.3	12.8
<i>50</i>	51.7	37.3	28.8	25.4	21.5	18.7	16.8
<i>100</i>	57.1	40.9	31.3	27.9	23.6	20.5	18.5
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	7.3	6.6	6.1	5.1	4.2	3.1	2.6
<i>10</i>	11.5	10.2	9.3	7.9	6.3	4.7	3.9
<i>50</i>	15.2	13.2	12.0	10.3	8.1	6.0	5.0
<i>100</i>	16.7	14.5	13.1	11.3	8.8	6.6	5.5

TABLA 4.47
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 01NP – Empinado

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	33.0	23.7	20.0	16.3	14.0	12.2	10.9
<i>10</i>	62.0	44.5	37.5	30.5	26.3	22.9	20.5
<i>50</i>	90.7	65.1	54.8	44.7	38.4	33.6	29.9
<i>100</i>	103.7	74.4	62.7	51.1	43.9	38.4	34.2
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	9.8	8.9	8.1	7.0	5.8	4.5	3.7
<i>10</i>	18.5	16.6	15.3	13.1	10.8	8.4	7.0
<i>50</i>	27.0	24.3	22.3	19.1	15.8	12.2	10.3
<i>100</i>	30.9	27.8	25.5	21.9	18.1	14.0	11.7

TABLA 4.48
Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación 04NP-Volcanes

<i>T (años)</i>	<i>Duración (hrs)</i>						
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
<i>2</i>	43.7	30.5	23.8	19.3	16.6	14.3	12.7
<i>10</i>	54.0	37.7	29.4	23.8	20.5	17.7	15.7
<i>50</i>	61.0	42.5	33.2	26.9	23.1	20.0	17.8
<i>100</i>	63.6	44.3	34.6	28.1	24.1	20.8	18.5
<i>T (años)</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>24</i>
<i>2</i>	11.4	10.3	9.5	8.0	6.6	5.1	4.5
<i>10</i>	14.1	12.8	11.7	9.9	8.1	6.3	5.5
<i>50</i>	15.9	14.4	13.2	11.2	9.1	7.2	6.2
<i>100</i>	16.5	15.0	13.8	11.6	9.5	7.5	6.5

4.4.5 Obtención de precipitación e intensidad para duraciones menores a una hora

Como se vio anteriormente, los registros de precipitación se encuentran a intervalos de una hora, sin embargo debido a que en el presente estudio, se requiere un intervalo de discretización de la lluvia de 0.5 hora, se buscó una ecuación de intensidad que permita obtener un coeficiente de desagregación que logre calcular la precipitación e intensidad con duración de treinta minutos a partir de datos de una hora de duración (30 min/ 1 hora).

Del estudio denominado “Curvas IDF para diferentes categorías de análisis de eventos extremos de las ciudades del eje central de Bolivia”(Amaya, Lopez, & Seaone, 2012)

En la siguiente ecuación empírica (4.1) relaciona la intensidad con el periodo de retorno y la duración en minutos.

$$i = 175.3 \frac{T^{0.279}}{D^{0.394}} \quad (4.1)$$

Dónde:

i = intensidad

T = Periodo de retorno

D = Duración en minutos

La ecuación empírica (4.1), es considerada para duraciones de entre cinco minutos y sesenta minutos.

Se realizaron los cálculos para obtener el coeficiente de desagregación para treinta minutos, para ello se ingresó el periodo de retorno de dos años ($T=2$ años) junto con las duraciones de sesenta min ($D=60$ min) y la de treinta minutos ($D=30$ min) para poder tener el coeficiente de 30min\1 hora para todas las cuencas. A continuación se muestra como se realizó los cálculos y que valores se obtuvieron en el proceso.

Duración =60 min \longrightarrow $i = 42.38$ mm/h \longrightarrow $P = 42.38$ mm

Duración =30 min \longrightarrow $i = 55.69$ mm/h \longrightarrow $P = 27.84$ mm

30 min \ 1 hora = **0.66**

El coeficiente de desagregación para duración de 30 minutos es de **0.66**, este coeficiente se lo utilizara para todas las estaciones.

También hay que señalar que este coeficiente es apto para poder obtener las precipitaciones e intensidades para los periodos de retorno de 10,50 y 100 años.

La Tabla 4.49 muestra las PDF de todas las estaciones con duraciones de 30 min y 60 min (1 hora), mostrándose que efectivamente se utilizó el coeficiente de 0.66 para todas las estaciones.

TABLA 4.49**Datos de las curvas PDF para duraciones de 30 minutos y 1 hora**

<i>T</i> (años)	06NP - SILLAR		03NP - BERMEJO		02NP - PEÑA COLORADA		10NP - LA JUNTA		11NP - ANGOSTURA	
	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>
2	39.4	59.7	25.4	38.5	21.1	31.9	23.1	35.0	27.5	41.6
10	37.0	56.1	34.4	52.1	26.7	40.5	31.3	47.4	40.6	61.6
50	43.6	66.1	41.4	62.7	29.9	45.3	37.6	56.9	51.5	78.1
100	46.1	69.8	44.1	66.8	31.1	47.1	40.0	60.6	55.9	84.8
<i>T</i> (años)	12NP - SAN JUAN		74NP - SAMAIPATA		04NP - VOLCANES		01NP - EMPINADO			
	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>		
2	16.1	24.4	16.0	24.2	28.9	43.7	21.8	33.0		
10	22.0	33.4	25.6	38.8	35.7	54.0	40.9	62.0		
50	26.7	40.4	34.1	51.7	40.3	61.0	59.9	90.7		
100	28.5	43.2	37.7	57.1	42.0	63.6	68.4	103.7		

La Tabla 4.50 muestra los valores de IDF que se obtuvieron de manera directa con los datos de PDF de la tabla anterior; en la tabla ya mencionada se presentan las intensidades con duraciones de 30 min y 60 min (1 hora)

TABLA 4.50**Datos de las curvas IDF para duraciones de 30 minutos y 1 hora**

<i>T</i> (años)	06NP - SILLAR		03NP - BERMEJO		02NP - PEÑA COLORADA		10NP - LA JUNTA		11NP - ANGOSTURA	
	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>
2	78.8	59.7	50.8	38.5	42.1	31.9	46.3	35.0	55.0	41.6
10	74.0	56.1	68.8	52.1	53.5	40.5	62.6	47.4	81.3	61.6
50	87.3	66.1	82.8	62.7	59.8	45.3	75.1	56.9	103.0	78.1
100	92.1	69.8	88.2	66.8	62.2	47.1	80.0	60.6	111.9	84.8
<i>T</i> (años)	12NP - SAN JUAN		74NP - SAMAIPATA		04NP - VOLCANES		01NP - EMPINADO			
	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>	<i>30 min</i>	<i>1 hora</i>		
2	32.2	24.4	32.0	24.2	57.7	43.7	43.6	33.0		
10	44.1	33.4	51.3	38.8	71.3	54.0	81.9	62.0		
50	53.3	40.4	68.2	51.7	80.5	61.0	119.7	90.7		
100	57.0	43.2	75.4	57.1	83.9	63.6	136.9	103.7		

Los datos presentados de intensidad de duraciones de 30 minutos para cada periodo de retorno, permitirán obtener ecuaciones empíricas más precisas que se ajustan a la curva de frecuencia en una gráfica de intensidad duración.

4.4.6 Formulas empíricas de intensidad para cada estación

Se puede representar las curvas IDF, mediante expresiones matemáticas. Entre las más conocidas tenemos la formula empírica propuesta por Talbot que relaciona la intensidad máxima y la duración, para un periodo de retorno dado, que se expresa como:

$$i = \frac{a}{b + D} \quad (4.2)$$

Dónde:

i = Intensidad máxima en mm/hora

a, b = Parámetros matemáticos

D = Duración de la precipitación.

Los parámetros a, b se obtienen aplicando una regresión por mínimos cuadrados.

Las formulas empíricas de intensidad solo serán representativos para duraciones desde los 30 minutos hasta las 6 horas.

TABLA 4.51

Fórmulas empíricas de intensidad en función de la duración para todas las estaciones.

Estación	Formula empírica de intensidad		
	Para 10 años	Para 50 años	Para 100 años
02NP – Peña Colorada	$i = \frac{11479.98}{209.44 + D(\text{min})}$	$i = \frac{16241.5543}{252.09 + D(\text{min})}$	$i = \frac{18316.7569}{266.72 + D(\text{min})}$
03NP – Bermejo	$i = \frac{7029.7468}{74.455 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8058.5079}{66.775 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8451.111}{64.196 + D(\text{min})}$
06NP – El Sillar	$i = \frac{8152.2996}{96.489 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9755.404512}{97.359 + D(\text{min})}$	$i = \frac{10373.70147}{97.289 + D(\text{min})}$
10NP – La junta	$i = \frac{7917.9331}{112.1 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8751.180321}{100.82 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9063.91742}{97.116 + D(\text{min})}$

TABLA 4.51

Tabla de fórmulas empíricas de intensidad en función de la duración para todas las estaciones. (Continuacion)

<i>Estación</i>	<i>Formula empírica de intensidad</i>		
	<i>Para 10 años</i>	<i>Para 50 años</i>	<i>Para 100 años</i>
<i>11NP –Angostura</i>	$i = \frac{7378.26986}{59.367 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8797.00772}{53.536 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9351.887377}{102.74 + D(\text{min})}$
<i>12NP –San Juan</i>	$i = \frac{6791.463264}{148.18 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9000.16059}{170.07 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9923.677857}{177.98 + D(\text{min})}$
<i>74NP –Samaipata</i>	$i = \frac{6768.70261}{113.68 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8790.588829}{112.66 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9623.214885}{112.12 + D(\text{min})}$
<i>*01NP – Empinado</i>	$i = \frac{7163.797154}{115.37 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8342.204582}{115.37 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8795.549934}{115.37 + D(\text{min})}$
<i>*04NP – Volcanes</i>	$i = \frac{7888.62488}{88.006 + D(\text{min})}$	$i = \frac{8905.586287}{88.006 + D(\text{min})}$	$i = \frac{9284.934587}{88.006 + D(\text{min})}$

*Nota: *Estaciones que utilizaron los coeficientes de desagregación de estaciones cercanas para la obtención de las curvas IDF. - Las formulas presentadas son exclusivas para duraciones de entre 30 minutos a 360 minutos (6 horas)*

Las ecuaciones empíricas de intensidad en función a la duración y al periodo de retorno se presentan en el Anexo C.

4.4.7 Distribuciones temporales de precipitación patronizada.

Cuando no existen datos pluviométricos de tormentas en una región determinada, y se desea obtener la tormenta de diseño, se puede recurrir a distribuciones temporales de precipitación padronizada, las cuales han sido determinadas en base a un gran número de tormentas observadas.

En la literatura consultada se han encontrado varios métodos para determinar la distribución temporal de la tormenta de diseño, estos son: Patrón de Tormenta Critico del USBR, Método de Chicago o del SCS, Método del Hietograma Triangular, Método de los Bloques Alternos, etc. (Muñoz Vasquez, 1998)

Para el presente trabajo se realizara una distribución patronizada de tormenta crítico, considerando que la finalidad de este proceso, de tormentas de diseño, es obtener caudales críticos.

4.4.7.1 Patrón de tormenta crítico

Se utiliza el patrón de tormenta crítico para una duración de 6 horas y se divide en 12 intervalos de 30 min. A continuación se muestra una metodología para utilizar este tipo de patrón de tormenta que fue desarrollado por el United States Bureau of Reclamation (USBR), y consiste en lo siguiente:

- Determinar la duración de la tormenta
- Dividir la duración de la tormenta en intervalos iguales, de 6 a 12 intervalos como máximo.
- Determinar las precipitaciones para las duraciones que resultan de la suma parcial de los incrementos de tiempo de los intervalos hasta la duración de la tormenta o el tiempo de concentración de la cuenca del proyecto.
- Determinar los incrementos de precipitación correspondientes a cada incremento de duración.
- Conformar la tormenta de diseño colocando el primer valor a un tercio de la duración de la tormenta, y los restantes acomodando en forma intercalada, primero a la derecha y luego a la izquierda del primer valor y así sucesivamente

Al colocar el valor mayor de precipitación a un tercio del tiempo de duración de la tormenta se pretende maximizar el pico del hidrograma, ya que los intervalos iniciales pasan a satisfacer las perdidas por infiltración, retención, evaporación, etc.

4.4.7.2 Descripción de tablas de resultados de las tormentas de proyecto para una estación a modo de ejemplarización para las demás estaciones.

Ya conocido el proceso del cálculo de las tormentas de proyecto se presenta una planilla de cálculo en donde se obtuvieron las tormentas de proyecto para cada periodo de retorno, cabe aclarar que se utilizó esta planilla para todas las estaciones y que solo se muestra la aplicación de esta planilla para la estación 02NP-Peña Colorado como modelo.

- *Tormenta estación 02NP –Peña Colorado*

Se presentara una tabla, para cada periodo de retorno, para una mejor comprensión de estos datos manejados y obtenidos.

- En la columna 1: se muestra los tiempos de precipitación en horas.

- En la columna 2: se muestra los tiempos de precipitación en minutos.
- En la columna 3: son las intensidades usando la formula empírica de la estación (tabla 4.51), que están en función a la duración (columna 2).
- La columna 4: son las precipitaciones que están en función a la precipitación y el tiempo. (columna 3 por la columna 2) .
- La columna 5: son las diferencia de precipitaciones que hay entre una precipitación y la precipitación anterior en tiempo.
- La columna 6: es el orden o patrón de tormenta usado para ingresar al modelo hidrológico, en este caso se usa el patrón de tormenta crítico explicado un inciso anterior.

Toda la descripción de columnas se muestra en las tablas 4.52, 4.53 y 4.54, juntamente una figura que muestre las tormentas de proyecto en la estación. (Figura 4.25)

Para 10 años

TABLA 4.52

Tormenta para un periodo de 10 años de la estación 02NP-Peña Colorado.

1	2	3	4	5	6
<i>Incremento de precipitación en Hrs</i>	<i>Incremento de precipitación en min</i>	<i>i(mm/h)</i>	<i>P (mm)= i*t</i>	<i>Diferencia de precipitaciones</i>	<i>PATRON DE TORMENTA CRITICO (mm)</i>
0.5	30	47.9	24.0	24.0	7.36
1	60	42.6	42.6	18.6	10.15
1.5	90	38.3	57.5	14.9	14.90
2	120	34.8	69.7	12.2	23.97
2.5	150	31.9	79.8	10.2	18.63
3	180	29.5	88.4	8.6	12.19
3.5	210	27.4	95.8	7.4	8.59
4	240	25.5	102.2	6.4	6.38
4.5	270	23.9	107.7	5.6	5.58
5	300	22.5	112.7	4.9	4.92
5.5	330	21.3	117.0	4.4	4.37
6	360	20.2	121.0	3.9	3.91

Para 50 años

TABLA 4.53

Tormenta para un periodo de 50 años de la estación 02NP-Peña Colorado.

1	2	3	4	5	6
<i>Incremento de precipitación en Hrs</i>	<i>Incremento de precipitación en min</i>	<i>i(mm/h)</i>	<i>P (mm)= i*t</i>	<i>Diferencia de precipitaciones</i>	<i>PATRON DE TORMENTA CRITICO (mm)</i>
0.5	30	57.6	28.8	28.8	10.25
1	60	52.0	52.0	23.3	13.68
1.5	90	47.5	71.2	19.2	19.17
2	120	43.6	87.3	16.1	28.79
2.5	150	40.4	101.0	13.7	23.25
3	180	37.6	112.8	11.8	16.08
3.5	210	35.1	123.0	10.3	11.78
4	240	33.0	132.0	9.0	9.00
4.5	270	31.1	140.0	8.0	7.97
5	300	29.4	147.1	7.1	7.10
5.5	330	27.9	153.5	6.4	6.37
6	360	26.5	159.2	5.7	5.75

Para 100 años

TABLA 4.54

Tormenta para un periodo de 100 años de la estación 02NP-Peña Colorado.

1	2	3	4	5	6
<i>Incremento de precipitación en Hrs</i>	<i>Incremento de precipitación en min</i>	<i>i(mm/h)</i>	<i>P (mm)= i-t</i>	<i>Diferencia de precipitaciones</i>	<i>PATRON DE TORMENTA CRITICO (mm)</i>
0.5	30	61.7	30.9	30.9	11.47
1	60	56.1	56.1	25.2	15.16
1.5	90	51.3	77.0	21.0	20.96
2	120	47.4	94.7	17.7	30.87
2.5	150	44.0	109.9	15.2	25.20
3	180	41.0	123.0	13.1	17.71
3.5	210	38.4	134.5	11.5	13.12
4	240	36.1	144.6	10.1	10.11
4.5	270	34.1	153.6	9.0	8.98
5	300	32.3	161.6	8.0	8.03
5.5	330	30.7	168.8	7.2	7.22
6	360	29.2	175.4	6.5	6.53

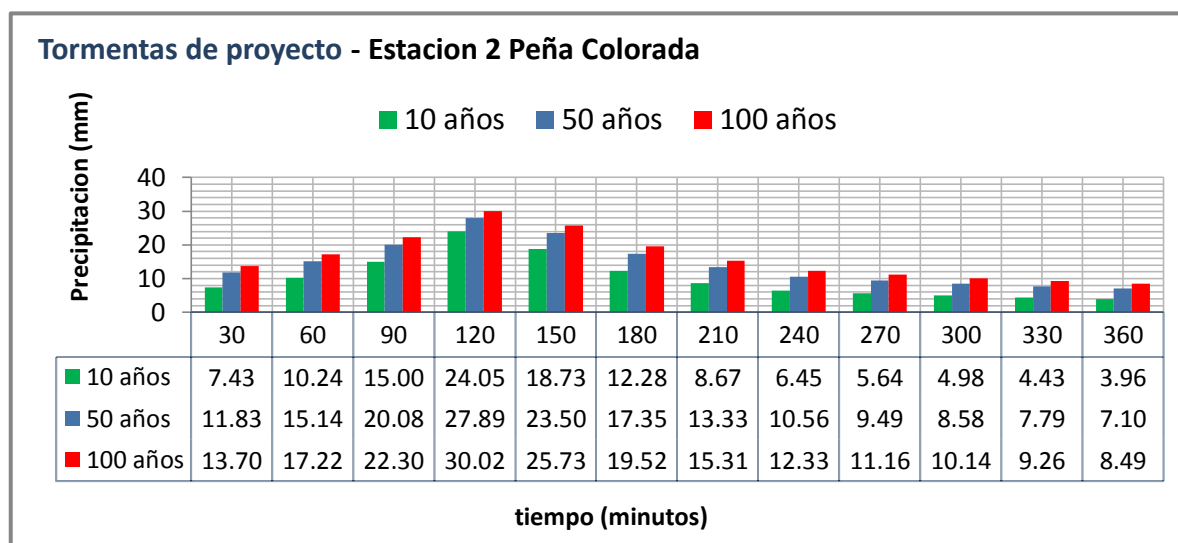


Figura 4.24 - Grafico de tormentas de proyecto de la estación 02NP – Peña Colorada.

4.4.8 Tormentas de proyecto para todas las estaciones

Se presentaran los resultados de todas las tormentas para cada estacione de manera resumida, tomando en cuenta que se utilizó la planilla anterior mencionada para la obtención de las tormentas. Las siguientes tablas 4.55 a 4.57 se presentan las precipitaciones calculadas en un orden de patrón de tormenta crítico por periodos de retorno para cada estación.

TABLA 4.55

Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 10 años.

Precipitación en Hrs	TORMENTAS PARA PERIODO DE 10 AÑOS								
	01NP	02NP	03NP	04NP	06NP	10NP	11NP	12NP	74NP
	Empinado (mm)	Peña colorado (mm)	Bermejo (mm)	Volcanes (mm)	El Sillar (mm)	La Junta (mm)	Angostura (mm)	San Juan (mm)	Samaipata (mm)
0.5	4.30	7.43	3.62	4.35	4.64	4.72	3.40	4.28	3.15
1	6.62	10.24	6.00	7.01	7.37	7.30	5.83	6.29	5.21
1.5	11.47	15.00	11.84	13.18	13.48	12.76	12.28	10.15	10.23
2	24.64	24.05	33.65	33.42	32.23	27.86	41.28	19.06	28.75
2.5	16.21	18.73	18.63	19.87	19.87	18.15	20.53	13.57	16.04
3	8.55	12.28	8.18	9.38	9.74	9.46	8.17	7.88	7.09
3.5	5.27	8.67	4.58	5.44	5.77	5.80	4.37	5.14	3.99
4	3.57	6.45	2.93	3.55	3.81	3.91	2.72	3.62	2.55
4.5	3.02	5.64	2.42	2.96	3.19	3.30	2.22	3.10	2.11
5	2.58	4.98	2.03	2.50	2.71	2.82	1.85	2.68	1.77
5.5	2.23	4.43	1.73	2.14	2.33	2.44	1.57	2.35	1.51
6	1.95	3.96	1.49	1.85	2.02	2.13	1.34	2.07	1.30

Nota: Las estaciones 01NP y 04NP fueron obtenidos desagregando la precipitación máxima diaria.

TABLA 4.56

Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 50 años.

TORMENTAS PARA PERIODO DE 50 AÑOS									
Precipitación en Hrs	01NP	02NP	03NP	04NP	06NP	10NP	11NP	12NP	74NP
	Empinado (mm)	Peña colorado (mm)	Bermejo (mm)	Volcanes (mm)	El Sillar (mm)	La Junta (mm)	Angostura (mm)	San Juan (mm)	Samaipata (mm)
0.5	5.01	11.83	3.94	4.91	5.57	5.05	3.83	5.75	3.84
1	7.70	15.14	6.65	7.92	8.83	7.96	6.67	8.24	6.45
1.5	13.36	20.08	13.54	14.87	16.11	14.38	14.45	12.79	13.04
2	28.69	27.89	41.64	37.73	38.30	33.45	52.65	22.49	39.42
2.5	18.88	23.50	21.93	22.44	23.70	20.97	24.83	16.63	21.00
3	9.96	17.35	9.19	10.58	11.66	10.47	9.45	10.15	8.89
3.5	6.14	13.33	5.03	6.14	6.92	6.26	4.95	6.83	4.89
4	4.16	10.56	3.17	4.01	4.58	4.16	3.04	4.91	3.09
4.5	3.51	9.49	2.60	3.34	3.83	3.49	2.48	4.24	2.54
5	3.01	8.58	2.18	2.82	3.25	2.97	2.06	3.70	2.13
5.5	2.60	7.79	1.85	2.42	2.80	2.55	1.74	3.26	1.81
6	2.27	7.10	1.59	2.09	2.43	2.22	1.48	2.89	1.55

Nota: Las estaciones 01NP y 04NP fueron obtenidos desagregando la precipitación máxima diaria

TABLA 4.57

Tormentas para todas las estaciones para un periodo de 100 años.

TORMENTAS PARA PERIODO DE 100 AÑOS									
Precipitación en Hrs	01NP	02NP	03NP	04NP	06NP	10NP	11NP	12NP	74NP
	Empinado (mm)	Peña colorado (mm)	Bermejo (mm)	Volcanes (mm)	El Sillar (mm)	La Junta (mm)	Angostura (mm)	San Juan (mm)	Samaipata (mm)
0.5	5.28	13.70	4.05	5.12	5.92	5.17	3.98	6.36	4.10
1	8.12	17.22	6.88	8.25	9.39	8.20	6.97	9.04	6.93
1.5	14.09	22.30	14.16	15.51	17.13	14.97	15.27	13.85	14.17
2	30.25	30.02	44.86	39.34	40.75	35.65	57.33	23.86	44.03
2.5	19.90	25.73	23.19	23.39	25.20	22.04	26.50	17.84	23.04
3	10.50	19.52	9.55	11.03	12.40	10.83	9.93	11.06	9.60
3.5	6.47	15.31	5.19	6.41	7.36	6.43	5.17	7.52	5.24
4	4.39	12.33	3.25	4.18	4.87	4.25	3.16	5.45	3.30
4.5	3.70	11.16	2.67	3.48	4.07	3.56	2.57	4.72	2.71
5	3.17	10.14	2.23	2.94	3.46	3.02	2.13	4.12	2.26
5.5	2.74	9.26	1.89	2.52	2.97	2.59	1.80	3.64	1.92
6	2.40	8.49	1.62	2.18	2.58	2.25	1.54	3.23	1.65

Nota: Las estaciones 01NP y 04NP fueron obtenidos desagregando la precipitación máxima diaria

Luego de tener las tormentas de proyecto diseñadas, y pensando en utilizar el modelo hidrológico, se procede a calcular las tormentas de proyecto para cada cuenca, usando los polígonos de Thiessen y las áreas de influencia de cada cuenca, donde se tiene ponderadores que señalan la influencia de la estación en la cuenca.

4.4.9 Tormenta de proyecto promedio sobre la cuenca mediante ponderadores Thiessen

Las tormentas de proyecto calculados anteriormente son tormentas pertenecientes a una estación de medición de lluvia, pluviográfica y pluviométrico, y se tiene que lograr obtener una tormenta, para cada periodo de retorno, que logre representar a la cuenca; para ello se utilizaran los ponderadores de Thiessen que representan las áreas de influencia que tienen con la cuenca de interés, y obtener la tormenta promedio.

Los ponderadores, que fueron obtenidos por los polígonos de Thiessen, son presentados en el Anexo C.

4.4.9.1 Tormenta de proyecto en la cuenca Colorado

Las tormentas de proyecto para la cuenca Colorado fueron obtenidas con las tormentas de las estaciones de Bermejo, Sillar y Volcanes, utilizando los ponderadores de Thiessen para la tormenta promedio.

A continuación se presentan las tablas 4.58, 4.59 y 4.60 que pertenecen a las tormentas de proyecto promedio de la cuenca para los periodos de 10, 50 y 100 años respectivamente, sabiendo de antemano que las tormentas tienen una duración de 6 horas en intervalos de 30 min, y al final de estas tablas se muestra una tabla 4.61 de resumen de la tormentas obtenidas.

Para periodo de 10 años

TABLA 4.58

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Colorado.

TORMENTA DE 10 AÑOS			
Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Promedio
<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)
3.6	4.3	4.6	4.36
6.0	7.0	7.4	7.02
11.8	13.2	13.5	13.15
33.6	33.4	32.2	33.21
18.6	19.9	19.9	19.79
8.2	9.4	9.7	9.37
4.6	5.4	5.8	5.45
2.9	3.6	3.8	3.56
2.4	3.0	3.2	2.97
2.0	2.5	2.7	2.51
1.7	2.1	2.3	2.15
1.5	1.9	2.0	1.86

Para periodo de 50 años

TABLA 4.59

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Colorado.

TORMENTA DE 50 AÑOS			
Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Promedio
<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)	<i>Patrón de tormenta</i> (mm)
3.9	4.91	5.6	4.97
6.6	7.92	8.8	8.01
13.5	14.87	16.1	15.03
41.6	37.7	38.3	38.10
21.9	22.4	23.7	22.65
9.2	10.6	11.7	10.70
5.0	6.1	6.9	6.22
3.2	4.0	4.6	4.06
2.6	3.3	3.8	3.39
2.2	2.8	3.3	2.86
1.8	2.4	2.8	2.45
1.6	2.1	2.4	2.13

Para periodo de 100 años

TABLA 4.60

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Colorado.

TORMENTA DE 100 AÑOS			
Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Promedio
<i>Patrón de tormenta (mm)</i>	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>
4.1	5.1	5.9	5.20
6.9	8.3	9.4	8.38
14.2	15.5	17.1	15.73
44.9	39.3	40.7	39.97
23.2	23.4	25.2	23.73
9.6	11.0	12.4	11.20
5.2	6.4	7.4	6.51
3.3	4.2	4.9	4.25
2.7	3.5	4.1	3.54
2.2	2.9	3.5	3.00
1.9	2.5	3.0	2.57
1.6	2.2	2.6	2.22

Resumen de las tormentas de proyecto para la cuenca Colorado

TABLA 4.61

Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Colorado para periodos de 10, 50 y 100 años.

<i>Tormentas para la cuenca de Colorado</i>			
<i>Tiempo (Hrs)</i>	<i>10 años Precip (mm)</i>	<i>50 años Precip (mm)</i>	<i>100 años Precip (mm)</i>
<i>0.5</i>	4.36	4.97	5.20
<i>1</i>	7.02	8.01	8.38
<i>1.5</i>	13.15	15.03	15.73
<i>2</i>	33.21	38.10	39.97
<i>2.5</i>	19.79	22.65	23.73
<i>3</i>	9.37	10.70	11.20
<i>3.5</i>	5.45	6.22	6.51
<i>4</i>	3.56	4.06	4.25
<i>4.5</i>	2.97	3.39	3.54
<i>5</i>	2.51	2.86	3.00
<i>5.5</i>	2.15	2.45	2.57
<i>6</i>	1.86	2.13	2.22

4.4.9.2 Tormenta de proyecto en la cuenca de Bermejo

Las tormentas de proyecto para la cuenca Bermejo fueron obtenidas con las tormentas de las estaciones de : Bermejo, Sillar ,Volcanes, Peña Colorado, La Junta y Samaipata, utilizando los ponderadores de Thiessen para la calcular la tormenta promedio.

A continuación se presentan las tablas 4.62, 4.63 y 4.64 que pertenecen a las tormentas de proyecto promedio de la cuenca para los periodos de 10, 50 y 100 años respectivamente, sabiendo de antemano que las tormentas tienen una duración de seis horas en intervalos de 30 min, y al final de estas tablas se muestra una tabla 4.65 de resumen de la tormentas obtenidas.

Para periodo de 10 años

TABLA 4.62

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Bermejo.

TORMENTA DE 10 AÑOS						
Estación 2 <i>Peña Colorada</i>	Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Estación 10 <i>La junta</i>	Estación 74 <i>Samaipata</i>	Promedio
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>
7.4	3.6	4.3	4.6	4.7	4.0	5.26
10.2	6.0	7.0	7.4	7.3	6.2	7.82
14.9	11.8	13.2	13.5	12.8	10.9	13.02
24.0	33.6	33.4	32.2	27.9	23.6	27.33
18.6	18.6	19.9	19.9	18.1	15.4	18.08
12.2	8.2	9.4	9.7	9.5	8.1	9.90
8.6	4.6	5.4	5.8	5.8	5.0	6.34
6.4	2.9	3.6	3.8	3.9	3.4	4.44
5.6	2.4	3.0	3.2	3.3	2.8	3.80
4.9	2.0	2.5	2.7	2.8	2.4	3.29
4.4	1.7	2.1	2.3	2.4	2.1	2.88
3.9	1.5	1.9	2.0	2.1	1.8	2.54

Para periodo de 50 años

TABLA 4.63

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Bermejo.

TORMENTA DE 50 AÑOS						
Estación 2 <i>Peña Colorada</i>	Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Estación 10 <i>La junta</i>	Estación 74 <i>Samaipata</i>	Promedio
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)
10.3	3.9	4.9	5.6	6.0	5.2	6.81
13.7	6.6	7.9	8.8	9.2	8.1	9.91
19.2	13.5	14.9	16.1	15.5	14.2	16.10
28.8	41.6	37.7	38.3	32.0	30.8	33.05
23.3	21.9	22.4	23.7	21.6	20.1	22.07
16.1	9.2	10.6	11.7	11.7	10.5	12.40
11.8	5.0	6.1	6.9	7.4	6.4	8.13
9.0	3.2	4.0	4.6	5.0	4.4	5.80
8.0	2.6	3.3	3.8	4.3	3.7	5.00
7.1	2.2	2.8	3.3	3.7	3.1	4.36
6.4	1.8	2.4	2.8	3.2	2.7	3.84
5.7	1.6	2.1	2.4	2.8	2.4	3.41

Para periodo de 100 años

TABLA 4.64

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Bermejo.

TORMENTA DE 100 AÑOS						
Estación 2 <i>Peña Colorada</i>	Estación 3 <i>Bermejo</i>	Estación 4 <i>Volcanes</i>	Estación 6 <i>El Sillar</i>	Estación 10 <i>La junta</i>	Estación 74 <i>Samaipata</i>	Promedio
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)
11.5	6.6	5.1	5.9	6.5	5.7	7.68
15.2	9.9	8.3	9.4	9.8	8.9	11.04
21.0	16.8	15.5	17.1	16.6	15.5	17.59
30.9	34.2	39.3	40.7	33.9	33.8	34.42
25.2	23.2	23.4	25.2	23.0	22.0	23.70
17.7	12.7	11.0	12.4	12.5	11.5	13.70
13.1	8.0	6.4	7.4	7.9	7.0	9.12
10.1	5.5	4.2	4.9	5.4	4.8	6.56
9.0	4.7	3.5	4.1	4.6	4.0	5.68
8.0	4.0	2.9	3.5	3.9	3.4	4.97
7.2	3.5	2.5	3.0	3.4	3.0	4.39
6.5	3.0	2.2	2.6	3.0	2.6	3.91

Resumen de las tormentas de proyecto para la cuenca de Bermejo

TABLA 4.65

Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Bermejo para periodos de 10, 50 y 100 años

Tormentas para la cuenca de Bermejo			
Tiempo (Hrs)	10 años Precip (mm)	50 años Precip (mm)	100 años Precip (mm)
0.5	5.26	6.81	7.68
1	7.82	9.91	11.04
1.5	13.02	16.10	17.59
2	27.33	33.05	34.42
2.5	18.08	22.07	23.70
3	9.90	12.40	13.70
3.5	6.34	8.13	9.12
4	4.44	5.80	6.56
4.5	3.80	5.00	5.68
5	3.29	4.36	4.97
5.5	2.88	3.84	4.39
6	2.54	3.41	3.91

4.4.9.3 Tormenta de proyecto en la cuenca de Angostura

Las tormentas de proyecto para la cuenca Angostura fue determinado con las estaciones pluviográficas que se encuentran dentro de su área, que registran datos a nivel horario.

Se utiliza los ponderadores de los polígonos de Thiessen para la influencia de la estación con la cuenca.

A continuación se muestra las tablas 4.66, 4.67 y 4.68 que pertenecen a las tormentas de proyecto promedio de la cuenca para los periodos de 10, 50 y 100 años respectivamente, sabiendo de antemano que las tormentas tienen una duración de seis horas en intervalos de 30 min, y al final de estas tablas se muestra una tabla 4.69 de resumen de la tormentas obtenidas.

Para periodo de 10 años

TABLA 4.66

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 10 años en la cuenca Angostura.

TORMENTA DE 10 AÑOS									
Est. 1 <i>San Juan</i>	Est. 2 <i>Peña Color.</i>	Est. 3 <i>Bermejo</i>	Est. 4 <i>Volcanes</i>	Est. 6 <i>El Sillar</i>	Est. 10 <i>La junta</i>	Est. 11 <i>Angostura</i>	Est. 12 <i>San Juan</i>	Est. 74 <i>Samaipata</i>	<i>Promedio</i>
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	<i>Tormenta (mm)</i>
6.5	7.4	3.6	4.3	4.6	4.7	3.4	4.3	4.0	5.05
10.0	10.2	6.0	7.0	7.4	7.3	5.8	6.3	6.2	7.66
17.4	14.9	11.8	13.2	13.5	12.8	12.3	10.1	10.9	13.11
37.4	24.0	33.6	33.4	32.2	27.9	41.3	19.1	23.6	28.52
24.6	18.6	18.6	19.9	19.9	18.1	20.5	13.6	15.4	18.51
13.0	12.2	8.2	9.4	9.7	9.5	8.2	7.9	8.1	9.82
8.0	8.6	4.6	5.4	5.8	5.8	4.4	5.1	5.0	6.15
5.4	6.4	2.9	3.6	3.8	3.9	2.7	3.6	3.4	4.22
4.6	5.6	2.4	3.0	3.2	3.3	2.2	3.1	2.8	3.59
3.9	4.9	2.0	2.5	2.7	2.8	1.9	2.7	2.4	3.09
3.4	4.4	1.7	2.1	2.3	2.4	1.6	2.3	2.1	2.69
3.0	3.9	1.5	1.9	2.0	2.1	1.3	2.1	1.8	2.36

Para periodo de 50 años

TABLA 4.67

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 50 años en la cuenca Angostura.

TORMENTA DE 10 AÑOS									
Est. 1 <i>San Juan</i>	Est. 2 <i>Peña Color.</i>	Est. 3 <i>Bermejo</i>	Est. 4 <i>Volcanes</i>	Est. 6 <i>El Sillar</i>	Est. 10 <i>La junta</i>	Est. 11 <i>Angostura</i>	Est. 12 <i>San Juan</i>	Est. 74 <i>Samaipata</i>	<i>Promedio</i>
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	<i>Tormenta (mm)</i>
9.5	10.3	3.9	4.9	5.6	6.0	3.8	5.75	5.2	6.65
14.7	13.7	6.6	7.9	8.8	9.2	6.7	8.24	8.1	9.92
25.4	19.2	13.5	14.9	16.1	15.5	14.4	12.79	14.2	16.65
54.7	28.8	41.6	37.7	38.3	32.0	52.7	22.49	30.8	35.42
36.0	23.3	21.9	22.4	23.7	21.6	24.8	16.63	20.1	23.22
19.0	16.1	9.2	10.6	11.7	11.7	9.5	10.15	10.5	12.61
11.7	11.8	5.0	6.1	6.9	7.4	5.0	6.83	6.4	8.03
7.9	9.0	3.2	4.0	4.6	5.0	3.0	4.91	4.4	5.60
6.7	8.0	2.6	3.3	3.8	4.3	2.5	4.24	3.7	4.79
5.7	7.1	2.2	2.8	3.3	3.7	2.1	3.70	3.1	4.14
5.0	6.4	1.8	2.4	2.8	3.2	1.7	3.26	2.7	3.62
4.3	5.7	1.6	2.1	2.4	2.8	1.5	2.89	2.4	3.19

Para periodo de 100 años

TABLA 4.68

Tormentas de proyecto por estacion y su promedio de la cuenca para la obtención de caudales para un periodo de 100 años en la cuenca Angostura

TORMENTA DE 10 AÑOS									
Est. 1 <i>San Juan</i>	Est. 2 <i>Peña Color.</i>	Est. 3 <i>Bermejo</i>	Est. 4 <i>Volcanes</i>	Est. 6 <i>El Sillar</i>	Est. 10 <i>La junta</i>	Est. 11 <i>Angostura</i>	Est. 12 <i>San Juan</i>	Est. 74 <i>Samaipata</i>	<i>Promedio</i>
Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	Patrón de tormenta (mm)	<i>Tormenta (mm)</i>
10.9	11.5	6.6	5.1	5.9	6.5	5.4	6.4	5.7	7.55
16.8	15.2	9.9	8.3	9.4	9.8	8.5	9.0	8.9	11.14
29.1	21.0	16.8	15.5	17.1	16.6	15.3	13.8	15.5	18.30
62.5	30.9	34.2	39.3	40.7	33.9	35.2	23.9	33.8	36.60
41.1	25.2	23.2	23.4	25.2	23.0	22.2	17.8	22.0	25.00
21.7	17.7	12.7	11.0	12.4	12.5	11.2	11.1	11.5	14.04
13.4	13.1	8.0	6.4	7.4	7.9	6.7	7.5	7.0	9.08
9.1	10.1	5.5	4.2	4.9	5.4	4.5	5.4	4.8	6.38
7.7	9.0	4.7	3.5	4.1	4.6	3.8	4.7	4.0	5.47
6.5	8.0	4.0	2.9	3.5	3.9	3.2	4.1	3.4	4.75
5.7	7.2	3.5	2.5	3.0	3.4	2.8	3.6	3.0	4.16
5.0	6.5	3.0	2.2	2.6	3.0	2.4	3.2	2.6	3.67

Resumen de las tormentas de proyecto para la cuenca de Angostura

TABLA 4.69

Resumen de tormentas de proyecto para la cuenca de Angostura para periodos de 10, 50 y 100 años

<i>Tormentas para la cuenca de Angostura</i>			
<i>Tiempo (Hrs)</i>	<i>10 años Precip (mm)</i>	<i>50 años Precip (mm)</i>	<i>100 años Precip (mm)</i>
<i>0.5</i>	5.05	6.65	7.55
<i>1</i>	7.66	9.92	11.14
<i>1.5</i>	13.11	16.65	18.30
<i>2</i>	28.52	35.42	36.60
<i>2.5</i>	18.51	23.22	25.00
<i>3</i>	9.82	12.61	14.04
<i>3.5</i>	6.15	8.03	9.08
<i>4</i>	4.22	5.60	6.38
<i>4.5</i>	3.59	4.79	5.47
<i>5</i>	3.09	4.14	4.75
<i>5.5</i>	2.69	3.62	4.16
<i>6</i>	2.36	3.19	3.67

Si bien las tormentas obtenidas son para duraciones de 30 min, también se pueden obtener, a partir de estas tablas resumen de tormentas, las duraciones para intervalos de una hora, que serán utilizadas en el modelo hidrológico del hidrograma unitario por mínimos cuadrados suavizados.

Las tormentas de proyecto de duraciones de una hora serán presentadas en el sub capítulo 5.5.3 del capítulo 5, siendo su uso exclusivo (en el presente trabajo) para la aplicación del hidrograma unitario por mínimos cuadrados suavizados.

4.4.10 Tormenta de proyecto con duración Δt de 1 hora

Anteriormente se presentaron tormentas de proyecto con duraciones de 30 minutos y su metodología correspondiente, pero para las modelación se debe utilizar tormentas de proyecto de duración (Δt) de una hora, ya que para una buena comparación es conveniente utilizar este intervalo de duración, añadiendo además de que los resultados que se obtienen para el análisis de frecuencias están en un intervalo de Δt de 1 hora. Aclarar también que se realizara las simulaciones para intervalos Δt de 30 minutos, más que todo para ver los efectos que produce el utilizar distintas duraciones en las modelaciones hidrológicas.

Para las tormentas Δt de 1 hora se siguió la misma metodología presentada anteriormente, mostrando las tormentas de proyecto calculadas para cada estación, de duración de una hora, y posteriormente la tormenta promedio para cada cuenca, con sus periodos de retorno correspondiente de 10, 50 y 100 años

Las siguientes tablas 4.70, 4.71 y 4.72 mostraran las tormentas de proyecto de 10 , 50 y 100 años de periodo de retorno respectivamente ,de duración de una hora, para cada estación y seguidamente la tabla 4.73, presentaran las tormentas de proyecto promedio para cada cuenca, tomando en cuenta que para las tormentas promedio se utilizó los ponderadores de Thiessen presentados en el Anexo B

TABLA 4.70

Tormentas de proyecto de duracion de una hora de todas las estaciones para un periodo de retorno de 10 años.

<i>TORMENTAS PARA PERIODO DE 10 AÑOS</i>									
	<i>01NP</i>	<i>02NP</i>	<i>03NP</i>	<i>04NP</i>	<i>06NP</i>	<i>10NP</i>	<i>11NP</i>	<i>12NP</i>	<i>74NP</i>
<i>Precipitación en Hrs</i>	<i>Empinado (mm)</i>	<i>Peña colorado (mm)</i>	<i>Bermejo (mm)</i>	<i>Volcanes (mm)</i>	<i>El Sillar (mm)</i>	<i>La Junta (mm)</i>	<i>Angostura (mm)</i>	<i>San Juan (mm)</i>	<i>Samaipata (mm)</i>
1	11.9	13.7	6.5	7.9	8.5	8.6	6.1	7.9	7.4
2	30.4	27.1	20.0	22.6	23.2	22.2	20.5	18.0	19.0
3	62.0	42.6	52.3	53.3	52.1	46.0	61.8	32.6	39.0
4	18.0	18.7	10.6	12.5	13.1	13.1	10.2	11.4	11.2
5	8.5	10.5	4.4	5.5	5.9	6.1	4.1	5.8	5.3
6	6.3	8.3	3.2	4.0	4.3	4.6	2.9	4.4	3.9

TABLA 4.71

Tormentas de proyecto de duracion de una hora de todas las estaciones para un periodo de 50 años.

<i>TORMENTAS PARA PERIODO DE 50 AÑOS</i>									
<i>Precipitación en Hrs</i>	<i>01NP</i>	<i>02NP</i>	<i>03NP</i>	<i>04NP</i>	<i>06NP</i>	<i>10NP</i>	<i>11NP</i>	<i>12NP</i>	<i>74NP</i>
	<i>Empinado (mm)</i>	<i>Peña colorado (mm)</i>	<i>Bermejo (mm)</i>	<i>Volcanes (mm)</i>	<i>El Sillar (mm)</i>	<i>La Junta (mm)</i>	<i>Angostura (mm)</i>	<i>San Juan (mm)</i>	<i>Samaipata (mm)</i>
1	17.5	19.3	7.1	8.9	10.2	9.2	6.9	10.66	9.6
2	44.4	35.3	22.7	25.5	27.8	24.8	23.9	22.94	24.7
3	90.6	52.0	63.6	60.2	62.0	54.4	77.5	39.12	50.9
4	26.4	25.5	11.7	14.1	15.8	14.2	11.6	15.07	14.5
5	12.4	15.1	4.8	6.2	7.1	6.5	4.5	7.94	6.8
6	9.3	12.1	3.4	4.5	5.2	4.8	3.2	6.14	5.1

TABLA 4.72

Tormentas de proyecto de duracion de una hora de para todas las estaciones para un periodo de 100 años.

<i>TORMENTAS PARA PERIODO DE 100 AÑOS</i>									
<i>Precipitación en Hrs</i>	<i>01NP</i>	<i>02NP</i>	<i>03NP</i>	<i>04NP</i>	<i>06NP</i>	<i>10NP</i>	<i>11NP</i>	<i>12NP</i>	<i>74NP</i>
	<i>Empinado (mm)</i>	<i>Peña colorado (mm)</i>	<i>Bermejo (mm)</i>	<i>Volcanes (mm)</i>	<i>El Sillar (mm)</i>	<i>La Junta (mm)</i>	<i>Angostura (mm)</i>	<i>San Juan (mm)</i>	<i>Samaipata (mm)</i>
1	20.0	21.6	7.3	9.3	10.8	9.4	9.9	11.8	10.5
2	50.8	38.7	23.7	26.5	29.5	25.8	26.5	24.9	27.0
3	103.6	56.1	68.0	62.7	66.0	57.7	57.5	41.7	55.9
4	30.2	28.3	12.1	14.7	16.8	14.6	15.3	16.6	15.9
5	14.2	17.0	4.9	6.4	7.5	6.6	7.0	8.8	7.4
6	10.6	13.8	3.5	4.7	5.6	4.8	5.2	6.9	5.5

Tormentas promedio

La tabla 4.73 se presentan las tormentas de proyecto promedio por cada periodo de retorno, para las cuencas de estudio.

Tabla 4.73

Tormentas de proyecto de todas las estaciones de estudio para duraciones de una hora.

Tormentas de proyecto por cuenca									
	Cuenca Colorado			Cuenca Bermejo			Cuenca Angostura		
	10 años	50 años	100 años	10 años	50 años	100 años	10 años	50 años	100 años
Δt (hrs)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)
1	7.92	9.04	9.46	9.70	12.60	13.80	9.27	11.78	12.95
2	22.52	25.73	26.94	22.92	28.50	30.77	22.94	28.64	31.06
3	53.00	60.74	63.70	45.40	55.12	59.11	47.02	58.84	62.61
4	12.47	14.23	14.89	14.16	18.03	19.62	13.81	17.37	19.00
5	5.47	6.25	6.54	7.09	9.37	10.31	6.68	8.55	9.44
6	4.01	4.58	4.79	5.42	7.26	8.03	5.04	6.50	7.20

Si bien estas tormentas están diseñadas para una duración total de 6 horas, la cuenca Colorado presenta un tiempo de concentración de 2.5 horas, considerándose tormentas de proyecto de duración total de 3 horas, tal como se lo menciono al principio de esta sección 4.4. Es por eso que se presentara de manera directa (considerando que se realizó toda la metodología anterior explicada) la tabla 4.74 de tormentas de proyecto para la cuenca Colorado, de duración total de 3 horas con Δt de 30 min y 1 hora.

Tabla 4.74

Tormentas de proyecto para la cuenca Colorado de duración total de tormenta de 3 horas para Δt de 30 min y 1 hora.

	Cuenca Colorado (Δt 30 min)			Δt (hrs)	Cuenca Colorado (Δt 1 hr)		
	10 años	50 años	100 años		10 años	50 años	100 años
Δt (min)	Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)		Precip (mm)	Precip (mm)	Precip (mm)
30	9.37	10.7	11.2	1	12.47	14.23	14.89
60	19.79	22.6	23.7	2	53.00	60.74	63.70
90	33.21	38.1	40.0	3	22.52	25.73	26.94
120	13.1	15.0	15.7				
150	7.0	8.0	8.4				
180	5.4	6.2	6.5				

CAPÍTULO 5

5.- CAUDAL DE DISEÑO MEDIANTE EL USO DEL CONCEPTO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

5.1 INTRODUCCION

Complementando la teoría descrita en el capítulo 2, respecto a los hidrogramas unitarios (sección 2.6.1), se puede decir que los hidrólogos han utilizado la técnica del hidrograma unitario (HU) durante más de ochenta años, para el análisis y pronóstico de la respuesta de las cuencas a la lluvia; en la actualidad, el HU es una de las herramientas más confiables para realizar estimaciones de crecidas o avenidas de diseño aceptando la linealidad de manera implícita, el autor (Sherman, 1932) lo define como la respuesta de una cuenca a la precipitación efectiva de lámina unitaria (1 pulgada, 1 cm o 1mm) uniformemente distribuida en toda la cuenca, tanto temporal como espacial (Campos, 2003)

Si bien el principio del HU es aplicable a cuencas de cualquier tamaño, es deseable usar en su derivación tormentas bien distribuidas sobre la cuenca, por lo tanto el tamaño óptimo de cuenca será también función del tipo de tormenta. Es común considerar en el caso de lluvias de gran extensión unidades de respuesta hidrológica no mayores de 5000 km². Un criterio para el caso de tormentas convectivas es no sobrepasar un área de 1000 km² como dimensión de las subcuencas (Fattorelli & Fernández, 2007)

5.2 CAUDAL DE DISEÑO APLICANDO EL HIDROGRAMA UNITARIO POR MINIMOS CUADRADOS SUAVIZADOS

5.2.1 Introducción

Para poder comprender la aplicación del método del hidrograma unitario por mínimos cuadrados suavizados (MCS), primero se tiene que citar el método del hidrograma unitario por mínimos cuadrados (MC). Este último método mencionado minimiza la suma de los cuadrados de las diferencias o errores entre los valores observados de Q y los calculados a partir del HU. Es muy utilizado en la determinación de la respuesta pulso de una cuenca.

Pero por contraparte, este método de MC puede presentar algunos valores erráticos o incluso negativos, que se pueden adjudicar a la no linealidad que existe en la relación lluvia efectiva-escorrentía directa en la cuenca analizada, tal como se lo describió en el capítulo 2

Teniendo conocimiento de que el método de MC puede generar errores que hacen que el HU estimado no cumpla con las condiciones básicas de un hidrograma unitario como tal, como la de tener ordenadas positivas y que los volúmenes de escorrentía equivalgan a 1

mm, cm o pul.(Ayuso et al., 1994). En 1984 (Bruen & Dooge, 1984) propusieron el método MCS en el que consiste en estimar una nueva solución de valores del hidrograma unitario (U'), ecuación (2.31), a partir de los valores obtenidos por el método de MC (U), ecuación (2.30), introduciendo un parámetro escala K . Todo esto se lo detalla en el subcapítulo 2.6.1.1 del capítulo 2 del presente trabajo.

Conociendo el método de MCS y la importancia de su aplicación para este proyecto, implica de manera obligada realizar la estimación inicial con MC de cada evento, y su posterior optimización o suavizado introduciendo un valor escalar de K , y a partir de ello realizar una calibración de hidrogramas para obtener un solo hidrograma unitario que represente a toda la cuenca en estudio.

Hay que tomar en cuenta que, para que el hidrograma unitario (HU) de la cuenca sea la que mejor represente a la realidad, esta debe someterse a una verificación y establecer su confiabilidad de uso, para ello el dicho HU pasara a una etapa de verificación con eventos aleatorios, y se determinara si el HU es la más confiable o la que mejor que represente a la realidad de la cuenca. Una vez estimado el HU de la cuenca, se introducirán las tormentas de proyecto, para distintos periodos de retorno, que permitirán establecer los caudales máximos de diseño.

5.2.2 Eventos seleccionados para la modelación.

Los mejores eventos preseleccionados para las modelaciones, son presentados en la sección 4.3 del capítulo 4 y de todos ellos, para la presente modelación, se seleccionaran seis eventos por cada cuenca. Se debe tomar en cuenta que la selección del evento y el uso al que se someterá fueron determinados de manera aleatoria. A continuación se presentaran los eventos asignados para la presente modelación por cuencas en las tablas 5.1 a 5.3.

Tabla 5.1

Lista de eventos seleccionados en cada cuenca para la modelación

Cuenca Colorado		Cuenca Bermejo		Cuenca Angostura	
Evento	Uso	Evento	Uso	Evento	Uso
<i>1993-1994</i>	CALIBRACION	<i>1990 – 1991</i>	CALIBRACION	<i>1987 – 1988</i>	CALIBRACION
<i>1997-1998</i>	CALIBRACION	<i>1994 – 1995</i>	CALIBRACION	<i>1994 – 1995</i>	CALIBRACION
<i>1992-1993</i>	CALIBRACION	<i>1997 – 1998</i>	CALIBRACION	<i>1995 – 1996</i>	CALIBRACION
<i>1994-1995</i>	VERIFICACION	<i>1986 – 1987</i>	VERIFICACION	<i>1988 – 1989</i>	VERIFICACION
<i>1995-1996</i>	VERIFICACION	<i>1993 – 1994</i>	VERIFICACION	<i>1990 – 1991</i>	VERIFICACION
<i>1996-1997</i>	VERIFICACION	<i>1992 - 1993</i>	VERIFICACION	<i>1997 - 1998</i>	VERIFICACION

5.2.3 Metodología para la obtención del HU

Para esta primera etapa de la modelación se buscara obtener los hidrogramas unitarios para los eventos de calibración seleccionados, para ello se seguirá la siguiente metodología.

1. Identificar el evento, tanto en datos de precipitación como en el de caudal.
2. Obtener el hietograma de precipitación efectiva (para este trabajo se utilizó el método del número de curva del SCS)
3. Obtener el hidrograma del caudal efectivo el evento.(Separación del caudal base).
4. Utilizar las ecuaciones (2.24), (2.26) y (2.28) presentadas en el capítulo 2, para lograr obtener el HU con mínimos cuadrados (MC).
5. Si el HU resultante no presenta irregularidades, como valores negativos en algunas ordenadas del hidrograma, realizar una prueba de bondad de ajuste para validar el hidrograma obtenido, si no pasa la prueba, elegir otro evento de lluvia caudal.
6. En caso de que el hidrograma obtenido presente dichas irregularidades, realizar una optimización o suavizado que se la describió como HU por mínimos cuadrados suavizados (MCS).
7. Utilizar la ecuación (2.31) descrita en el capítulo 2, para lograr obtener un HU suavizado (HU por MCS) y se ajuste al concepto real de hidrograma unitario (ordenadas del HU positivas) que es mencionado en el capítulo 2, subcapítulo 2.6.1.
8. Aplicar una prueba de bondad de ajuste al HU suavizado, si no pasa la prueba cambiar al parámetro K de suavizado o volver a realizar esta metodología para un nuevo evento.
9. Por último presentar el HU definitivo del evento elegido inicialmente.

Una ejemplificación de la metodología mencionada se presentara en el Anexo D.

5.2.4 Calibración

Para este proceso se obtuvieron, para cada cuenca, los HU de cada evento asignado a la calibración, en donde para calibrar el HU de la cuenca, se ajustaron los caudales pico en una misma ordenada y promediando sus valores correspondientes se obtuvo un HU que pueda representar a la cuenca en estudio.

Se presentaran los HU, de cada evento de calibración, primero con una tabla de descripción general del evento y posteriormente una primera figura donde se muestra la forma del hidrograma y el método utilizado para su obtención, y después una segunda figura que muestre el caudal efectivo medido y el caudal simulado. La presentación de la segunda figura mencionada sirve como una verificación de que el HU del evento no sufrió un cambio considerable al momento de corregirlo con un valor K, tal como indica el método de mínimos cuadrados suavizados.

Se presentara más detalles de los hidrogramas unitarios elegidos para la calibración en el Anexo D.

5.2.4.1 Cuenca Colorado

5.2.4.1.1 HU de los eventos de calibración

Evento 1993-1994

Tabla 5.2

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1993-1994. Cuenca Colorado

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Colorado
<i>Evento</i>	1993-1994
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	11
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.99

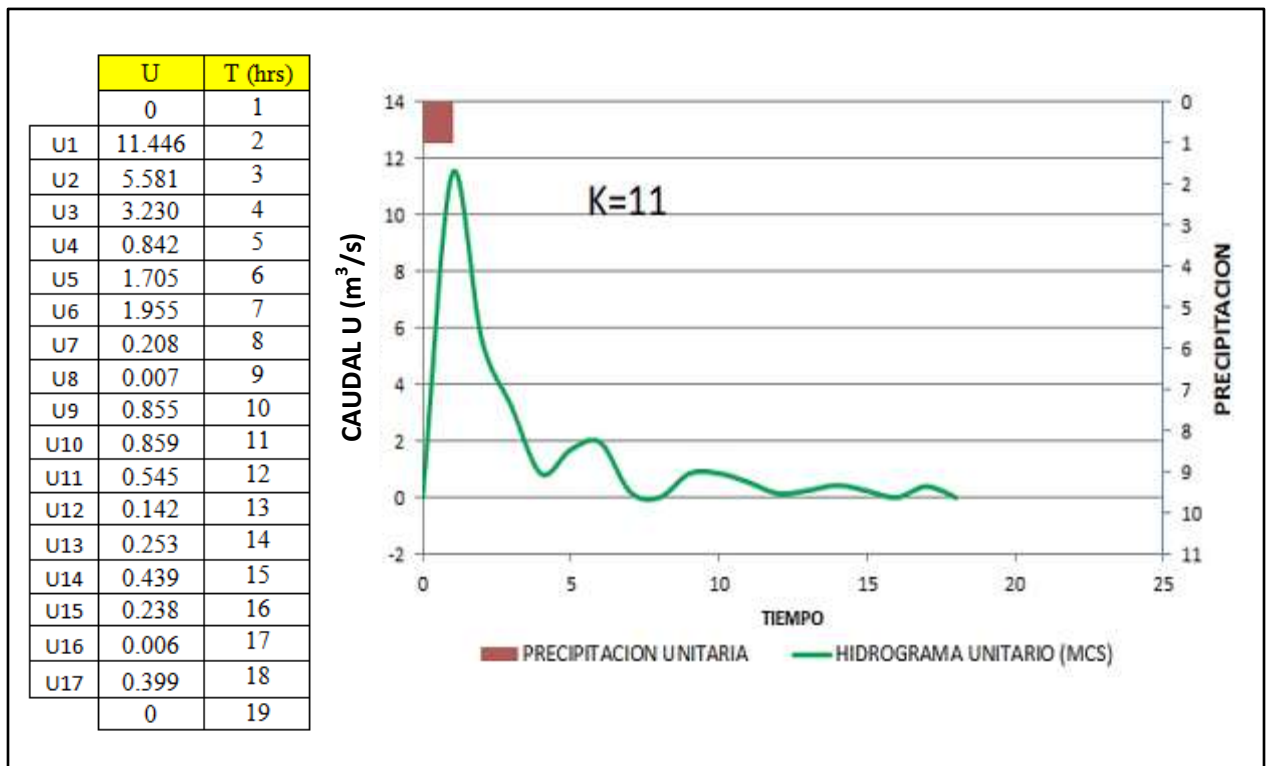


Figura 5.1 .- Hidrograma Unitario del evento 1993-1994. Cuenca Colorado

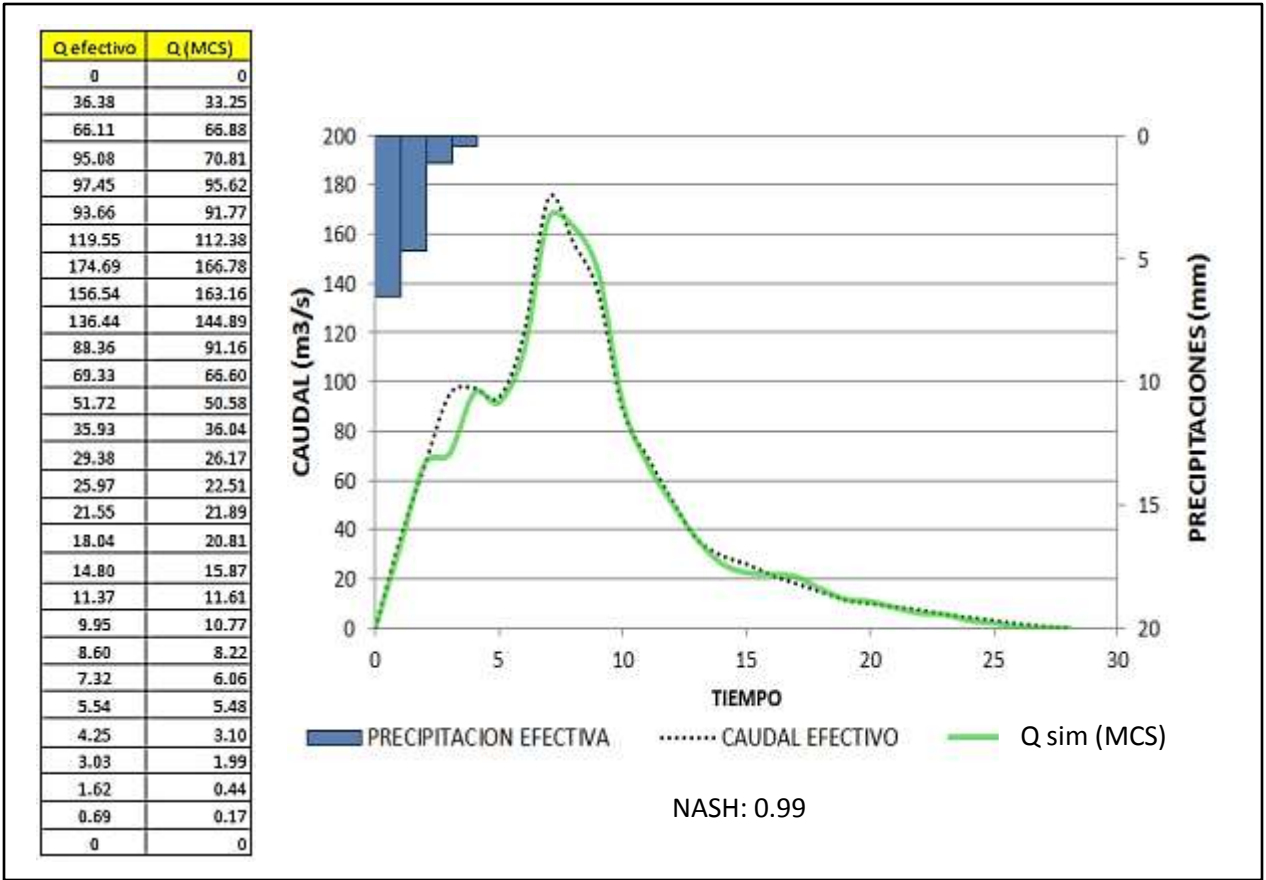


Figura 5.2 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1993-1994. Cuenca Colorado

En la figura 5.2 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1993-1994) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 11, no produjo un cambio considerable y esto se ve en el caudal simulado que obtuvo el hidrograma unitario, usando la precipitación efectiva del evento, y el caudal medido u observado. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe , en donde presenta un valor de 0.99 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

Evento 1997-1998

Tabla 5.3

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1997-1998. Cuenca Colorado

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Colorado
<i>Evento</i>	1997-1998
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	19
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.97

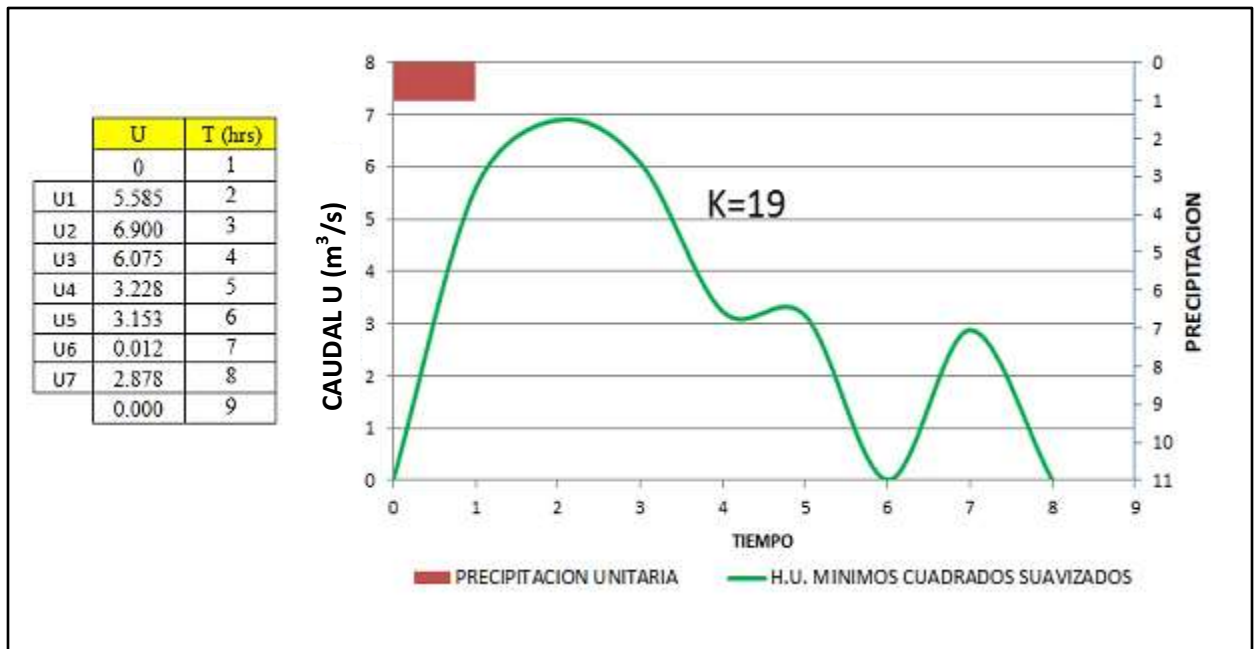


Figura 5.3 .- Hidrograma Unitario del evento 1997-1998. Cuenca Colorado

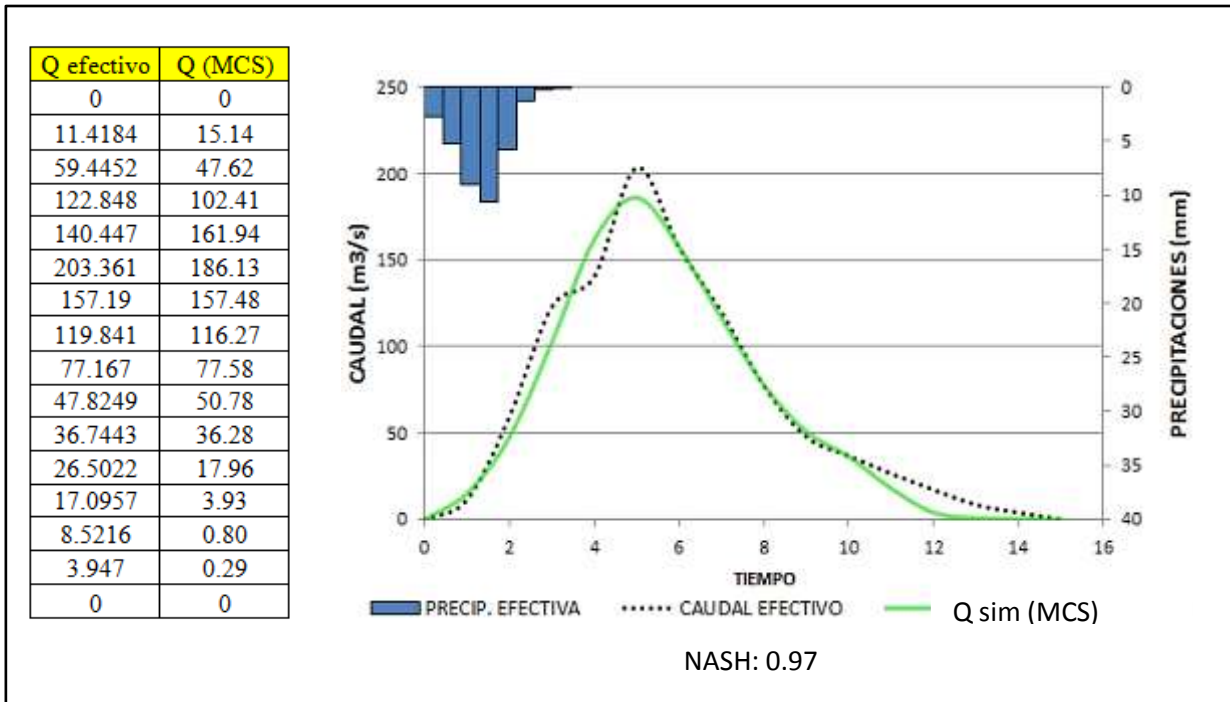


Figura 5.4 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1997-1998. Cuenca Colorado

En la figura 5.4 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1997-1998) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor K de 19, no produjo un cambio considerable y esto se ve en el caudal simulado que obtuvo el HU, usando la precipitación efectiva del evento, y el caudal medido u observado. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe, en donde presenta un valor de 0.97 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

Evento 1992-1993

Tabla 5.4

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1992-1993. Cuenca Colorado

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Colorado
<i>Evento</i>	1992-1993
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	19
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.79

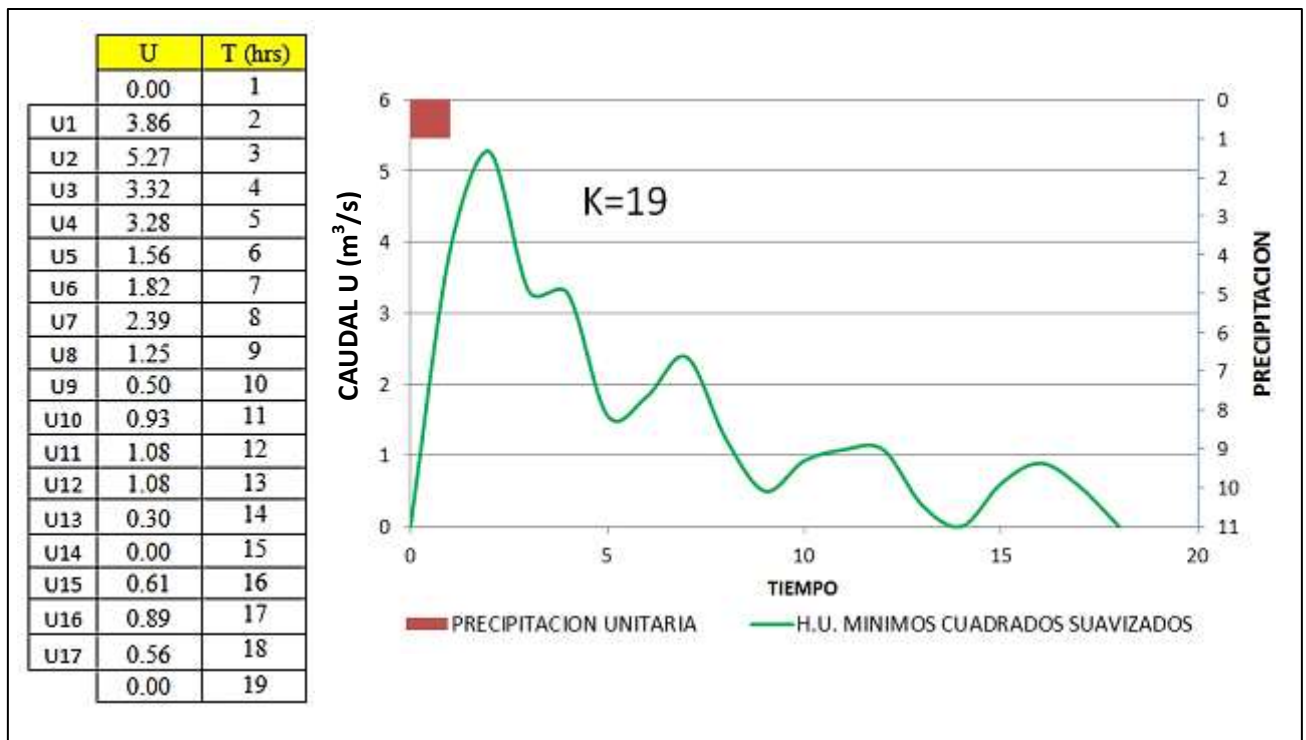


Figura 5.5 .- Hidrograma Unitario del evento 1992-1993. Cuenca Colorado

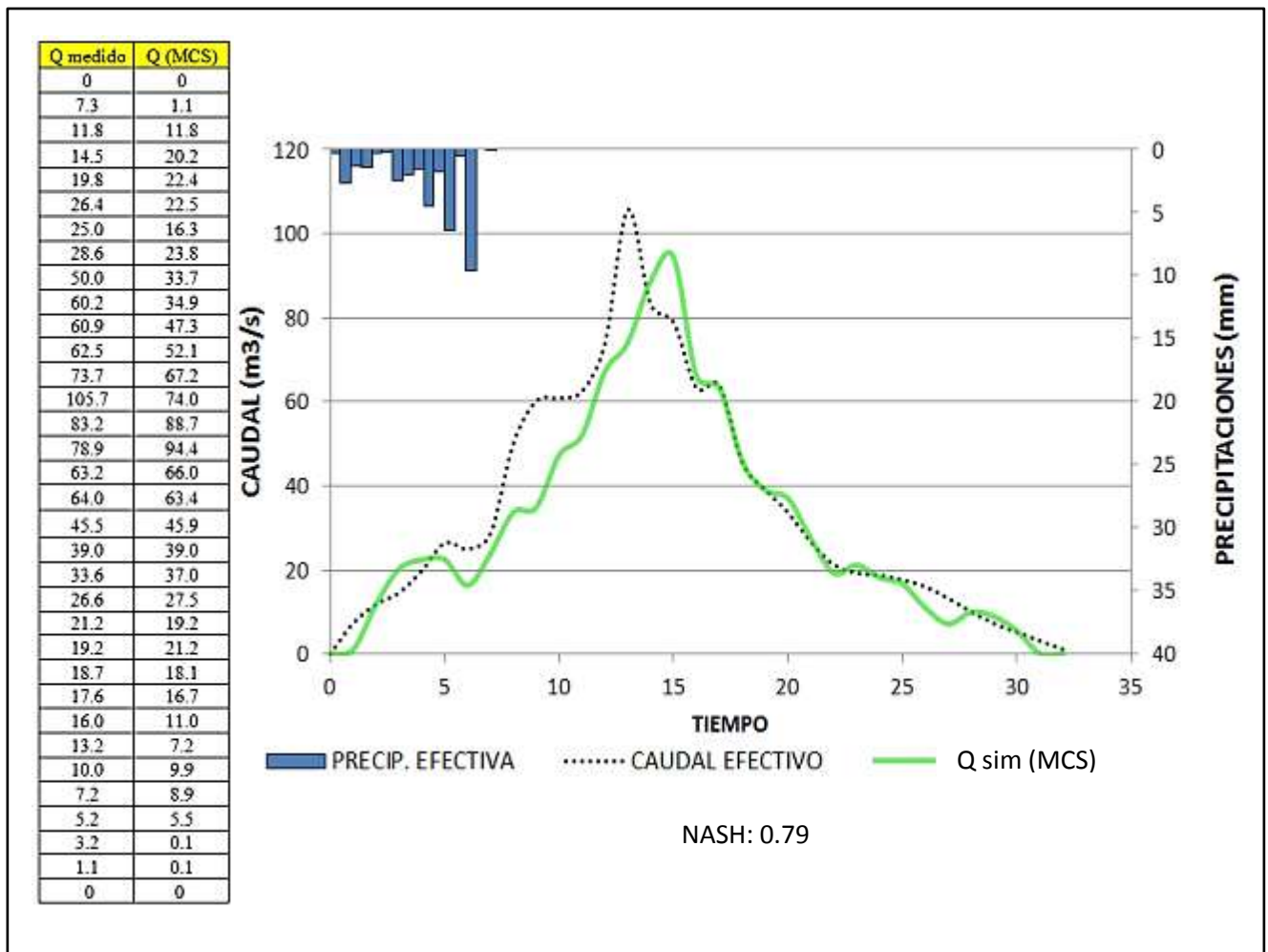


Figura 5.6 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MCS) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1992-1993. Cuenca Colorado

En la figura 5.4 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1992-1993) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 19, no produjo un cambio considerable entre los caudales en general , pero si es interesante ver que los picos se encuentran un poco desfasados, esto se puede deber a que los datos de precipitación están atrasadas respecto al caudal medido. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe , en donde presenta un valor de 0.79 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

5.2.4.1.2 Hidrograma Unitario de la cuenca Colorado

El HU de la cuenca Colorado se presenta en la tabla 5.5, que para su obtención se utilizaron los hidrogramas unitarios de los eventos de calibración, ajustando los picos de los hidrogramas unitarios en una misma ordenada (**P**) y posteriormente el promedio para obtener el HU de la cuenca, que de igual forma se muestra en las figuras 5.7 y 5.8

Tabla 5.5
Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Colorado.

AJUSTE DE H.U. MEDIO DE LA CUENCA			HU medio
<i>HU 93-94</i> (m^3/s)	<i>HU 97-98</i> (m^3/s)	<i>HU 92-93</i> (m^3/s)	<i>CUENCA COLORADO</i> (m^3/s)
0	0	0	0
0	5.58	3.86	4.72
P 11.45	6.90	5.27	7.87
5.58	6.08	3.32	4.99
3.23	3.23	3.28	3.24
0.84	3.15	1.56	1.85
1.70	0.01	1.82	1.18
1.95	2.88	2.39	2.41
0.21	0	1.25	0.73
0.01	0	0.50	0.25
0.86	0	0.93	0.89
0.86	0	1.08	0.97
0.54	0	1.08	0.81
0.14	0	0.30	0.22
0.25	0	0.00	0.13
0.44	0	0.61	0.52
0.24	0	0.89	0.57
0.01	0	0.56	0.28
0.40	0	0	0.40
0	0	0	0

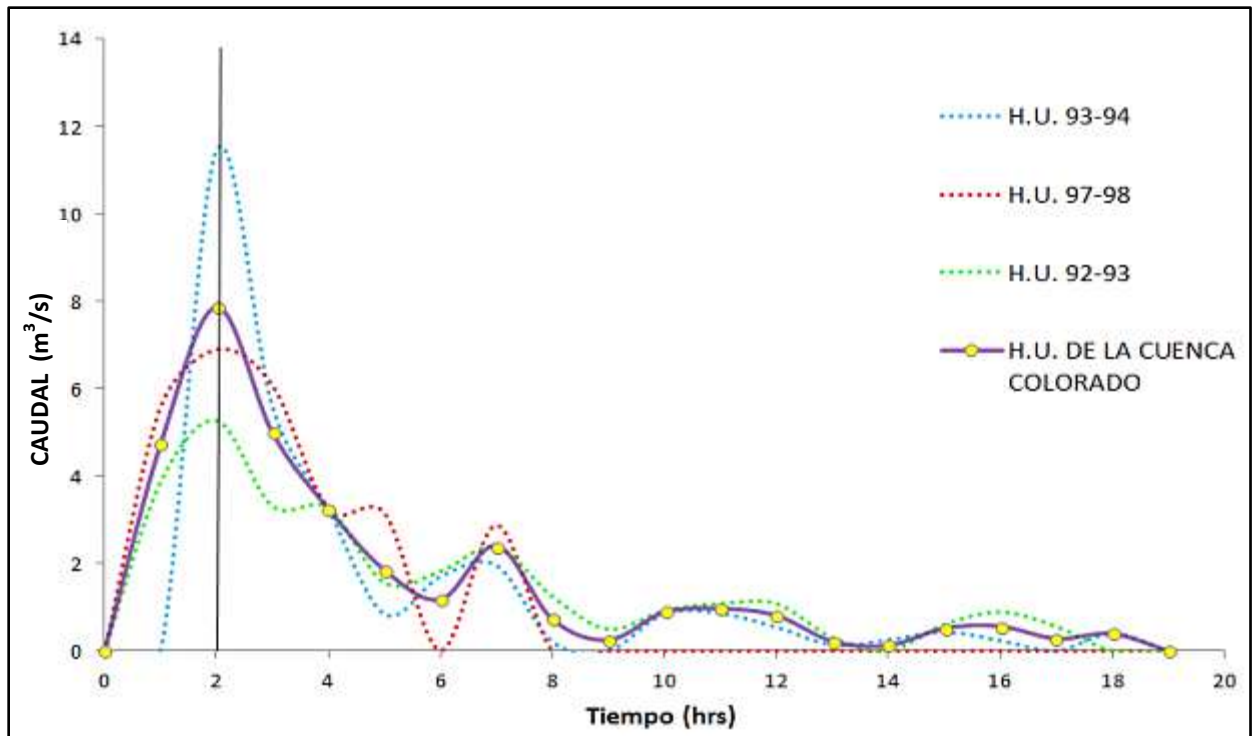


Figura 5.7.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Colorado.

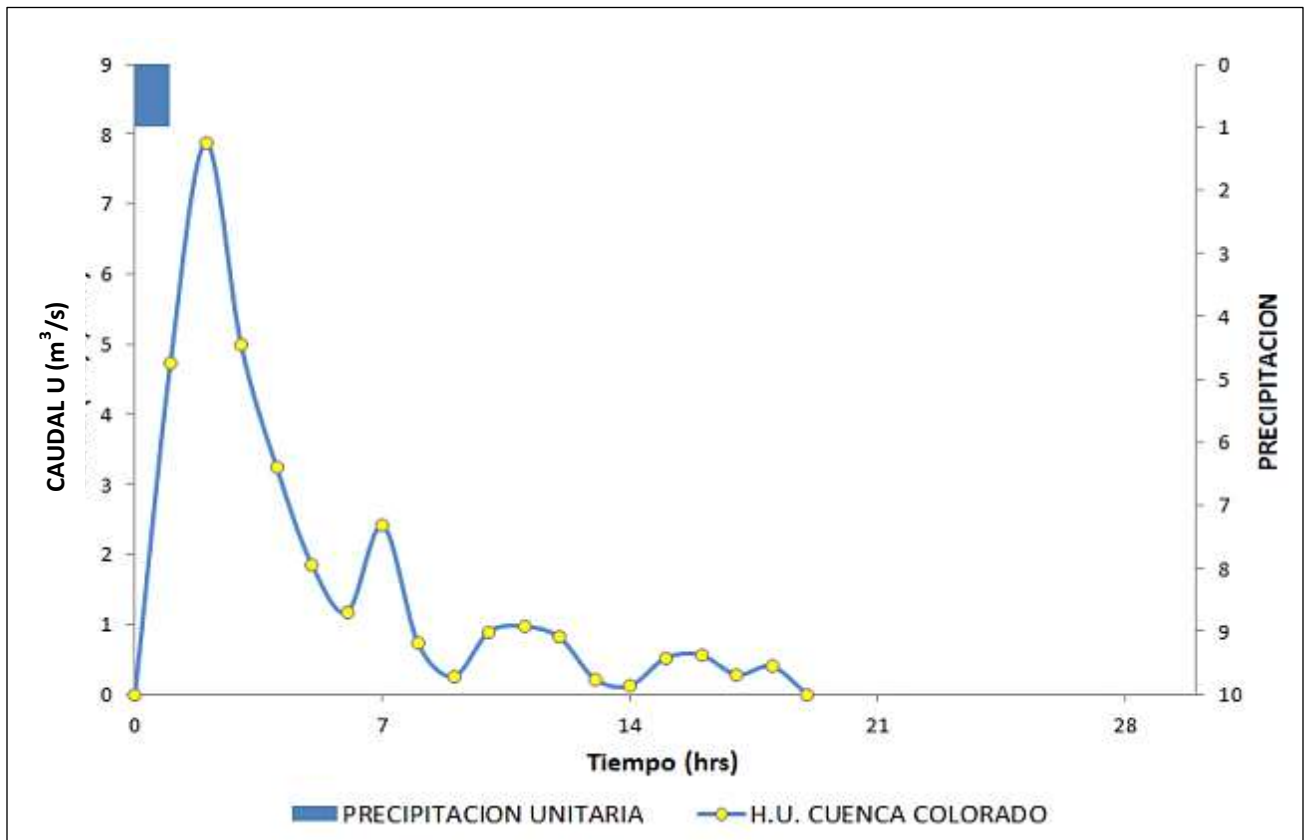


Figura 5.8 Hidrograma Unitario de la Cuenca Colorado

5.2.4.2 Cuenca Bermejo

5.2.4.2.1 HU de los eventos de calibración

Evento 1990-1991

Tabla 5.6

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1990-1991
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	9
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.86

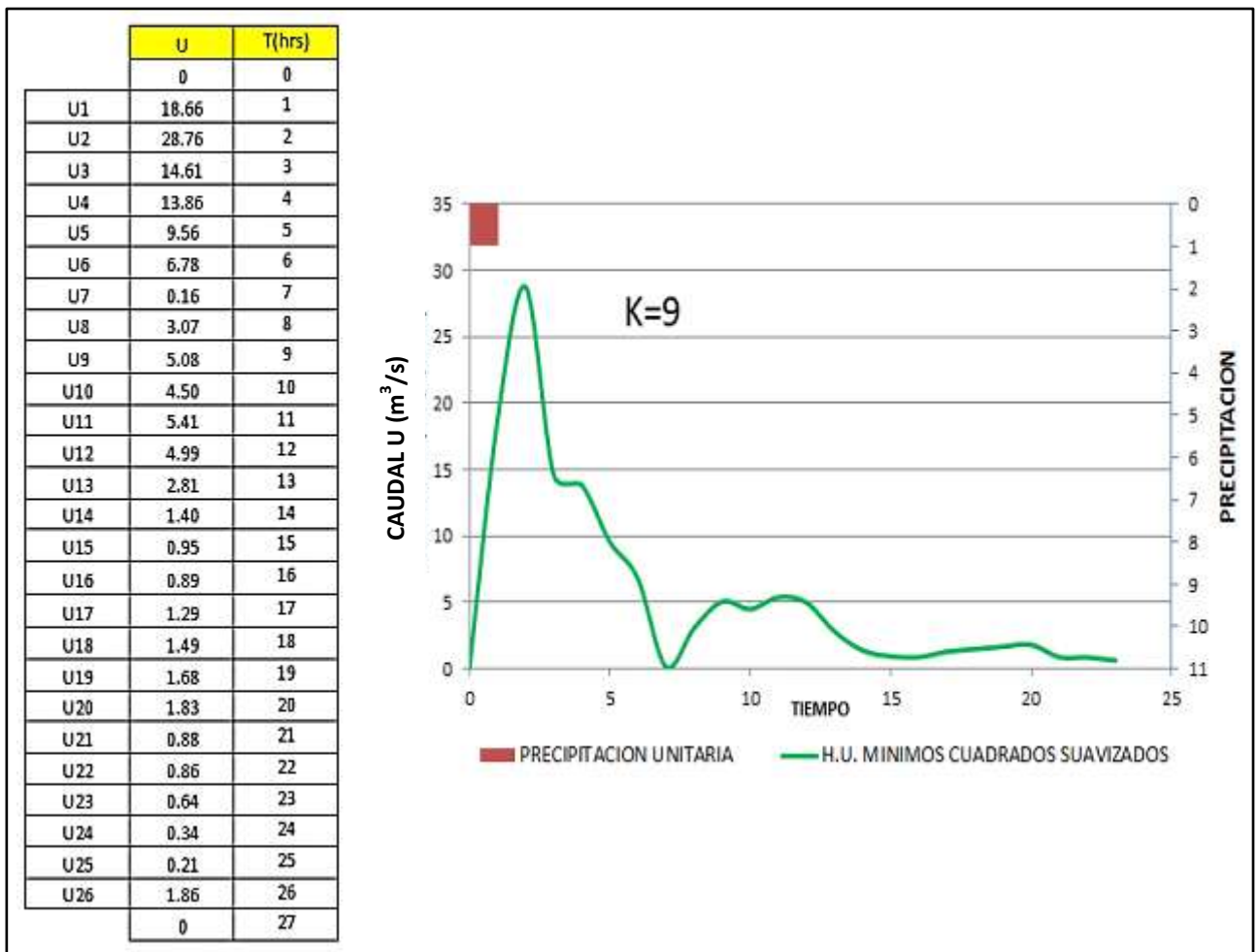


Figura 5.9 .- Hidrograma Unitario del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo

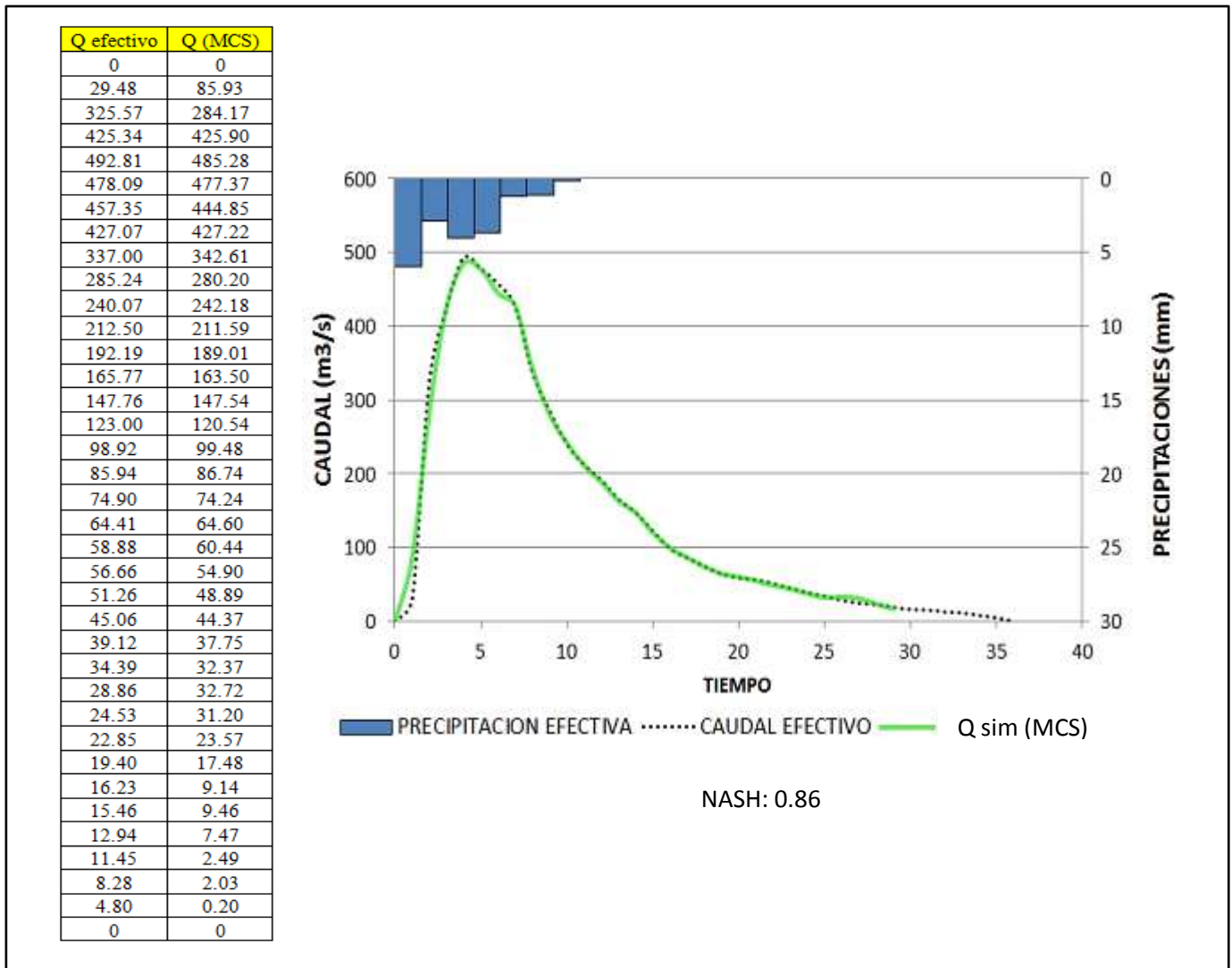


Figura 5.10 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1990-1991. Cuenca Bermejo

En la figura 5.10 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1990-1991) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 9, no produjo un cambio considerable entre los caudales observados y el de simulación. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe, en donde presenta un valor de 0.86 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

Evento 1994-1995

Tabla 5.7

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1994-1995
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	13
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.75

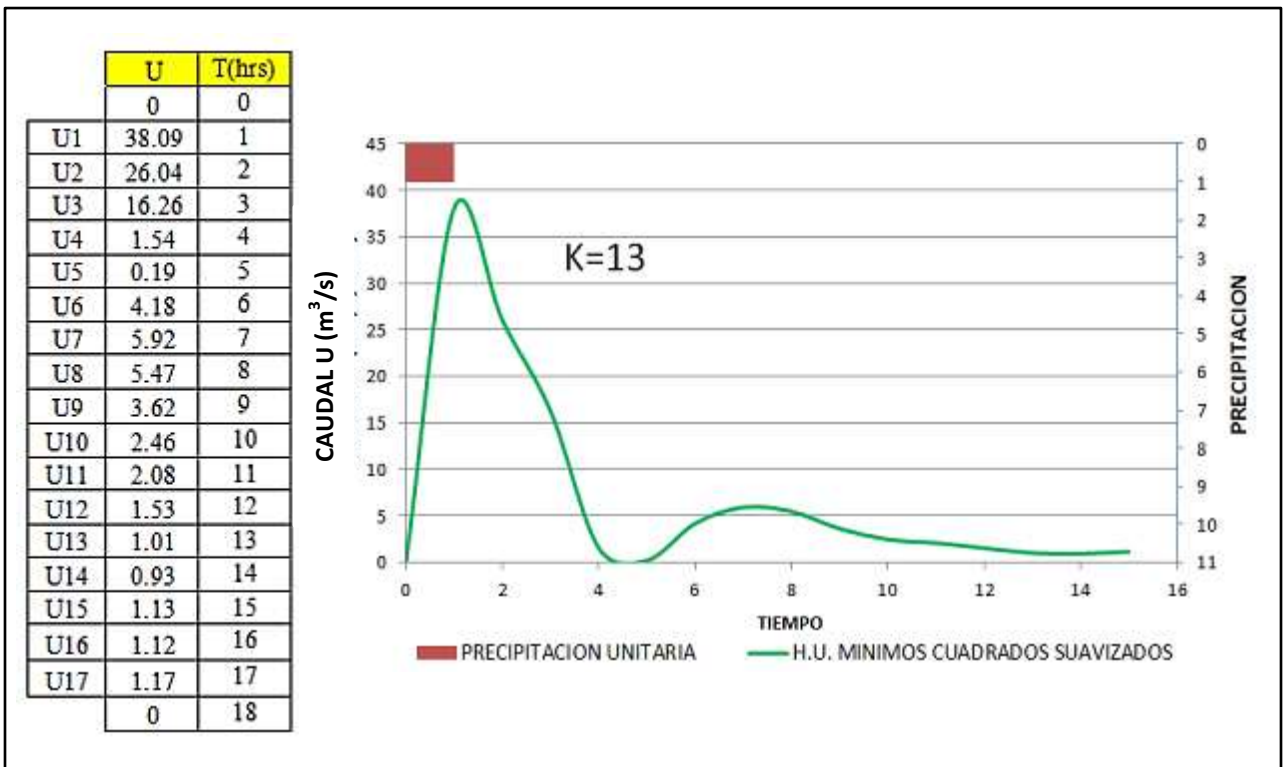


Figura 5.11 .- Hidrograma Unitario del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo

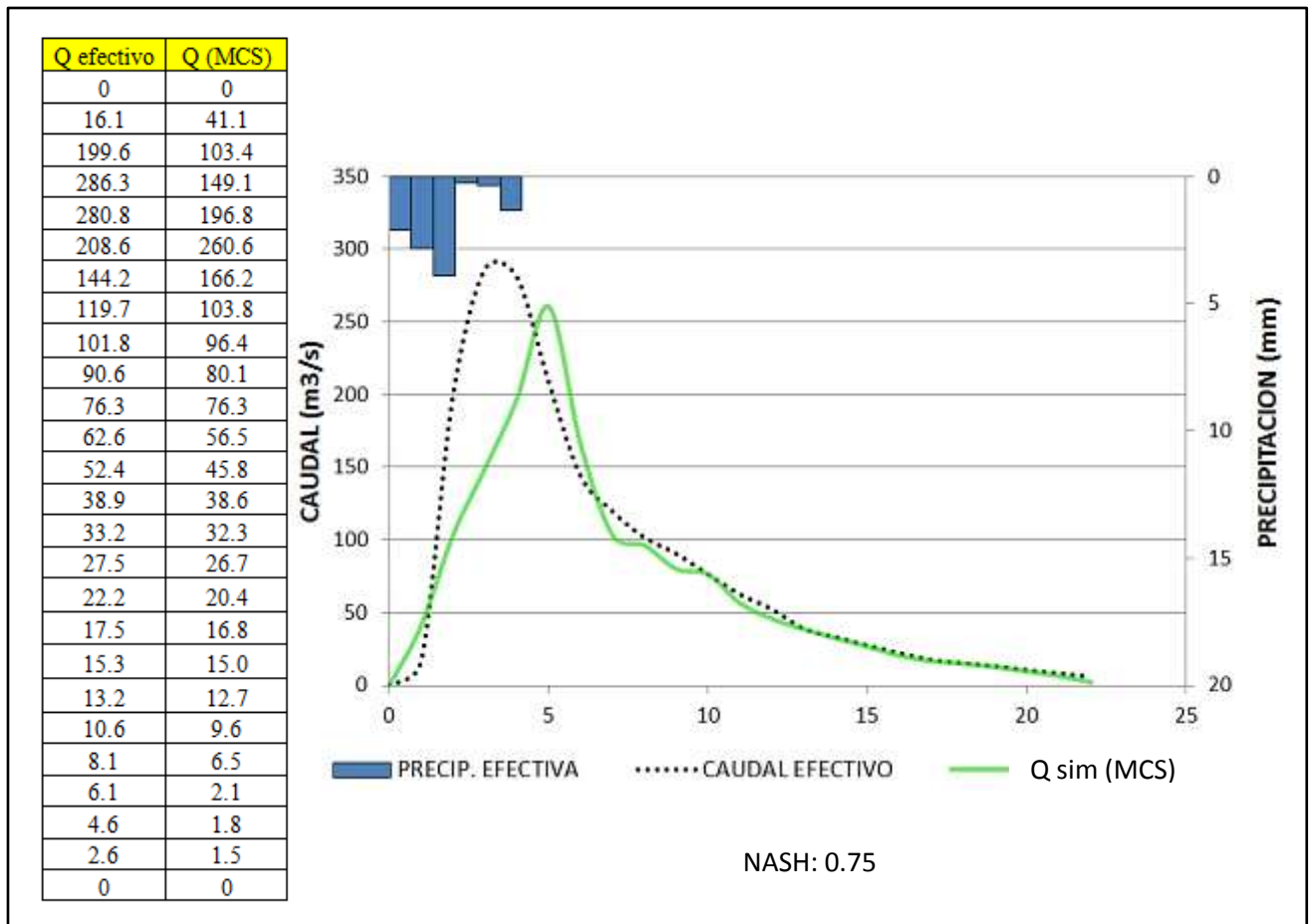


Figura 5.12 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1994-1995. Cuenca Bermejo

En la figura 5.12 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1990-1991) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor K de 13, produjo un cambio relativamente considerable entre los caudales observados y el de simulación, pero si vemos los picos de los hidrogramas pueda que exista un desfase en cuanto a los datos de precipitación y de caudal observado. El valor de Nash – Sutcliffe, en es de 0.75 considerándose como un valor muy bueno, entendiéndose que son relativamente mínimas las diferencias.

Evento 1997-1998

Tabla 5.8

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1997-1998
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados
<i>Facto k</i>	--
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.94

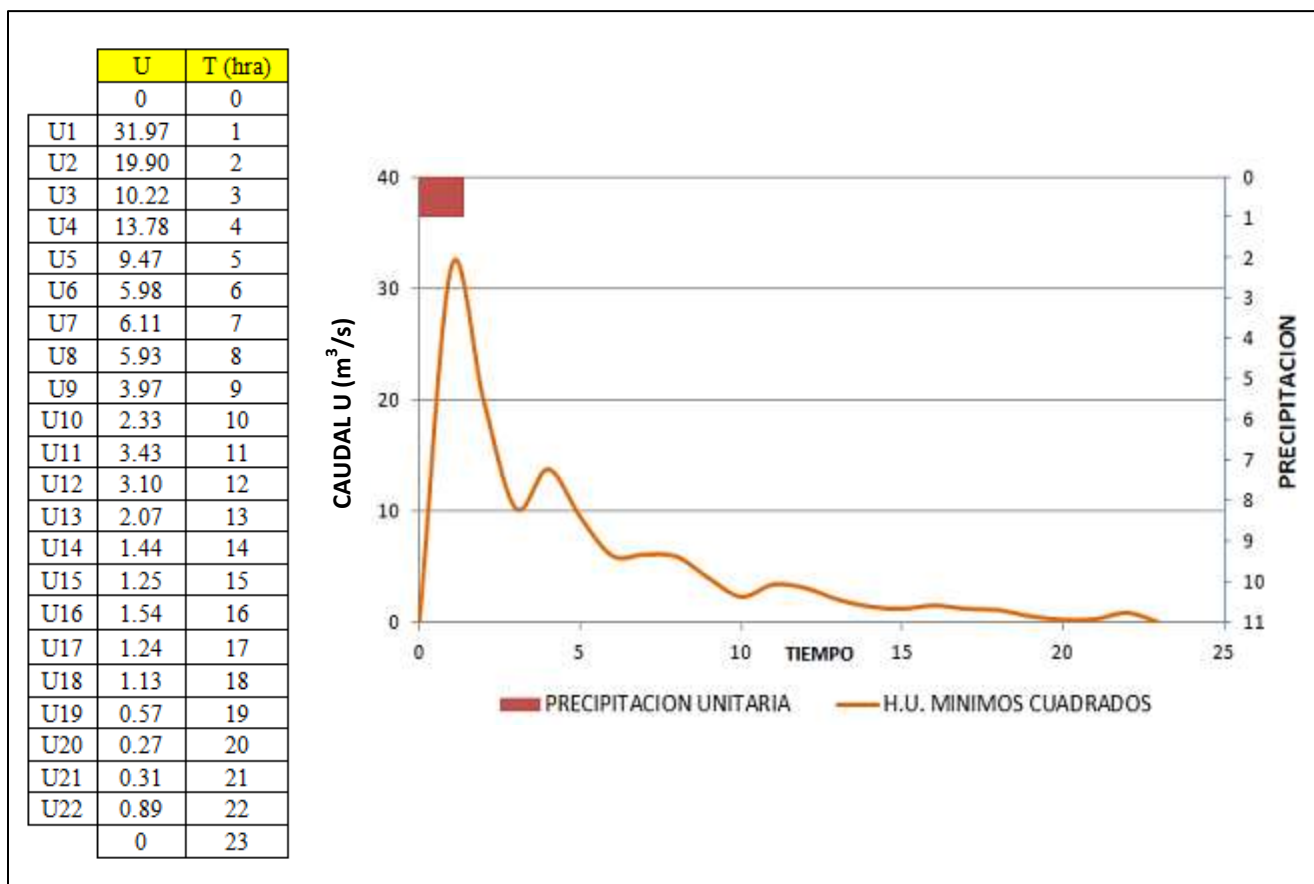


Figura 5.13 .- Hidrograma Unitario del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo

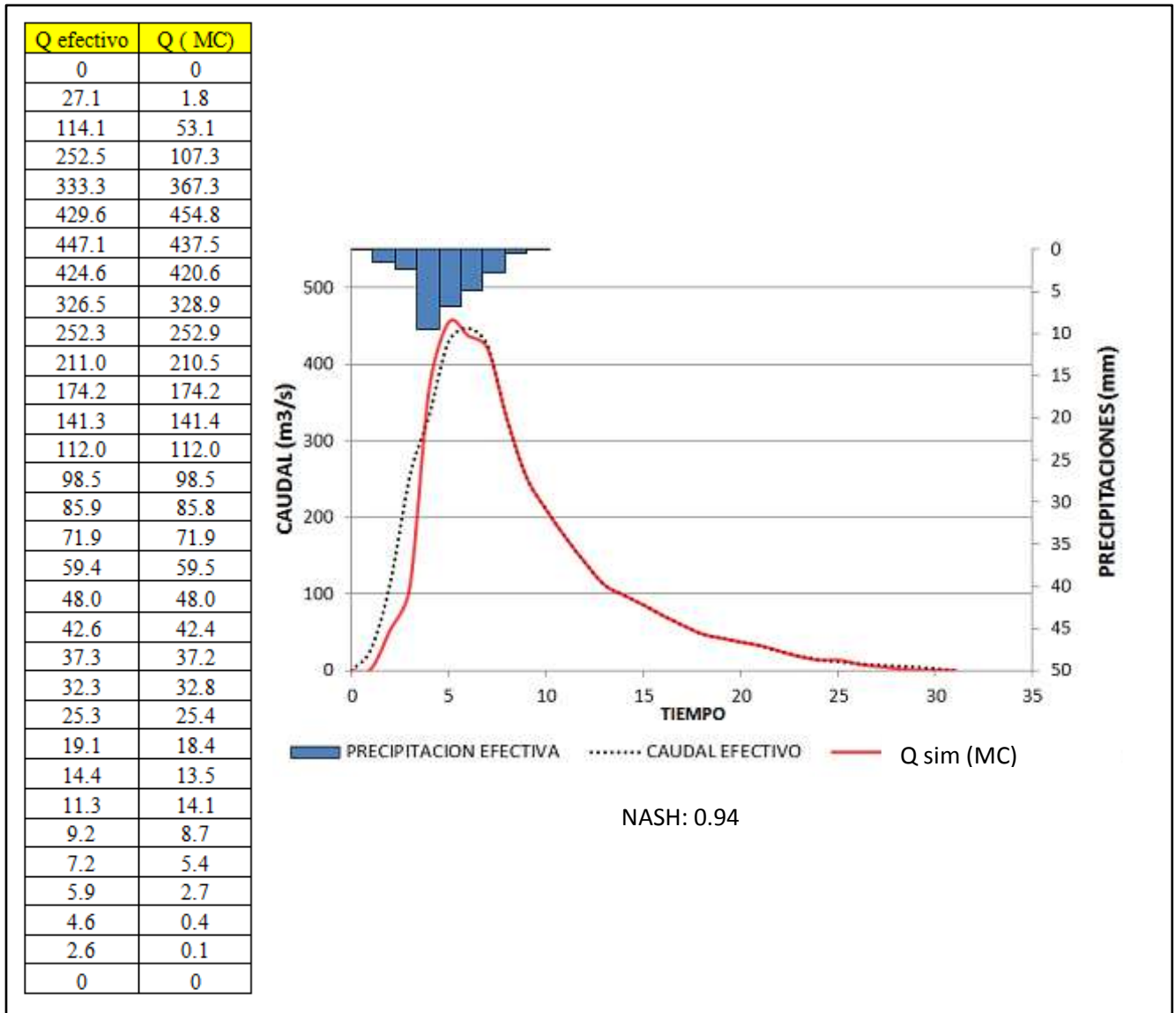


Figura 5.14 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado (MC) y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1997-1998. Cuenca Bermejo

En la figura 5.14 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1997-1998) y el caudal simulado a partir del HU, en donde observando la figura 5.13 se ve que no existió una optimización del HU (ver Anexo D), por el hecho de que no presento ordenadas negativas en su primer cálculo, de la cual al realizar la comparación entre caudales, el simulado no produjo un cambio considerable en comparación al observado. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe , en donde presenta un valor de 0.94 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

5.2.4.2.2 Hidrograma Unitario de la cuenca Bermejo

El HU de la cuenca Bermejo se presenta en la tabla 5.9, que para su obtención se utilizaron los hidrogramas unitarios de los eventos de calibración, ajustando los picos de los hidrogramas unitarios en una misma ordenada (**P**) y posteriormente el promedio para obtener el HU de la cuenca, que de igual forma se muestra en las figuras 5.15 y 5.16

Tabla 5.9
Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Bermejo.

AJUSTE DE H.U. MEDIO DE LA CUENCA			HU medio
<i>HU 90-91</i> (m^3/s)	<i>HU 94-95</i> (m^3/s)	<i>HU 97-98</i> (m^3/s)	<i>CUENCA BERMEJO</i> (m^3/s)
0	0	0	0
18.66	0	0	18.66
P 28.76	38.09	31.97	32.94
14.61	26.04	19.90	20.18
13.86	16.26	10.22	13.45
9.56	1.54	13.78	8.29
6.78	0.19	9.47	5.48
0.16	4.18	5.98	3.44
3.07	5.92	6.11	5.03
5.08	5.47	5.93	5.49
4.50	3.62	3.97	4.03
5.41	2.46	2.33	3.40
4.99	2.08	3.43	3.50
2.81	1.53	3.10	2.48
1.40	1.01	2.07	1.49
0.95	0.93	1.44	1.11
0.89	1.13	1.25	1.09
1.29	1.12	1.54	1.32
1.49	1.17	1.24	1.30
1.68	0	1.13	1.41
1.83	0	0.57	1.20
0.88	0	0.27	0.58
0.86	0	0.31	0.59
0.64	0	0.89	0.76
0.34	0	0	0.34
0.21	0	0	0.21
1.86	0	0	1.86
0	0	0	0

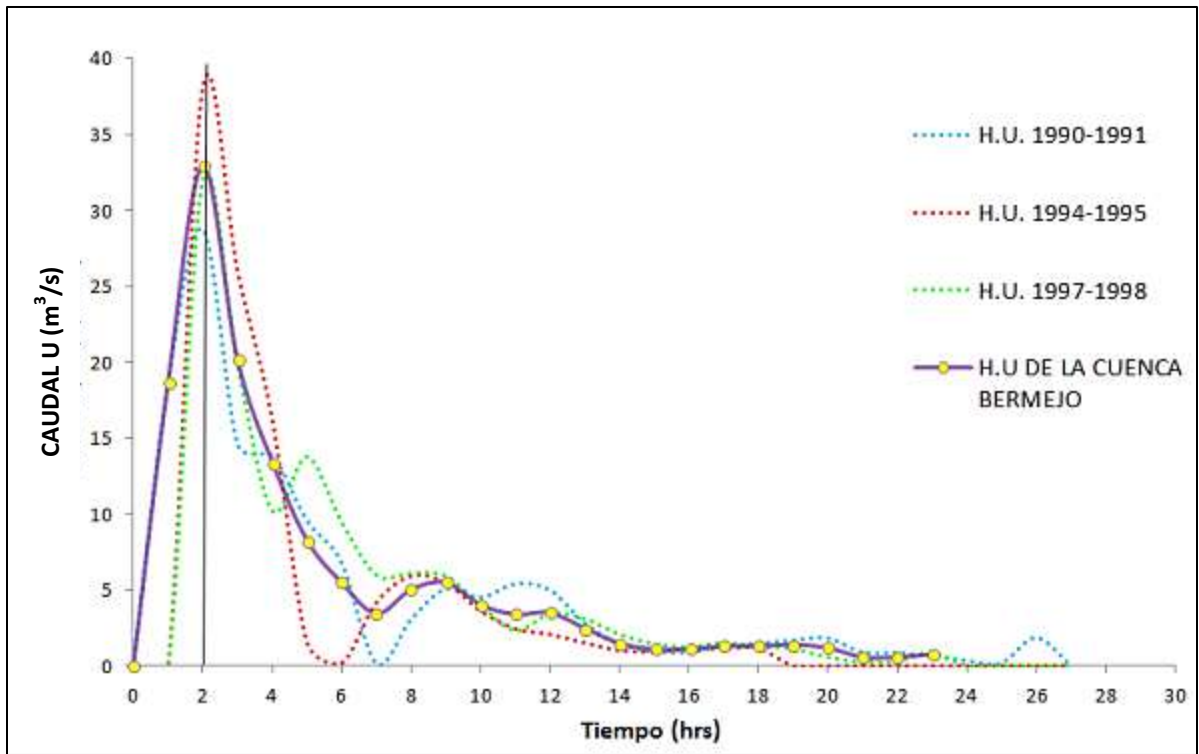


Figura 5.15.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Bermejo.

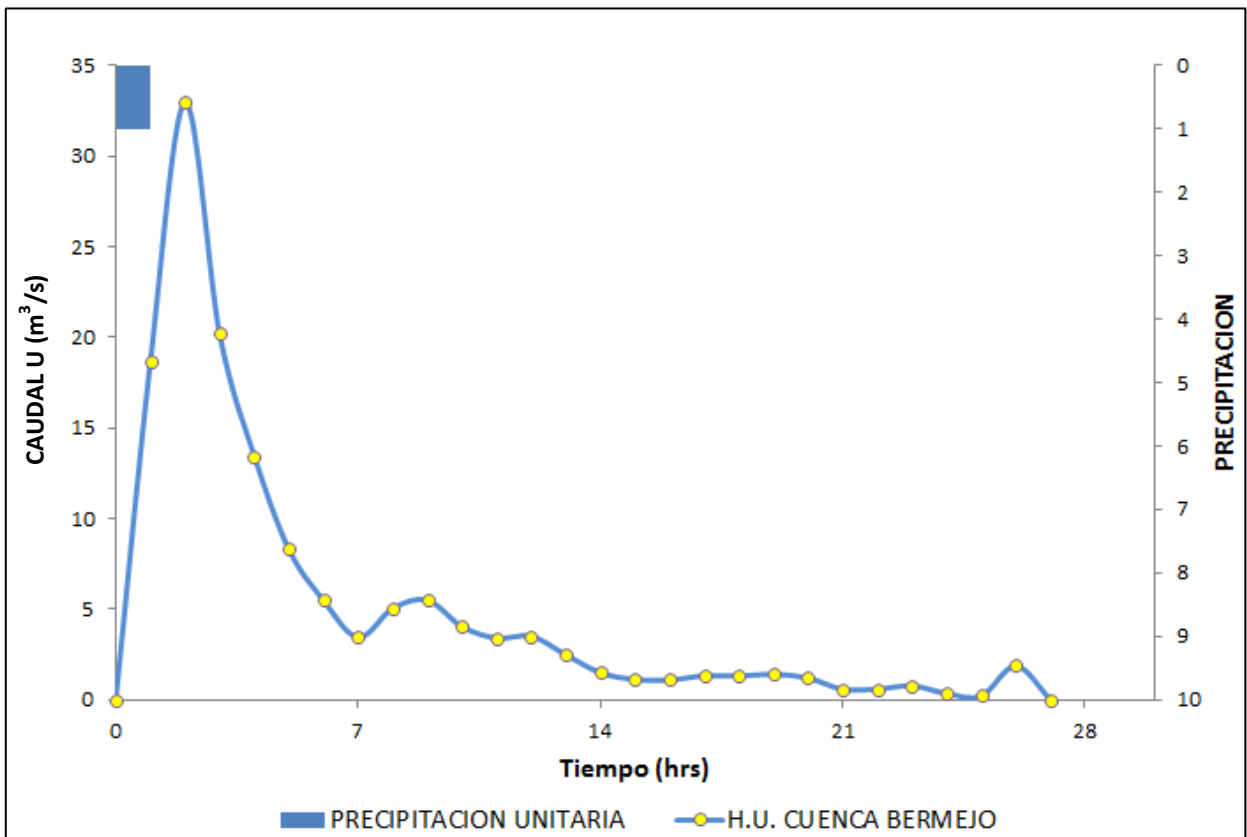


Figura 5.16 - Hidrograma Unitario de la Cuenca Bermejo

5.2.4.3 Cuenca Angostura

5.2.4.3.1 HU de los eventos de calibración

Evento 1987-1988

Tabla 5.10

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1987-1988. Cuenca Angostura

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1987-1988
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	0.3
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.99

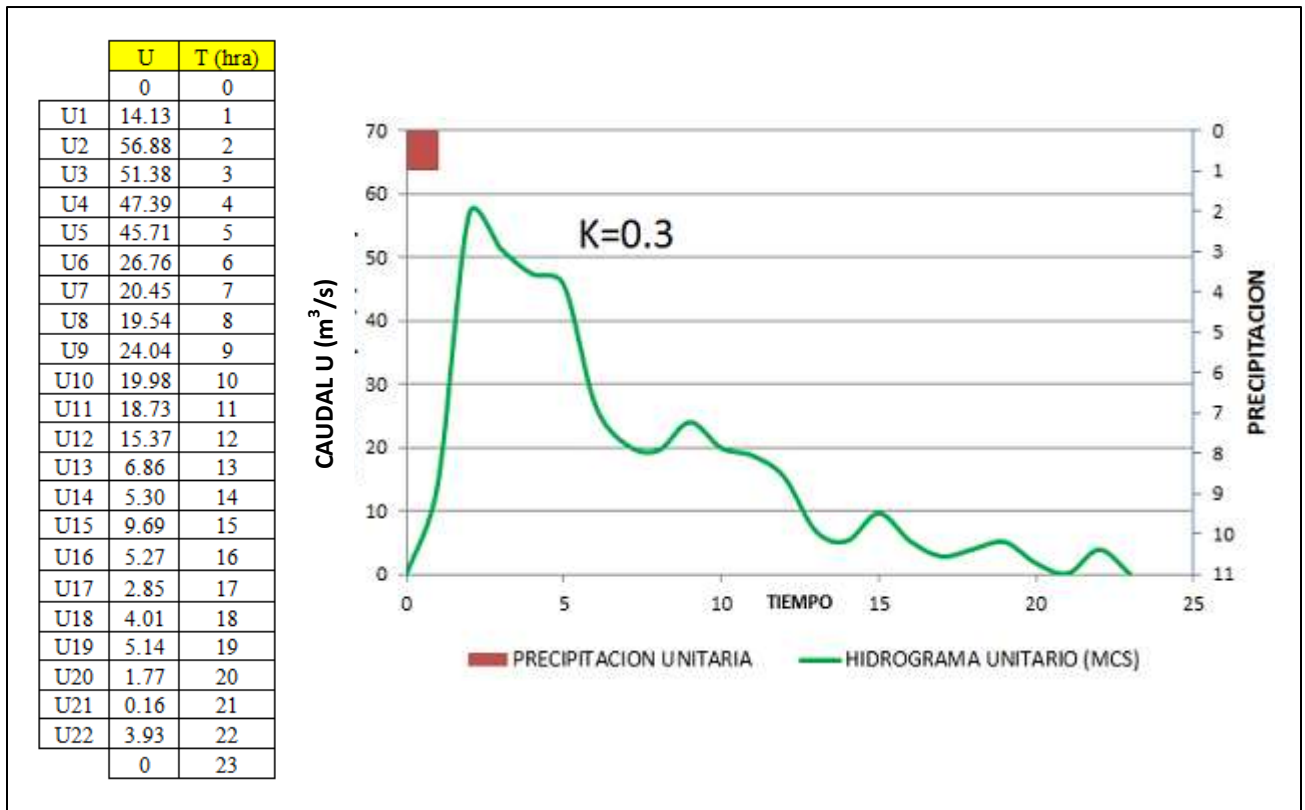


Figura 5.17 .- Hidrograma Unitario del evento 1987-1988. Cuenca Angostura

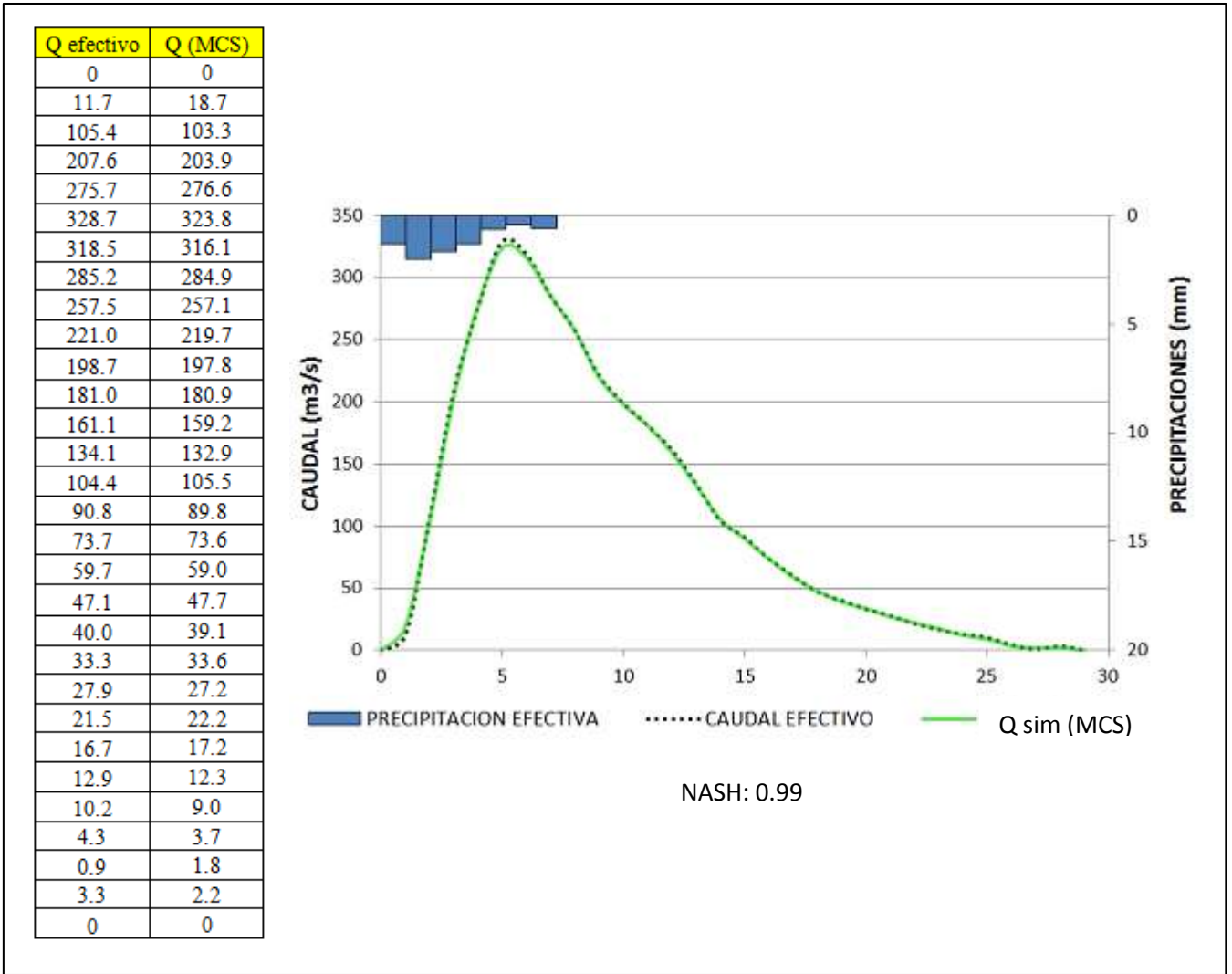


Figura 5.18 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1987-1988. Cuenca Angostura

En la figura 5.18 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1987-1988) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 0.3, no produjo un cambio considerable entre los caudales observados y los simulados, y eso es de esperarse ya que el factor de optimización es muy bajo. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe, en donde presenta un valor de 0.99 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

Evento 1994-1995

Tabla 5.11

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1994-1995. Cuenca Angostura

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1994-1995
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	1.5
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.85

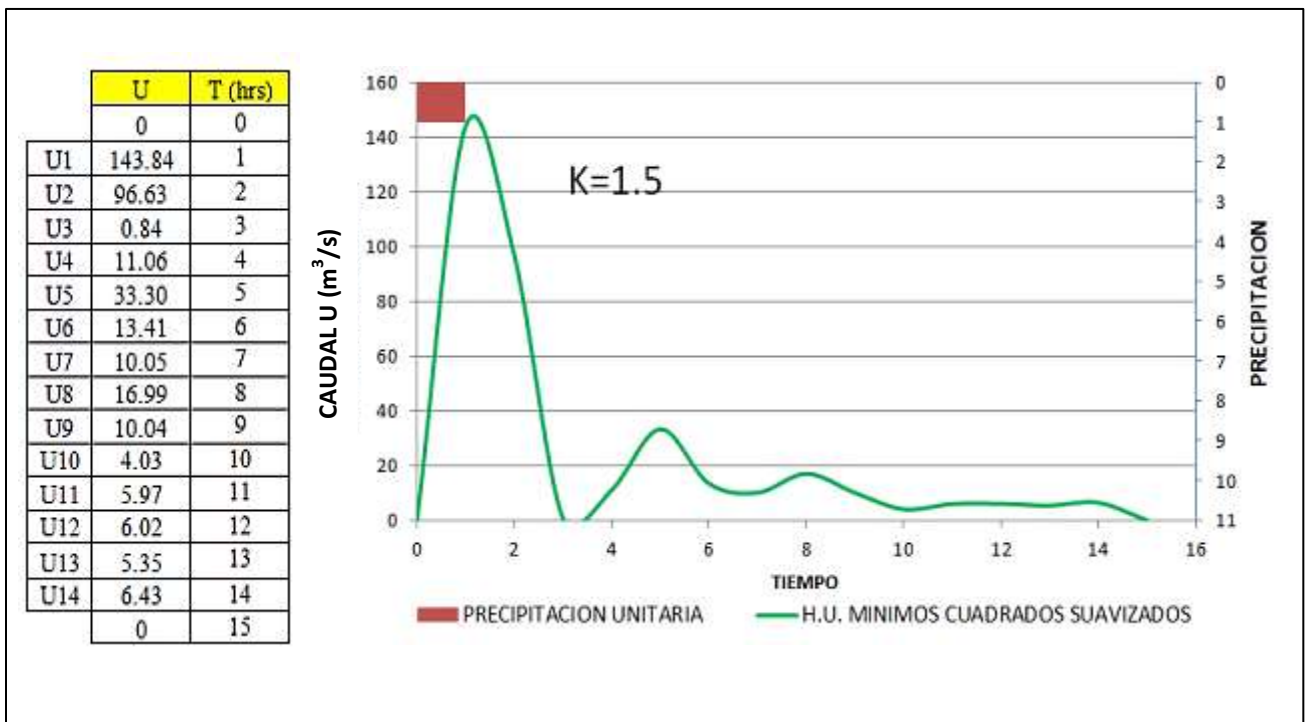


Figura 5.19 .- Hidrograma Unitario del evento 1994-1995. Cuenca Angostura

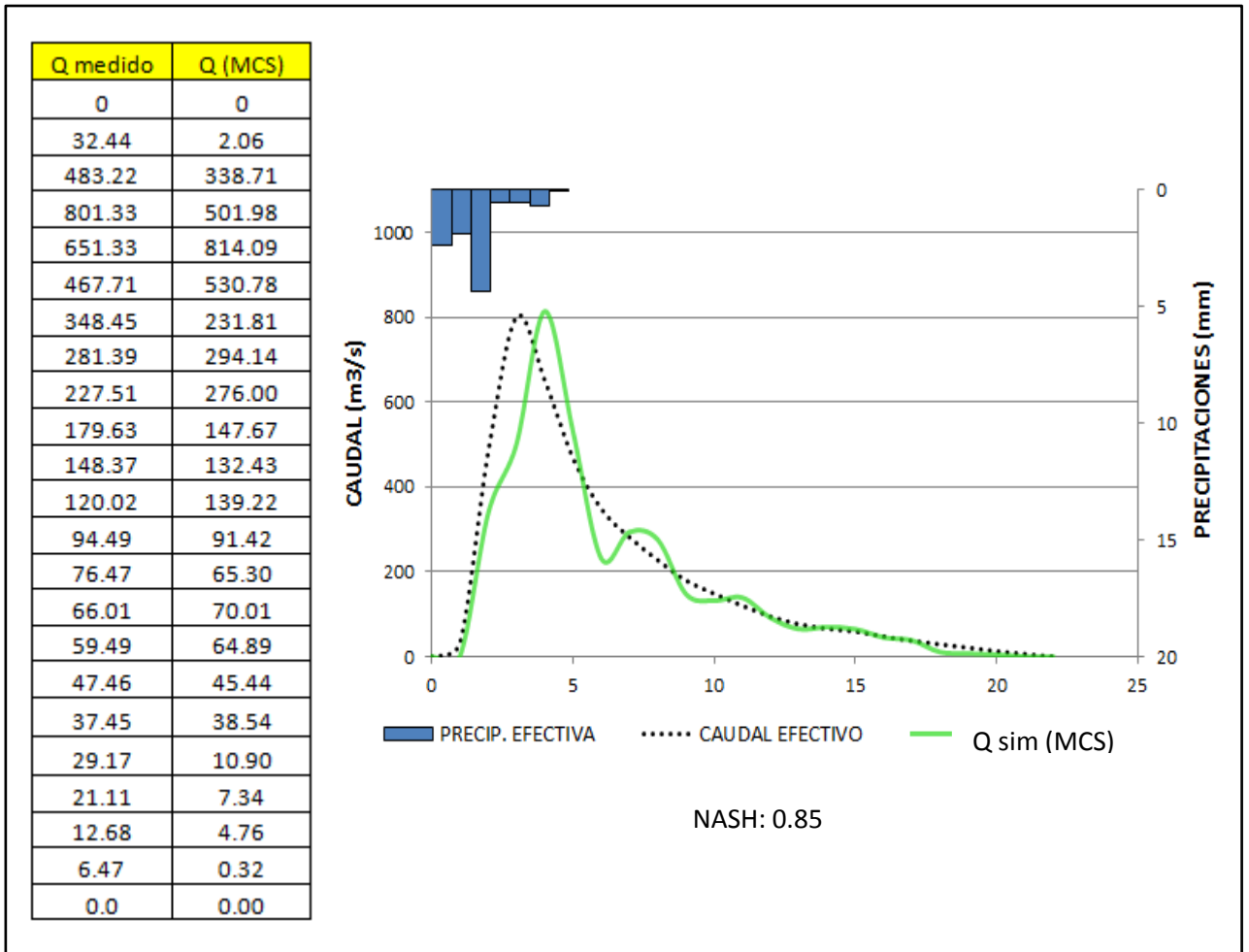


Figura 5.20 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1994-1995. Cuenca Angostura

En la figura 5.20 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1987-1988) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 1, no produjo un cambio considerable entre los caudales observados y los simulados, y eso es de esperarse ya que el factor de optimización es muy bajo. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe, en donde presenta un valor de 0.85 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

Evento 1995-1996

Tabla 5.12

Datos del Hidrograma Unitario de calibración del evento 1995-1996. Cuenca Angostura

Datos del evento	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1995-1996
<i>Método de obtención del HU</i>	Mínimos Cuadrados Suavizados
<i>Facto k</i>	1
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.99

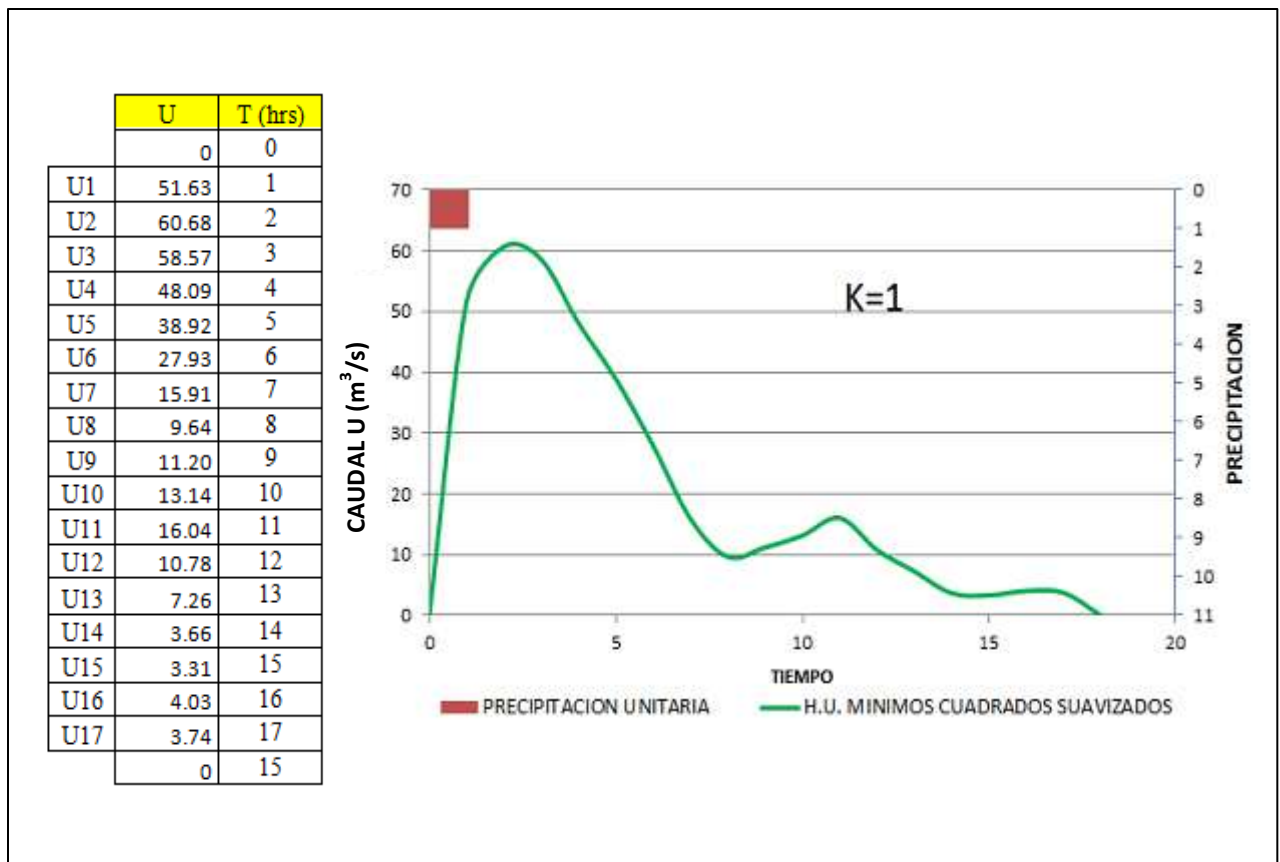


Figura 5.21 .- Hidrograma Unitario del evento 1995-1996. Cuenca Angostura

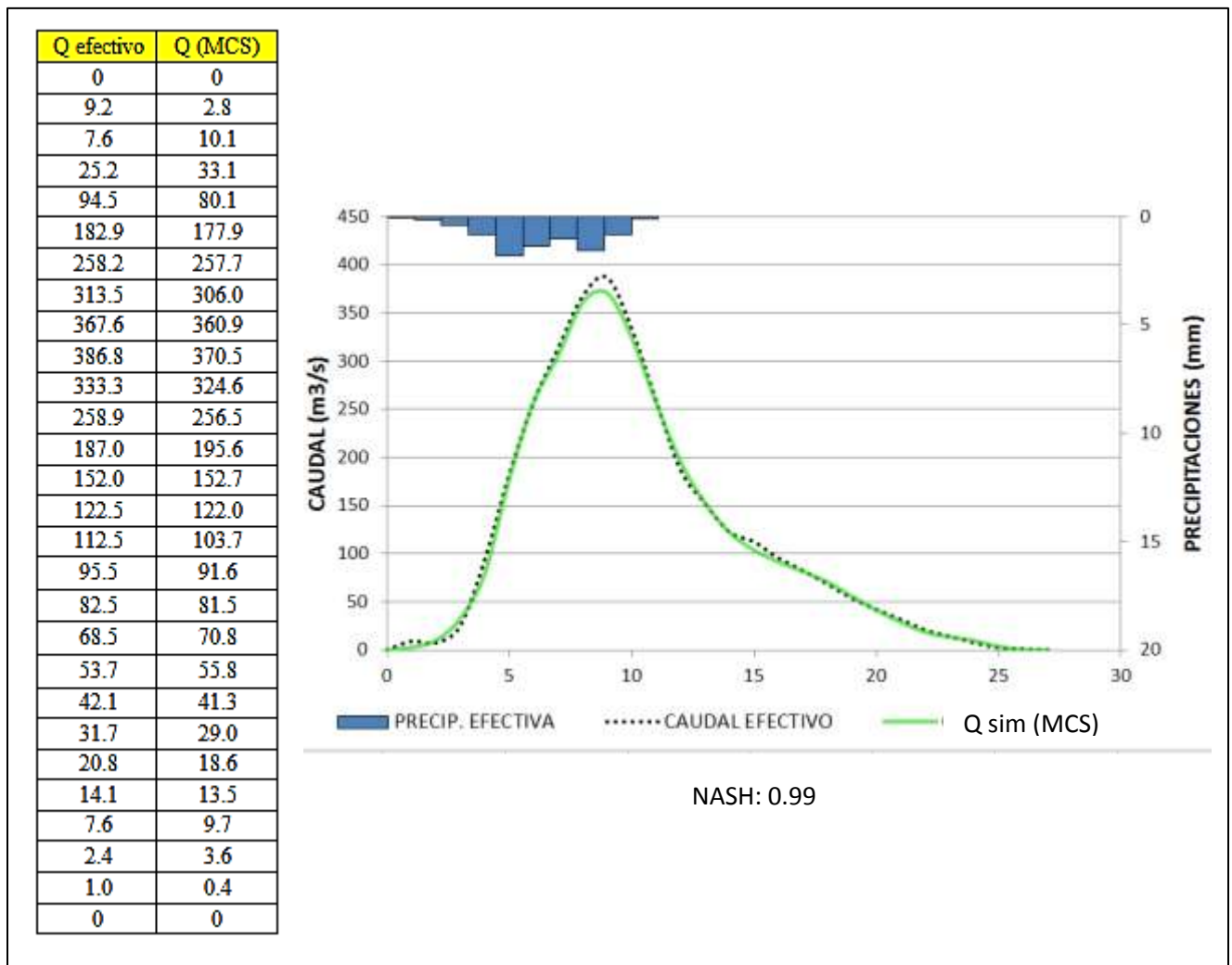


Figura 5.22 .- Comparación de Caudal efectivo vs Caudal simulado y valor de Nash-Sutcliffe del evento 1995-1996. Cuenca Angostura

En la figura 5.22 se observa la comparación entre el caudal efectivo medido (evento 1987-1988) y el caudal simulado a partir del HU optimizado (MCS), en donde se observa que la optimización del HU inicial (obtenido por mínimos cuadrados (MC), ver Anexo D), con un valor **K** de 1, no produjo un cambio considerable entre los caudales observados y los simulados, y eso es de esperarse ya que el factor de optimización es muy bajo. Una manera de establecer que no existen diferencias considerables entre los hidrogramas de caudales es ver el valor de Nash – Sutcliffe, en donde presenta un valor de 0.99 considerándose como un valor excelente, entendiéndose que son mínimas las diferencias.

5.2.4.3.2 Hidrograma Unitario de la cuenca Angostura

El HU de la cuenca Colorado se presenta en la tabla 5.13, que para su obtención se utilizaron los hidrogramas unitarios de los eventos de calibración, ajustando los picos de los hidrogramas unitarios en una misma ordenada (**P**) y posteriormente el promedio para obtener el HU de la cuenca, que de igual forma se muestra en las figuras 5.23 y 5.24

Tabla 5.13
Ajuste y obtención del hidrograma unitario de la cuenca Angostura.

AJUSTE DE H.U. MEDIO DE LA CUENCA			HU medio
<i>HU 87-88</i> (m^3/s)	<i>HU 94-95</i> (m^3/s)	<i>HU 95-96</i> (m^3/s)	<i>CUENCA</i> <i>ANGOSTURA</i> (m^3/s)
0	0	0	0
14.13	0	51.63	32.88
P 56.88	143.84	60.68	87.14
51.38	96.63	58.57	68.86
47.39	0.84	48.09	32.11
45.71	11.06	38.92	31.90
26.76	33.30	27.93	29.33
20.45	13.41	15.91	16.59
19.54	10.05	9.64	13.08
24.04	16.99	11.20	17.41
19.98	10.04	13.14	14.39
18.73	4.03	16.04	12.93
15.37	5.97	10.78	10.71
6.86	6.02	7.26	6.71
5.30	5.35	3.66	4.77
9.69	6.43	3.31	6.48
5.27	0	4.03	4.65
2.85	0	3.74	3.30
4.01	0	0	4.01
5.14	0	0	5.14
1.77	0	0	1.77
0.16	0	0	0.16
3.93	0	0	3.93
0	0	0	0

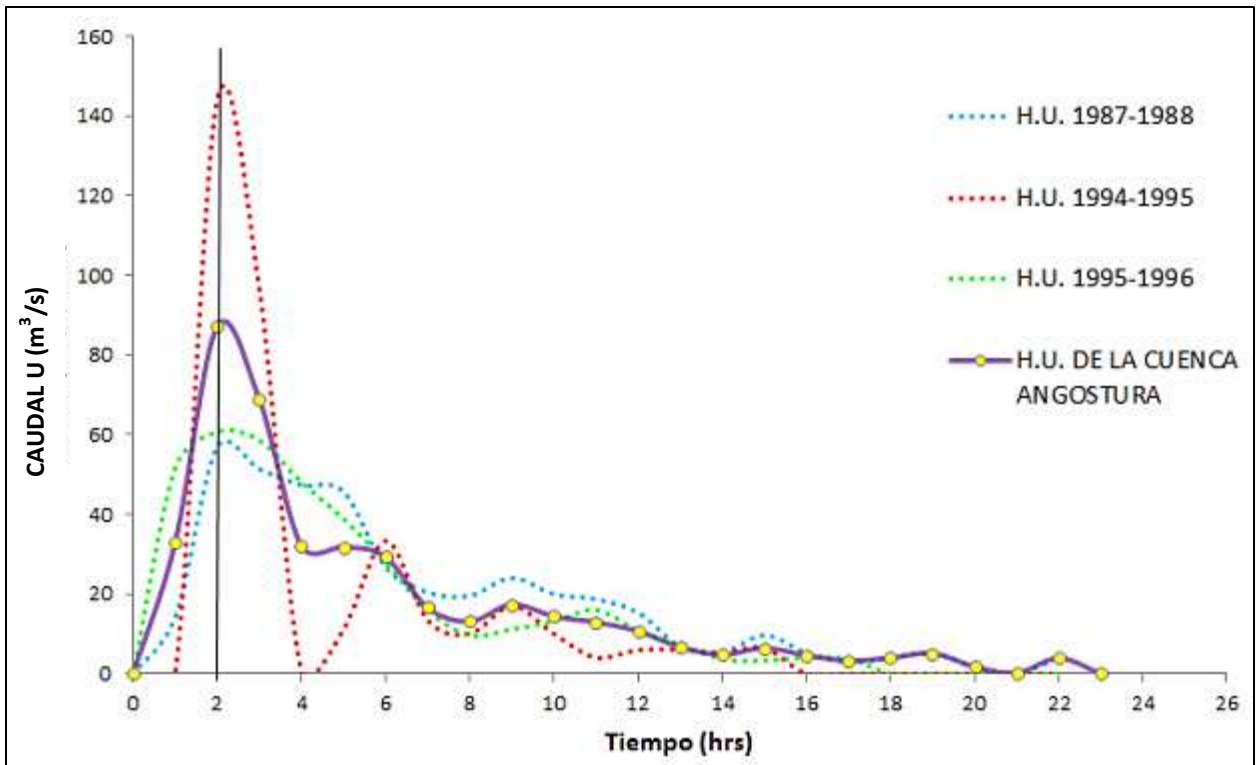


Figura 5.23.- Hidrogramas Unitarios e Hidrograma Unitario de la Cuenca Angostura.

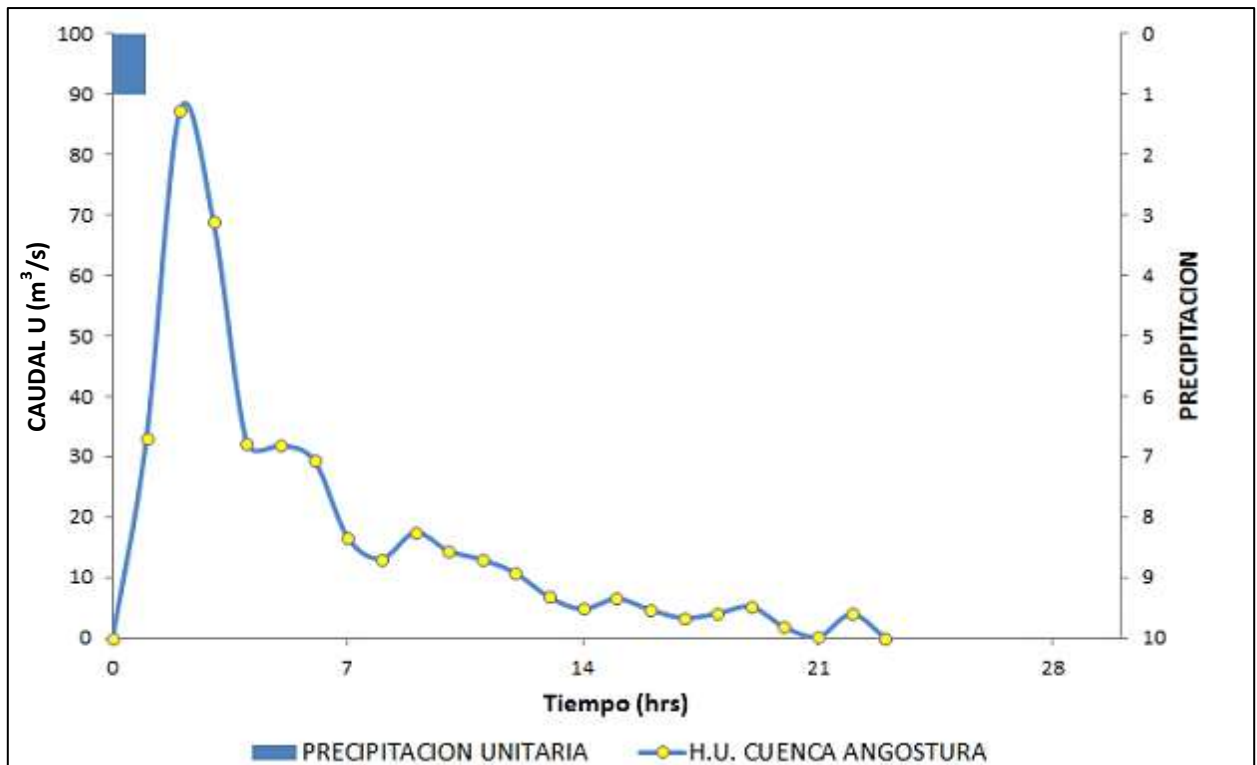


Figura 5.24 Hidrograma Unitario de la Cuenca Angostura

5.2.5 Verificación

En esta etapa de la modelación los Hidrogramas Unitarios (HU) medios de las cuencas son sometidos a pruebas de verificación. Para estas verificaciones se realizaron simulaciones, con los hidrogramas unitarios medios de cada cuenca, y con los datos los eventos de verificación seleccionados el subcapítulo 5.2.2, donde se comparan las simulaciones con los eventos de verificación.

Cada comparación entre la simulación y el evento de verificación tendrá valores de ajuste que determinaran si los caudales simulados son bien representados a los observados o medidos, los ajustes que se tomaron en cuenta son: el test de bondad de ajuste de Nash-Sutcliffe y la relación de volúmenes.

Se presentaran las verificaciones de los Hidrogramas Unitarios de manera individual con una tabla que describirán el evento y los valores de ajuste obtenidos, juntamente con una figura donde se visualice el hidrograma del caudal simulado y el observado.

5.2.5.1 Cuenca Colorado

Se presentaran la tablas 5.14, 5.15 y 5.16 que describen datos del evento de verificación y sus figuras 5.25, 5.26 y 5.27 correspondientes, donde muestran la precipitación efectiva de evento junto con el hidrograma simulado y el observado.

Evento 1994-1995

Tabla 5.14

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1991-1992. Cuenca Colorado

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Colorado
<i>Evento</i>	1994-1995
<i>Relación de vol. (Q sim –Q obs)</i>	0.9
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.77
<i>Ajuste</i>	Muy Bueno

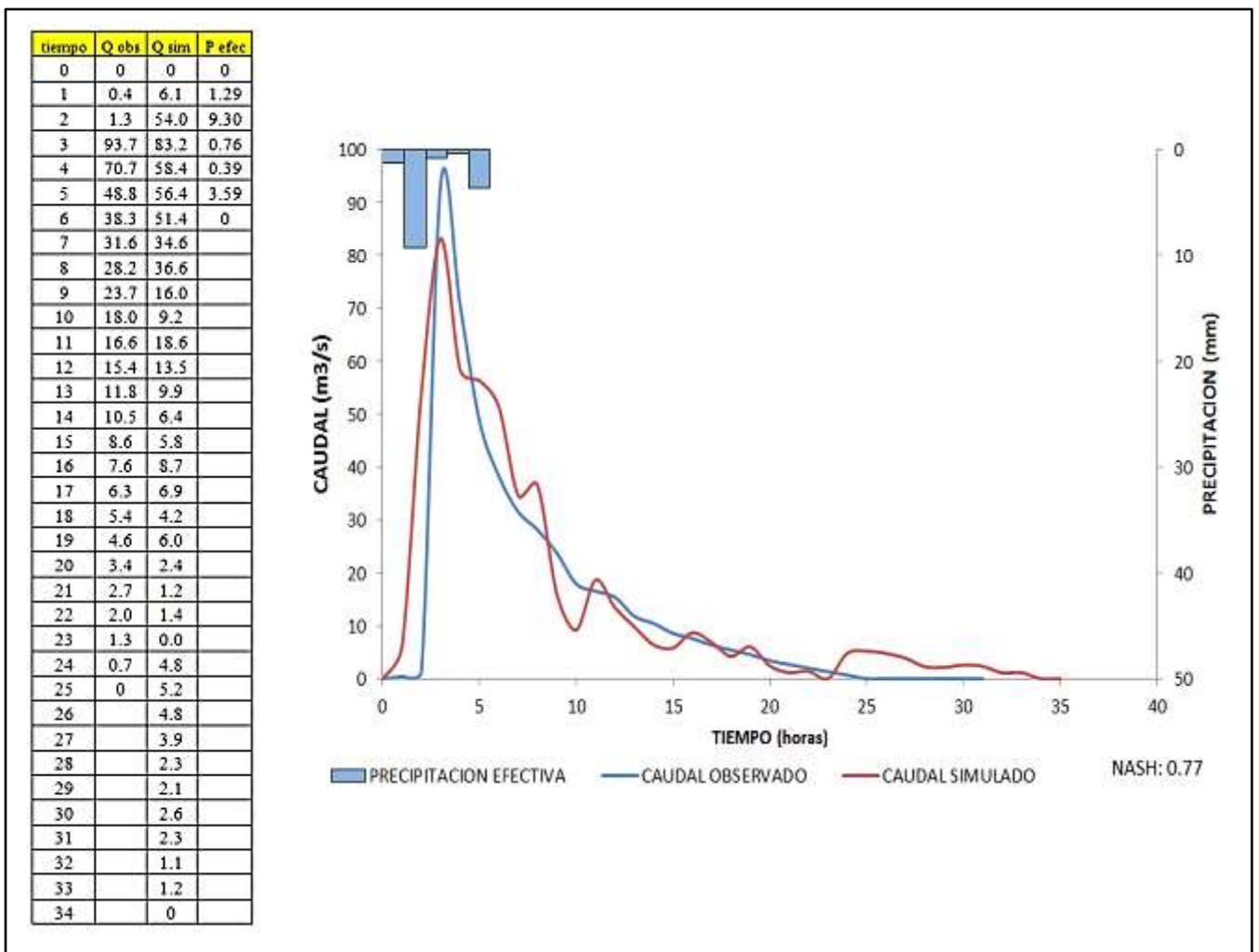


Figura 5.25.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1994-1995. Cuenca Colorado

Evento 1995-1996

Tabla 5.15

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1986-1987. Cuenca Colorado

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Colorado
<i>Evento</i>	1995-1996
<i>Relación de vol. (Q sim - Q obs)</i>	0.92
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.4
<i>Ajuste</i>	Satisfactorio

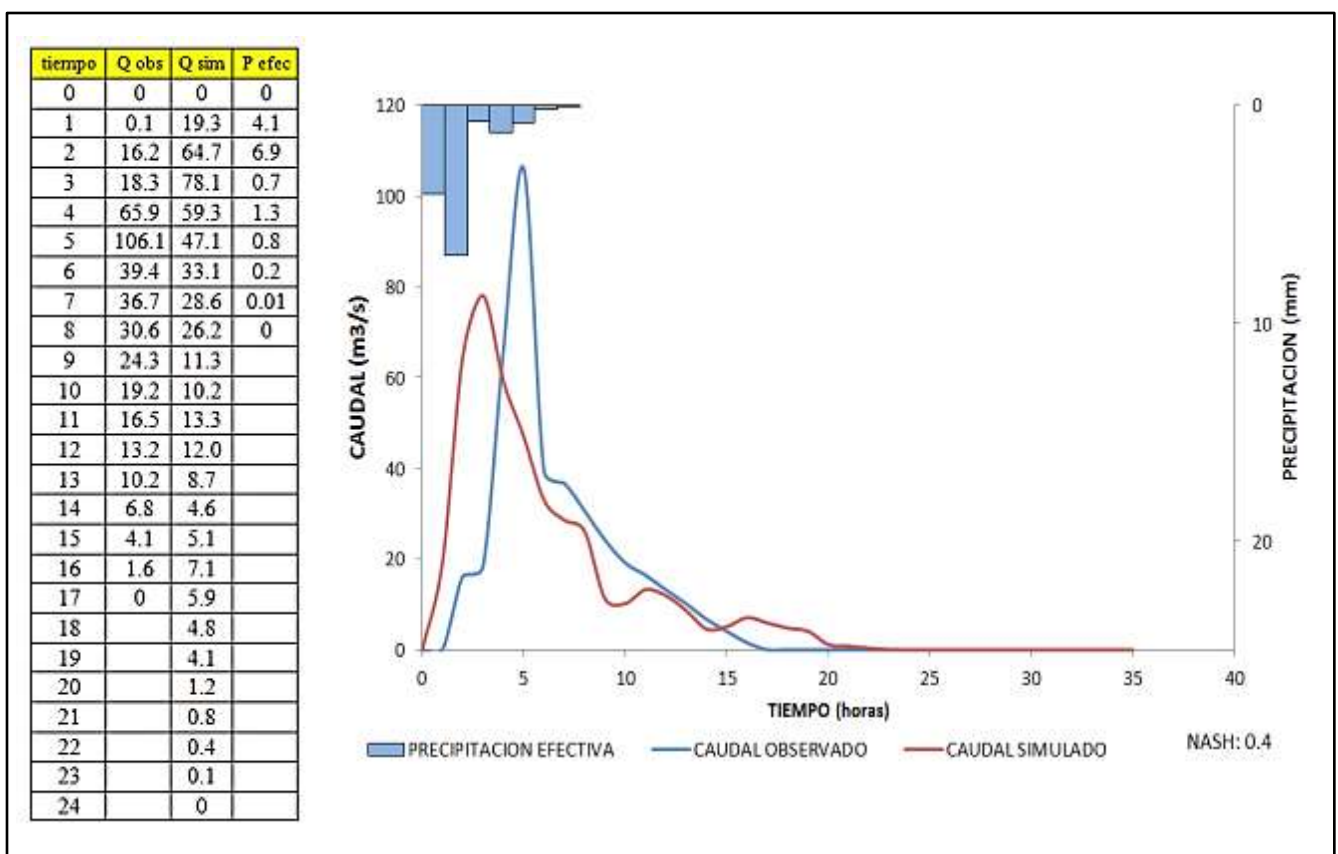


Figura 5.26.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1995-1996. Cuenca Colorado

Evento 1996-1997

Tabla 5.16

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1996-1997. Cuenca Colorado

Datos del evento de verificación	
Cuenca	Colorado
Evento	1996-1997
Relación de vol. ($Q_{sim} - Q_{obs}$)	1.17
Nash-Sutcliffe	0.7
Ajuste	Bueno

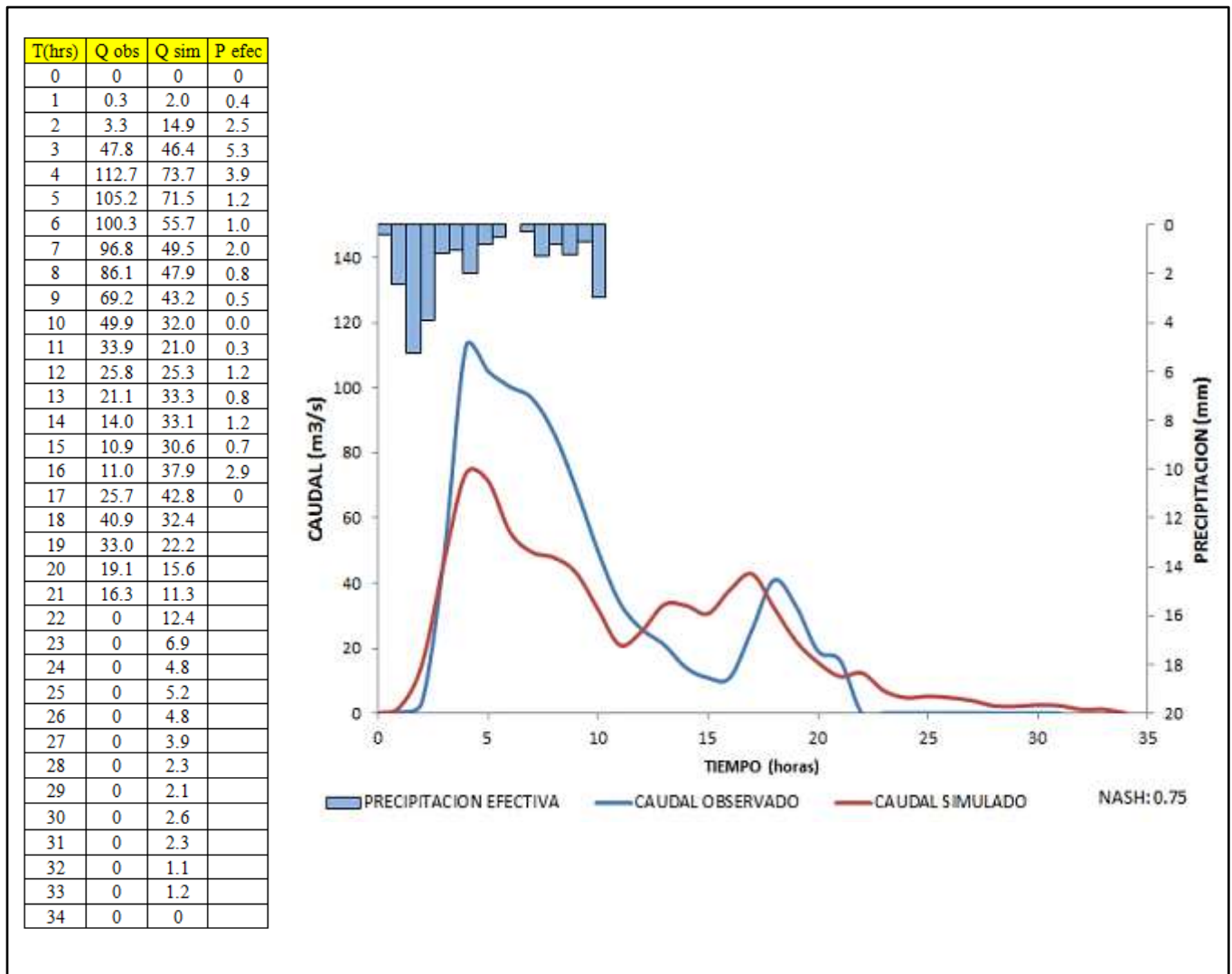


Figura 5.27.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1996-1997. Cuenca Colorado

5.2.5.1.1 Resultados de la verificación - Cuenca Colorado

Los resultados de la verificación se muestran en la siguiente tabla 5.17

Tabla 5.17
Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Colorado

Resultados – Cuenca Colorado		
<i>Evento</i>	<i>Ajuste de Nash</i>	
<i>1991-1992</i>	0.75	Muy Bueno
<i>1986-1897</i>	0.4	Satisfactorio
<i>1996-1997</i>	0.75	Muy Bueno
<i>Ajuste del HU</i>	BUENO	

Como una última verificación se determinó hallar el área de la cuenca a partir del volumen del HU verificado utilizando la relación de Área = precipitación unitaria (1 mm) * Volumen del hidrograma unitario. Los resultados se presentan en la tabla 5.18

Tabla 5.18
Verificación de áreas de la Cuenca Colorado

Verificación final – Cuenca Colorado	
<i>Área de la cuenca</i>	105.3 km ²
<i>Precipitación</i>	1 mm
<i>Volumen del HU</i>	110380 m ³
<i>Área por HU</i>	110.38 km ²
<i>Sobreestimación de áreas</i>	+6.5%

Es importante ver que las validaciones no tuvieron resultados muy contundentes, y eso se muestra principalmente en el segundo y tercer evento, pero hay que destacar que los volúmenes, en los eventos de validación, son similares. Algo a tener en cuenta es que se tiene un evento con un pico muy elevado en comparación al observado, y de lo contrario otro evento un pico por debajo del observado, eso nos hace pensar que la cuenca no presenta una linealidad en la relación lluvia – caudal, pero a pesar de ello, los resultados de la prueba de bondad (Nash – Sutcliffe) demuestran que el hidrograma unitario calculado trata de representar una linealidad en tal relación presentado resultados óptimos en la prueba.

Finalmente, teniendo los resultados de la verificación se considera que el HU, obtenido en la calibración (tabla 5.7), es óptimo para la estimación de caudales a partir de precipitaciones efectivas de una duración Δt de una hora

5.2.5.2 Cuenca Bermejo

Se presentaran las tablas 5.19, 5.20 y 5.21 que describen datos del evento de verificación y sus figuras 5.28 , 5.29 y 5.30 respectivamente donde muestran la precipitación efectiva de evento junto con el hidrograma simulado y el observado.

Evento 1986-1987

Tabla 5.19

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1986-1987. Cuenca Bermejo

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1986-1987
<i>Relación de vol. (Q sim –Q obs)</i>	0.96
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.94
<i>Ajuste</i>	Excelente

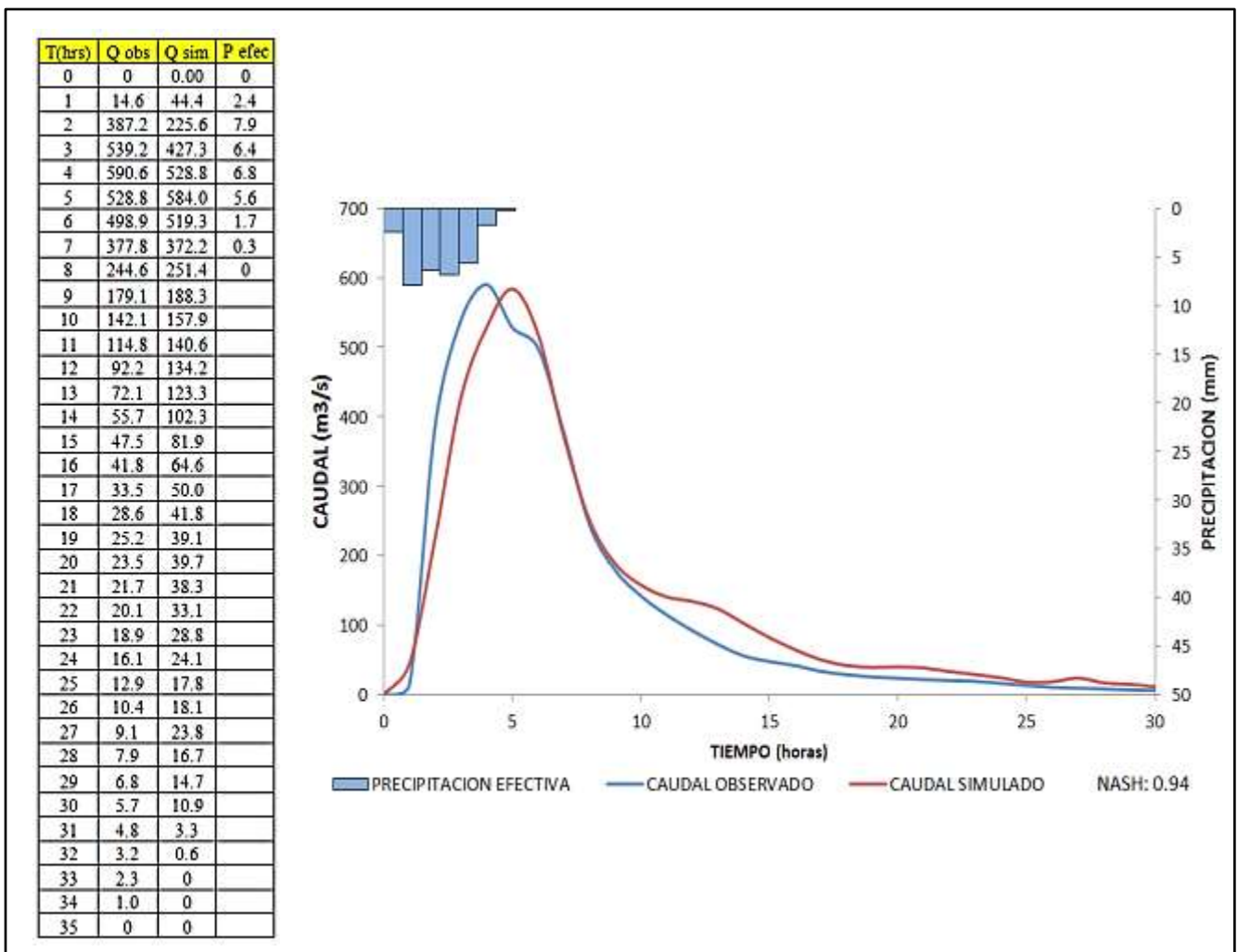


Figura 5.28.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1986-1987. Cuenca Bermejo

Evento 1993-1994

Tabla 5.20

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1993-1994. Cuenca Bermejo

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1993-1994
<i>Relación de vol. (Q sim – Q obs)</i>	1.01
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.91
<i>Ajuste</i>	Excelente

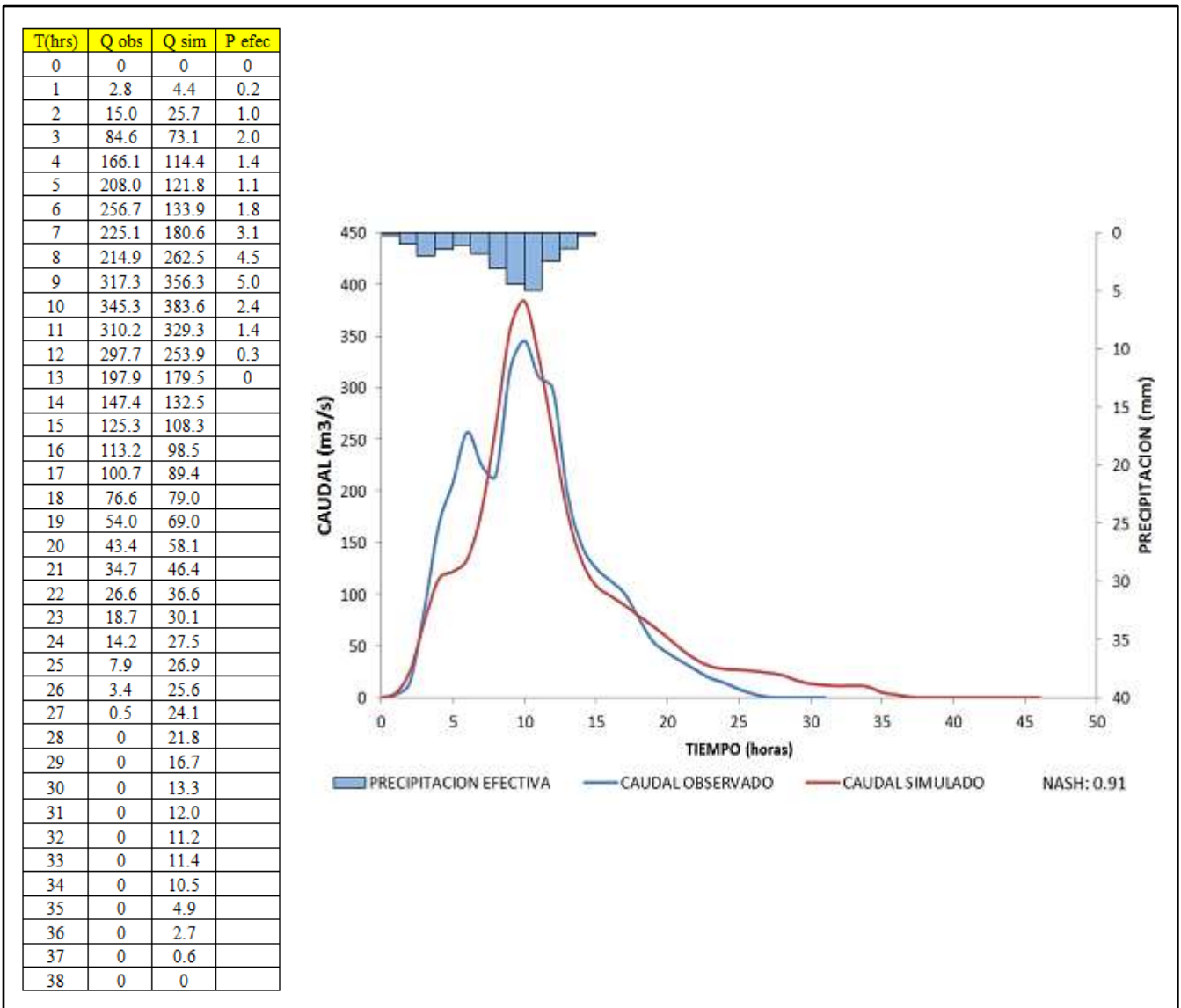


Figura 5.29.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1993-1994. Cuenca Bermejo

Evento 1992-1993

Tabla 5.21

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1992-1993. Cuenca Bermejo

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Bermejo
<i>Evento</i>	1992-1993
<i>Relación de vol. (Q sim –Q obs)</i>	1.13
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.79
<i>Ajuste</i>	Muy Bueno

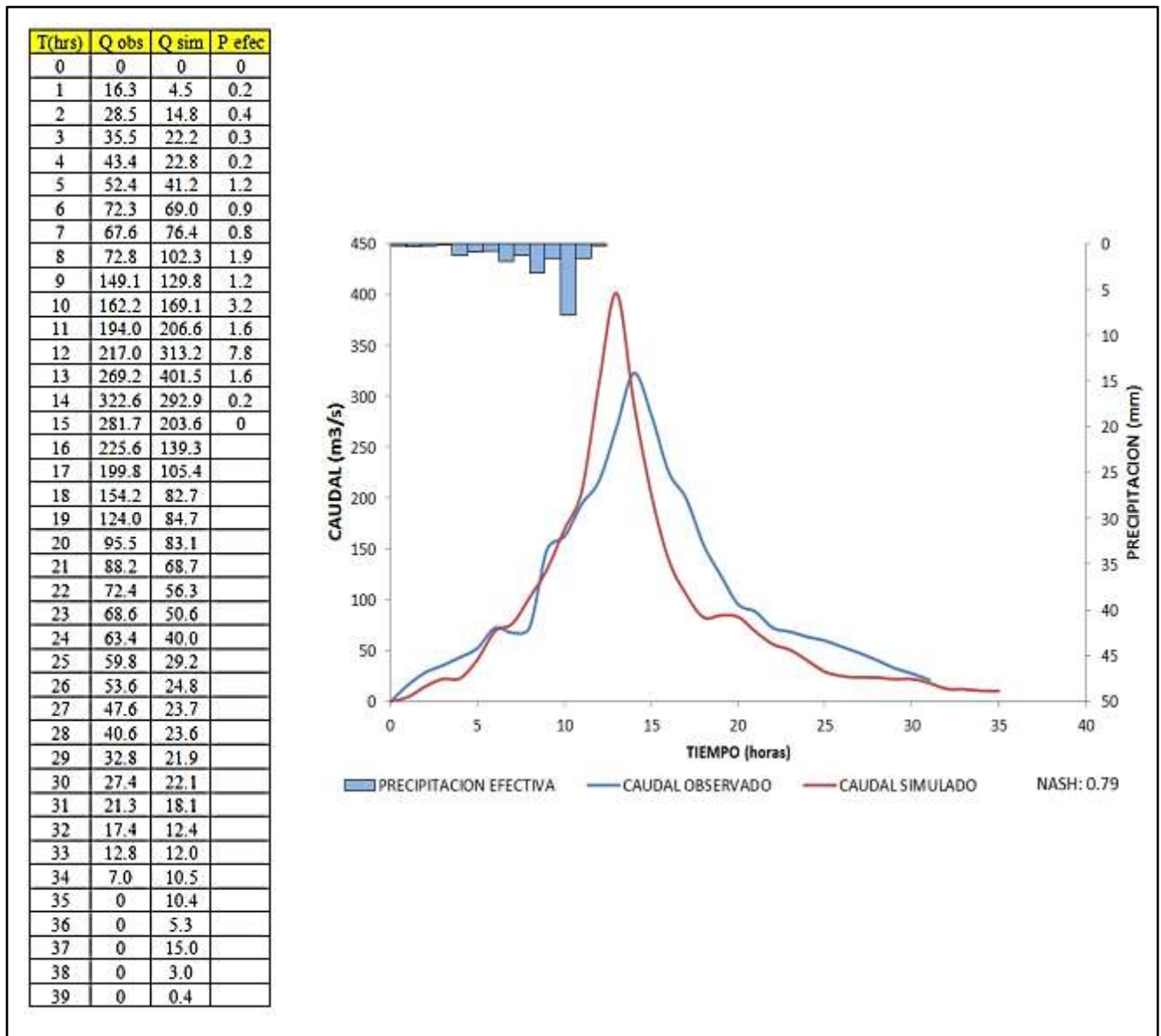


Figura 5.30.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1992-1993. Cuenca Bermejo

5.2.5.2.1 Resultados de la verificación - Cuenca Bermejo

Los resultados de la verificación se muestran en la siguiente tabla 5.22

Tabla 5.22
Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Bermejo

Resultados – Cuenca Bermejo		
Evento	Ajuste de Nash	
1991-1992	0.94	Excelente
1986-1897	0.91	Excelente
1996-1997	0.79	Muy Bueno
Ajuste del HU	Excelente	

Como una última verificación se determinó hallar el área de la cuenca a partir del volumen del HU verificado utilizando la relación de Área = precipitación unitaria (1 mm) * Volumen del hidrograma unitario. Los resultados se presentan en la tabla 5.23.

Tabla 5.23
Verificación de áreas de la Cuenca Bermejo

Verificación final – Cuenca Bermejo	
Área de la cuenca	479.8 km ²
Precipitación	1 mm
Volumen del HU	502662 m ³
Área por HU	502.66 km ²
Sobreestimación de áreas	+4.79%

Se puede decir que los resultados obtenidos en cada evento son contundentes, viendo que los hidrogramas simulados son muy similares a los observados en cada evento, esto hace pensar que el HU calculado en la etapa de calibración es el más óptimo para la cuenca y que se puede utilizar para la determinación del caudal de diseño. Además una forma de validar que el HU es el más óptimo es viendo los resultados de la prueba de bondad de ajuste, de la cual su resultados es Excelente, dando mas confiabilidad para el uso del HU para la determinación del caudal de diseño.

Finalmente, teniendo los resultados de la verificación se considera que el HU, obtenido en la calibración (tabla 5.11), es óptimo para la estimación de caudales a partir de precipitaciones efectivas de una duración Δt de una hora

5.2.5.3 Cuenca Angostura

Se presentaran las tablas 5.24 , 5.25 y 5.26 que describe datos del evento de verificación y sus figuras 5.31 , 5.32 y 5.33 respectivamente donde muestran la precipitación efectiva de evento junto con el hidrograma simulado y el observado.

Evento 1988-1989

Tabla 5.24

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1988-1989. Cuenca Angostura

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1988-1989
<i>Relación de vol. (Q sim –Q obs)</i>	1.09
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.48
<i>Ajuste</i>	Bueno

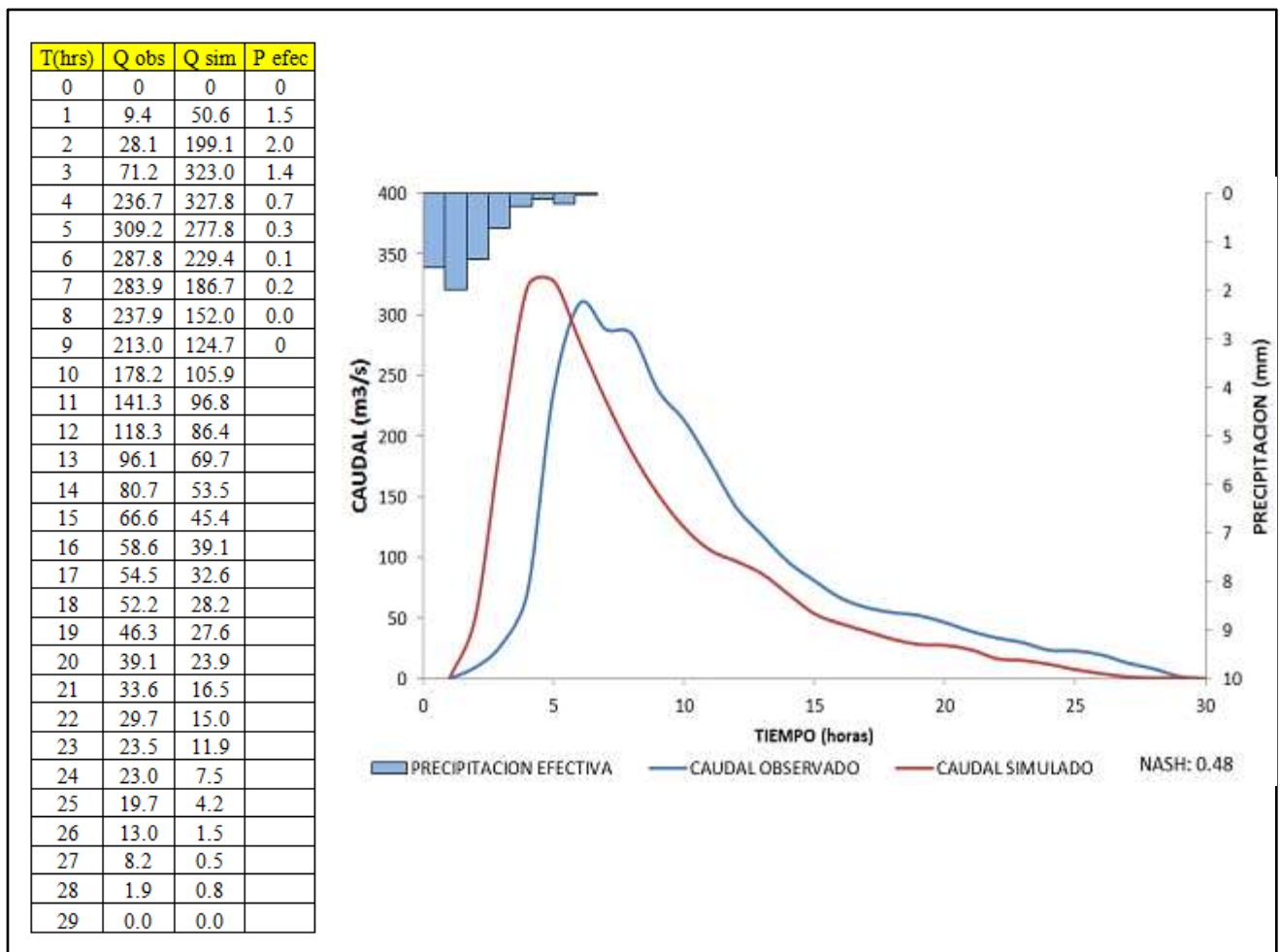


Figura 5.31.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1988-1989. Cuenca Angostura

Evento 1990-1991

Tabla 5.25

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1990-1991. Cuenca Angostura

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1990-1991
<i>Relación de vol. (Q sim – Q obs)</i>	1.01
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.94
<i>Ajuste</i>	Excelente

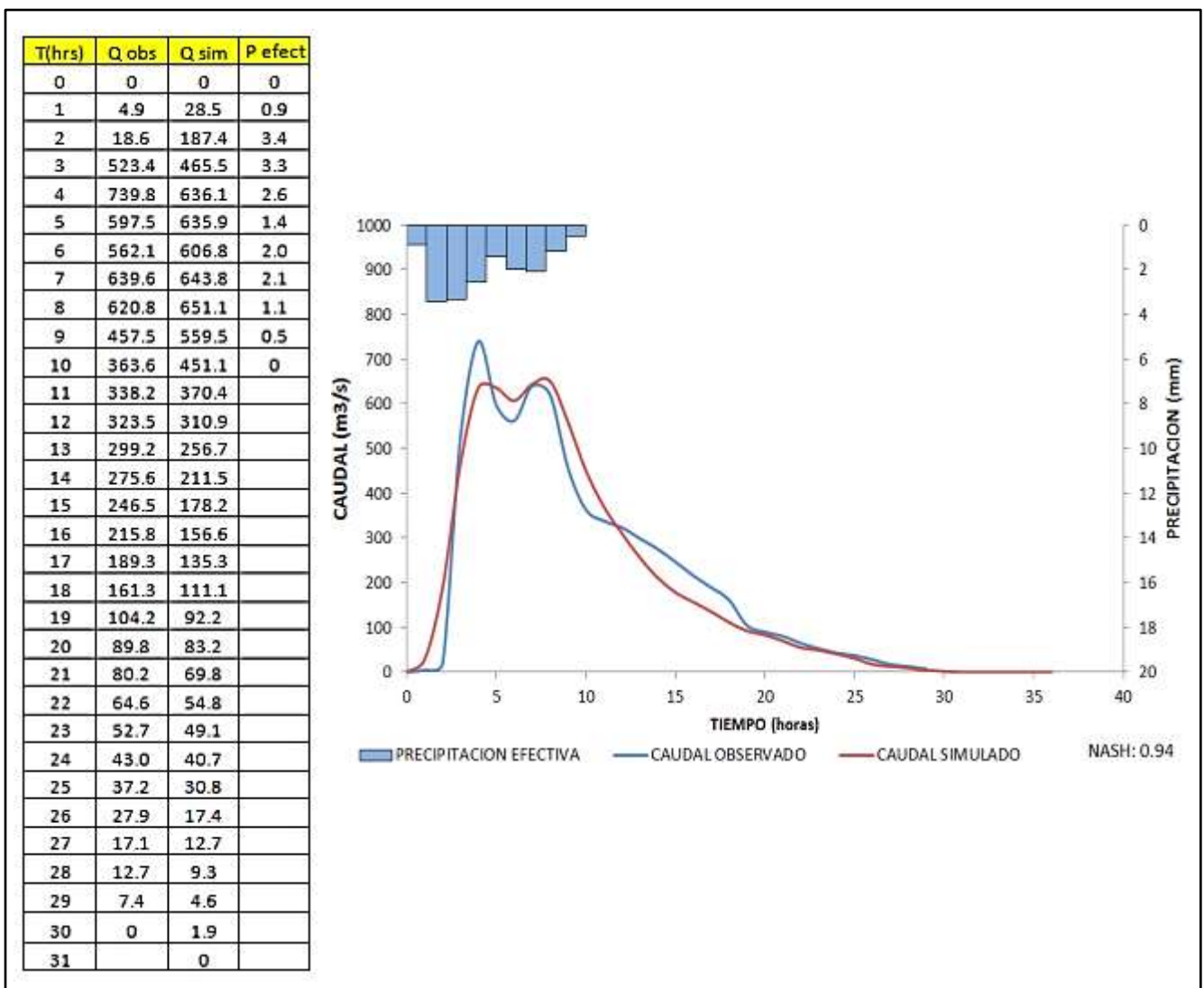


Figura 5.32.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1990-1991. Cuenca Angostura

Evento 1997-1998

Tabla 5.26

Datos del Hidrograma Unitario de verificación del evento 1997-1998. Cuenca Angostura

Datos del evento de verificación	
<i>Cuenca</i>	Angostura
<i>Evento</i>	1997-1998
<i>Relación de vol. (Q sim – Q obs)</i>	0.97
<i>Nash-Sutcliffe</i>	0.82
<i>Ajuste</i>	Excelente

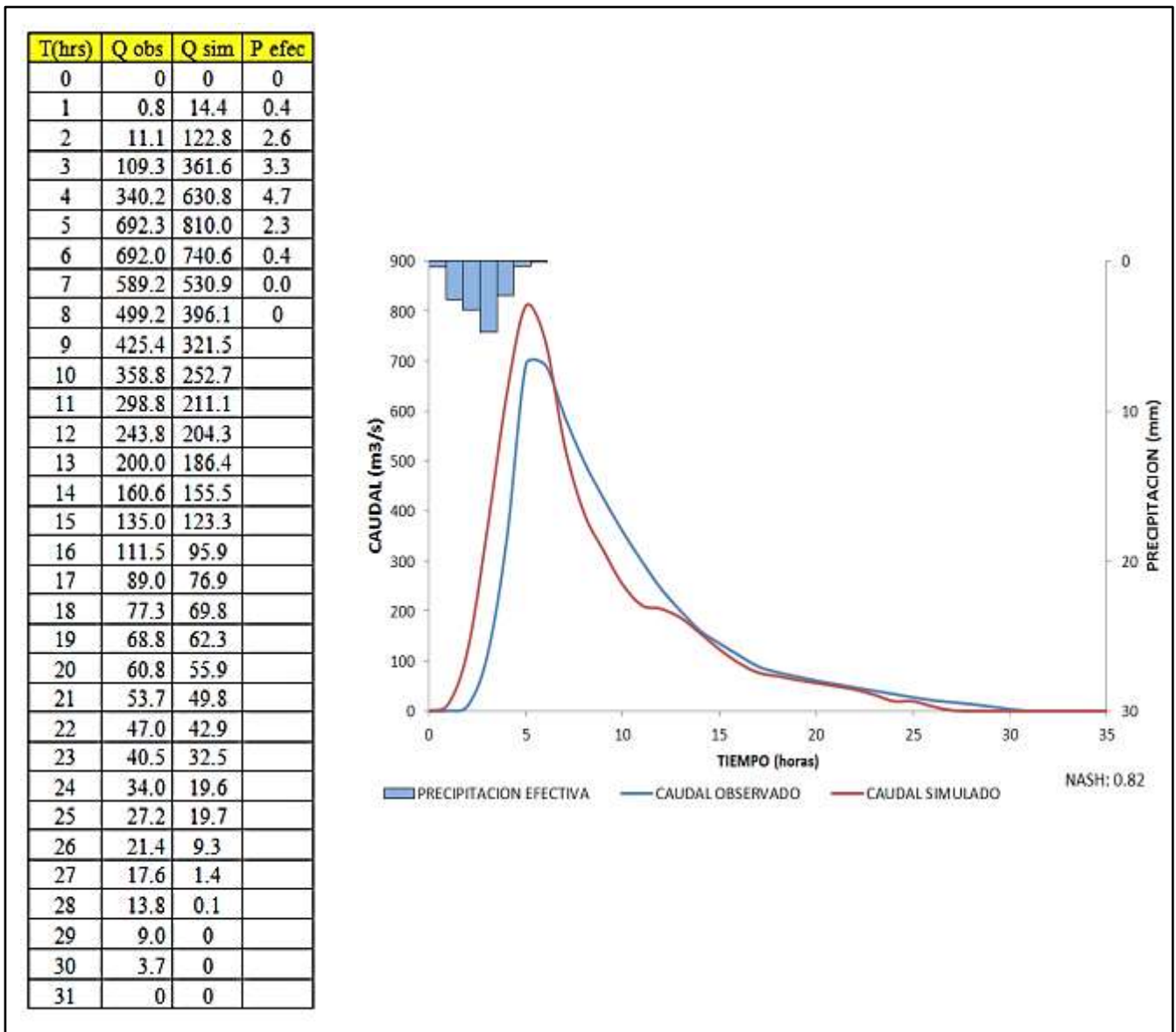


Figura 5.33.- Hidrograma Observado vs Hidrograma Simulado del evento de verificación 1997-1998. Cuenca Angostura

5.2.5.3.1 Resultados de la verificación - Cuenca Angostura

Los resultados de la verificación se muestran en la siguiente tabla 5.27

Tabla 5.27

Resultados de las verificaciones realizadas a la Cuenca Angostura

Resultados – Cuenca Angostura	
Evento	Ajuste de Nash
1991-1992	0.50 Bueno
1986-1897	0.94 Excelente
1996-1997	0.82 Excelente
Ajuste del HU	Excelente

Como una última verificación se determinó hallar el área de la cuenca a partir del volumen del HU verificado utilizando la relación de Área = precipitación unitaria (1 mm) * Volumen del hidrograma unitario. Los resultados se presentan en la tabla 5.28

Tabla 5.28

Verificación de áreas de la Cuenca Angostura

Verificación final – Cuenca Angostura	
Área de la cuenca	1407.8 km ²
Precipitación	1 mm
Volumen del HU	1469690 m ³
Área por HU	1469.7 km ²
Sobreestimación de áreas	+4.3%

Los resultados obtenidos en la validación se pueden considerar contundentes, ya que los hidrogramas simulados, en comparación a los observados, son bastante similares a pesar de que el primer evento presentara un valor de Nash de 0.4, siendo un valor no muy bueno, es evidente que existe un desfase en cuanto al tiempo de inicio, si se ordenan los hidrogramas justo con el pico o caudal máximo, presentarían una similitud muy contundente. Tomando en cuenta lo anterior mencionado y viendo los demás eventos se ha establecido que el HU obtenido para la cuenca Angostura, en su prueba de bondad de ajuste (Nash), es Excelente.

Finalmente, teniendo los resultados de la verificación se considera que el HU, obtenido en la calibración (tabla 5.15), es óptimo para la estimación de caudales a partir de precipitaciones efectivas de una duración Δt de una hora

5.2.6 Tormentas de proyecto

Anteriormente en el capítulo 4 (sección 4.4) se presentaron tormentas de proyecto con duraciones de 30 minutos y de 1 hora, con su metodología correspondiente. Para las modelaciones se utilizarán ambas tormentas de 30 min y 1 hora, siendo importante la de Δt de 1 hora ya que será la que generará los caudales de diseño que serán comparados con los demás modelos.

5.2.7 Uso del modelo y obtención de caudales de diseño con distinto periodo de retorno.

Esta es la etapa final de la modelación, se tomaron las tormentas de proyecto ($\Delta t = 1$ hora), presentados en la sección anterior (5.2.6), correspondientes a cada periodo de retorno y se las utilizó para la simulación de caudales utilizando los HU presentados anteriormente.

Se debe tener en cuenta que en la simulación, el método de obtención de la precipitación efectiva se lo realiza por el método del número de curva (CN) del SCS, mencionado en el capítulo 2, y que los valores de CN, de cada cuenca, fueron ajustados al momento de realizar la modelación hidrológica por el modelo de Clark, que será explicado en el capítulo 6.

Inicialmente se presentan, a modo de esquema, solo una figura por cuenca que muestre la simulación realizada, específicamente para el periodo de retorno de 10 años (figura 5.34, 5.35 y 5.36), donde se visualiza el hietograma de la tormenta de proyecto, la tormenta efectiva y el hidrograma de simulación obtenido por el hidrograma unitario de la cuenca.

Posteriormente se presentará las tablas 5.29, 5.30 y 5.31 que muestren los valores del hidrograma de la simulación en cada periodo de retorno, identificando el caudal máximo, aparte se incluirán en tablas las tormentas de proyecto con la tormenta efectiva, siendo la última mencionada la que genera el hidrograma de caudales simulados

En el Anexo D se mostrará un ejemplo de la convolucion que se realizó en cada simulación del modelo.

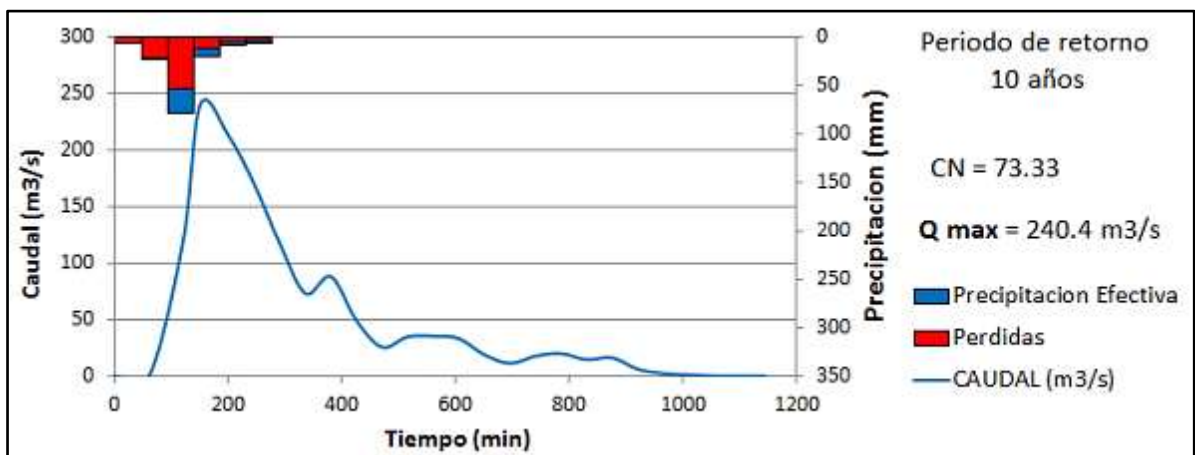


Figura 5.34.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años - Cuenca Colorado. 160

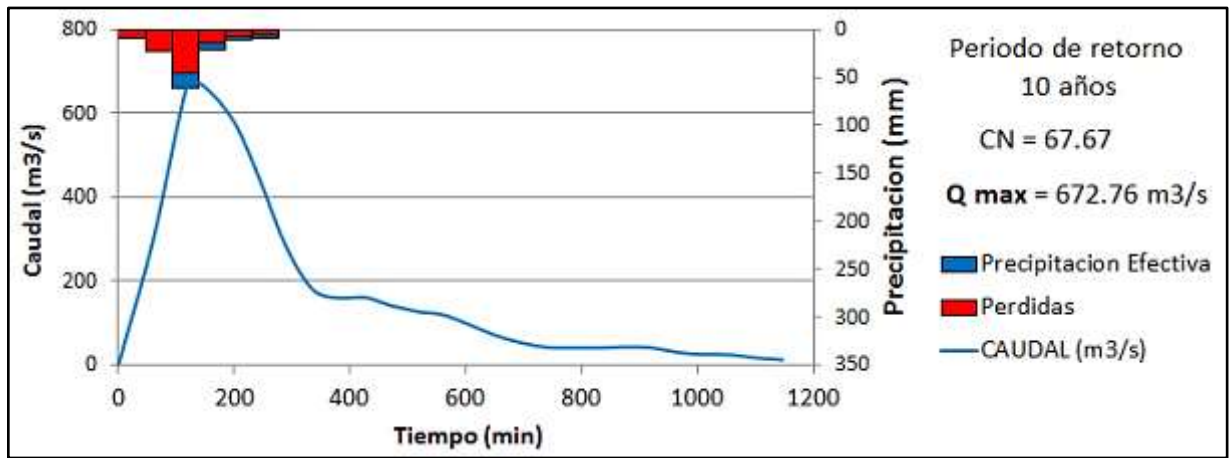


Figura 5.35.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años – Cuenca Bermejo.

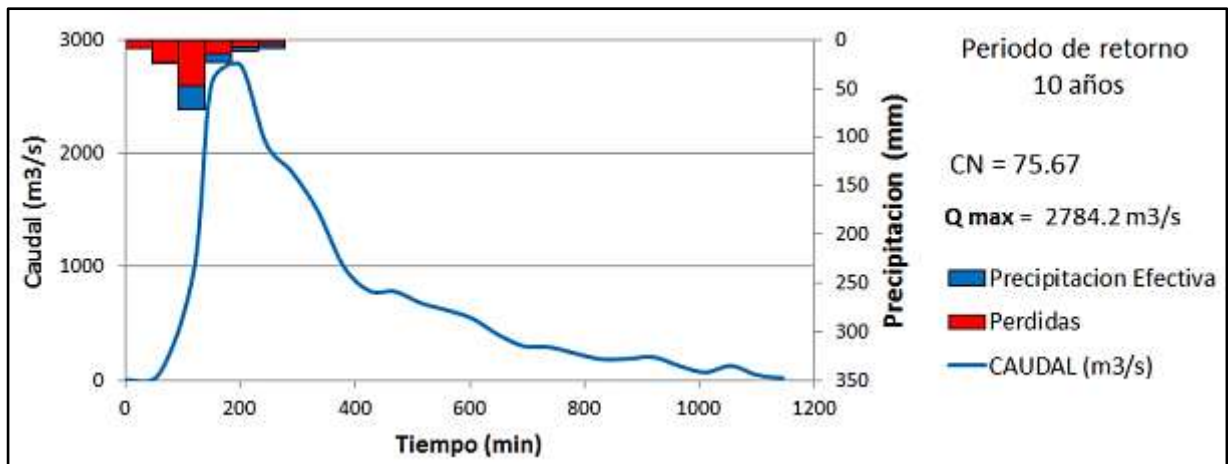


Figura 5.36.- Hidrograma de simulación del periodo de 10 años – Cuenca Angostura

Simulación de caudales

Tabla 5.29

Caudales de simulación de la cuenca Colorado

Simulación de caudales – Cuenca Colorado								
Numero de Curva de la cuenca = 73.33								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
7.9	0.0	0.0	9.0	0.0	6.5	9.5	0.0	9.1
22.5	0.0	120.3	25.7	1.4	164.7	26.9	1.9	182.3
53.0	25.4	240.4	60.7	32.6	312.1	63.7	35.4	340.2
12.5	8.5	212.3	14.2	10.3	270.7	14.9	11.0	293.4
5.5	3.9	169.5	6.2	4.7	213.6	6.5	5.0	230.7
4.0	2.9	117.2	4.6	3.5	146.8	4.8	3.7	158.2
		73.0			93.8			101.8
		88.0			111.8			121.0
		49.0			61.0			65.6
		25.5			32.5			35.2
		34.7			44.9			48.9
		35.4			45.7			49.7
		33.2			42.0			45.4
		18.9			23.5			25.3
		11.2			14.5			15.7
		17.6			23.0			25.2
		20.0			25.6			27.8
		14.4			18.5			20.1
		16.3			20.4			22.1
		6.1			7.5			7.9
		2.4			2.9			3.1
		1.2			1.4			1.5
		0.0			0.0			0.0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
240.44			321.15			340.22		

5.2.7.2 Caudales de diseño – Cuenca Bermejo

Simulación de caudales

Tabla 5.30

Caudales de simulación de la cuenca Bermejo

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo								
Numero de Curva de la cuenca = 67.67								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
9.7	0.0	298.0	12.6	0.0	15.1	13.8	0.0	35.9
22.9	0.0	672.8	28.5	0.8	488.4	30.8	1.9	595.3
45.4	16.0	661.3	55.1	24.7	1046.5	59.1	28.5	1221.9
14.2	7.9	578.0	18.0	11.5	1009.6	19.6	13.1	1168.9
7.1	4.3	436.7	9.4	6.4	879.0	10.3	7.3	1014.4
5.4	3.4	279.0	7.3	5.1	663.1	8.0	5.9	764.4
		179.3			423.8			488.6
		159.1			274.5			319.2
		160.6			246.3			287.9
		140.8			247.3			287.5
		126.6			215.7			250.3
		118.6			194.4			226.1
		95.4			181.8			210.8
		69.9			145.4			167.9
		52.0			106.3			122.7
		41.0			79.4			92.0
		39.4			63.1			73.7
		39.6			61.0			71.2
		42.0			61.2			71.6
		40.2			64.8			75.5
		29.1			61.4			70.9
		23.8			44.2			51.1
		23.4			36.7			42.8
		15.9			35.8			41.4
		11.3			24.1			27.8
		35.4			18.5			23.0
		16.7			54.6			62.8
		8.7			24.6			27.9
		6.3			13.0			14.9
		0.0			9.6			11.0
		0			0.0			0.0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
672.76			1046.46			1221.93		

5.2.7.3 Caudales de diseño – Cuenca Angostura

Simulación de caudales

Tabla 5.31

Caudales de simulación de la cuenca Angostura

Simulación de caudales – Cuenca Angostura								
Numero de Curva de la cuenca = 75.67								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
9.3	0.0	63.0	11.8	0.0	171.4	12.9	0.0	225.6
22.9	1.9	981.8	28.6	5.2	1647.5	31.1	6.9	1926.2
47.0	24.8	2613.2	58.8	36.3	3965.3	62.6	40.4	4491.0
13.8	9.8	2784.2	17.4	13.5	4070.2	19.0	15.1	4578.2
6.7	5.0	2090.4	8.5	6.9	3038.8	9.4	7.8	3436.8
5.0	3.8	1838.5	6.5	5.3	2685.4	7.2	6.0	3039.9
		1495.3			2171.5			2448.5
		1005.3			1458.3			1647.0
		788.4			1162.5			1320.6
		782.4			1154.9			1306.9
		680.6			1003.7			1136.0
		618.7			909.6			1028.6
		543.3			790.6			891.9
		399.9			579.3			653.9
		299.3			440.7			500.5
		290.7			427.4			483.0
		234.5			342.3			386.4
		185.4			273.6			310.5
		189.5			283.5			322.6
		204.2			297.5			334.3
		127.1			179.8			201.7
		69.9			107.3			124.7
		127.7			184.7			206.3
		46.1			63.7			71.6
		20.2			28.0			31.6
		15.1			21.0			23.8
		0.0			0.0			0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
2784.2			4070.2			4578.2		

5.2.8 Resultados de las simulaciones

Tomar en cuenta que para la cuenca de Colorado se usó tormentas de duración total de 3 horas y para Bermejo y Colorado 6 horas.

Simulación con tormentas de $\Delta t = 30$ min

En la tabla 5.32 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 30 min

Tabla 5.32
Resultados del uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados con tormentas de $\Delta t = 30$ min

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	208.2	667.3	2767.4
50	270.7	1036.8	4186.6
100	295.4	1205.8	4751.5

Simulación con tormentas de $\Delta t = 1$ hora

En la tabla 5.33 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 1 hora.

Tabla 5.33
Resultados del uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados con tormentas de $\Delta t = 1$ hora.

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	190.9	683.5	2805.8
50	249.9	1071.3	4078.9
100	274	1241.9	4582.5

Para la comparación general (capítulo 8) se utilizaron los caudales simulados con un Δt de 1 hora, si bien los simulados con Δt de 30 min son más precisos, los resultados del análisis de frecuencias están en función a datos hidrometeorológicos con intervalo horario, y es

apropiado comparar caudales que se han obtenido con una base de datos de medición horaria (análisis de frecuencias) y tormentas horarias (modelos hidrológicos)

5.2.9 Caudales de diseño

En la tabla 5.34 y la figura 5.37 se presentan los resultados caudales de diseño, cabe mencionar que a los resultados de la simulación se le añadió el caudal base determinado por la curva de permanencia de cada cuenca presentada en el Anexo F.

Tabla 5.34

Caudales de diseño obtenidos por uso del modelo hidrológico por mínimos cuadrados suavizados

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	191.1	684.3	2807.8
50	250.1	1072.1	4080.9
100	274.2	1242.7	4584.5

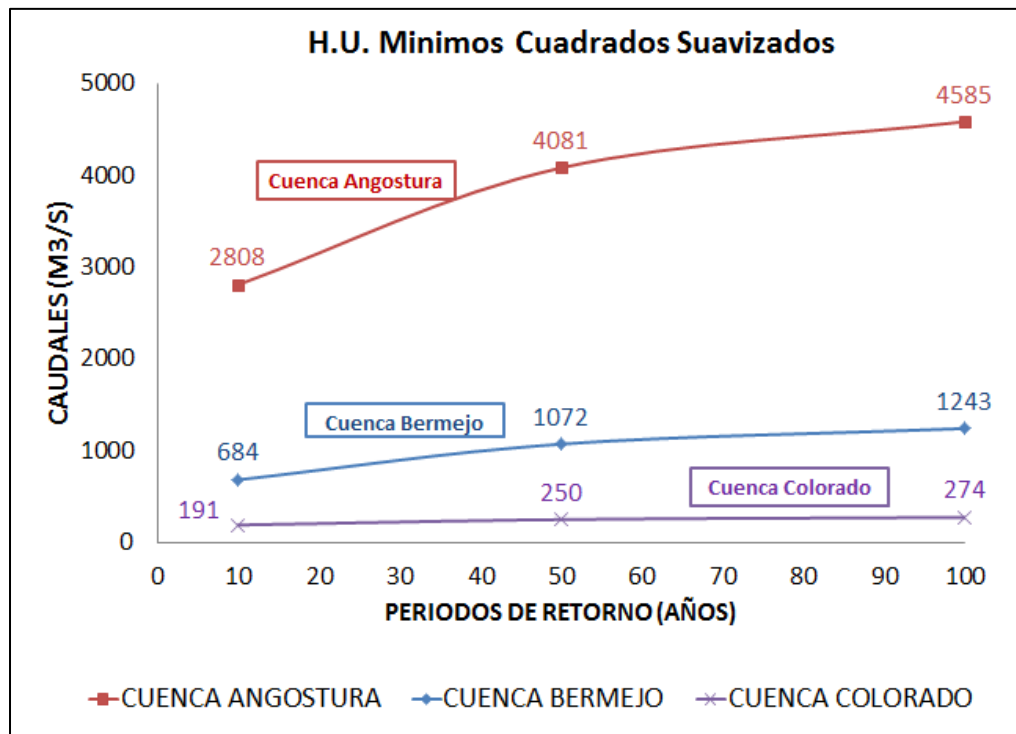


Figura 5.37- Resultados del modelo hidrológico del H.U. Mínimos Cuadrados Suavizados

5.3 CAUDAL DE DISEÑO APLICANDO EL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO ADIMENSIONAL DEL SCS

5.3.1 Introducción

El hidrograma unitario sintético del SCS (Soil Conservation Service) fue desarrollado por Victor Mockus, un ingeniero hidrólogo que trabajaba con el grupo de SCS. Mockus inicialmente desarrollo un hidrograma unitario sintético de forma triangular para propósitos prácticos, sin embargo, se tenían que considerar en ciertos diseños la extensión de la curva de recesión porque tendrían un papel muy importante en los estudios, por tal motivo se trabajó en un hidrograma que pueda representar hasta cierto punto una curva de recesión, el resultados fue el hidrograma unitario sintético adimensional. (Pizarro & Balocchi, 2013)

Como se menciona en el capítulo 2 el hidrograma adimensional permite obtener hidrogramas sin la necesidad de tener un registro de precipitación y escorrentía. El método se basa en los parámetros físicos de la cuenca, que son el Área de la cuenca y el Tiempo de concentración de la cuenca, estos son aplicados en las ecuaciones (2.32) y (2.33) presentados en el capítulo 2

Aunque este hidrograma unitario sintético se usa en cuencas de mediano tamaño y su análisis se basa en un gran número de hidrogramas unitarios naturales de varias cuencas hidrográficas, tal como se lo menciona en el capítulo 2, se aplicara este método en el presente trabajo por ser el uno de los más utilizados en proyectos que involucren el caudal de diseño. (Fattorelli & Fernández, 2007)

5.3.2 Metodología

Para la obtención de los hidrogramas unitarios adimensionales y el caudal de diseño se siguió la siguiente metodología.

1. Identificación de las cuencas en estudio
2. Recopilar u obtener datos de las características físicas de las cuencas identificadas o de estudio.
3. Obtener los parámetros del hidrograma unitario adimensional aplicando las ecuaciones 2.32 y 2.33 (ver capítulo 2) pertenecientes al concepto de hidrograma unitario adimensional de SCS.
4. Utilizar la tabla 2.8 del capítulo 2 que relaciona el tiempo pico y el caudal pico con las ordenadas del hidrograma, dicho de otro modo se obtiene la forma del hidrograma unitario adimensional.
5. Utilizar las tormentas de proyecto, diseñadas para un periodo de retorno correspondiente, y el hidrograma unitario adimensional de la cuenca para la simulación de los caudales de diseño.

A modo de ejemplo se presentaron en el Anexo D el proceso de obtención del hidrograma unitario adimensional y la simulación de caudales para un periodo de retorno, solo de la cuenca Colorado.

5.3.3 Parámetros del H.U. adimensional sintético del SCS

En la siguiente tabla 5.35 se presentan los parámetros necesarios de cada cuenca que permiten obtener los hidrogramas unitarios adimensionales para posteriormente realizar la simulación de caudales.

Tabla 5.35
Parámetros obtenidos para los hidrogramas unitarios adimensionales

CUENCAS	AREA (A)	Tiempo de concentración (Tc)		Tiempo de retraso (T lag)		Tiempo pico (Tp)		Duración (Δt)	Caudal pico unitario (Up)
	Km2	hra	min	hra	min	hra	min	min	
<i>Colorado</i>	104.7	2.6	156	1.56	93.6	1.81	109	30	12.03
<i>Bermejo</i>	479.7	5.16	309.6	3.1	185.8	3.35	201	30	29.82
<i>Angostura</i>	1407.8	6.5	391.8	3.9	235.1	4.17	250	30	70.28

Tomar en cuenta que los tiempos de concentración adoptados son los calibrados en la modelación hidrológica por el modelo de Clark que se lo detallara en el capítulo 6 .

5.3.4 Hidrogramas unitarios adimensionales de las cuencas de estudio.

Como se indicó en la metodología, para los hidrogramas unitarios obtenidos se realizó un ajuste, que relacione los caudales a un intervalo de tiempo de 30 minutos, ya que al momento de aplicar la tabla del hidrograma unitario adimensional (tabla 2.8. cap. 2), las relaciones de tiempos y caudales tenían intervalos variados. Este ajuste se realizó por medio de una regresión lineal, obteniendo los valores de los hidrogramas unitarios en intervalos de tiempo de 30 minutos.

El motivo de tener valores de hidrograma unitario a intervalo de 30 min es porque las tormentas de proyecto (precipitaciones) fueron diseñadas para duraciones de 30 minutos en un tiempo total de tormenta de 6 horas (Ver capítulo 4).

La tabla 5.36 muestra los hidrograma unitarios adimensionales obtenidos a partir de los parámetros presentados para cada cuenca.

Tabla 5.36

Tabla de hidrogramas unitarios adimensionales de las cuencas en estudio para intervalos de duración de 30 min y precipitación unitaria de 1 mm.

HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL SCS (Q_u)			
	CUENCA COLORADO	CUENCA BERMEJO	CUENCA ANGOSTURA
T (min)	Q_u (m³/s)	Q_u(m³/s)	Q_u(m³/s)
0	0	0.00	0.0
30	2.00	2.00	3.7
60	6.95	5.60	9.3
90	11.42	11.52	18.1
120	11.77	19.57	31.2
150	9.60	26.09	46.4
180	6.10	29.25	59.0
210	3.75	29.68	67.2
240	2.45	27.80	70.3
270	1.50	24.73	69.3
300	0.99	20.22	65.4
330	0.62	15.46	59.7
360	0.40	11.78	52.0
390	0.26	9.15	42.2
420	0.18	7.25	34.1
450	0.12	5.78	27.4
480	0.08	4.47	22.4
510	0.02	3.50	18.4
540	0.001	2.77	15.5
570	0	2.15	12.7
600		1.68	10.3
630		1.32	8.5
660		1.04	7.0
690		0.81	5.8
720		0.64	4.7
750		0.50	3.9
780		0.40	3.2
810		0.31	2.6
840		0.30	2.2
870		0.25	1.8
900		0.17	1.5
930		0.09	1.2
960		0.05	1
990		0.001	0.8
1020		0	0.75
1050			0.7
1080			0.68
1110			0.45
1140			0.28

TABLA 5.35

Tabla de hidrogramas unitarios adimensionales de las cuencas en estudio para intervalos de duración de 30 min y precipitación unitaria de 1 mm. (Continuación)

HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL SCS (Q_u)			
	CUENCA COLORADO	CUENCA BERMEJO	CUENCA ANGOSTURA
T (min)	Q_u (m³/s)	Q_u(m³/s)	Q_u(m³/s)
1170			0.16
1200			0.1
1230			0.05
1260			0

Es bien conocido la forma del hidrograma unitario adimensional del SCS (Figura 2.11. cap 2), por este motivo y simplemente a modo esquemático se presenta la figura 5.38 mostrando la forma del hidrograma obtenido para la cuenca Angostura.

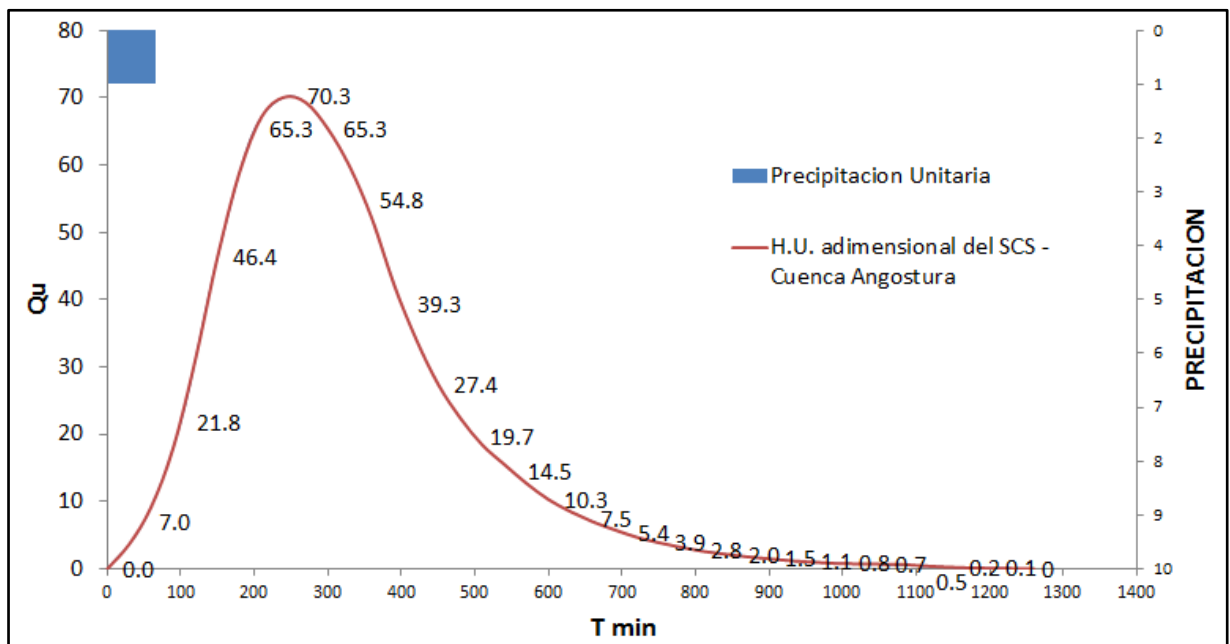


Figura 5.38 Esquema del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS para la cuenca Angostura.

5.3.5 Tormentas de proyecto

Las tormentas de proyecto que se utilizarán en la modelación fueron calculados en el capítulo 4, donde los intervalos de duración Δt son de 30 minutos, y son óptimos para esta modelación, ya que las ordenadas de los hidrogramas unitarios adimensionales calculados tienen el mismo intervalo de tiempo.

5.3.6 Uso del modelo y obtención de caudales de diseño con distinto periodo de retorno

Se debe considerar que en la simulación, el método de obtención de la precipitación efectiva se lo realiza por el método del número de curva (CN) del SCS, mencionado en el capítulo 2, y que los valores de CN, de cada cuenca, fueron ajustados al momento de realizar la modelación hidrológica por el modelo de Clark, que será explicado en el capítulo 6.

Inicialmente se presenta, a modo de esquema, la figura 5.39 perteneciente a una de las simulaciones realizadas en la cuenca Angostura, específicamente para el periodo de retorno de 10 años, donde se visualiza el hietograma de la tormenta de proyecto, la tormenta efectiva y el hidrograma de simulación obtenido por el hidrograma unitario adimensional de la cuenca.

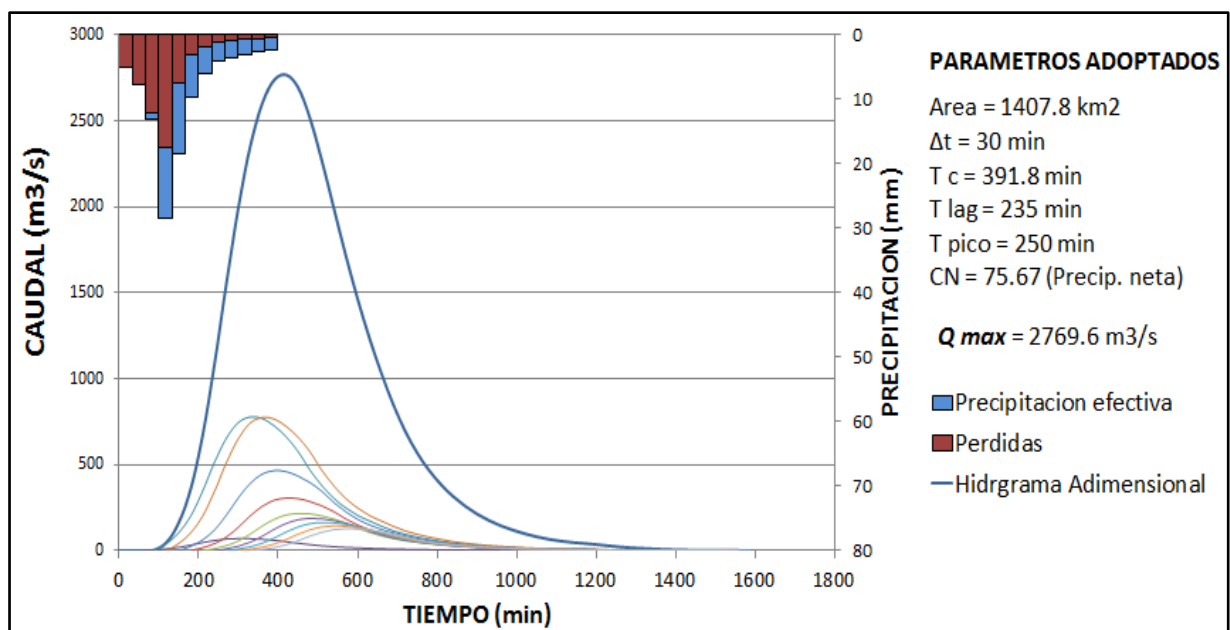


Figura 5.39 - Esquema de la simulación del hidrograma unitario adimensional del SCS de la cuenca Angostura para el periodo de retorno de 10 años.

En la figura 5.39 se puede ver que existe el principio de superposición y linealidad o desfase que se produce al aplicar el concepto de hidrogramas unitarios (capitulo2).

Se presenta las tablas 5.37, 5.38 y 5.39 que muestren los valores del hidrograma simulado para cada periodo de retorno, identificando el caudal máximo, aparte se presentara las tormentas de proyecto y la tormenta efectiva que genera el hidrograma de simulación de las cuenca en estudio.

5.3.6.1 Caudales de diseño – Cuenca Colorado

Simulación de caudales

Tabla 5.37

Caudales de simulación de la cuenca Colorado

Simulación de caudales – Cuenca Colorado								
Numero de Curva de la cuenca = 73.33 - Intervalo de tiempo = 30 min								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
4.4	0.0	0.0	5.0	0.0	0.0	5.2	0.0	0.0
7.0	0.0	0.0	8.0	0.0	0.0	8.4	0.0	0.0
13.1	0.4	0.7	15.0	0.9	1.8	15.7	1.1	2.3
33.2	11.3	25.3	38.1	15.3	36.8	40.0	16.9	41.7
19.8	11.3	105.7	22.6	14.2	144.9	23.7	15.3	160.9
9.4	6.1	224.7	10.7	7.5	298.6	11.2	8.0	328.3
5.4	3.7	316.0	6.2	4.5	411.3	6.5	4.8	449.2
3.6	2.5	344.6	4.1	3.0	441.7	4.3	3.2	479.9
3.0	2.1	314.7	3.4	2.6	398.1	3.5	2.7	430.6
2.5	1.8	261.2	2.9	2.2	327.2	3.0	2.3	352.8
2.1	1.6	212.5	2.5	1.9	264.2	2.6	2.0	284.2
1.9	1.4	173.3	2.1	1.6	214.1	2.2	1.7	229.8
		141.1			173.4			185.8
		110.0			134.7			144.1
		79.2			96.8			103.5
		53.2			65.0			69.5
		33.9			41.5			44.4
		21.7			26.6			28.4
		14.1			17.2			18.4
		8.7			10.6			11.3
		5.2			6.3			6.7
		3.0			3.7			3.9
		1.8			2.2			2.3
		1.1			1.3			1.4
		0.6			0.7			0.8
		0.3			0.4			0.4
		0.1			0.2			0.2
		0			0.03			0.04
		0			0.002			0.002
		0			0.0			0.0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
344.6			441.7			479.9		

5.3.6.2 Caudales de diseño – Cuenca Bermejo

Simulación de caudales

Tabla 5.38

Caudales de simulación de la cuenca Bermejo

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo								
Numero de Curva de la cuenca = 67.67 - Intervalo de tiempo = 30 min								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
5.3	0.0	0	4.97	0.00	0	7.68	0.00	0
7.8	0.0	0.1	8.01	0.00	1.1	11.04	0.00	2.2
13.0	0.0	11.4	15.03	0.56	23.3	17.59	1.09	29.7
27.3	5.6	47.0	38.10	10.06	85.4	34.42	11.78	104.2
18.1	7.6	118.0	22.65	11.29	204.9	23.70	12.84	246.1
9.9	5.1	233.6	10.70	7.40	393.3	13.70	8.57	467.0
6.3	3.5	379.1	6.22	5.18	621.7	9.12	6.07	732.3
4.4	2.6	521.7	4.06	3.83	838.2	6.56	4.52	982.9
3.8	2.3	636.7	3.39	3.39	1008.0	5.68	4.01	1179.6
3.3	2.0	713.1	2.86	3.02	1116.5	4.97	3.57	1305.6
2.9	1.8	751.4	2.45	2.70	1166.2	4.39	3.21	1363.5
2.5	1.6	750.1	2.13	2.43	1155.0	3.91	2.89	1350.8
		712.3			1089.9			1276.0
		649.0			989.3			1160.0
		571.2			869.2			1020.7
		488.7			743.2			873.6
		408.5			620.9			730.2
		333.2			506.1			595.5
		265.9			403.9			475.4
		208.6			316.8			372.9
		162.4			246.6			290.2
		126.7			192.5			226.5
		99.3			150.9			177.6
		78.1			118.6			139.6
		61.2			93.0			109.5
		47.9			72.8			85.7
		37.6			57.1			67.2
		29.5			44.8			52.7
		23.1			35.2			41.4
		18.5			28.2			33.2
		15.0			22.9			26.9
		12.0			18.3			21.5
		9.3			14.0			16.4
		6.9			10.4			12.2

TABLA 5.38

Caudales de simulación de la cuenca Bermejo (Continuación)

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo								
Numero de Curva de la cuenca = 67.67 - Intervalo de tiempo = 30 min								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
		4.9			7.3			8.6
		3.4			5.1			6.0
		2.3			3.5			4.2
		1.6			2.4			2.9
		1.0			1.5			1.8
		0.5			0.8			1.0
		0.2			0.4			0.4
		0.1			0.1			0.1
		0.002			0.002			0.003
		0			0			0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
751.4			1166.2			1363.5		

5.3.6.3 Caudales de diseño – Cuenca Angostura

Simulación de caudales

Tabla 5.39

Caudales de simulación de la cuenca Angostura

Simulación de caudales – Cuenca Angostura								
Numero de Curva de la cuenca = 75.67 - Intervalo de tiempo = 30 min								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
5.0	0.0	0	6.8	0.0	0	7.5	0.0	0
7.7	0.0	0.0	9.9	0.0	0.0	11.1	0.1	0.3
13.1	1.0	3.7	16.1	2.8	10.2	18.3	4.1	15.8
28.5	11.1	50.2	33.0	15.9	84.7	36.6	19.4	111.3
18.5	11.0	161.8	22.1	14.8	252.9	25.0	17.7	322.5
9.8	6.6	358.6	12.4	9.1	545.8	14.0	10.8	687.3
6.1	4.4	669.1	8.1	6.3	1000.6	9.1	7.3	1248.2
4.2	3.1	1088.6	5.8	4.6	1603.2	6.4	5.2	1982.6
3.6	2.7	1556.2	5.0	4.0	2265.9	5.5	4.5	2781.5
3.1	2.3	1997.1	4.4	3.5	2886.7	4.7	4.0	3520.9
2.7	2.0	2352.7	3.8	3.1	3388.1	4.2	3.5	4108.6
2.4	1.8	2601.1	3.4	2.8	3741.6	3.7	3.1	4512.5
		2735.9			3937.4			4724.1
		2766.0			3985.7			4757.7
		2693.4			3886.1			4614.6
		2514.6			3636.7			4297.2
		2266.4			3288.9			3869.5
		1990.5			2899.0			3398.5
		1716.6			2508.1			2932.3
		1461.5			2140.8			2498.2
		1232.7			1808.1			2107.6
		1028.1			1508.6			1757.3
		846.4			1242.1			1446.6
		691.9			1015.3			1182.7
		566.7			831.5			968.8
		465.5			682.8			795.6
		382.7			561.4			654.2
		315.0			462.1			538.5
		259.4			380.5			443.3
		212.7			312.1			363.7
		175.1			256.9			299.4
		144.4			211.9			247.0
		119.2			174.8			203.7
		98.0			143.7			167.4

TABLA 5.38

Caudales de simulación de la cuenca Angostura (Continuación)

Simulación de caudales – Cuenca Angostura								
Numero de Curva de la cuenca = 75.67 - Intervalo de tiempo = 30 min								
Periodo de 10 años			Periodo de 50 años			Periodo de 100 años		
<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>	<i>P tot</i>	<i>P efec</i>	<i>Q sim</i>
<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>	<i>Precip</i>	<i>Precip</i>	<i>Caudal</i>
(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)	(mm)	(mm)	(m3/s)
		66.1			97.1			113.2
		55.3			81.3			94.9
		47.4			69.7			81.6
		41.5			60.7			71.1
		34.9			50.7			59.2
		27.7			40.3			46.9
		21.1			30.8			35.7
		15.9			23.3			26.9
		11.7			17.3			19.8
		8.3			12.4			14.1
		5.7			8.6			9.7
		3.7			5.7			6.4
		2.2			3.3			3.7
		1.2			1.8			2.1
		0.6			0.9			1.0
		0.3			0.4			0.5
		0.1			0.1			0.2
		0			0			0.0
Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)			Caudal máx (m3/s)		
2766.0			3985.7			4757.7		

5.3.7 Resultados de las simulaciones

Tomar en cuenta que para la cuenca de Colorado se usó tormentas de duración total de 3 horas y para Bermejo y Colorado 6 horas.

Simulación con tormentas de $\Delta t = 30$ min

En la tabla 5.40 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 30 min

Tabla 5.40
Resultados del uso del modelo hidrológico por H.U. Adimensional del SCS con tormentas de $\Delta t = 30$ min

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	297.7	752.2	2768.9
50	386.1	1167.8	4157.9
100	419.8	1365.1	4763.3

Simulación con tormentas de $\Delta t = 1$ hora

En la tabla 5.41 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 1 hora.

Tabla 5.41
Resultados del uso del modelo hidrológico por H.U. Adimensional del SCS con tormentas de $\Delta t = 1$ hora.

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	273.2	741.1	2743.6
50	351.1	1153.1	4028.2
100	382.5	1334.4	4548

Para la comparación general (capítulo 8) se utilizara los caudales simulados con un Δt de 1 hora, si bien los simulados con Δt de 30 min son más precisos, los resultados del análisis de frecuencias están en función a datos hidrometereologicos con intervalo horario, y es

apropiado comparar caudales que se han obtenido con una base de datos de medición horaria (análisis de frecuencias) y tormentas horarias (modelos hidrológicos)

5.3.8 Caudales de diseño

En la tabla 5.42 y la figura 5.40 se presentan los resultados caudales de diseño, cabe mencionar que a los resultados de la simulación se le añadió el caudal base, determinado por la curva de permanencia de cada cuenca, presentada en el anexo F.

Tabla 5.42

Caudales de diseño obtenidos por el uso del modelo hidrológico por hidrograma unitario adimensional del SCS

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	273.4	741.9	2745.6
50	351.3	1153.9	4030.2
100	382.7	1335.3	4550

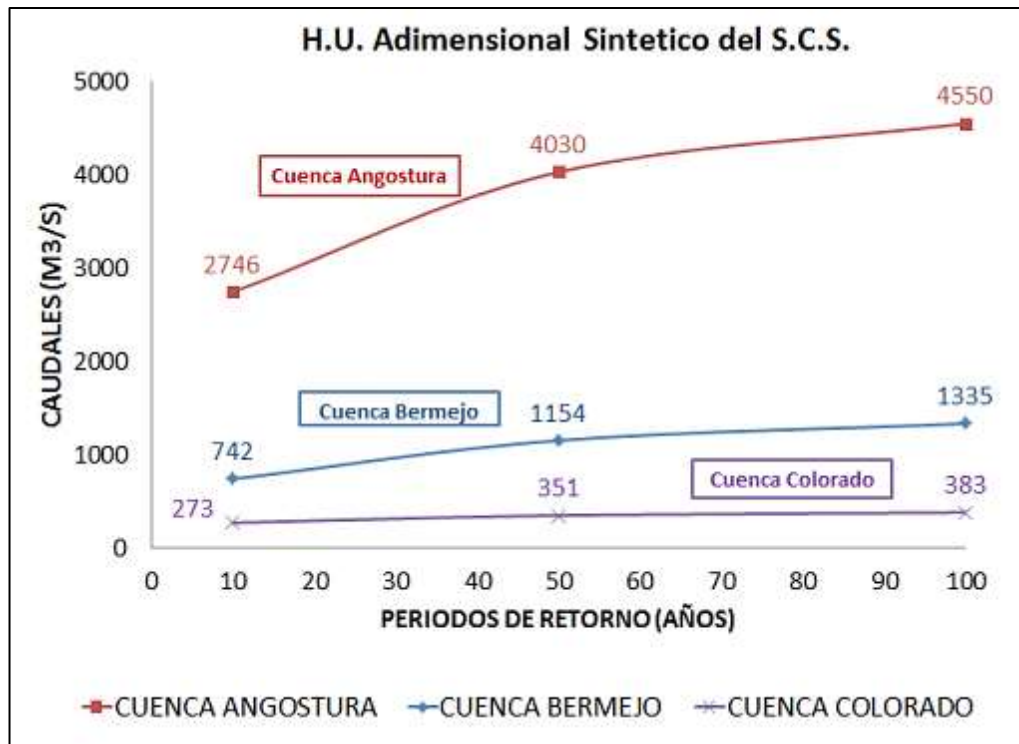


Figura 5.40 - Caudales de diseño obtenidos por del modelo H.U. Adimensional SCS

CAPÍTULO 6

6.- CAUDAL DE DISEÑO MEDIANTE EL USO DEL MODELO HIDROLÓGICO DE CLARK

6.1 INTRODUCCIÓN

Con el fin de poder considerar los efectos de laminación en cuencas mayores, Clark propone un HU biparamétrico que es el resultado de la laminación del hidrograma unitario obtenido por el método de las isócronas al hacerlo circular a través de un hipotético embalse lineal situado en el desagüe o salida de la cuenca (Victoriano, 1999). Las dos operaciones: traslación y laminación en que se basa este método de Clark.

El trazado tradicional de las isócronas se puede constituir más un arte que una ciencia, puesto que tras dividir el tiempo de concentración en intervalos iguales, el trazar las isócronas suponen más de criterios más propios de la experiencia que de una metodología. Actualmente, por medio de los SIG, se puede perfeccionar este procedimiento, ya que estas herramientas permiten dividir la cuenca en celdas regulares, asignar tiempos de paso a cada una de ellas, obtener el tiempo de viaje total desde cada celda hasta el punto de desagüe siguiendo el camino de máxima pendiente y, por medio de una reclasificación en intervalos de tiempo, obtener las isócronas. La clave de esta metodología se encuentra en la definición de las velocidades del flujo.(Victoriano, 1999)

Las ecuaciones que utiliza el modelo de Clark son presentadas en el capítulo 2 , donde estas ecuaciones muestran los parámetros que utiliza el presente modelo.

Es importante mencionar que el modelo de Clark es presentado dentro del sistema del modelo hidrológico del HEC-HMS (ver cap2), de lo cual, para un mejor cálculo y desarrollo del presente modelo de Clark, se usara en este trabajo el HEC-HMS para obtener resultados más óptimos.

6.2 MODELO HEC-HMS PARA LA MODELACION

Como se mencionó anteriormente en el capítulo 2, respecto al modelo HEC HMS, este modelo puede simular la respuesta que tendrá el escurrimiento superficial de una cuenca por medio de un río como producto de una precipitación, esto lo realiza mediante una representación de la cuenca como un sistema de interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos

Dentro de su sistema de modelación presenta fases de trabajo, que fueron bien explicadas en el capítulo 2, es este apartado se menciona de manera directa los métodos utilizados dentro del modelo HEC-HMS para la modelación de Clark.

En la tabla 6.1 se presenta los métodos utilizados para cada fase de trabajo del HEC-HMS.

TABLA 6.1
Métodos usados en el Hec-Hms

FASES DE TRABAJO	MODELO
<i>Loss Method</i>	SCS Curve Number
<i>Transform Method</i>	Clark Unit Hydrograph
<i>Caudal Base</i>	Recession

6.2.1 Loss Method – SCS Curve Number

Este modelo fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos , usa el número de curva , el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y condición de humedad

Este método es utilizado para estimar la precipitación neta o precipitación en exceso, su explicación a detalle se encuentra en el capítulo 2.

Los coeficientes que utiliza este método dentro del HEC-HMS son:

- Initial abstraction (Abstracciones iniciales)

Las abstracciones iniciales corresponden a las pérdidas iniciales que sufre la precipitación total que ingresa a la cuenca, debido a infiltración del suelo, retención por la vegetación, etc.

- Curve Number (Numero de Curva)

Es el coeficiente de número de curva (CN) que utiliza el método de pérdidas iniciales, en donde el valor máximo de 100 corresponde a que el 100% de la precipitación genera escorrentía, pero otros valores como 90,80, etc. no equivalen a porcentajes.

- Impervious (Impermeabilidad)

Corresponde a la impermeabilidad de la cuenca, este parámetro se lo toma en cuenta en cuencas urbanas o en la presencia de un suelo impermeable.

6.2.2 Transform Method – Clark Unit Hydrograph

Los coeficientes que utiliza el HEC-HMS son:

- Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el parámetro que mide el tiempo en el que toda la cuenca contribuya con la escorrentía superficial en una sección determinada, que en general es la salida de la cuenca. Puede definirse como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenca contribuyan simultáneamente al caudal efectivo recibido a la salida de la cuenca.

- Storage Coefficient (Coeficiente de almacenamiento)

Representa el retardo que la cuenca impone a la escorrentía superficial para desplazarse.

- Método de histograma tiempo-área

Es una tabla que muestra el tiempo que escurre una determinada área de la cuenca, obtenida a partir de la distribución de las líneas isócronas.

La intervención de estos parámetros, dentro del modelo de Clark, se los menciona en el subcapítulo 2.6.2 del capítulo 2

6.2.3 Baseflow -Recession (Caudal base – Recesión)

El Caudal base o flujo base es el escurrimiento sostenido o de "tiempo agradable" de la precipitación anterior que se almacenó temporalmente en la cuenca, más el escurrimiento subterráneo tardío de la tormenta actual.

Los parámetros de este modelo incluyen el flujo inicial, la razón de recesión y el flujo umbral.

Para el análisis del escurrimiento hipotético de la tormenta, el flujo inicial debe ser seleccionado como un flujo promedio probable que ocurriría al comienzo de la escorrentía de la tormenta, pero solo se usará este modelo para un mejor ajuste del modelo de transformación de lluvia – caudal y el método de pérdidas iniciales.

Los parámetros que utiliza este modelo son:

- Initial type (Modo de inicio)

Indica el tipo de caudal, total o por áreas.

- Initial discharge (m^3/s) (Caudal inicial)

Indica el caudal de inicio del hidrograma de crecida

- Recession Constant (Constante de recesión)

Parámetro que indica el comportamiento del caudal base en la crecida.

- Threshold type (Tipo de umbral)

Indica el tipo de umbral , por un caudal o por un una relación al pico.

- Flow (m³/s) (Caudal)

Caudal final del escurrimiento directo.

6.3 EVENTOS SELECCIONADOS PARA LA MODELACION

Los eventos seleccionados, previamente para las diferentes modelaciones hidrológicas, se los presenta en la sección 4.3 del capítulo 4, y de todos ellos se seleccionaran seis eventos por cuenca. Para la presente modelación los eventos asignados para cada cuenca se encuentran en la tabla 6.2, de la cual están ordenados según a su uso o proceso en la modelación, primero calibración y luego verificación, tomando en cuenta que los eventos fueron elegidos de manera aleatoria.

Tabla 6.2

Lista de eventos seleccionados en cada cuenca para la modelación

Cuenca Colorado		Cuenca Bermejo		Cuenca Angostura	
Evento	Uso	Evento	Uso	Evento	Uso
<i>1996-1997</i>	Calibración	<i>1993-1994</i>	Calibración	<i>1988-1989</i>	Calibración
<i>1997-1998</i>	Calibración	<i>1994-1995</i>	Calibración	<i>1990-1991</i>	Calibración
<i>1998-1999</i>	Calibración	<i>1997-1998</i>	Calibración	<i>1995-1996</i>	Calibración
<i>1992-1993</i>	Verificación	<i>1986-1987</i>	Verificación	<i>1987-1988</i>	Verificación
<i>1993-1994</i>	Verificación	<i>1995-1996</i>	Verificación	<i>1992-1993</i>	Verificación
<i>1994-1995</i>	Verificación	<i>1986-1987</i>	Verificación	<i>1993-1994</i>	Verificación

6.4 PARAMETROS DE LA MODELACION

Los parámetros que se ajustaran, con ayuda del modelo computacional del HEC-HMS, son:

- ***Perdidas (Método del numero de curva)***
 - Numero de Curva
- ***Transformación de lluvia en caudal (Modelo de Clark)***
 - Tiempo de concentración
 - Coeficiente de almacenamiento
 - Histograma tiempo-área

Los parámetros del tiempo de concentración y el valor de CN que se ajustaron a este modelo son utilizados en los modelos hidrológicos por hidrogramas unitarios explicados en el capítulo 5, por el hecho de que son parámetros característicos de la cuenca y el ajustarlos en el modelo HEC-HMS presentan una mayor confiabilidad de que sean valores más cercanos a la realidad.

Es importante mencionar que para el proceso de calibración y verificación se utilizara un método de separación de caudal base (Recession), pero solo es exclusivo para obtener los parámetros más óptimos del modelo de Clark y de perdidas, ya que al momento de las simulaciones, no se utiliza un método de separación de caudal base porque esto haría que el caudal máximo simulado presente una cierta reducción en su caudal máximo simulado verdadero, para la estimación del caudal base se utiliza la curva de permanencia presentada en el Anexo F. Para ver los parámetros que utiliza el método de separación de caudal base ver el subcapítulo 6.2.3 del presente capitulo.

6.5 OBTENCIÓN DEL PARAMETRO DE LA LLUVIA EFECTIVA - MÉTODO DEL CN DEL SCS

Previamente al uso del modelo HEC-HMS, se determinó utilizar el método del número de curva (CN) para la determinación de lluvia efectiva, y para obtener el parámetro previo de CN antes de la calibración; para ello se realizó un cálculo inverso al método tradicional del CN, ya que el método tradicional utiliza un mapa de uso de suelos; pero en este caso, teniendo los datos de precipitación y caudales se determinó los coeficientes de CN más reales posibles, para cada cuenca, pero hay que recordar que este parámetro también será calibrado en la modelación.

Se siguió la siguiente metodología para el cálculo mencionado anteriormente.

1. Se identifica y selecciona el evento. (lluvia-caudal)
2. Se identifica el caudal base del hidrograma, por el método más conveniente, para este trabajo se determinó utilizar el método de curva de recesión en una hoja semilog.

3. Se separa el caudal base del caudal total del hidrograma, dándonos como resultado el hidrograma de caudal efectivo.
4. Se calcula el volumen total del caudal efectivo en m³, por los diferentes métodos propuestos, se recomienda el método de áreas.
5. Se obtiene el valor de precipitación acumulado del hidrograma del evento seleccionado en el punto 1
6. Se calcula la precipitación efectiva teniendo los valores de volumen y área de la cuenca,
7. Se aplica la formula (2.19) del capítulo 2 , sabiendo que se tienen la precipitación efectiva y la precipitación total, para obtener el valor de infiltración (S).
8. Se utiliza la ecuación (2.19) del capítulo 2 para que finalmente se logre obtener el valor de CN del evento seleccionado en el punto 1

Hay que tomar en cuenta las unidades que se utilizan, ya que la fórmula original fue calculada en el sistema inglés.

Un ejemplo de la metodología del proceso de obtención del parámetro CN inicial o de arranque se lo detalla en el Anexo E.

6.5.1 Coeficientes iniciales del número de curva (CN) y tiempo de concentración (Tc)

Los siguientes coeficientes (CN y Tc) que se presentaran en las tabla 6.3 son previos al uso del HEC-HMS, y se los considera como coeficientes previos a la calibración o de arranque, y que serán sometidos al proceso calibración-verificación.

TABLA 6.3
Valores iniciales de CN y tiempos de concentracion.

<i>Cuenca Colorado</i>		<i>Cuenca Bermejo</i>		<i>Cuenca Angostura</i>	
<i>Tc= 2.54 hrs</i>		<i>Tc = 5.74 hrs</i>		<i>Tc= 10.2 hrs</i>	
<i>Año hidrológico</i>	<i>Valores de CN</i>	<i>Año hidrológico</i>	<i>Valores de CN</i>	<i>Año hidrológico</i>	<i>Valores de CN</i>
<i>92-93</i>	68.72	<i>86-87</i>	66.8	<i>87-88</i>	69.9
<i>93-94</i>	62.89	<i>93-94</i>	70	<i>88-89</i>	78
<i>94-95</i>	73.44	<i>94-95</i>	71.8	<i>90-91</i>	71.2
<i>96-97</i>	68.97	<i>95-96</i>	64.1	<i>92-93</i>	67.4
<i>97-98</i>	65.28	<i>97-98</i>	71.5	<i>93-94</i>	78.8
<i>98-99</i>	68.83	<i>86-87</i>	66.8	<i>95-96</i>	60.4

Tc = tiempo de concentración

El tiempo de concentración son los presentados en la tabla 3.1 del capítulo 3.

Tenemos que tomar en cuenta que estos parámetros son iniciales y pueden ser modificados en el proceso de calibración de parámetros, tanto el tiempo de concentración como el valor de CN

6.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO

El proceso de calibración se centrará en minimizar las diferencias entre los datos observados y los datos simulados dentro el modelo HEC-HMS.

En el Anexo E se detalla el uso del modelo HEC-HMS en la calibración del modelo de Clark

Como se explicó anteriormente en los parámetros de la cuenca, para este proceso se incluirá el método de separación de caudal base para un mejor ajuste de los parámetros del modelo de Clark y del método de pérdidas iniciales. Además mencionar que para la determinación de la calidad de la calibración, por evento, se utilizara el test de bondad de ajuste de Nash-Sutcliffe.

A modo de ejemplo se muestra la figura 6.1 que contiene la calibración de un evento de la cuenca Colorado dentro del modelo HEC-HMS; con esta figura se trata de mostrar que se ajustaron todos los eventos de la misma manera, en el Anexo E se presentaran las gráficas de ajuste de la calibración.

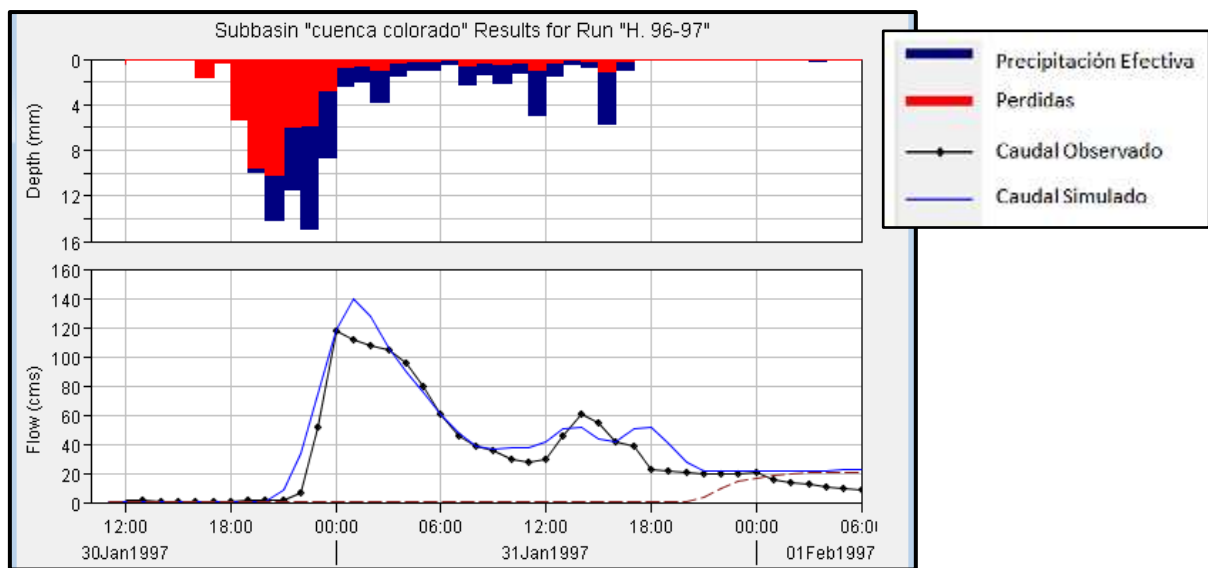


Figura 6.1 – Grafica de calibración del primer evento 1996-1997 de la cuenca Colorado en el modelo HEC HMS

Inicialmente, se presentara las tablas 6.4 , 6.5 y 6.6 (Colorado , Bermejo y Angostura respectivamente) que muestre los parámetros ajustados de los eventos seleccionados para la calibración de cada cuenca y posteriormente una tabla 6.7 que muestre los parámetros ajustados para la cuenca en estudio.

- Cuenca Colorado

TABLA 6.4

Parámetros de calibración de cada evento simulado en el modelo HEC-HMS para las Cuenca Colorado

		Eventos por Año Hidrológico		
	Coefficientes	1996-1997	1997-1998	1998-1999
L	Numero de curva - CN	80	70	70
	Pérdidas iniciales- Ia	0	0	0
	Impervius	0	0	0
T	Tiempo de concentración (hr)	2.5	2.5	3
	Storage Coeficient (hr)	2.5	2.5	2.5
	Time-Area Method	Default	Default	Default
B	Inicial Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Inicial discharge	0.1	1.9	3.5
	Recession Constant	1	0.5	0.5
	Threshold Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Flow (m3/s)	22	20	9
C	Nash-Sutcliffe	0.89	0.93	0.75
	Calidad de ajuste	Excelente	Excelente	Muy Bueno

Nota: L = Loss (perdidas), T = Transform (Transformación de lluvia-caudal), B = Baseflow (Caudal base), C = Calidad de la calibración

- Cuenca Bermejo

TABLA 6.5

Parámetros de calibración de cada evento simulado en el modelo HEC-HMS para la Cuenca Bermejo.

		Eventos por Año Hidrológico		
	Coefficientes	1993-1994	1994-1995	1997-1998
L	Numero de curva - CN	65	70	68
	Pérdidas iniciales- Ia	0	0	0
	Impervius	0	0	0
T	Tiempo de concentración (hr)	5.74	5.74	4
	Storage Coeficient (hr)	5	5	5
	Time-Area Method	Default	Default	Default
B	Inicial Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Inicial discharge	2.71	6.18	3.19
	Recession Constant	0.5	0.5	0.5
	Threshold Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Flow (m3/s)	20.04	20.32	27.56
C	Nash-Sutcliffe	0.89	0.61	0.95
	Calidad de ajuste	Excelente	Muy Bueno	Excelente

Nota: L = Loss (perdidas), T = Transform (Transformación de lluvia-caudal), B = Baseflow (Caudal base), C = Calidad de la calibración

- Cuenca Angostura

TABLA 6.6

Resumen de los parámetros de calibración de cada evento simulados en el HEC-HMS para la Cuenca Angostura.

		Eventos máximos de cada año hidrológico		
Coeficientes		1988-1989	1990-1991	1995-1996
L	Numero de curva - CN	82	75	70
	Pérdidas iniciales- Ia	0	0	0
	Impervius	0	0	0
T	Tiempo de concentración (hr)	8	5.5	6
	Storage Coeficient (hr)	7	5	5.5
	Time-Area Method	Default	Default	Default
B	Inicial Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Inicial discharge	22.05	26.53	15.49
	Recession Constant	0.1	0.1	0.1
	Threshold Type	Discharge	Discharge	Discharge
	Flow (m3/s)	32.2	66.35	32.29
C	Nash-Sutcliffe	0.87	0.78	0.85
	Calidad de ajuste	Excelente	Muy Bueno	Excelente

Nota: L = Loss (perdidas), T = Transform (Transformación de lluvia-caudal), B = Baseflow (Caudal base), C = Calidad de la calibracion

6.6.1 Parámetros de la modelación calibrados de las cuencas

Los parámetros calibrados se encuentran en la tabla 6.7

Tabla 6.7

Parámetros ajustados de las cuencas de estudio.

CUENCAS	Parámetros Perdidas (CN)	Parámetros de Transformación lluvia-caudal (Clark)		
	Numero de curva	Tiempo de concentración	Coficiente de almacenamiento	Histograma tiempo -área
<i>Colorado</i>	73.33	2.6 hr	2.5 hr	Default
<i>Bermejo</i>	67.67	5.16 hr	6 hr	Default
<i>Angostura</i>	75.67	6.5 hr	5.8 hr	Default

6.7 VERIFICACIÓN DEL MODELO

La verificación es un proceso que permite establecer la autenticidad de los valores de parámetros obtenidos en la calibración y determinar que estos son los más óptimos para la cuenca de estudio.

A modo de ejemplo se presenta la figura 6.2 que muestra el hidrograma observado y el hidrograma simulado, este último mencionado fue obtenido con los parámetros calibrados de la cuenca (Cuenca Colorado), y se realizó a una comparación de ambos hidrogramas para establecer que los parámetros calibrados son los más óptimos para la cuenca.

Considerar que para esta verificación se utilizó el test de bondad de ajuste de Nash-Sutcliffe que permitirá establecer la calidad de los caudales simulados con los observados, para más detalles del test ver el capítulo 2.

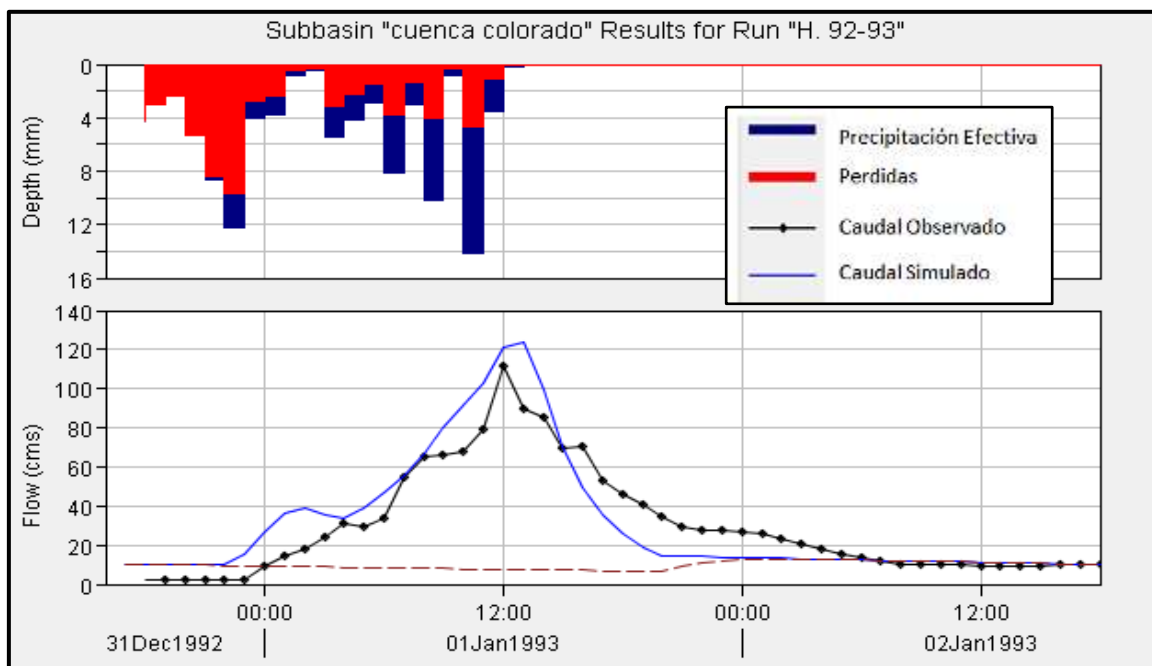


Figura 6.2 –Grafica de verificación del evento 1992-1993 de la cuenca Colorado en el modelo HEC-HMS

Se presentara la tabla 6.8 que contendrá los eventos seleccionados para verificación de cada cuenca, y también el resultado del test de bondad de ajuste de Nash-Sutcliffe, que determina el grado de igualdad que existe entre los caudales simulados y los caudales observados, dando a entender que si la igualdad entre ambos hidrogramas es muy buena o excelente, los parámetros calibrados han sido verificados. En el Anexo E se presentara los gráficos de hidrograma e hietograma de verificación.

Tabla 6.8
Verificación de los parámetros calibrados de las cuencas de estudio

Cuenca Colorado			Cuenca Bermejo			Cuenca Angostura		
<i>Evento</i>	<i>Nash</i>	<i>Calidad verificación</i>	<i>Evento</i>	<i>Nash</i>	<i>Calidad verificación</i>	<i>Evento</i>	<i>Nash</i>	<i>Calidad verificación</i>
92-93	0.77	Muy Bueno	86-87	0.69	Muy Bueno	87-88	0.48	Bueno
93-94	0.87	Excelente	95-96	0.84	Excelente	93-94	0.61	Muy Bueno
94-95	0.62	Muy Bueno	92-93	0.72	Muy Bueno	92-93	0.87	Excelente
Verificación	OK		Verificación	OK		Verificación	OK	

Nota: Los años de los eventos son escritos solo con sus últimos dos dígitos del año

6.8 SIMULACIÓN PARA OBTENCIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Esta es la etapa final de la modelación, para ello se usara el modelo HEC-HMS para hacer las simulaciones respectivas.

Los datos de ingreso son: las tormentas de proyecto de cada cuenca, de duración Δt de 30 min y 1 hora pertenecientes a un periodo de retorno (10,50 y 100 años) calculado en la sección 4.4.9 del capítulo 4 y los parámetros que fueron calibrados y verificados, presentados en la tabla 6.10

En el anexo E se mostrara un ejemplo de la simulación realizada en el HEC-HMS.

Se presentaran los resultados por cuencas, donde se mostraran tablas de los hidrogramas simulados y el caudal máximo obtenido.

6.8.1 Cuenca Colorado

La tabla 6.9 presenta los hidrogramas simulados para la cuenca Colorado en el HEC-HMS

TABLA 6.9
Caudales simulados de la cuenca de Colorado

Simulación de caudales – Cuenca Colorado			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
<i>Tiempo (hrs)</i>	<i>Caudal (m3/s)</i>	<i>Caudal (m3/s)</i>	<i>Caudal (m3/s)</i>
0.0	0	0	0
0.5	0	0	0
1.0	0	0	0
1.5	0.2	0.6	0.7
2.0	8	11.8	13.3

NOTA: T = Periodo de retorno

TABLA 6.9
Caudales simulados de la cuenca de Colorado (Continuacion)

Simulación de caudales – Cuenca Colorado			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
2.5	35	48.4	53.8
3.0	83.4	112	123.5
3.5	142.2	187.8	205.9
4.0	194	252.7	275.9
4.5	222.7	286.9	312
5.0	225.9	288.3	312.6
5.5	214.4	271.8	294.1
6.0	197.9	249.5	269.6
6.5	179.8	225.7	243.5
7.0	160.3	200.7	216.3
7.5	139.6	174.3	187.7
8.0	118.3	147.6	158.9
8.5	98.1	122.3	131.6
9.0	80.3	100.1	107.8
9.5	65.7	81.9	88.2
10.0	53.8	67	72.1
10.5	44	54.8	59
11.0	36	44.9	48.3
11.5	29.4	36.7	39.5
12.0	24.1	30	32.3
12.5	19.7	24.6	26.4
13.0	16.1	20.1	21.6
13.5	13.2	16.5	17.7
14.0	10.8	13.5	14.5
14.5	8.8	11	11.9
15.0	7.2	9	9.7
15.5	5.9	7.4	7.9
16.0	4.8	6	6.5
16.5	3.9	4.9	5.3
17.0	2.7	3.3	3.5
17.5	1.7	2.1	2.2
18.0	1.1	1.4	1.4
18.5	0.8	0.9	1
19.0	0.5	0.6	0.6
19.5	0.3	0.4	0.4
20.0	0.2	0.2	0.2
20.5	0.1	0.1	0.1
21.0	0	0	0
Qmax =	225.9	288.3	312.6

NOTA: T = Periodo de retorno

6.8.2 Cuenca Bermejo

La tabla 6.10 presenta los hidrogramas simulados para la cuenca Bermejo en el HEC-HMS.

TABLA 6.10
Caudales simulados de la cuenca de Bermejo

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
0.0	0	0	0
0.5	0	0	0
1.0	0	0	0
1.5	0	0.3	0.5
2.0	2.6	5.6	7.2
2.5	13.2	24.4	29.8
3.0	35.1	61	73.1
3.5	68.3	115	136.5
4.0	111.7	184.3	217.7
4.5	163.2	265.7	312.8
5.0	219.5	353.3	415.1
5.5	275.9	440	516.2
6.0	328.4	519.8	609.4
6.5	373.1	586.5	687.2
7.0	404.8	632.3	740.5
7.5	420.7	653.7	765.7
8.0	422.9	654.9	767.6
8.5	415.4	642	752.8
9.0	401	618.7	726
9.5	381.5	588.2	690.4
10.0	358.6	552.6	648.9
10.5	333.8	514.3	603.9
11.0	308.4	475	557.9
11.5	283.8	437.2	513.5
12.0	261.1	402.3	472.4
12.5	240.2	370.1	434.6
13.0	221	340.5	399.8
13.5	203.3	313.2	367.8
14.0	187.1	288.2	338.4
14.5	172.1	265.1	311.3
15.0	158.3	243.9	286.4
15.5	145.7	224.4	263.5
16.0	134	206.4	242.4
16.5	123.3	189.9	223
17.0	113.4	174.7	205.2

NOTA: T = Periodo de retorno

TABLA 6.10
Caudales simulados de la cuenca de Bermejo (Continuacion)

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
17.5	104.4	160.8	188.8
18.0	96	147.9	173.7
18.5	88.3	136.1	159.8
19.0	81.3	125.2	147
19.5	74.8	115.2	135.2
20.0	68.8	106	124.4
20.5	63.3	97.5	114.5
21.0	58.2	89.7	105.3
21.5	53.6	82.5	96.9
22.0	49.3	75.9	89.1
22.5	45.3	69.8	82
23.0	41.7	64.2	75.4
23.5	38.4	59.1	69.4
24.0	35.3	54.4	63.9
24.5	32.5	50	58.7
25.0	29.9	46	54
25.5	27.5	42.3	49.7
26.0	25.3	39	45.7
26.5	23.3	35.8	42.1
27.0	21.4	33	38.7
27.5	19.7	30.3	35.6
28.0	18.1	27.9	32.8
28.5	16.7	25.7	30.2
29.0	15.3	23.6	27.7
29.5	14.1	21.7	25.5
30.0	13	20	23.5
30.5	11.9	18.4	21.6
31.0	11	16.9	19.9
31.5	10.1	15.6	18.3
32.0	9.3	14.3	16.8
32.5	8.6	13.2	15.5
33.0	7.9	12.1	14.2
33.5	7.2	11.2	13.1
34.0	6.7	10.3	12
34.5	6.1	9.4	11.1
35.0	5.6	8.7	10.2
35.5	5.2	8	9.4
36.0	4.8	7.3	8.5
36.5	3.8	5.6	6.6

NOTA: T = Periodo de retorno

TABLA 6.10
Caudales simulados de la cuenca de Bermejo (Continuacion)

Simulación de caudales – Cuenca Bermejo			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
37.0	2.7	4	4.7
37.5	1.9	2.9	3.4
38.0	1.4	2.1	2.5
38.5	1	1.5	1.8
39.0	0.7	1	1.2
39.5	0.4	0.6	0.7
40.0	0.2	0.3	0.3
40.5	0	0	0
Qmax =	422.9	654.9	767.6

NOTA: T = Periodo de retorno

6.8.3 Cuenca Angostura

La tabla 6.11 presenta los hidrogramas simulados para la cuenca Angostura en el HEC-HMS

TABLA 6.11
Caudales simulados de la cuenca de Angostura

Simulación de caudales – Cuenca Angostura			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
0.0	0	0	0
0.5	0	0	0
1.0	0	0	0.1
1.5	1	2.7	4.3
2.0	14.5	25.8	34.6
2.5	58.9	93.6	120.1
3.0	141.7	215.3	270.8
3.5	259.9	386.6	481.2
4.0	408.1	600.3	742
4.5	581.4	850	1045.1
5.0	774.9	1128.2	1380.8
5.5	978.7	1420.6	1731.1
6.0	1179	1708	2073
6.5	1363	1972.5	2385.3
7.0	1520.3	2199.3	2650.6
7.5	1643.4	2376.7	2855.1
8.0	1723.3	2491.3	2983
8.5	1749.9	2529.9	3019.6

NOTA: T = Periodo de retorno

TABLA 6.11
Caudales simulados de la cuenca de Angostura (Continuacion)

Simulación de caudales – Cuenca Angostura			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
9.0	1726.1	2498.3	2973.2
9.5	1667.9	2418.4	2871
10.0	1589.3	2308.4	2734.9
10.5	1498.8	2180	2578.8
11.0	1401.6	2040.6	2411.3
11.5	1301.1	1895.7	2238.4
12.0	1200.6	1749.9	2065.5
12.5	1103.1	1608	1897.8
13.0	1012	1475.1	1741
13.5	928.3	1353.2	1597.1
14.0	851.6	1241.4	1465.1
14.5	781.2	1138.8	1344
15.0	716.7	1044.7	1232.9
15.5	657.4	958.3	1131.1
16.0	603.1	879.1	1037.6
16.5	553.3	806.5	951.8
17.0	507.5	739.8	873.2
17.5	465.6	678.7	801
18.0	427.1	622.6	734.8
18.5	391.8	571.1	674.1
19.0	359.4	523.9	618.4
19.5	329.7	480.6	567.3
20.0	302.5	440.9	520.4
20.5	277.5	404.5	477.4
21.0	254.5	371	437.9
21.5	233.5	340.4	401.7
22.0	214.2	312.3	368.5
22.5	196.5	286.4	338.1
23.0	180.3	262.8	310.1
23.5	165.4	241.1	284.5
24.0	151.7	221.1	261
24.5	139.2	202.9	239.4
25.0	127.7	186.1	219.6
25.5	117.1	170.7	201.5
26.0	107.4	156.6	184.8
26.5	98.6	143.7	169.6
27.0	90.4	131.8	155.5
27.5	82.9	120.9	142.7
28.0	76.1	110.9	130.9

NOTA: T = Periodo de retorno

TABLA 6.11
Tabla de caudales simulados de la cuenca de Angostura (Continuacion)

Simulación de caudales – Cuenca Angostura			
	T = 10 años	T = 50 años	T = 100 años
Tiempo (hrs)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)	Caudal (m3/s)
28.5	69.8	101.7	120.1
29.0	64	93.3	110.2
29.5	58.7	85.6	101
30.0	53.9	78.5	92.7
30.5	49.4	72.1	85
31.0	45.3	66.1	78
31.5	41.6	60.6	71.6
32.0	38.2	55.6	65.6
32.5	35	51	60.2
33.0	32.1	46.8	55.2
33.5	29.5	42.9	50.7
34.0	27	39.4	46.5
34.5	24.8	36.1	42.6
35.0	22.7	33.1	39.1
35.5	20.9	30.4	35.9
36.0	18.8	27	31.6
36.5	13.9	19.9	23.1
37.0	9.3	13.7	15.7
37.5	6.5	9.8	11.1
38.0	4.7	7.1	8
38.5	3.3	5.1	5.7
39.0	2.2	3.4	3.8
39.5	1.3	2.1	2.3
40.0	0.6	0.9	1
40.5	0	0	0
Qmax =	1749.9	2529.9	3019.6

6.9 RESULTADOS DE LAS SIMULACIONES

Tomar en cuenta que para la cuenca de Colorado se usó tormentas de duración total de 3 horas y para Bermejo y Colorado 6 horas.

Simulación con tormentas de $\Delta t = 30$ min.

En la tabla 6.12 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 30 min.

Tabla 6.12
Resultados del uso del modelo hidrológico por modelo hidrológico de Clark con tormentas de $\Delta t = 30$ min

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	193.8	422.9	1749.9
50	251.3	654.9	2633.3
100	273.9	767.6	3019.6

Simulación con tormentas de $\Delta t = 1$ hora.

En la tabla 6.13 se presentan los resultados de la simulación utilizando tormentas de Δt de 1 hora.

Tabla 6.13
Resultados del uso del modelo hidrológico por modelo hidrológico de Clark con tormentas de $\Delta t = 1$ hora.

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	178.8	431.1	1759.8
50	232.9	668.7	2578.7
100	254.8	773.1	3061.3

Para la comparación general (capítulo 8) se utilizara los caudales simulados con un Δt de 1 hora, si bien los simulados con Δt de 30 min son más precisos, los resultados del análisis de frecuencias están en función a datos hidrometeorológicos con intervalo horario, y es apropiado comparar caudales que se han obtenido con una base de datos de medición horaria (análisis de frecuencias) y tormentas horarias (modelos hidrológicos)

6.10 CAUDALES DE DISEÑO

En la tabla 6.14 y la figura -- se presentan los resultados caudales de diseño, cabe mencionar que a los resultados de la simulación se le añadió el caudal base, determinado por la curva de permanencia de cada cuenca, presentada en el anexo F

Tabla 6.14

Caudales de diseño obtenidos por el uso del modelo hidrológico de Clark

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m3/s)	Cuenca Bermejo (m3/s)	Cuenca Angostura (m3/s)
10	179	431.1	1761.8
50	233.1	668.7	2580.7
100	255	773.1	3063.3

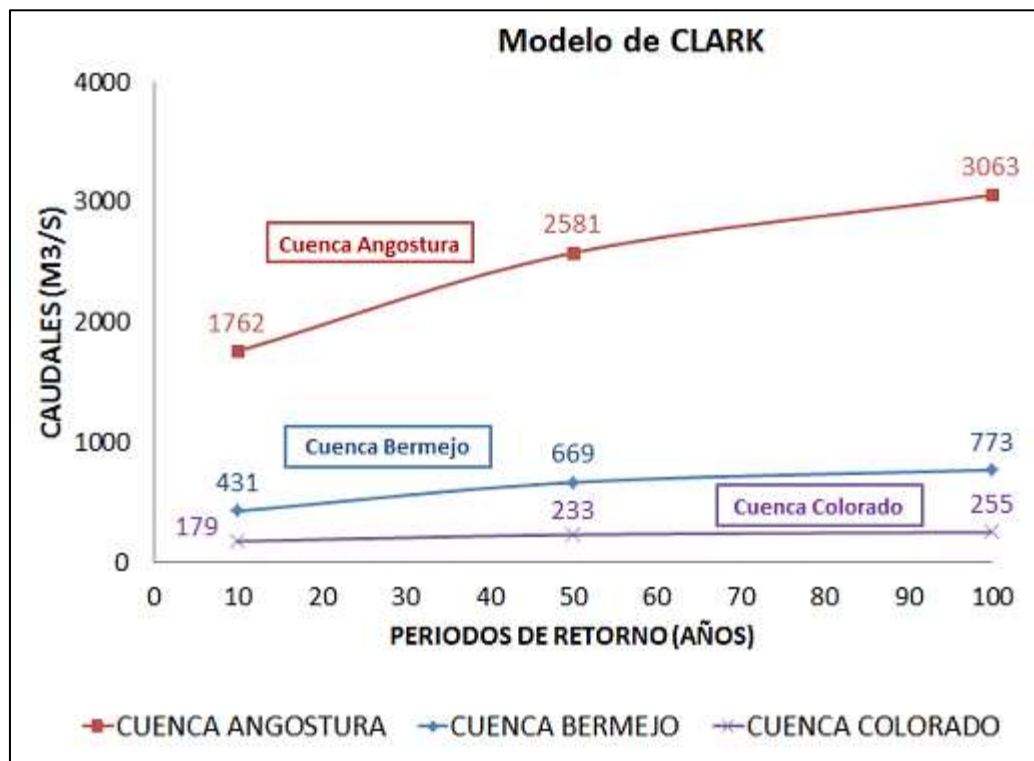


Figura 6.3 -Caudales de diseño obtenidos por del modelo de Clark.

CAPÍTULO 7

7.- CAUDAL DE DISEÑO A PARTIR DE SERIE DE CAUDALES MEDIDOS - ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

7.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas hidrológicos son afectados por eventos extremos, tales como tormentas avenidas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. En una modelación hidrológica es necesario conocer la probabilidad de ocurrencia de estos eventos extremos.

El objetivo del análisis de frecuencias de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

Los resultados del análisis de frecuencia pueden utilizarse para muchos propósitos de ingeniería: para el diseño de presas, puentes, etc. También para determinar el beneficio económico de proyectos de control de crecientes, y para delinear planicies de inundación y delimitar franjas de invasiones o construcciones. (Chow et al., 1996)

Los métodos estadísticos consideran que el dato de un caudal máximo anual es una variable aleatoria y pertenecería a una cierta distribución. Para utilizar este método se requiere obtener el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor tiempo de registros se obtenga mayor será la calidad del cálculo de caudal de diseño, el cual se la determina para un periodo de retorno esperado.

Por lo general, en los proyectos donde se desea determinar el caudal de diseño cuenta con pocos años de registro por lo que la curva de distribución de probabilidades de los caudales máximos se tiene que prolongarse en su extremo, esto en el caso de que se requiera inferir un caudal de diseño con un periodo de retorno mayor al tamaño del registro.

El problema que se origina en este método, es que existen muchos tipos de distribuciones que se podrían apegar a los datos, y sin embargo difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a que se tenga que determinar los métodos estadísticos en función al objetivo del trabajo, en este caso eventos extremos. (ver capítulo 2)

7.2 MODELOS PROBABILÍSTICOS

En este estudio se usaron los siguientes modelos probabilísticos para eventos extremos:

- Distribución Gumbel
- Distribución Pearson III o Gama de 3 parámetros
- Distribución Log Pearson III
- Distribución Log Normal

Los modelos presentados se los detallo en la sección 2.7 del capítulo 2.

7.3 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE CAUDALES

La metodología para la obtención de caudales es la siguiente:

1. Obtener los caudales máximos diarios de los datos de caudal medidos seleccionados por año hidrológico, entendiéndose que se obtendrá un caudal máximo por año hidrológico.
2. Introducir la serie de datos obtenidos a las distribuciones de probabilidad para eventos extremos (Log-normal, Pearson III, Log-Pearson III, Gumbel).
3. Seleccionar la mejor distribución de probabilidad que se ajusta a la serie de datos en análisis utilizando las medidas de ajuste explicados en el subcapítulo 2.4.1.1 del capítulo 2.
4. Utilizar la mejor distribución de probabilidad para obtener los caudales de diseño para los periodos de retorno de 10, 50 y 100 años.

7.4 DATOS DISPONIBLES

Los datos disponibles para el análisis de frecuencias son de los caudales observados a la salida de las cuencas en estudio, tal como se indica en el capítulo 4. Para este análisis se trabajó con los caudales máximos anuales (por año hidrológico) a nivel horario

Se presenta la tabla 7.1 que muestra los caudales máximo horario anual (año hidrológico) de cada cuenca.

TABLA 7.1**Tabla de caudales máximos anuales a nivel horario de la cuenca de Colorado**

	CUENCA COLORADO	CUENCA BERMEJO	CUENCA ANGOSTURA
AÑO HIDROLOGICO	<i>Caudales máximos (M3/S)</i>	<i>Caudales máximos (M3/S)</i>	<i>Caudales máximos (M3/S)</i>
1986-1987	80.6	597.6	946.0
1987-1988	77.2	220.2	367.8
1988-1989	66.1	117.9	340.1
1989-1990	65.3	63.8	127.7
1990-1991	189.6	501.8	774.8
1991-1992	151.0	386.7	1240.9
1992-1993	111.7	347.6	1139.7
1993-1994	176.9	357.3	498.2
1994-1995	96.3	294.4	815.3
1995-1996	111.4	330.8	416.8
1996-1997	117.7	190.6	454.8
1997-1998	215.4	462.1	700.0
1998-1999	70.8	154.2	199.1

7.5 SELECCIÓN DEL MEJOR MODELO DE DISTRIBUCIÓN

Para la selección del mejor modelo probabilístico se usó el programa HidroEsta, el cual es un sistema que maneja modelos probabilísticos enfocados a series de datos hidrológicos, para más detalles respecto al programa ver la sección 2.7.1 del capítulo 2.

Se presenta, para cada cuenca, una tabla inicial donde se muestra la serie de caudales máximos de la cuenca, ordenados de menor a mayor, junto con la probabilidad empírica $P(x)$ (ecuación 7.1) y la probabilidad de las diferentes funciones de distribución (sección 7.2).

$$P(x) = \frac{m}{N + 1} \quad (7.1)$$

Dónde:

m = posición del dato

N = número total de datos.

Posteriormente se presentaran algunas tablas que muestran las pruebas de ajuste que determinaran el mejor modelo para la serie de caudales máximos

En las tablas 7.2, 7.3, 7.4 presentamos la serie de caudales máximos y los valores que se obtuvieron al usar las funciones de distribución seleccionados para el análisis de

frecuencias, junto con las gráficas 7.1, 7.2, 7.3 que muestran el ajuste de la serie con un modelo de distribución.

TABLA 7.2

Serie caudales maximos usados en los modelos de distribución – Cuenca Colorado

Cuenca Colorado						
N° de Datos	Caudales (m ³ /s)	P(x)	Distribuciones F(x)			
			Log-Normal	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
1	65.3	0.07143	0.1086	0.1369	0.1011	0.1188
2	66.1	0.14286	0.1142	0.1418	0.1072	0.1239
3	70.8	0.21429	0.1502	0.1735	0.1477	0.1573
4	77.2	0.28571	0.2037	0.2196	0.208	0.2071
5	80.6	0.35714	0.2351	0.2463	0.2431	0.2364
6	96.3	0.42857	0.3851	0.3758	0.4053	0.3797
7	111.4	0.50000	0.5249	0.5031	0.5476	0.5177
8	111.7	0.57143	0.5274	0.5054	0.55	0.5202
9	117.7	0.64286	0.5772	0.553	0.5987	0.5704
10	151.0	0.71429	0.7879	0.7708	0.7944	0.7863
11	176.9	0.78571	0.8815	0.8766	0.8784	0.883
12	189.6	0.85714	0.9116	0.9114	0.9057	0.9139
13	215.7	0.92857	0.9515	0.9567	0.9429	0.9543

Nota: Los valores de caudales están ordenados de menor a mayor

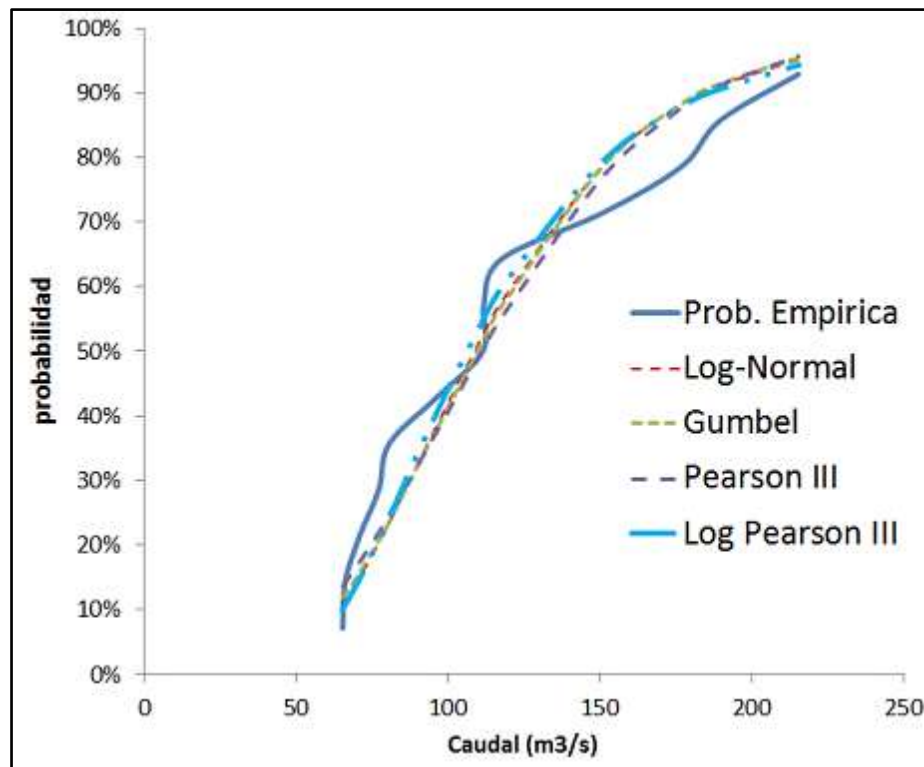


Figura 7.1 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Colorado. 1

TABLA 7.3*Serie caudales maximos usados en los modelos de distribución – Cuenca Bermejo.*

Cuenca Bermejo						
N° de Datos	Caudales (m ³ /s)	P(x)	Distribuciones F(x)			
			Log-Normal	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
1	63.8	0.07143	0.0127	0.0535	0	0.0155
2	117.9	0.14286	0.1017	0.1082	0	0.0685
3	154.2	0.21429	0.1976	0.1614	0	0.1361
4	190.6	0.28571	0.3026	0.2284	0	0.2273
5	220.2	0.35714	0.386	0.2918	0	0.3124
6	294.3	0.42857	0.5659	0.4732	0	0.5295
7	330.8	0.50000	0.6365	0.5652	0	0.6235
8	347.6	0.57143	0.6654	0.6064	0	0.6624
9	357.3	0.64286	0.681	0.6295	0	0.6835
10	386.7	0.71429	0.7239	0.6959	0	0.7411
11	462.1	0.78571	0.809	0.8345	0	0.8505
12	501.8	0.85714	0.8423	0.8868	0	0.8895
13	597.6	0.92857	0.8994	0.9615	0	0.9478

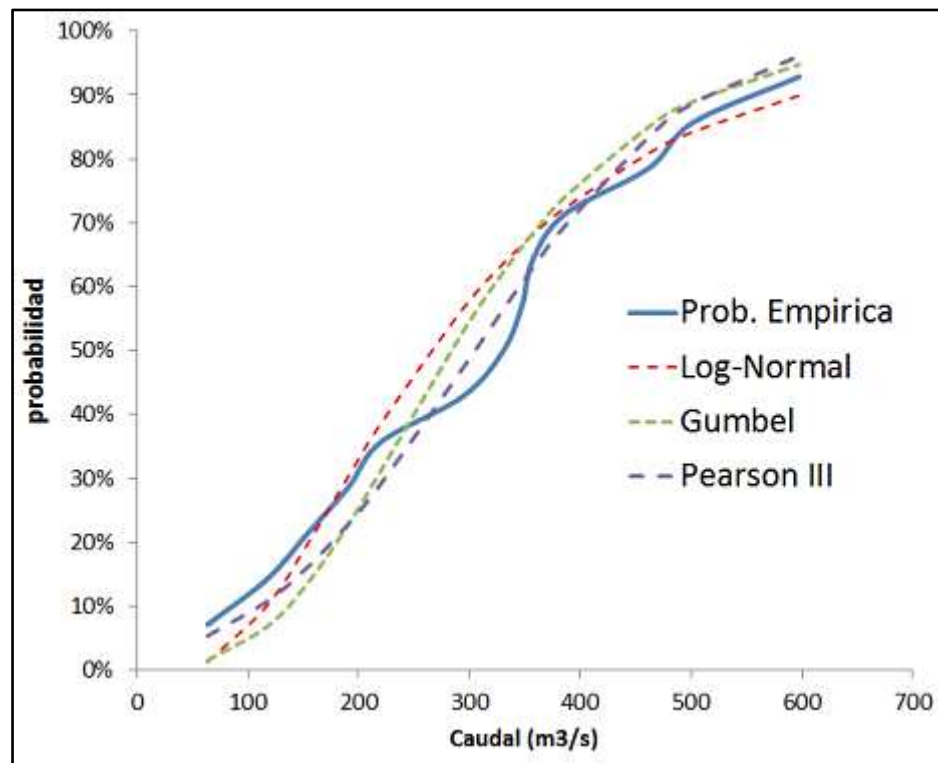
Nota: Los valores de caudales están ordenados de menor a mayor**Figura 7.2 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Bermejo**

TABLA 7.4

Tabla de la serie caudales maximos usados en los modelos de distribución - Cuenca Angostura

CUENCA ANGOSTURA						
N° de Datos	Caudales (m ³ /s)	P(x)	Distribuciones F(x)			
			Log-Normal	Pearson III	Log-Pearson III	Gumbel
1	127.7	0.07143	0.0192	0.0673	0	0.0346
2	199.1	0.14286	0.0792	0.1074	0	0.075
3	340.1	0.21429	0.2692	0.2218	0	0.2131
4	367.8	0.28571	0.3089	0.2491	0	0.2473
5	416.8	0.35714	0.377	0.3006	0	0.311
6	454.8	0.42857	0.4272	0.3427	0	0.362
7	498.2	0.50000	0.4808	0.3922	0	0.4202
8	700.0	0.57143	0.6761	0.6201	0	0.6607
9	774.8	0.64286	0.7283	0.6946	0	0.7296
10	815.3	0.71429	0.7528	0.7312	0	0.762
11	946.0	0.78571	0.817	0.8297	0	0.8449
12	1139.7	0.85714	0.8811	0.9229	0	0.9204
13	1240.9	0.92857	0.9044	0.9516	0	0.9443

Nota: Los valores de caudales están ordenados de menor a mayor

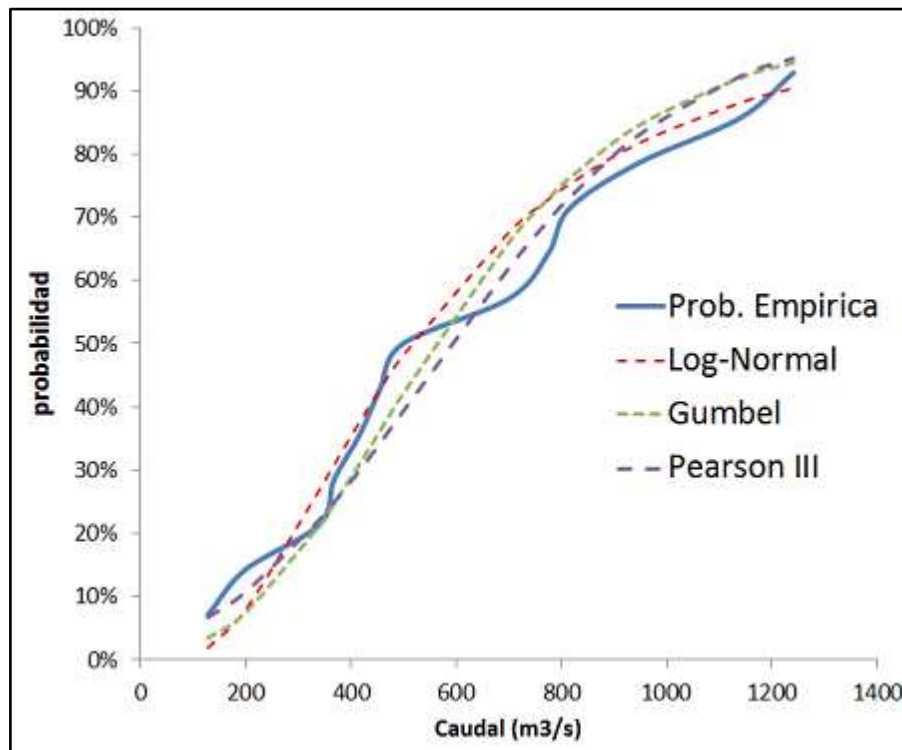


Figura 7.3 - Ajuste de función de distribución de probabilidad para la cuenca Angostura.

7.5.1.1 Pruebas de ajuste y selección a un modelo de distribución

Las pruebas de ajuste que se utilizarán son: el error cuadrático medio, del error cuadrático mínimo y la prueba de Kolmogorov-Smirnov que se los menciono en el subcapítulo 2.4.1.1 del capítulo 2. Cada prueba tendrá un valor de ajuste, donde el valor de 1 será la mejor distribución que se ajuste a la serie y el valor de 4 será el peor.

- **Error cuadrático medio (ECM)**

Los resultados de la prueba del error cuadrático medio (ECM), para las cuencas en estudio, se los presenta en la tabla 7.5, donde se visualiza las variables que utiliza el método del ECM (ecu. 2.5) y el orden de la distribución que mejor se ajuste a la serie de caudales máximos

Tabla 7.5
Prueba de ajuste del error medio cuadrático

Distrib.	Cuenca Colorado			Cuenca Bermejo			Cuenca Angostura		
	n = 13		Mejor ajuste	n = 13		Mejor ajuste	n = 13		Mejor ajuste
	$\sum (x_0 - x)^2$	ECM		$\sum (x_0 - x)^2$	ECM		$\sum (x_0 - x)^2$	ECM	
<i>Log-Normal</i>	0.0547	0.064	3	0.0560	0.056	2	0.0333	0.050	1
<i>Pearson III</i>	0.0530	0.063	2	0.0242	0.024	1	0.0370	0.053	2
<i>Log-Pearson III</i>	0.0484	0.061	1	-	-	-	-	-	-
<i>Gumbel</i>	0.0557	0.065	4	0.0618	0.061	3	0.0459	0.059	3

Nota: n= número de datos de la serie

- **Error cuadrático mínimo**

Los resultados de la prueba del error cuadrático mínimo se los presenta en la tabla 7.6, donde se visualiza el valor del Error Cuadrático Mínimo (ecu. 2.6.) y el orden de la distribución que mejor se ajuste a la serie de caudales máximos.

Tabla 7.6
Prueba de ajuste del error medio cuadrático

Distribuciones	Cuenca Colorado		Cuenca Bermejo		Cuenca Angostura	
	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.23405	3	0.2367	2	0.18160	1
<i>Pearson III</i>	0.23028	2	0.1556	1	0.19233	2

TABLA 7.6

Tabla de la prueba de ajuste del error medio cuadrático (Continuación)

Distribuciones	Cuenca Colorado		Cuenca Bermejo		Cuenca Angostura	
	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste	Error cuadrático mínimo	Mejor ajuste
<i>Log-Pearson III</i>	0.22005	1	-	-	-	-
<i>Gumbel</i>	0.23606	4	0.2487	3	0.21423	3

- Prueba de Kolmogorov - Smirnov

Los resultados de la prueba de Kolmogorov - Smirnov, para las cuencas en estudio, se los presenta en la tabla 7.8, pero antes se presenta la tabla 7.7 que representa los niveles de significancia de tablas que definirán si el ajuste es correcto, en el caso de que la prueba defina como válida el ajuste, se seleccionara el modelo más óptimo a partir de la magnitud del coeficiente, donde el menor valor registrado será el más óptimo. Se aplicó la ecuación 2.8 para esta prueba.

Tabla 7.7

Segmento de la Tabla del nivel de significancia de la prueba de Kolmogorov Smirnov

Nivel de significación	
<i>0.1</i>	0.3254
<i>0.05</i>	0.3614
<i>0.02</i>	0.4036

Tabla 7.8

Prueba de Kolmogorov - Smirnov

Distrib.	Cuenca Colorado			Cuenca Bermejo			Cuenca Angostura		
	Delta crítico	Validez	Mejor ajuste	Delta crítico	Validez	Mejor ajuste	Delta crítico	Validez	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.1221	ok	4	0.1373	ok	3	0.10470	ok	2
<i>Pearson III</i>	0.1108	ok	1	0.0653	ok	1	0.10780	ok	3
<i>Log-Pearson III</i>	0.1141	ok	2	-	-	-	-	-	-
<i>Gumbel</i>	0.1207	ok	3	0.1235	ok	2	0.08930	ok	1

7.5.1.2 Selección a un modelo de distribución

En la tabla 7.9 se seleccionó el mejor modelo que se ajuste a la serie de caudales máximos de cada cuenca, y el modelo que mejor se puede ajustar a las todas las cuencas, esto porque todas las cuencas en estudio pertenecen a una sola que es Angostura. (Figura 3.2).

También en tabla 7.9 se muestra un orden de mejor ajuste para cada prueba realizada, nuevamente entendiendo como el mejor modelo con un valor de 1 y el que menos se ajusta con un valor de 4 o 3, dependiendo a la cuenca. En base a esa información se realizó la elección del modelo más óptimo.

Tabla 7.9
Selección del mejor modelo de distribución de probabilidad.

<i>Distribución</i>	<i>Cuenca Colorado</i>			<i>Cuenca Bermejo</i>			<i>Cuenca Angostura</i>		
	<i>EMC</i>	<i>C</i>	<i>K</i>	<i>EMC</i>	<i>C</i>	<i>K</i>	<i>EMC</i>	<i>C</i>	<i>K</i>
<i>Log-Normal</i>	3	3	4	2	2	3	1	1	3
<i>Pearson III</i>	2	2	1	1	1	1	2	2	2
<i>Log-Pearson III</i>	1	1	2	-	-	-	-	-	-
<i>Gumbel</i>	4	4	3	3	3	2	3	3	1
<i>Modelo seleccionado por cuenca</i>	Pearson III			Pearson III			Log- Normal		
<i>Modelo seleccionado para todas las cuencas</i>	Pearson III								

ECM = Error cuadrático medio

C = Error cuadrático mínimo

K = Kolmogorov -Smirnov

Es importante mencionar que en las cuencas de Bermejo y Angostura el modelo Log-Pearson III no se tuvieron resultados de la distribución, eso se debe que los parámetros en el que trabaja el modelo, (X_0) Gama y (β) Beta, son incorrectos o por lo menos a justan al modelo, es por eso que los datos no se ajustan a la distribución Log -Pearson III. Esto se puede ver en el mismo programa del HidroEsta con el que se trabajó.

Para la cuenca Colorado, se puede ver que el modelo más óptimo es Log-Pearson III, pero en las demás cuencas se ajusta el modelo de Pearson III. Entonces viendo los resultados se asignó el modelo PEARSON III como el modelo más óptimo que se ajusta a las series de caudales máximos de todas las cuencas.

7.6 CAUDALES DE DISEÑO

Realizado la selección del mejor modelo de distribución, se utilizó el modelo Pearson III para la estimación de los caudales de diseño para los periodos de retorno de 10,50 y 100 años, los resultados se los puede ver en la tabla 7.10 y la figura 7.4 , distribuidos por cuencas y periodos de retorno.

TABLA 7.10

Caudales de diseño obtenidos por el analisis de frecuencias

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)	Cuenca Angostura (m ³ /s)
10	179.9	536.1	1251.7
50	231.7	745.3	1820.2
100	252.0	829.5	2065.1

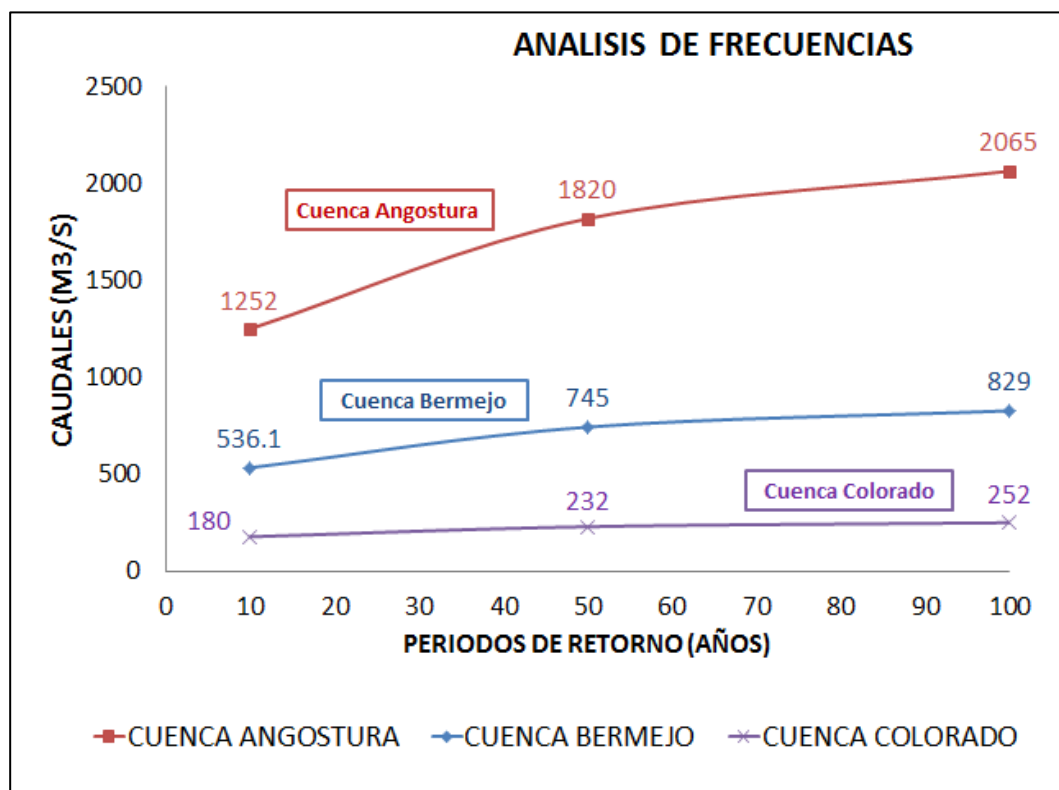


Figura 7.4 -Caudales de diseño obtenidos por el análisis de frecuencias.

CAPÍTULO 8

8.- ANÁLISIS DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En este capítulo se presenta una síntesis y el análisis de los resultados obtenidos con los modelos hidrológicos utilizados y el método de análisis de frecuencia.

8.1 PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

En los Cuadros 8.1, 8.2 y 8.3 y Figuras respectivas, se presentan los caudales máximos con 10, 50 y 100 años de periodo de retorno, obtenidos para las tres cuencas estudiadas, con los tres modelos hidrológicos utilizados y el método del análisis de frecuencia, destacando que este último es considerado de referencia y los otros métodos serán comparados con relación a estos resultados.

En las tablas y figuras mencionadas, se observa que el método del Hidrograma Unitario por Mínimos Cuadrados Suavizados (MCS), conduce a caudales sobreestimados, pero es importante destacar que tiene un buen desempeño en cuencas menores, este es el caso de la cuenca Colorado que presenta sobrestimaciones de entre un 6 a 8 %, siendo resultados muy buenos por ser muy cercanos a los resultados del análisis de frecuencias. A su vez se observa que el menor desempeño de los MCS se presenta para la cuenca de mayor superficie, que es la cuenca Angostura, donde presenta sobreestimaciones de entre 122 a 124 % además de observar que sobrepasa por poco los valores del modelo del H.U. Adimensional del SCS (este último considerado un modelo sintético que en general presenta resultados muy sobrestimados) , posiblemente debido a que cuanto mayor el tamaño de cuenca, los procesos de transformación de lluvia en caudal son menos lineares.

A su vez, se observa que el método del Hidrograma Unitario Adimensional, conduce a valores de caudal máximo sobreestimado con relación a los otros métodos. Los porcentajes de sobreestimación con relación a los valores obtenidos por el análisis de frecuencia, son mostrados en la Figura 8.6, observando que en la cuenca Angostura se tiene las mayores sobreestimaciones, que están entre 119 a 120 %, este tipo de resultados son de esperar, debido a que se trata de un método totalmente sintético, por lo que sus resultados son los menos confiables.

Con relación al Modelo de Clark, se observa que conduce a valores de caudal máximo, más próximos a los determinados con el Análisis de Frecuencia, el mejor desempeño del Modelo de Clark, es atribuido a la propia concepción del modelo y a la excelente sensibilidad de sus parámetros para calibrar el tiempo de ocurrencia y la magnitud del

caudal máximo, tal es el caso en la cuenca Colorado que se obtuvieron caudales prácticamente idénticos a los del análisis de frecuencias.

El único caso en el que el Modelo de Clark subestima los caudales obtenidos con el método del Análisis de Frecuencia es para la cuenca Bermejo, sin embargo esta subestimación es pequeña, alcanzando valores de -20 % a -7% para periodos de retorno de 10 y 100 años respectivamente. Los motivos para esta subestimación pueden deberse a que la tormenta de proyecto, diseñado para la cuenca Bermejo, debiera presentar una duración de tormenta más prologada y así tatar de igualar las estimaciones obtenidas por el análisis de frecuencia, pero se ve que las subestimaciones son relativamente pequeñas que a lo mejor fueron debidos a un error de datos iniciales, ya sea de la serie de caudales máximos como de los datos para el uso del modelo de Clark.

Es también destacable mencionar que (Villazon & Willems, 2010a) realizaron un estudio de eventos extremos en cuencas del rio Pirai , siendo parte de ese estudio las cuencas Bermejo y Angostura. Viendo los resultados se puede destacar que los valores obtenidos en el estudio de Villazón son muy cercanos a los del análisis de frecuencias obtenidos en el presente trabajo, concluyendo que el método utilizado por Villazón es muy eficiente, en comparación a los modelos utilizados en este estudio.(figura 8.3 y 8.6)

Tabla 8.1
Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Colorado

Periodo de retorno (años)	Cuenca Colorado (m ³ /s)			
	Hidrograma Unitario Mínimos Cuadrados Suavizados	Hidrograma Unitario Adimensional	Modelo Clark	Análisis de Frecuencias
10	191.1	273.4	179	179.9
50	250.1	351.3	233.1	231.7
100	274.2	382.7	255	252.0

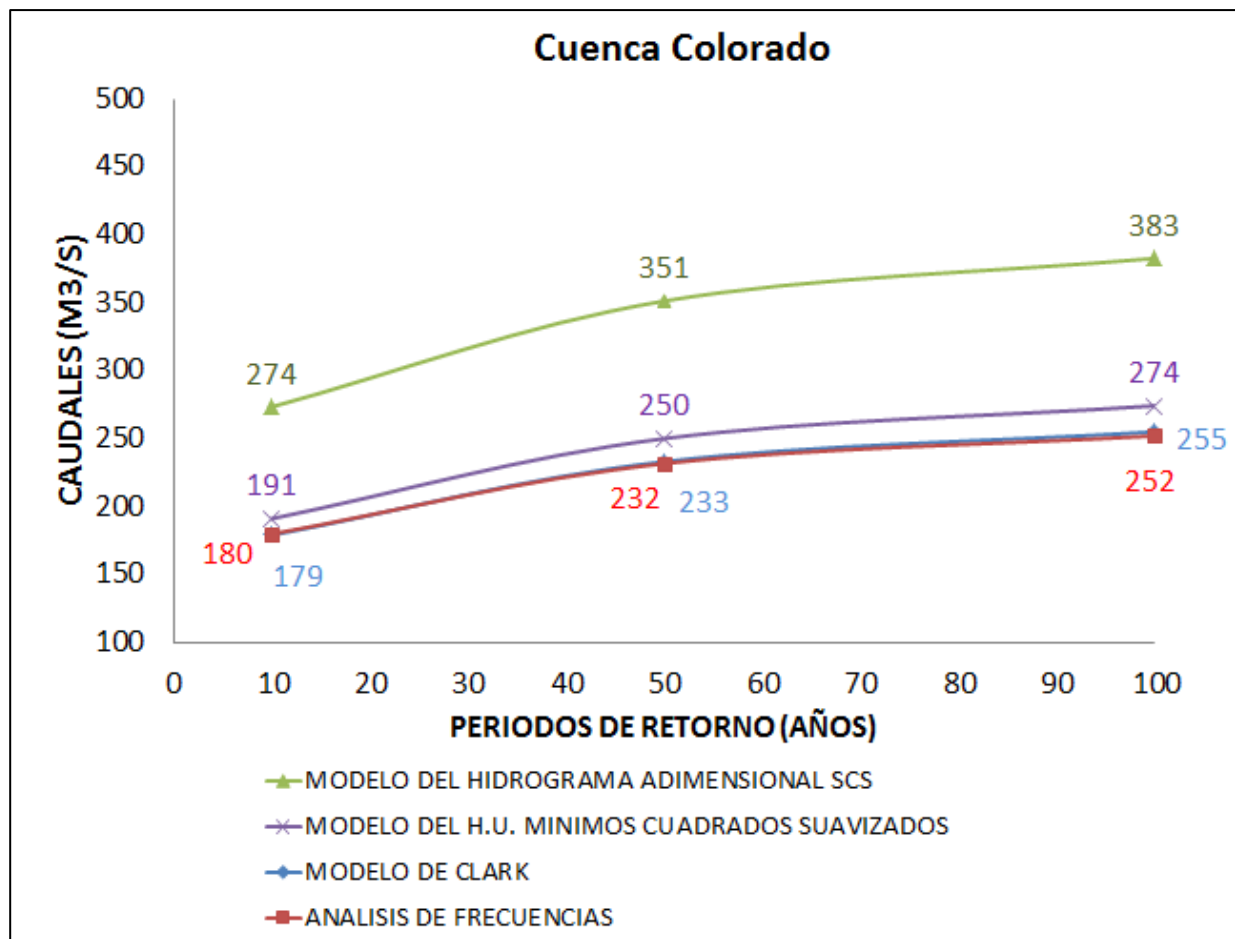


Figura 8.1-Comparacion de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Colorado

Tabla 8.2
Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Bermejo

Periodo de retorno (años)	Cuenca Bermejo (m ³ /s)			
	Hidrograma Unitario Mínimos Cuadrados Suavizados	Hidrograma Unitario Adimensional	Modelo Clark	Análisis de Frecuencias
10	684.3	741.9	431.1	536.1
50	1072.1	1153.9	668.7	745.3
100	1242.7	1335.3	773.1	829.5

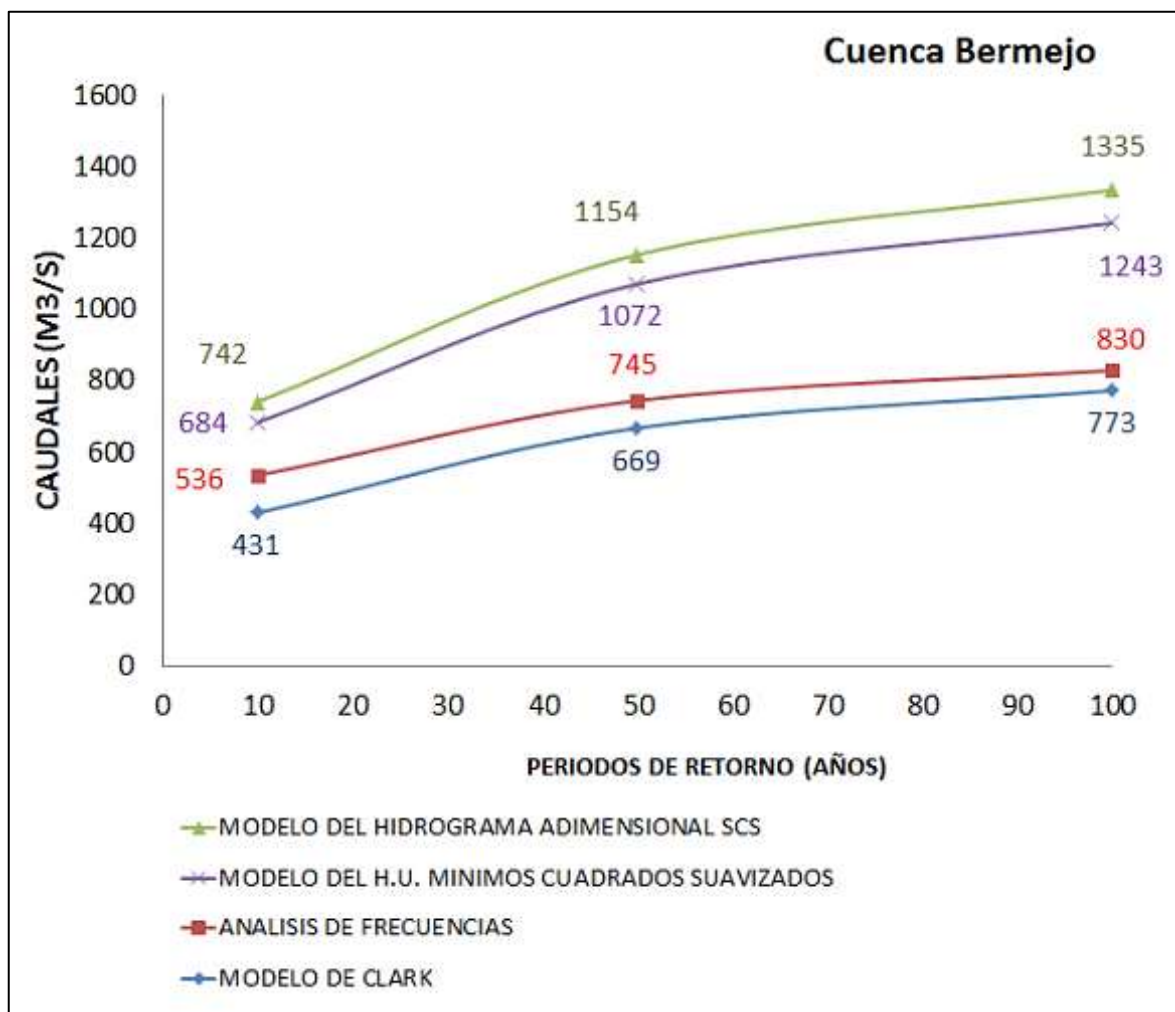


Figura 8.2 - Comparación de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Bermejo

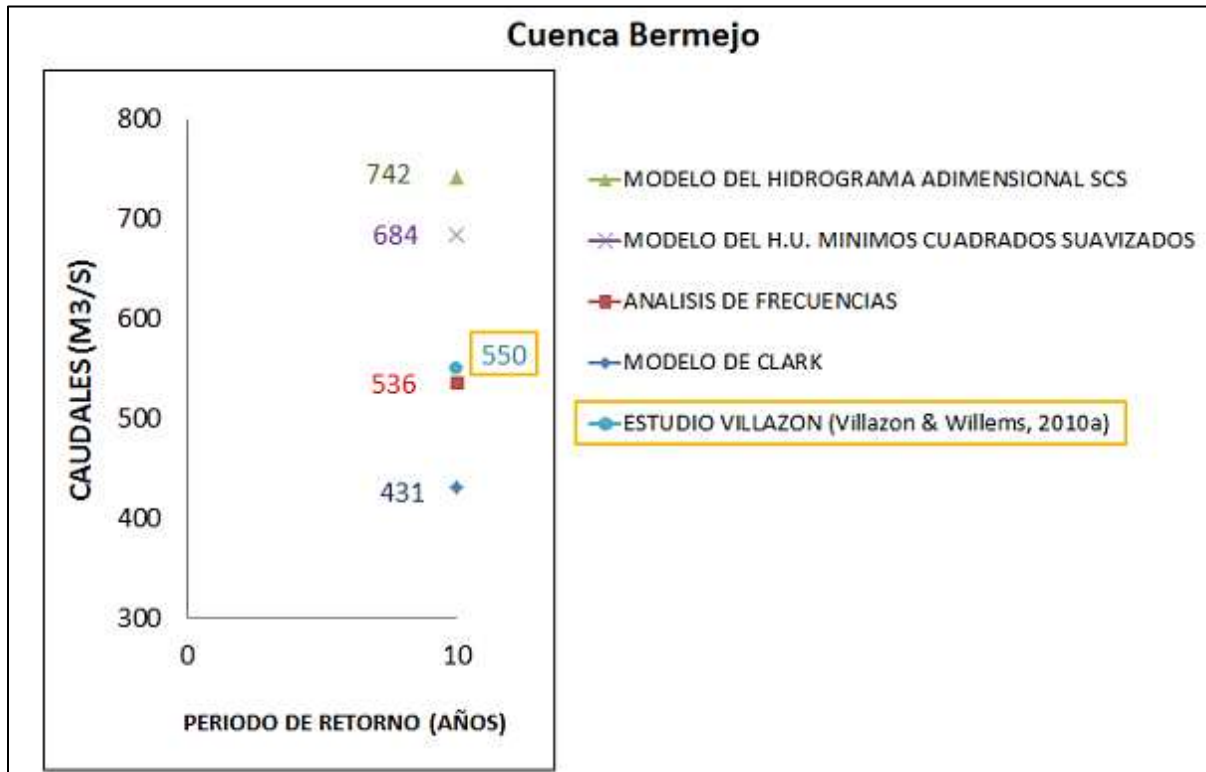


Figura 8.3 - Comparación de caudales de diseño obtenidos en el presente estudio y con el estudio de Villazón (Villazon & Willems, 2010a) para el periodo de 10 años en la cuenca Bermejo

Tabla 8.3
Resultados de las diferentes modelaciones para la cuenca Angostura

Periodo de retorno (años)	Cuenca Angostura (m ³ /s)			
	Hidrograma Unitario Mínimos Cuadrados Suavizados	Hidrograma Unitario Adimensional	Modelo Clark	Análisis de Frecuencias
10	2807.8	2745.6	1761.8	1251.7
50	4080.9	4030.2	2580.7	1820.2
100	4584.5	4550	3063.3	2065.1

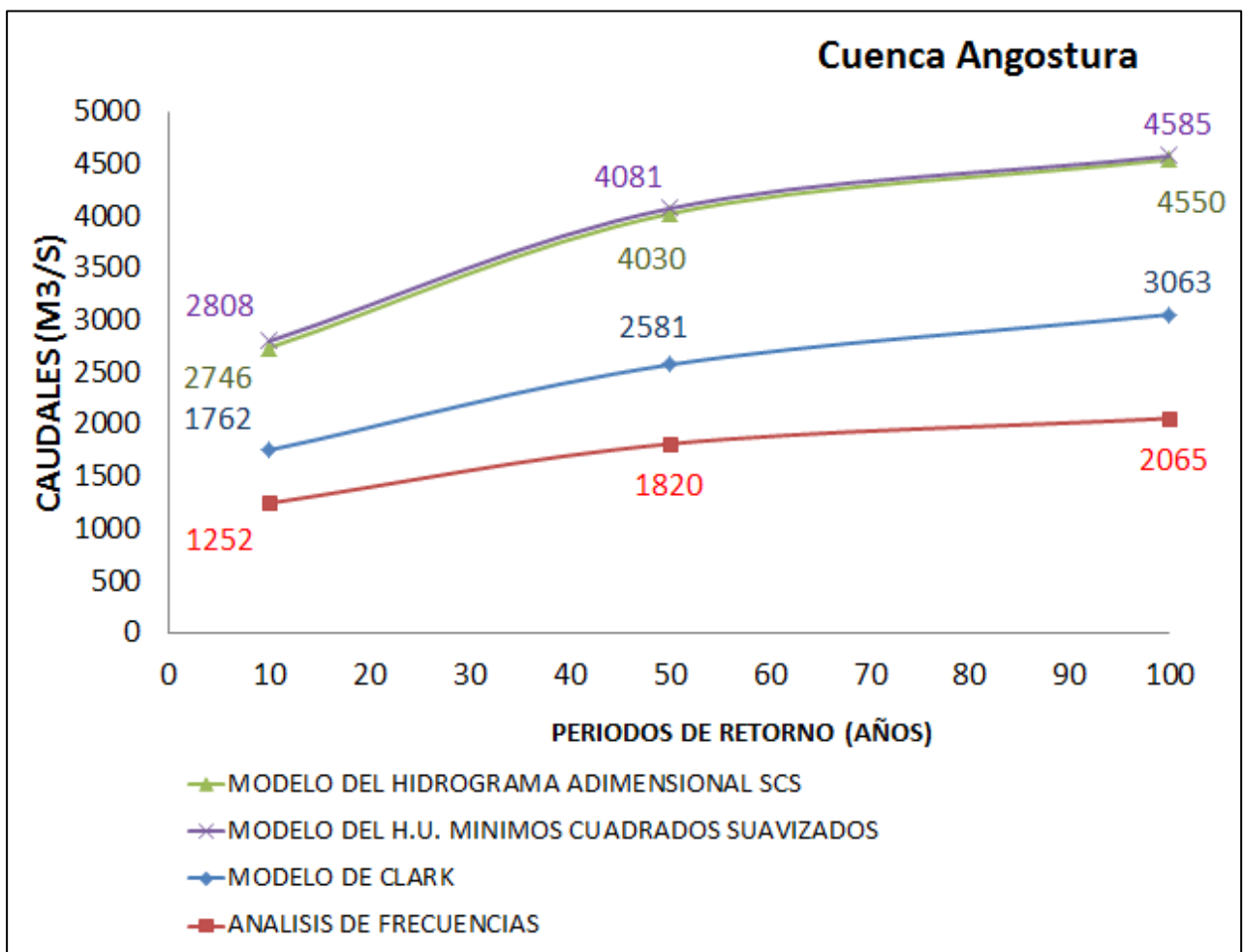


Figura 8.4 - Comparación de caudales de diseño obtenidos para las diferentes modelaciones en la cuenca Angostura

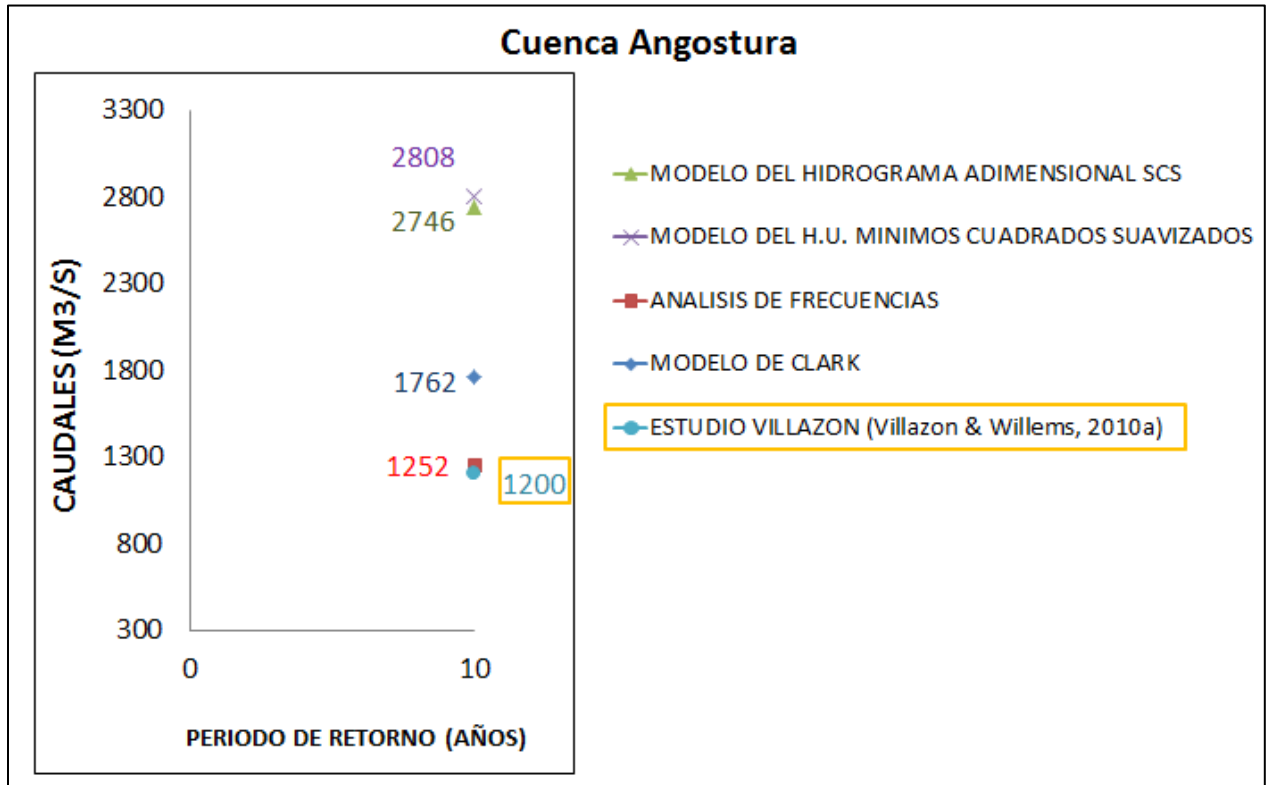


Figura 8.5 - Comparación de caudales de diseño obtenidos en el presente estudio y con el estudio de Villazón (Villazon & Willems, 2010a) para el periodo de 10 años en la cuenca Angostura.

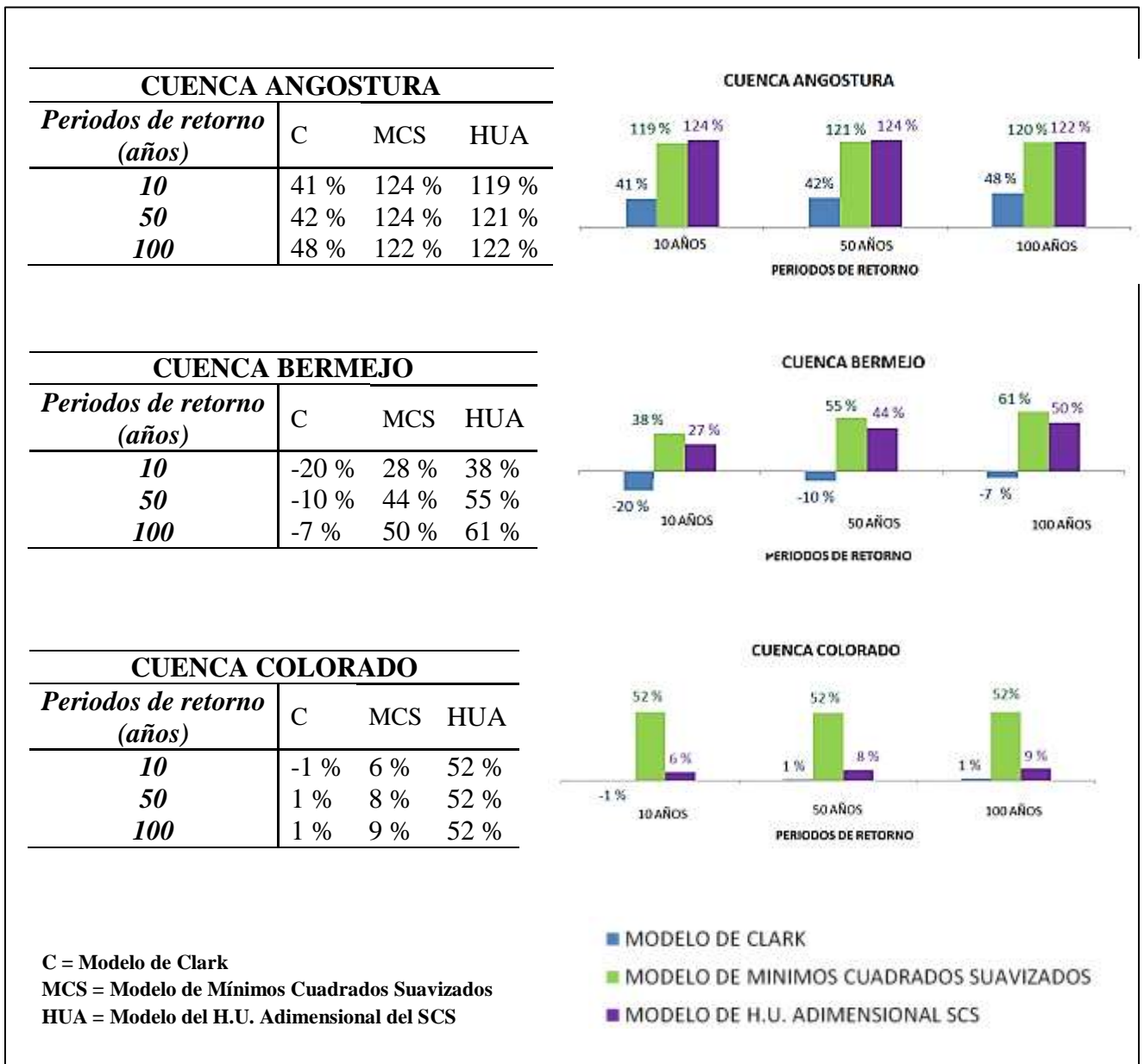


Figura 8.6- Sobreestimaciones y subestimaciones de Q en porcentaje respecto a Q del análisis de frecuencias

8.2 CONCLUSIONES

En base a todo lo abarcado en el presente trabajo y el uso de los diferentes modelos planteados en las cuencas adoptadas para el caso de estudio, se llega a las siguientes conclusiones:

- Las cuencas presentan un sistema no lineal por el hecho de que al momento de obtener un hidrograma basado en mediciones de lluvia – caudal (modelo de mínimos cuadrados suavizados), los hidrogramas unitarios presentan oscilaciones muy marcadas y ordenadas con valores negativos. Para corregir de cierta manera esos errores se introduce un factor de suavizado (**k**), que permite dar una cierta linealidad en un sistema no lineal.
- Los modelos hidrológicos basados en hidrogramas unitarios, pueden sobreestimar de manera mediana o elevada los caudales obtenidos por el método de frecuencia, su desempeño es menor para cuencas de mayor tamaño, en las que no se cumple la linealidad en el proceso de transformación de lluvia en caudal.
- Los caudales de diseño basados en el modelo de Clark, se aproximan más a los caudales determinados con el método de frecuencia, el mejor desempeño del modelo de Clark, es atribuido a la excelente sensibilidad de sus parámetros en el momento de realizar la calibración del modelo.
- Los resultados del método del Análisis de Frecuencia son muy dependientes de la calidad de las mediciones de caudal en las estaciones hidrométricas, más aun si para cada año hidrológico solo se toma en cuenta un valor de la serie, para este método es deseable contar con un periodo largo de registros, siendo esta una restricción en el presente estudio ya que se contó solo con 13 años de datos.
- El método del Hidrograma Unitario Adimensional del SCS, es el que más sobrestima el caudal máximo de diseño, conduciendo a valores de diseño muy conservadores que a su vez conducen a obras de mayor tamaño y costo elevado.
- Las cuencas presentan un sistema no lineal por el hecho de que al momento de obtener un hidrograma unitario basado en mediciones de lluvia – caudal (modelo de mínimos cuadrados suavizados), los hidrogramas unitarios presentan oscilaciones muy marcadas y ordenadas con valores negativos. Para corregir de cierta manera esos errores se introduce un factor de suavizado (**k**), que permite dar

una cierta linealidad en un sistema no lineal. Entendiéndose de que al momento de introducir el factor de suavizado (k) se está estableciendo que la cuenca es un sistema no lineal.

8.3 RECOMENDACIONES

Uno de las dificultades que existe en el país es la falta de información disponible para poder realizar los procesos de cálculo y análisis, esto hace que la credibilidad de los resultados no sean del todo certeras; conociendo el medio es muy difícil obtener información de lluvia-caudal a nivel horario y por el lapso de 13 años que es lo que obtuvo para este trabajo. Por lo que se recomienda ampliar el periodo de disponibilidad de datos, haciendo gestiones ante los propietarios de la red de monitoreo en esta zona, a fin de mejorar la precisión de estudios que se puedan encarar en el futuro.

Es importante mejorar la precisión de los estudios de características de la cuenca, respecto al mapa temático del tipo de suelo, principalmente, ya que esta información es de gran relevancia en el momento de representar la infiltración en la cuenca por ejemplo.

Validar estos resultados en otras cuencas, en especial en cuencas que no presentan una linealidad en la relación de lluvia – caudal.

Verificar los resultados de los hidrogramas unitarios (MCS y H.U.A) en otras cuencas, ya que los caudales obtenidos por los hidrogramas unitarios han presentado sobreestimaciones muy elevadas, entendiendo que, al no conocer muy bien el comportamiento de la cuenca, estos métodos sobreestiman el caudal de diseño; a pesar de que los autores indiquen que el método es considerado aceptable para cuenca menores a 5000 km² (Linsley et al., 1977), estos caudales obtenidos conllevarían a presentar problemas al momento de realizar algún proyecto hidráulico a futuro, ya sea al momento de realizar el dimensionamiento de la obra o el costo de la obra, en si pueden existir varios problemas.

Por último, más que una recomendación, una opinión personal es de que al momento de determinar un caudal de diseño, para alguna obra, es importante conocer muy bien el modelo hidrológico que se utilice o en todo caso realizar varias modelaciones hidrológicas que permitan conocer el comportamiento de la cuenca y según una buena interpretación y discusión de datos adoptar un caudal de diseño óptimo para la obra futura..

9.- BIBLIOGRAFIA

- Amaya, M., R., Lopez, C., M., & Seane, S., M. (2012). *Curvas IDF para diferentes categorías de análisis de eventos extremos de las ciudades del eje central de Bolivia, Proyecto de grado*, Universidad Mayor de San Andrés, Bolivia.
- Ayuso, J. L., Peña, A., & Montesinos, P. (1994). Estimación del hidrograma unitario. Estudio comparativo de cuatro métodos lineales. Universidad de Córdoba – Ingeniería del agua . Vol 1 num. 2. pag (21)-(32).
- Bateman, A. (2007). *Hidrología básica y aplicada*.
- Breña Puyol, A. F., & Jacobo Villa, M. A. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. México: Universidad Autónoma Metropolitana.
- Bruen, M., & Dooge, J. C. I. (1984). An efficient and robust method for estimating unit hydrograph ordinates. *J Hidrol.*, 70 : 1-24.
- Cabrera, J. (2015). *Calibración de modelos hidrológicos*. Universidad Nacional de Ingeniería Civil
- Cahuana, A., & Yugar, W. (2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología, *Trabajo dirigido por adscripción*. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Campos, A. D. F. (2003). *Introducción a los Métodos Numéricos: Software en Básico y aplicaciones en Hidrología Superficial*. Universidad Autónoma de San Luis Potosí. Facultad de ingeniería. México.
- Chereque, M. W. (2000). *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V., Ven, T. C., Maidment, D. R., Mays, L. W., & Saldarriaga, J. G. (1996). *Hidrología aplicada*. USA: McGraw-Hill.
- Fattorelli, S., & Fernández, P. C. (2007). *Diseño hidrológico*. Water Assessment y Advisory Global Network . Zeta Editores.
- Feldman, A. D. (2011). *Hydrologic Modelling System HEC-HMS Technical Reference Manual* (Version 4.1 ed.). USA: Hydrologic Engineering Center
- GEOBOLIVIA. (2017). from <http://geo.gob.bo/portal/>
- Lescano, Y. E. U. (2014). *Caracterización de la no linealidad del hidrograma unitario en cuencas del valle de Aburra*. (Magistral), Universidad Nacional de Colombia.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulus, J. L. H. (1977). *Hidrología para ingenieros*. México: Libros McGraw-Hill - Latinoamericana S.A.
- Monsalve, S. G. (1999). *“Hidrología en la ingeniería”* (Segunda edición ed.). COLOMBIA: Alfaomega grupo editor
- Montenegro, T., E. (2015). *Apuntes académicos de hidrología para la ingeniería civil*. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Montenegro, T., E. (2016). *Modelación Hidrológica. Presentación Académica*. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Muñoz Vasquez, E., H. (1998). Sistema de simulación hidrológica para el cálculo de la avenida de proyecto, Proyecto de grado, Universidad Mayor de San Simón, : Bolivia.

- Perez Droguet claudio (2005) *Norma boliviana de carreteras del A.B.C* . Bolivia: Administradora boliviana de caminos.
- Pizarro, T. R., & Balocchi, C. F. (2013). Análisis comparativo de tres hidrogramas unitarios sintéticos en dos cuencas mediterráneas de Chile, región del Maule. Universidad de Talca – Talca, CHILE. Correo-e: fbalocchi@utalca.cl Tel. 56-71-200370. Pagina Web: <http://www.scielo.org.mx/pdf/rcscfa/v20n1/v20n1a2.pdf>.
- Ponce, V. M. (2010). Apuntes de hidrología –Curso de grado de ingeniería civil - Traducción del capítulo 13 del libro “Engineering Hydrology” 1989 (L. Lagrost, Trans.). In C. d. h. FI-UNNE (Ed.), *Modelos hidrológicos*.
- Rogger, M., Kohl, B., Pirkl, H., Viglione, A., Komma, J., Kirnbauer, R., . . . Bloschl, G. (2012). Runoff models and flood frequency statistics for design flood estimation in Austria – Do they tell a consistent story. *Journal of Hydrology*, Vol : 456-457, Pages: 30-43.
- Sanchez, F. J. (2016a). Hidrograma unitario de CLARK. from <http://hidrologia.usal.es>
- Sanchez, F. J. (2016b). Hidrología superficial. from <http://hidrologia.usal.es>
- Sherman, L. (1932). Stream-flow from rainfall by the unit-graph method. *Engineering News-Record*, (108):501–505.
- Terrazas Villarroel, L. G. (2015). *Lumped conceptual rainfall-runoff model extension and evaluation for Subandean mountainous catchments in Bolivia*, Master Thesis, IUPWARE, Belgium.
- Vazquez Bazoalto, J. V. (2012). Study of Monthly Rainfall Trends and Anomalies in the Pirai River Basin. Master thesis Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Vrije Universiteit Brussel, Belgium.
- Victoriano, M. A. (1999). Simulación y comprobación experimental de la ecorrenia superficial en pequeñas cuencas no aforadas mediante modelos distribuidos implementados sobre SIG. Mexico: Departamento de construcción y vías rurales - Escuela técnica superior de ingenieros agrónomos. - MADRID
- Villazon Gomez, M. G. (2011). Modelling and conceptualization of hydrology and river hydraulics in flood conditions, for Belgian and Bolivian basins., Katholieke Universiteit Leuven - Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Villazon, M. F., & Willems, P. (2010a). Composition of Representative Hydrographs and Scenario Analysis for Extreme Events Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Faculty of Engineering, Leuven, Belgium.
- Villazon, M. F., & Willems, P. (2010b). Evaluation of Hourly Disaccumulation of Precipitation Data for Rainfall-runoff modelling, PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Faculty of Engineering, Leuven, Belgium.
- Villazon, M. F., & Willems, P. (2010c). Filling gaps and daily disaccumulation of precipitation data for rainfall-runoff model, PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Faculty of Engineering, Leuven, Belgium.
- Villon Bejar, M. (2011a). *HEC-HMS Ejemplos* (Segunda ed.). Costa Rica: MaxSoft.
- Villon Bejar, M. (2011b). *Hidrología*. Costa Rica: MaxSoft.

ANEXO A

1. FORMULACIÓN DEL METODO CN PARA LA PRECIPITACION EFECTIVA.

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los EEUU. Tiene ciertas ventajas sobre el método racional.

El parámetro más influyente, en este método, es de la altura de la lluvia, dejando a la intensidad de lluvia en segundo plano.

La metodología del número de curva (CN), es la más empleada para transformar la precipitación total en precipitación efectiva, surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo en varios estados y para distintas condiciones de humedad antecedente.

La representación gráfica de la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe), logro determinar una serie de curvas estandarizadas a partir de un numero adimensional de curva CN, que varía desde el 1 al 100 y según su grado de escurrimiento tendrá un valor determinado, valores cercanos a 100 indican que la cuenca escurre casi en su totalidad, mientras que valores de CN cercanos a 1 indican que la cuenca está infiltrando

Este método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales y se basa en la siguiente relación:

$$\frac{F}{S} = \frac{Pe}{Pt} \quad (1)$$

Dónde:

F = Infiltración real acumulada (L)

S = Infiltración potencial máxima (L)

Pt = Escorrentía total acumulada (L)

Pe = Escorrentía potencial o exceso de precipitación.(L)

Entiéndase como escorrentía total acumulada como la precipitación en exceso real (Q)

Toda la metodología y el proceso de obtener la ecuación fundamental del método del número de curva (CN) se lo detalla en el capítulo 2. A continuación se presenta la ecuación 2 que es la más importante del método de CN

$$Pe = \frac{[CN(Pt + 5.08) - 508]^2}{CN[CN(Pt - 20.32) + 2032]} \quad (2)$$

Dónde:

Pe = Precipitación directa o efectiva (mm)

Pt = Precipitación total de la tormenta.(mm)

CN = Numero de curva.

Como se lo mencionó antes, esta es la ecuación principal del método (ecu. 2). Se debe tener en cuenta que de esta ecuación todas sus variables deben tener las mismas unidades.

El Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service-SCS), después de estudiar varias cuencas, estableció una relación para estimar S a partir del número de curva CN, mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3)$$

Donde:

CN = Numero de curva

S = Infiltración potencial máxima.(mm)

La figura de anexos 1 muestra el gráfico de la ecuación 2 para diferentes valores de número de curva. Donde Pe es referido con la letra Q

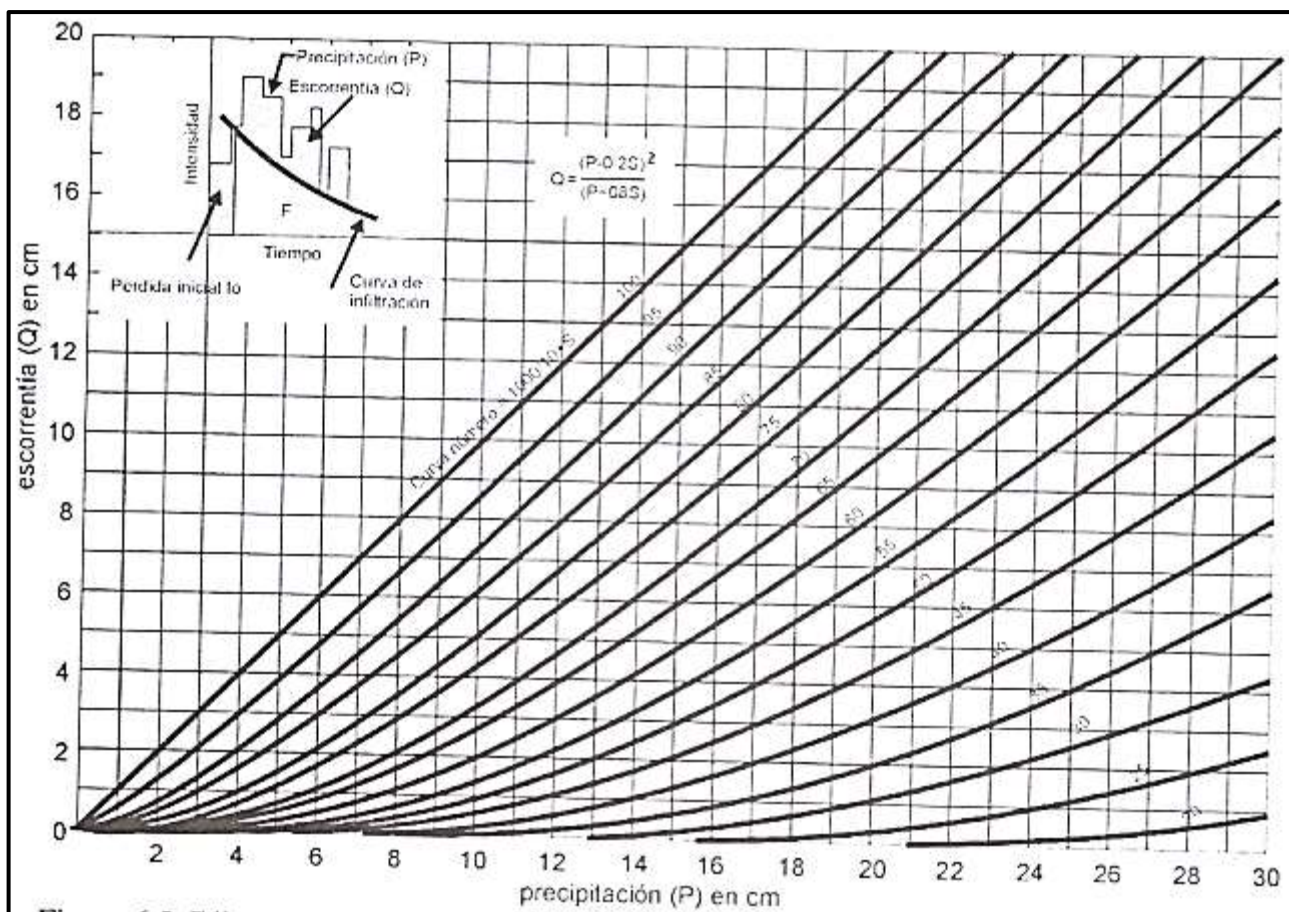


Fig. de anexos. 1 – Grafico de la precipitación efectiva en función de la precipitación total y en número de curva

El SCS presenta la gráfica 1 (fig. de anexos 1), la cual permite determinar el número de curva (CN) para diferentes prácticas agrícolas, diferentes condiciones hidrológicas y grupo hidrológico de suelos. La tabla A.7 fue elaborada para una relación $Ia=0.2*S$ y para una condición de humedad antecedente promedio (CN II)

Condición hidrológica.

La condición hidrológica se refiere a la capacidad de la superficie de la cuenca para favorecer o dificultar el escurrimiento directo, esto se encuentra en función de la cobertura vegetal, puede aproximarse de la siguiente forma con la tabla 1:

TABLA 1
Tabla de cobertura vegetal y condición hidrológica.

Cobertura vegetal	Condición hidrológica
> 75% del area	Buena
Entre 50% y 75% del area	Regular
<50% del área	Pobre

Condición de humedad antecedente (CHA)

La condición o estado de humedad tiene en cuenta los antecedentes previos de humedad de la cuenca; determinado por la lluvia total en el periodo de 5 días anteriores a la tormenta.

El SCS usa tres intervalos de CHA:

- *CHA I*, es el límite inferior de humedad o el límite superior de S. Hay un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca están lo suficientemente secos para permitir el arado o cultivos. La ecuación es :

$$CN(I) = \frac{4.2N(II)}{10 - 0.058N(II)} \quad (4)$$

- *CHA II*, es el promedio para el cual el SCS preparo la TABLA 2. El valor de CN para esta condición se la utiliza en la ecuación 15
- *CHA III*, es el límite superior de humedad o el límite inferior de S. Hay máximo potencia de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por lluvias anteriores. La ecuación es :

$$CN(III) = \frac{23N(II)}{10 + 0.13N(II)} \quad (5)$$

El SCS presenta la TABLA 2 para estimar CHA, considerando el antecedente de 5 días de lluvia, el cual es simplemente la suma de la lluvia de los 5 días anteriores.

TABLA 2
Condición de humedad antecedente propuesto por SCS

<i>Grupo de Condición de Humedad Antecedente.</i>	<i>PRECIPITACION ACUMULADA DE LOS 5 DIAS PREVIOS AL EVENTO EN CONSIDERACION (CN)</i>	
	<i>Estación seca</i>	<i>Estación de crecimiento</i>
I (Seca)	Menor de 1.3	Menor de 3.5
II (Media)	1.3 a 2.5	3.5 a 5
III (Húmeda)	Más de 2.5	Más de 5

La tabla 3 permite calcular en número de curva, para CHA II, y si la condición hidrológica estima un CN I o CNIII se los calcula con las ecuaciones 4 y 5

TABLA 3
Números de curva de escorrentía para usos selectos de suelo agrícola, urbana y sub urbana (Condiciones antecedentes de humedad y para condiciones en función de la cobertura vegetal CHA (II), $I_a=0.2-S$)

<i>Descripción del uso de la tierra</i>	<i>Detalles de la descripción</i>	<i>Tratamiento o uso</i>	<i>Condición hidrológica</i>	<i>Grupo hidrológico de suelo</i>			
				<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Tierra cultivada	baldío	filas rectas	no aplicable	77	86	91	94
	general	sin tratamientos de conservación	no disponible	72	81	88	91
	cultivos en filas	filas rectas	pobre	72	81	88	91
			buena	67	78	85	89
		en contorno	pobre	70	79	84	88
			buena	65	75	82	86
		en contorno y terraza	pobre	66	74	80	82
			buena	62	71	78	81
	general	con tratamientos de conservación	no disponible	62	71	78	81
	granos pequeños	filas rectas	pobre	65	76	84	88
			buena	63	75	83	87
		en contorno	pobre	63	74	82	85
			buena	61	73	81	84
		en contorno y terraza	pobre	61	72	79	82
			buena	59	70	78	81
	grano cerrado	filas rectas	pobre	66	77	85	89
	grano cerrado lefumbres o pradera de	fils rectas	buena	58	72	81	85
			pobre	64	75	83	85
		En contorno	buena	55	69	78	83

ANEXO A

	rotacion.	en contorno y terraza	pobre	63	73	80	83	
			bueno	51	67	76	80	
Pastizales o campo de animales			pobre	68	79	86	89	
			aceptable	49	69	79	84	
			bueno	39	61	74	80	
		en contorno	pobre	47	67	81	88	
			aceptable	25	59	75	83	
			bueno	6	35	70	79	
Vegas de rios y praderas			bueno	30	58	71	78	
Bosques		Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	pobre	45	66	77	83	
			aceptable	36	60	73	79	
			bueno	25	55	70	77	
Haciendas			no disponibles	59	74	82	86	
Calles y carreteras		Pavimentados con cunetas y alcantarillados		95	95	95	95	
				Superficie dura	74	84	90	92
				grava	76	85	89	91
				tierra	72	82	87	89
Areas abiertas		cesped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	bueno (cubierta de pasto 75%+)	39	61	74	80	
			aceptable (cubierto de pasto 50% - 75%)	49	69	79	84	
Areas comerciales de negocios		85% impermeables	no disponible	89	92	94	95	
Districtos industriales		72% impermeables		81	88	91	93	
Residencial	1/8 acre o menos	65% impermeables		77	85	90	92	
	1/4 acre	38% impermeables		61	75	83	87	
	1/3 acre	30% impermeables		57	72	81	86	
	1/2 acre	25% impermeables		54	70	80	85	
	1 acre	20% impermeables		51	68	79	84	
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.				95	95	95	95	

Condición I: Suelo seco; No aplicable a crecida de proyecto; Caudales chicos. Los suelos en la cuenca están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto porque resulta caudales chicos.

Condición II: Suelo medio; Asociado a crecidas anuales o promedios. Los suelos en la cuenca, se encuentran en estado de humedad normal.

Condición III: Suelo húmedo; Crecidas máximas; Caudales grandes.

Los suelos en la cuenca se encuentran en estado muy húmedo, esto se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Para una cuenca hecha de varios tipos y usos de suelos se puede calcular un CN compuesto mediante el promedio ponderado.(Cahuana & Yugar, 2009) (Villon Bejar, 2011b)

La tabla 4 presenta de manera directa la transformación de una condición II a las condiciones I y III que presentaría el suelo.

TABLA 4
Transformación de CN para diferentes condiciones de humedad antecedente del suelo

CN para la Condición	CN correspondientes para las Condiciones		
	II	I	III
100	100	100	100
95	87		99
90	78		98
85	70		97
80	63		94
75	57		91
70	51		87
65	45		83
60	40		79
55	35		75
50	31		70
45	27		65
40	23		60
35	19		55
30	15		50
25	12		45
20	9		39
15	7		33
10	4		26
5	2		17
0	0		0

ANEXO B

1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

Es el tiempo que la lluvia que cae, desde punto más distante de la corriente de agua de una cuenca, hasta llegar a una sección determinada de dicha corriente.

El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con la escorrentía superficial, en una sección considerada.

Existen varias fórmulas descritas en las referencias (Monsalve 1999) y (Cahuana & Yugar, 2009), que nos ayudan a poder determinar el tiempo de concentración en una cuenca, algunos son:

Kirpich:

$$T_C = 0.06626 \left(\frac{L_P^2}{S} \right)^{0.385}$$

Temez:

$$T_C = 0.126 \left(\frac{L_P}{S^{0.35}} \right)^{0.75}$$

Pasini:

$$T_C = 0.023 \left(\frac{A * L_P}{S_P} \right)^{0.5}$$

Pizarro:

$$T_C = 13.548 \left(\frac{L^2}{H} \right)^{0.77}$$

Dónde:

T_C = Tiempo de concentración (hr)

L_P = Longitud del curso principal (km)

S_P = Pendiente del curso principal.

H = Diferencia de cotas entre el punto más alto y el de estudio (m)

A = Área de drenaje o área de la cuenca (km²)

La tabla 5 muestra los valores de los coeficientes para determinar los valores de tiempo de concentración para cada método, la tabla 6 los valores del tiempo de concentración para cada método mostrado anteriormente y por último la tabla 7 que determina el tiempo de concentración para cada cuenca, donde solo se tomarán como referencia los métodos de Temez y Kirpich

Tomar en cuenta los coeficientes de tiempo de concentración presentados serán sometidos a una calibración dentro de los diferentes modelos hidrológicos y pueden ser distintos a los obtenidos en este apartado.

TABLA 5
Tabla de datos de coeficientes para tiempo de concentración.

Coeficientes	Cuenca Colorado	Cuenca Bermejo	Cuenca Angostura
$L_p =$	13.435 Km	41.14 Km	84.5 Km
$S_p =$	0.0153	0.0197	0.01589
$Cota\ sup =$	1098.85 m	1664 m	1982.54 m
$Cota\ inf =$	893 m	852 m	639.816 m
$H =$	205.856 m	812 m	1342.724 m
$A =$	105.3 Km ²	479.8 Km ²	1407.8 Km ²

TABLA 6
Tabla de los valores de tiempo de concentración de cada método por cuenca.

Coeficientes	Cuenca Colorado	Cuenca Bermejo	Cuenca Angostura
<i>Kirpich:</i>	2.44 horas	5.25 horas	9.94 horas
<i>Temez:</i>	2.64 horas	5.73 horas	10.41 horas
<i>Pasini:</i>	6.97 horas	22.99 horas	62.83 horas
<i>Pizarro:</i>	7.77 horas	2.70 horas	1.83 horas

TABLA 7
Tabla de tiempo de concentración seleccionado

Coeficientes	Cuenca Colorado	Cuenca Bermejo	Cuenca Angostura
<i>Kirpich:</i>	2.44 horas	5.25 horas	9.94 horas
<i>Temez:</i>	2.64 horas	5.73 horas	10.41 horas
Tiempo de concentración	2.54 horas	5.49 horas	10.17 horas

ANEXO C

1. POLÍGONOS DE THIESSEN PARA OBTENER LA PRECIPITACIÓN PROMEDIO SOBRE CADA UNA DE LAS CUENCAS.

El método de polígonos de Thiessen, establece que la precipitación promedio sobre una cuenca es obtenida usando como ponderador el área de influencia de cada una de las estaciones pluviográficas, la expresión matemática correspondiente es:

$$hp = \left[\frac{(A_1 * P_1) + (A_2 * P_2) + \dots \dots \dots (A_i * P_i)}{A_T} \right] \quad (C.6)$$

Dónde:

hp = Precipitación promedio en la cuenca de estudio (mm)

A_i = Área de influencia de la estación pluviográfica en la cuenca, (Km²)

P_i = Precipitación en la estación. , (mm)

A_T = Área total de la cuenca, (Km²)

Alternativamente la formula (C.1) se puede presentar con ponderadores o pesos (W_1), su expresión es:

$$hp = (W_1 * P_1) + (W_2 * P_2) + \dots \dots \dots (W_n * P_n) \quad (C.2)$$

Dónde:

$$W_i = \frac{A_i}{A_T} * 100$$

Las superficies de ponderación A_i son obtenidas por el método de polígonos de Thiessen, presentados en la figura de anexos 2, elaborada con el programa computacional Arc Gis.

Los valores de las superficies de ponderación para cada cuenca, así como los ponderadores W_i , son presentados en la tabla 8

En la tabla 9 se presentaran los ponderadores de Thiessen solo para las estaciones pluviográficas, que serán utilizados en la obtención de las precipitaciones promedio medidos a nivel horario.

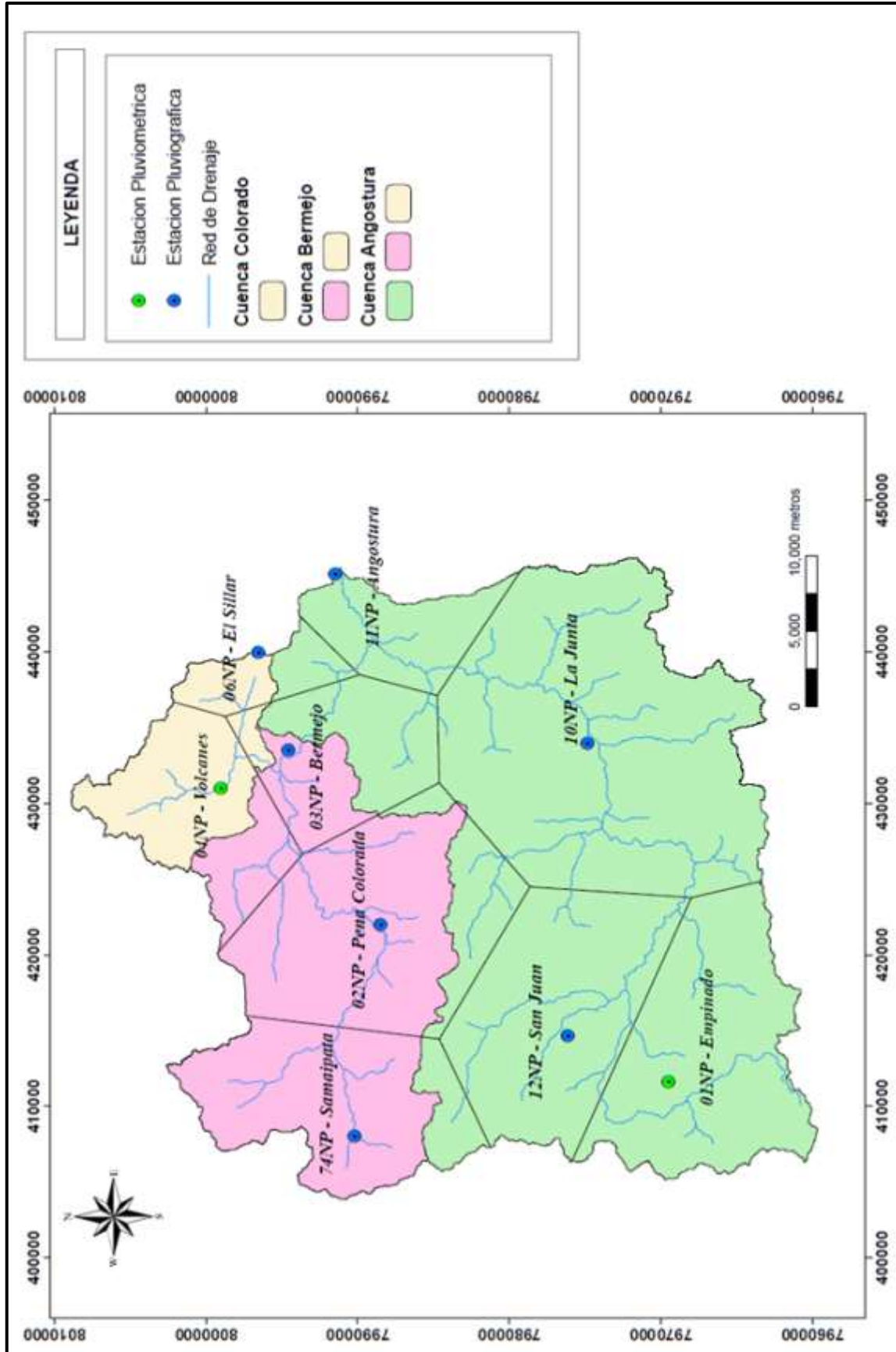


Fig. de anexos. 2 - Poligonos de Thiessen del área de estudio.

TABLA 8
Tabla de estaciones, áreas de influencia y coeficientes para todas las estaciones

<i>CUENCA</i>	<i>ESTACION</i>	<i>AREA (km²)</i>	<i>W_i (%)</i>
<i>Angostura</i>	01NP – Empinado	183.80	13.06
	02NP – Peña Colorada	213.28	15.15
	03NP –Bermejo	106.47	7.56
	04NP - Volcanes	113.17	8.04
	06NP –El Sillar	36.55	2.60
	10NP –La junta	357.31	25.38
	11NP –Angostura	62.64	4.45
	12NP –San Juan	177.56	12.61
	74NP –Samaipata	157.556	11.16
	<i>Area total</i>	1407.78	100
<i>Bermejo</i>	02NP – Peña Colorada	167.56	34.93
	04NP - Volcanes	113.17	23.59
	03NP –Bermejo	44.12	9.20
	06NP –El Sillar	20.27	4.23
	10NP –La junta	0.195	0.04
	74NP –Samaipata	134.35	28.01
		<i>Area total</i>	479.65
<i>Colorado</i>	03NP –Bermejo	6.80	6.49
	04NP - Volcanes	77.70	74.16
	06NP –El Sillar	20.28	19.35
		<i>Area total</i>	104.768

TABLA 9
Tabla de estaciones, áreas de influencia y coeficientes solo para estaciones pluviometricas

<i>CUENCA</i>	<i>ESTACION</i>	<i>AREA (km²)</i>	<i>Coeficientes (%)</i>
<i>Angostura</i>	02NP – Peña Colorada	223.35	17.6
	03NP –Bermejo	62.636	4.9
	06NP –El Sillar	41.96	3.3
	10NP –La junta	360.77	28.5
	11NP –Angostura	62.63	4.9
	12NP –San Juan	357.88	28.3

	74NP –Samaipata	157.05	12.4
Bermejo	02NP – Peña Colorada	177.63	37.03
	03NP –Bermejo	141.79	29.56
	06NP –El Sillar	25.69	5.36
	10NP –La junta	0.19	0.04
	74NP –Samaipata	134.35	28.01
Colorado	03NP –Bermejo	79.078	75.5
	06NP –El Sillar	25.69	24.5

2. HIDROGRAMAS COMPLETOS DE LOS EVENTOS SELECCIONADOS POR CUENCA.

Se mostraran los eventos seleccionados en el capítulo 4, de toda la información obtenida para este trabajo, en tablas que presenten sus registros completos de caudal y de precipitación.

Las precipitaciones que se presentaran, en cada evento seleccionado, son los promedios obtenidos de los datos de precipitación de cada estación pluviográfica que influye dentro de la cuenca de estudio.

Los eventos seleccionados se presentan en la siguiente tabla 9

TABLA 10
Tabla de eventos seleccionados por cuenca

Cuenca Colorado	Cuenca Bermejo	Cuenca Angostura
EVENTO	EVENTO	EVENTO
1992-1993	1986-1987	1987-1988
1993-1994	1990-1991	1988-1989
1994-1995	1992-1993	1990-1991
1995-1996	1993-1994	1992-1993
1996-1997	1994-1995	1993-1994
1997-1998	1995-1996	1994-1995
1998-1999	1997-1998	1995-1996
		1997-1998

Se mostraran los eventos donde contenga una tabla de información del evento, el registro de datos y la gráfica de hietograma e hidrograma respectivo.

EVENTOS CUENCA COLORADO

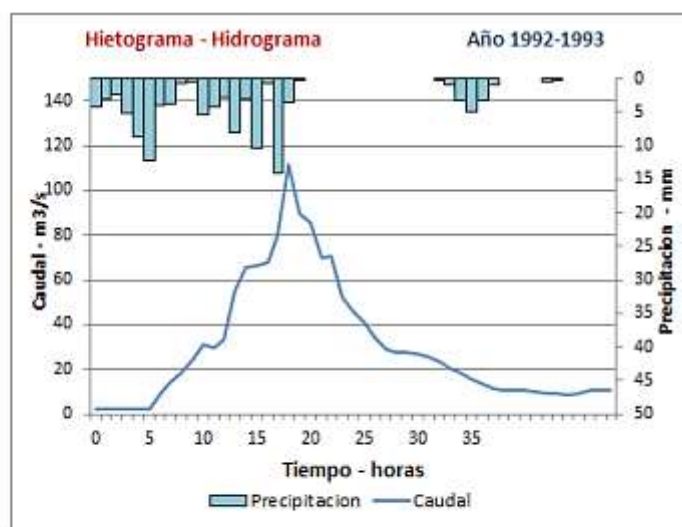
Cuenca Colorado – Evento 1992-1993					
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	2.138	4.3	25	41.0461	0.0
1	2.138	3.0	26	34.133	0.0
2	2.0146	2.4	27	29.0389	0.0
3	1.8954	5.3	28	27.2294	0.0
4	1.7803	8.7	29	27.2294	0.0
5	1.7803	12.2	30	26.6385	0.0
6	9.3251	4.0	31	25.4751	0.0
7	14.3178	3.8	32	23.2223	0.1
8	18.0247	0.8	33	20.5456	0.9
9	23.7762	0.5	34	18.0247	3.2
10	30.9035	5.5	35	15.6606	4.9
11	29.6543	4.2	36	13.4544	3.2
12	33.4749	2.9	37	11.4075	0.9
13	54.9999	8.1	38	10.2564	0.0
14	65.3689	3.0	39	10.2564	0.0
15	66.2712	10.2	40	10.2564	0.0
16	68.0933	0.8	41	9.8856	0.0
17	79.5163	14.2	42	9.5213	0.4
18	111.715	3.5	43	9.1634	0.0
19	89.6738	0.2	44	8.8121	0.0
20	85.5414	0.0	45	9.5213	0.0
21	69.9389	0.0	46	10.2564	0.0
22	70.8704	0.0	47	10.2564	0.0
23	52.5404	0.0	48	10.2564	0.0
24	46.243	0.0			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

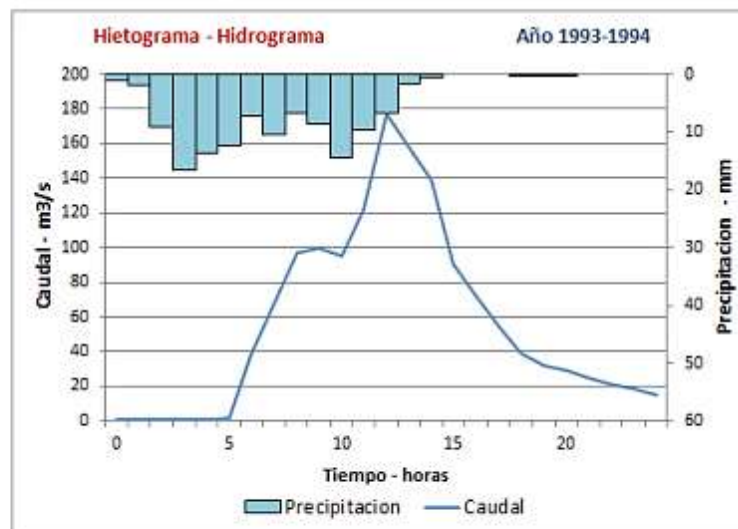
Cuenca Colorado – Evento 1993-1994		
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	0.4188	1.2
1	0.4188	1.8
2	0.4188	9.0
3	0.5652	16.6
4	0.929	13.7
5	1.521	12.4
6	37.9819	7.2
7	67.8104	10.5
8	96.8848	6.7
9	99.3506	8.5
10	95.6642	14.5
11	121.649	9.5
12	176.89	6.6
13	158.844	1.5
14	138.844	0.6
15	90.8645	0.0
16	71.9256	0.0
17	54.419	0.0
18	38.7294	0.1
19	32.28	0.1
20	28.9661	0.0
21	0.4188	1.2
22	0.4188	1.8
23	0.4188	9.0
24	0.5652	16.6

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

Cuenca Colorado – Evento 1992-1993	
Año hidrológico :	1992-1993
Caudal pico :	111.715 m ³ /s
Estaciones :	03NP – Bermejo 06NP – Sillar 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	31/12/1992 - 06:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	02/01/1993 - 06:00 p.m.



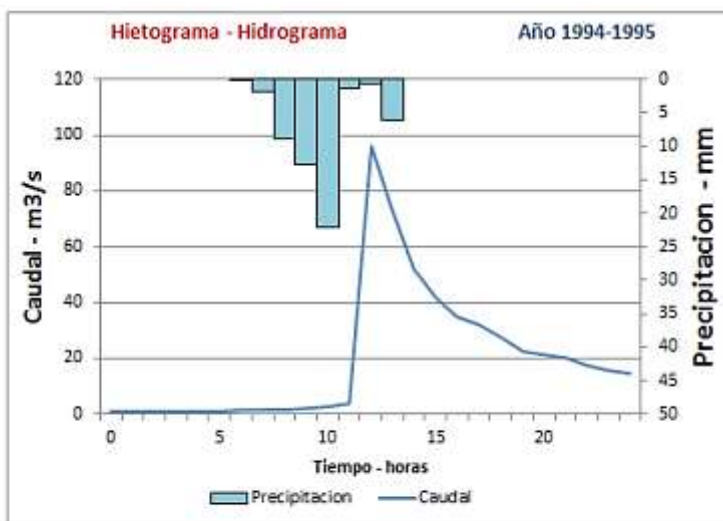
Cuenca Colorado – Evento 1993-1994	
Año hidrológico :	1993-1994
Caudal pico :	176.89 m ³ /s
Estaciones :	03NP – Bermejo 06NP – Sillar 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	30/08/1993 - 12:00 a.m.
Fecha y hora de fin:	31/08/1993 - 06:00 p.m.



Cuenca Colorado – Evento 1994-1995		
N°	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.26	0.0
1	1.26	0.0
2	1.26	0.0
3	1.26	0.0
4	1.26	0.0
5	1.26	0.0
6	1.35	0.1
7	1.53	1.7
8	1.63	8.8
9	1.96	12.7
10	2.44	22.1
11	3.62	1.4
12	96.25	0.7
13	73.46	6.0
14	51.76	0.0
15	41.49	0.0
16	35.18	0.0
17	31.95	0.0
18	27.74	0.0
19	22.35	0.0
20	21.36	0.0
21	20.39	0.0
22	17.22	0.0
23	15.96	0.0
24	14.37	0.0

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

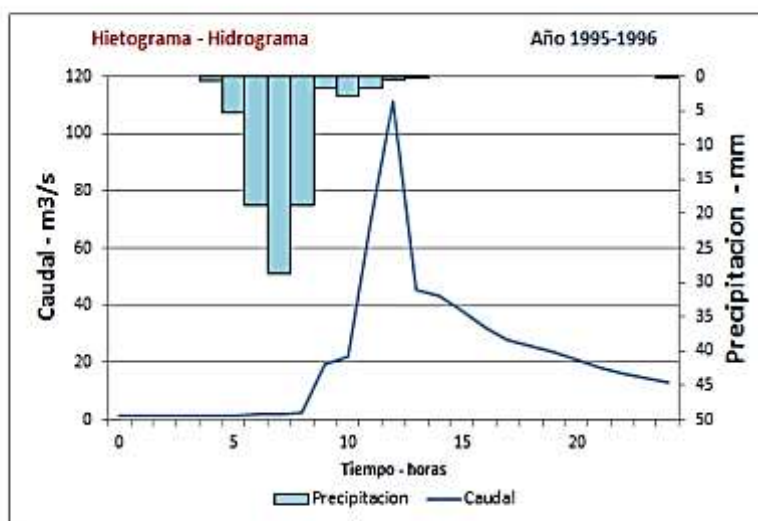
Cuenca Colorado – Evento 1994-1995	
Año hidrológico :	1994-1995
Caudal pico :	96.25 m3/s
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP-Volcanes
Fecha y hora de inicio:	12/03/1995 - 09:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	13/03/1995 - 09:00 p.m.



Cuenca Colorado – Evento 1995-1996		
N°	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.273	0.0
1	1.273	0.0
2	1.353	0.0
3	1.436	0.0
4	1.524	0.7
5	1.614	5.3
6	1.807	18.9
7	2.126	28.7
8	2.610	18.9
9	19.420	1.7
10	22.226	2.8
11	70.544	1.7
12	111.428	0.4
13	45.358	0.0
14	43.442	0.0
15	38.037	0.0
16	32.351	0.0
17	27.979	0.0
18	25.957	0.0
19	23.425	0.0
20	21.072	0.0
21	18.371	0.0
22	16.394	0.0
23	14.572	0.0
24	13.3024	0.0

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

Cuenca Colorado – Evento 1995-1996	
Año hidrológico :	1995-1996
Caudal pico :	111.428 m3/s
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP-Volcanes
Fecha y hora de inicio:	13/01/1996 - 11:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	14/01/1996 - 11:00 p.m.



Cuenca Colorado – Evento 1996-1997

N°	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.20	0.4
1	1.08	0.0
2	0.96	0.0
3	0.96	0.0
4	0.96	0.0
5	0.96	1.6
6	0.96	0.3
7	1.08	5.3
8	1.08	9.9
9	1.34	14.2
10	6.31	11.5
11	51.81	14.9
12	117.68	8.7
13	111.15	2.4
14	107.32	2.0
15	104.81	3.8
16	95.06	1.5
17	79.16	1.0
18	60.90	0.9
19	45.88	0.5
20	38.81	2.2
21	35.14	1.4
22	29.00	2.1
23	27.72	1.2
24	29.01	4.9

Q = Caudal
Pm= Precipitación promedio

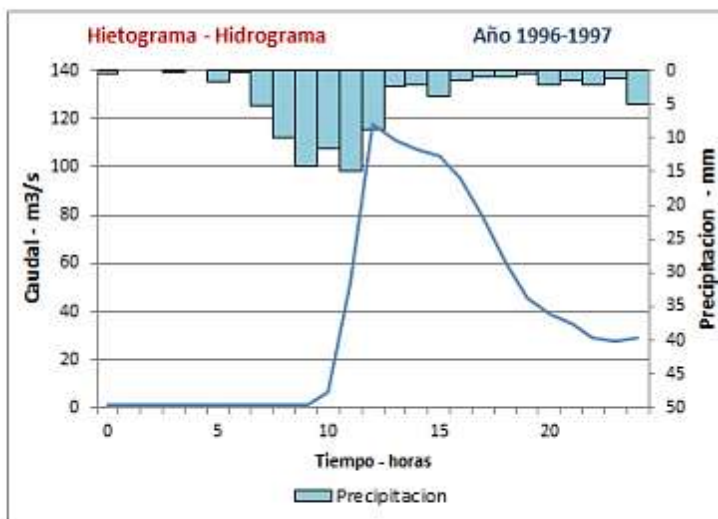
Cuenca Colorado – Evento 1997-1998

N°	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.38	1.4
1	1.42	0.4
2	1.46	1.2
3	1.50	5.8
4	1.55	6.6
5	1.59	6.0
6	1.64	10.4
7	1.92	16.3
8	14.41	16.0
9	64.44	20.0
10	130.8	19.4
11	150.44	9.5
12	215.36	2.0
13	171.19	0.4
14	135.84	0.2
15	95.16	0.0
16	66.82	0.0
17	56.74	0.0
18	47.50	0.0
19	39.09	0.0
20	31.52	0.0
21	25.94	0.0
22	20.92	0.0
23	18.61	0.0
24	16.45	0.0

Q = Caudal
Pm= Precipitación promedio

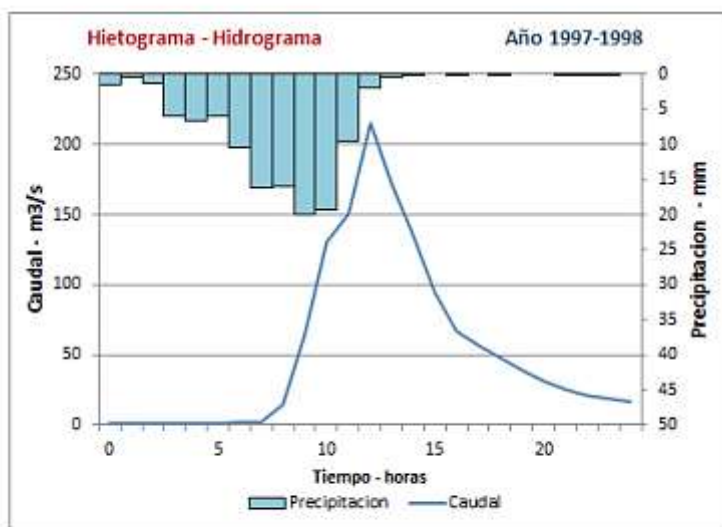
Cuenca Colorado – Evento 1996-1997

Año hidrológico :	1996-1997
Caudal pico :	117.682 m3/s
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP-Voicanes
Fecha y hora de inicio:	30/01/1997 - 12:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	31/01/1997 - 12:00 p.m.



Cuenca Colorado – Evento 1997-1998

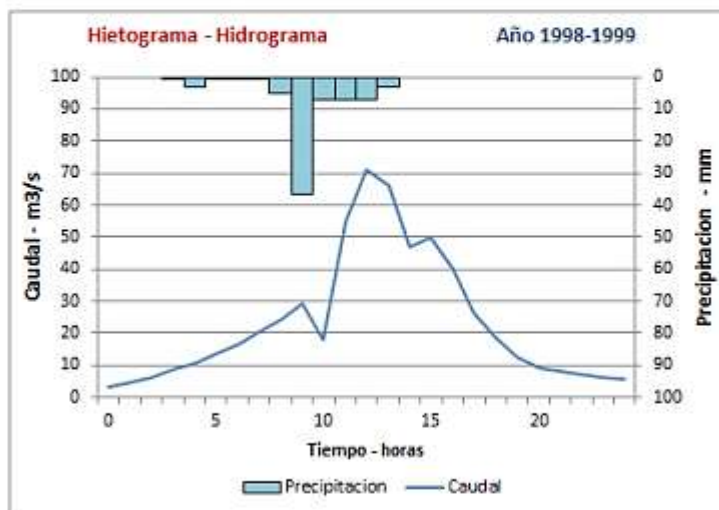
Año hidrológico :	1997-1998
Caudal pico :	215.361 m3/s
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP-Voicanes
Fecha y hora de inicio:	19/02/1998 - 02:00 a.m.
Fecha y hora de fin:	20/02/1998 - 02:00 a.m.



Cuenca Colorado – Evento 1998-1999		
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	3.53	0.0
1	4.85	0.0
2	6.49	0.0
3	8.46	0.4
4	10.80	3.4
5	13.55	0.8
6	16.75	0.0
7	20.42	0.4
8	24.60	5.4
9	29.33	36.7
10	17.97	7.1
11	54.71	7.0
12	70.82	7.1
13	65.97	3.1
14	46.77	0.0
15	49.86	0.0
16	40.23	0.0
17	26.57	0.0
18	18.61	0.0
19	12.84	0.0
20	9.05	0.0
21	8.10	0.0
22	7.22	0.0
23	6.39	0.0
24	5.62	0.0

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

Cuenca Colorado – Evento 1998-1999	
Año hidrológico :	1998-1999
Caudal pico :	70.82 m3/s
Estaciones :	03NP –Bermejo 06NP-Sillar 04NP-Volcanes
Fecha y hora de inicio:	24/11/1998 - 10:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	25/11/1998 - 10:00 p.m.

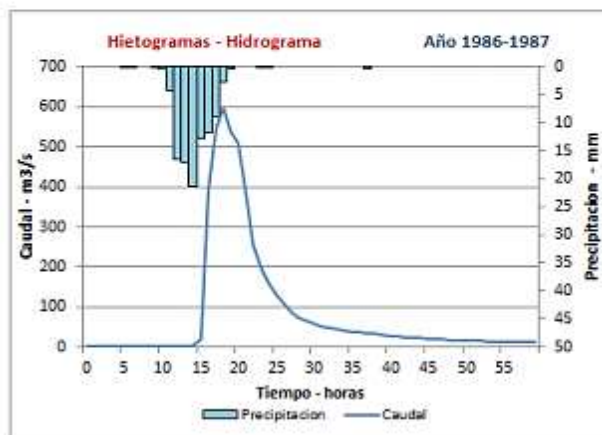


EVENTOS CUENCA BERMEJO

Cuenca Bermejo – Evento 1986-1987					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.66	0.0	25	128.80	0.0
1	1.66	0.0	26	106.66	0.0
2	1.66	0.0	27	87.11	0.0
3	1.66	0.0	28	71.18	0.0
4	1.66	0.0	29	64.50	0.0
5	1.66	0.0	30	59.26	0.0
6	1.66	0.0	31	51.46	0.0
7	1.66	0.0	32	46.06	0.0
8	1.66	0.0	33	42.67	0.0
9	1.77	0.0	34	41.04	0.0
10	1.77	0.4	35	38.67	0.0
11	1.88	4.3	36	37.14	0.0
12	2.11	16.6	37	34.91	0.4
13	2.49	16.9	38	32.08	0.0
14	3.55	21.4	39	29.41	0.0
15	18.64	12.6	40	26.88	0.0
16	392.17	11.8	41	25.07	0.0
17	545.22	9.0	42	23.92	0.0
18	597.59	2.6	43	22.79	0.0
19	536.79	0.5	44	21.71	0.0
20	507.94	0.0	45	20.65	0.0
21	388.75	0.0	46	19.13	0.0
22	256.61	0.0	47	18.16	0.0
23	192.14	0.1	48	16.76	0.0
24	155.59	0.0	49	15.87	0.0

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

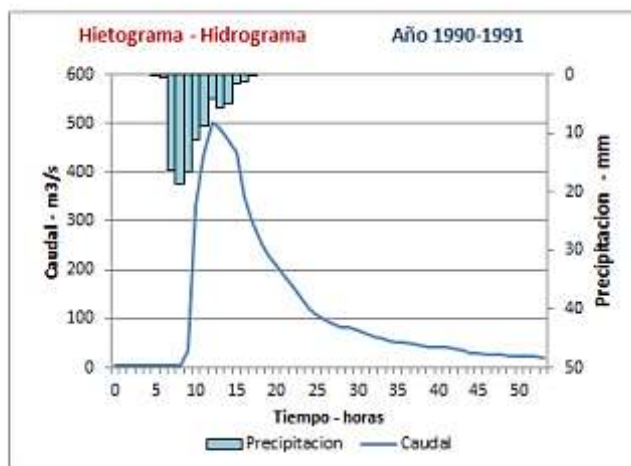
Cuenca Bermejo – Evento 1986-1987	
Año hidrológico :	1986-1987
Caudal pico :	597.59 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	07/02/1987 - 06:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	10/02/1987 - 05:00 a.m.



Cuenca Bermejo – Evento 1990-1991								
Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	4.72	0.0	25	107.94	0.0	50	22.21	0.0
1	4.72	0.0	26	97.90	0.0	51	22.74	0.0
2	4.72	0.0	27	88.41	0.0	52	22.21	0.0
3	4.72	0.0	28	83.87	0.0	53	21.69	0.0
4	4.51	0.0	29	81.65	0.0			
5	4.51	0.0	30	76.26	0.0			
6	4.51	0.5	31	70.06	0.0			
7	4.51	16.2	32	65.12	0.0			
8	5.40	18.6	33	60.38	0.0			
9	35.4	16.6	34	55.85	0.0			
10	332.5	11.0	35	51.52	0.0			
11	433.33	8.9	36	49.85	0.0			
12	501.81	4.1	37	47.39	0.0			
13	488.09	5.6	38	44.23	0.0			
14	468.34	4.9	39	43.46	0.0			
15	439.06	1.6	40	41.94	0.0			
16	349.99	1.4	41	40.45	0.0			
17	299.23	0.1	42	38.27	0.0			
18	255.06	0.0	43	34.80	0.0			
19	228.49	0.0	44	30.24	0.0			
20	209.18	0.0	45	29.62	0.0			
21	183.77	0.0	46	27.81	0.0			
22	166.7	0.0	47	26.63	0.0			
23	142.9	0.0	48	25.48	0.0			
24	119.9	0.0	49	24.37	0.0			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

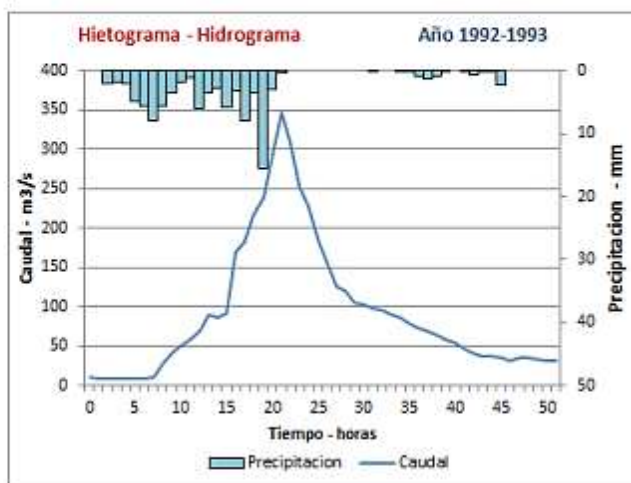
Cuenca Bermejo – Evento 1990-1991	
Año hidrológico :	1990-1991
Caudal pico :	501.81 m ³ /s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	29/01/1991 - 09:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	01/02/1991 - 02:00 a.m.



Cuenca Bermejo – Evento 1992-1993								
Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	Nº	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	9.83	0.0	25	183.2	0.0	50	31.89	0
1	9.55	0.0	26	153.9	0.0	51	30.65	0
2	9.28	2.1	27	126.4	0.0			
3	9.01	1.8	28	120.1	0.0			
4	9.01	2.1	29	105.3	0.0			
5	9.28	4.7	30	102.5	0.0			
6	9.55	5.5	31	98.44	0.0			
7	11.6	8.0	32	95.76	0.0			
8	28.28	5.5	33	90.56	0.0			
9	41.51	3.4	34	85.55	0.0			
10	49.48	1.9	35	79.55	0.2			
11	58.44	1.0	36	72.75	0.8			
12	68.44	6.0	37	68.44	1.2			
13	89.29	3.4	38	63.30	0.8			
14	85.55	2.7	39	58.44	0.2			
15	91.84	5.9	40	53.83	0.0			
16	169.1	3.3	41	46.99	0.2			
17	183.2	7.8	42	40.03	0.7			
18	216.0	3.5	43	37.88	0.2			
19	239.9	15.4	44	36.49	0.2			
20	293.2	2.9	45	34.46	2.3			
21	347.6	0.4	46	31.89	0.0			
22	307.7	0.0	47	35.80	0.0			
23	252.6	0.0	48	34.46	0.0			
24	227.7	0.0	49	32.52	0			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

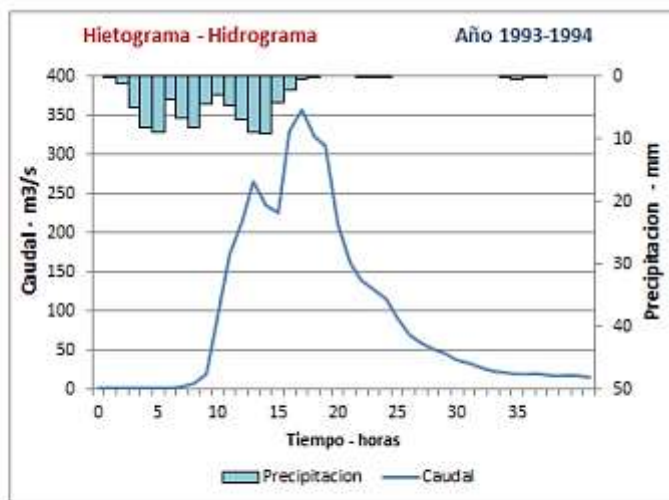
Cuenca Bermejo – Evento 1992-1993	
Año hidrológico :	1992-1993
Caudal pico :	347.62 m ³ /s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	31/12/1992 - 04:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	02/02/1993 - 07:00 p.m.



Cuenca Bermejo – Evento 1993-1994					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	1.25287	0.0	25	91.8448	0.0
1	1.25287	0.1	26	69.5063	0.0
2	1.25287	1.1	27	59.3943	0.0
3	1.32292	4.9	28	51.1961	0.0
4	1.3956	8.4	29	44.5889	0.0
5	1.54904	9.0	30	37.1801	0.0
6	1.80021	3.8	31	33.1649	0.0
7	2.71816	6.7	32	27.1478	0.0
8	6.84332	8.2	33	22.907	0.0
9	20.0406	4.6	34	20.5003	0.0
10	90.5617	3.0	35	20.0406	0.5
11	173.078	4.7	36	19.588	0.0
12	216.016	7.0	37	18.2722	0.0
13	265.707	9.1	38	17.8473	0.0
14	235.053	9.1	39	17.4293	0.0
15	225.397	4.2	40	17.018	0.0
16	328.798	2.3	41	15.8239	0.0
17	357.312	0.5			
18	322.679	0.2			
19	310.677	0.0			
20	211.427	0.0			
21	161.435	0.0			
22	139.773	0.0			
23	128.102	0.0			
24	115.599	0.0			

Q= Caudal
Pm= Precipitación promedio

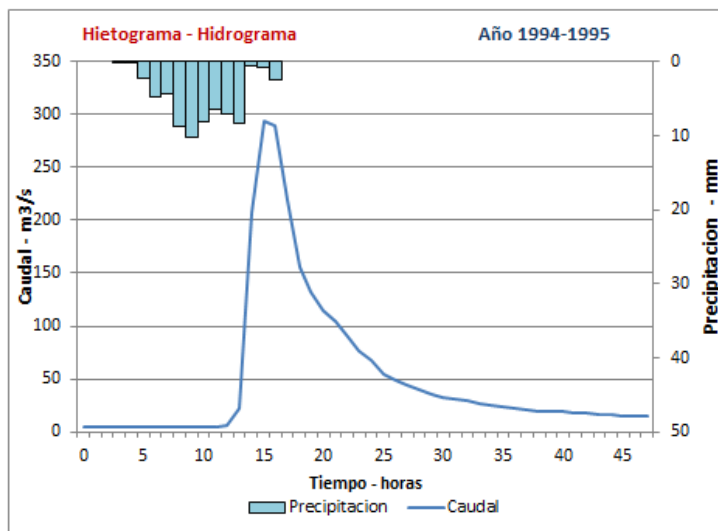
Cuenca Bermejo – Evento 1993-1994	
Año hidrológico :	1993-1994
Caudal pico :	357.312 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	30/08/1993 - 04:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	01/09/1993 - 01:00 p.m.



Cuenca Bermejo – Evento 1994-1995					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	3.88	0.0	25	53.98	0.0
1	3.88	0.0	26	49.26	0.0
2	3.88	0.0	27	44.07	0.0
3	3.88	0.3	28	39.22	0.0
4	3.88	0.2	29	34.71	0.0
5	3.88	2.4	30	32.88	0.0
6	3.88	4.8	31	31.11	0.0
7	4.05	4.3	32	28.84	0.0
8	4.22	8.7	33	26.67	0.0
9	4.40	10.3	34	25.12	0.0
10	4.58	8.1	35	24.11	0.0
11	4.95	6.4	36	22.64	0.0
12	6.18	7.1	37	20.32	0.0
13	22.6	8.4	38	19.88	0.0
14	206.6	0.5	39	19.88	0.0
15	294.3	0.7	40	19.44	0.0
16	289.8	2.5	41	18.16	0.0
17	219.6	0.0	42	17.2	0.0
18	156.2	0.0	43	16.13	0.0
19	132.7	0.0	44	15.74	0.0
20	115.3	0.0	45	15.36	0.0
21	104.1	0.0	46	14.99	0.0
22	90.29	0.0	47	14.61	0.0
23	76.60	0.0			
24	66.98	0.0			

Q= Caudal
Pm= Precipitación promedio

Cuenca Bermejo – Evento 1994-1995	
Año hidrológico :	1994-1995
Caudal pico :	294.354 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	12/03/1995 - 06:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	14/03/1995 - 05:00 p.m.



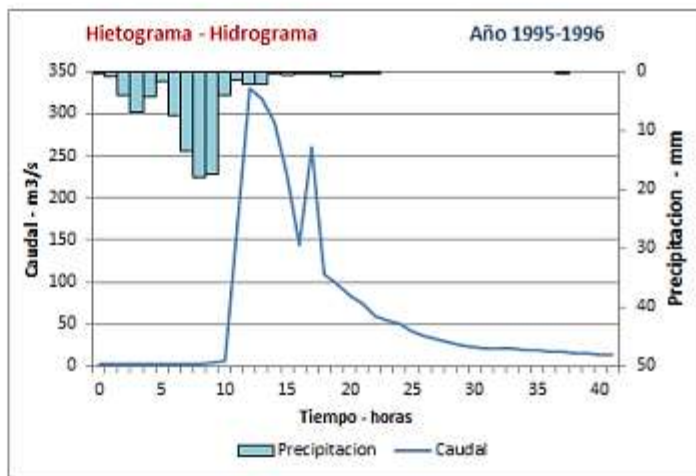
Cuenca Bermejo – Evento 1995-1996					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	2.09	0.1	25	42.10	0
1	1.98	0.9	26	36.37	0
2	1.98	4.2	27	32.42	0
3	2.09	7.0	28	28.18	0
4	2.09	4.2	29	24.85	0
5	2.20	1.6	30	22.27	0
6	2.31	7.4	31	21.78	0
7	2.67	13.5	32	21.30	0
8	3.20	18.0	33	20.82	0
9	3.96	17.4	34	19.88	0
10	6.91	4.0	35	18.53	0
11	167.8	1.5	36	18.09	0
12	330.8	2.2	37	16.82	0.1
13	316.7	2.1	38	16.00	0
14	289.7	0.3	39	14.83	0
15	226.7	0.7	40	14.45	0
16	145.03	0.2	41	14.08	0
17	259.4	0.1	42	42.10	0
18	109.80	0.4	43	36.37	0
19	97.70	0.9	44	32.42	0
20	84.12	0.2	45	28.18	0
21	73.98	0.1	46	24.85	0
22	58.89	0.0	47	22.27	0
23	53.47	0.0			
24	50.88	0.0			

Q= Caudal
Pm=Precipitación promedio

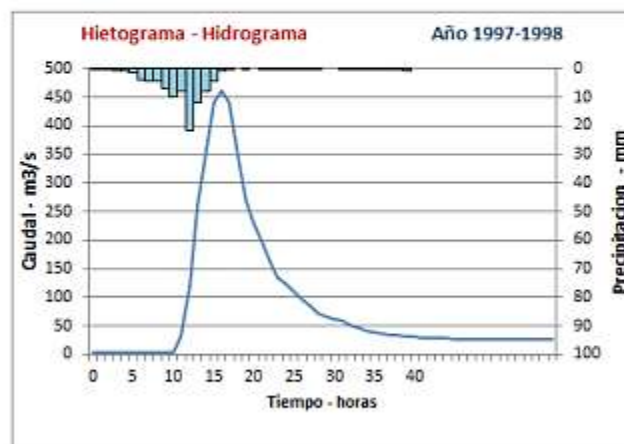
Cuenca Bermejo – Evento 1997-1998								
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	2.75	0.5	25	109.37	0.01	50	26.43	0
1	2.79	0.4	26	96.12	0.07	51	26.28	0
2	2.84	0.3	27	83.94	0.03	52	26.13	0
3	2.88	0.8	28	72.80	0.04	53	25.97	0
4	2.9	0.7	29	67.60	0	54	25.82	0
5	2.98	1.6	30	62.64	0	55	25.67	0
6	3.03	3.7	31	57.93	0.09	56	25.52	0
7	3.08	4.2	32	51.24	0.03	57	25.37	0
8	3.12	4.1	33	45.06	0.03			
9	3.17	6.7	34	40.60	0.05			
10	3.19	10.1	35	37.73	0.01			
11	31.1	8.0	36	35.76	0.14			
12	119.0	21.5	37	34.04	0.29			
13	258.4	12.1	38	32.86	0.04			
14	342.27	7.9	39	31.70	1			
15	441.62	4.4	40	29.92	0			
16	462.07	0.7	41	27.56	0			
17	441.62	0.1	42	27.56	0			
18	345.54	0.0	43	27.5	0			
19	272.32	0.0	44	27.37	0			
20	232.00	0.0	45	27.21	0			
21	195.7	0.2	46	27.05	0			
22	163.25	0.1	47	26.91	0			
23	134.45	0.1	48	26.74	0			
24	121.50	0.1	49	26.59	0			

Q= Caudal
Pm= Precipitación promedio

Cuenca Bermejo – Evento 1995-1996	
Año hidrológico :	1995-1996
Caudal pico :	330.79 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	10/02/1996 - 06:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	12/02/1995 - 11:00 a.m.



Cuenca Bermejo – Evento 1997-1998	
Año hidrológico :	1997-1998
Caudal pico :	462.076 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	18/02/1998 - 11:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	21/02/1998 - 08:00 a.m.



EVENTOS CUENCA ANGOSTURA

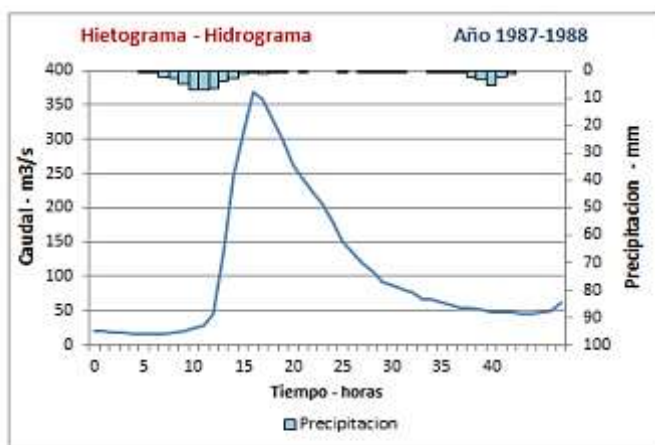
Cuenca Angostura – Evento 1987-1988					
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	19.36	0.0	25	149.6	0.1
1	19.36	0.0	26	135.3	0.0
2	18.68	0.0	27	119.7	0.
3	18.0	0.0	28	107.3	0.2
4	16.75	0.0	29	92.10	0.2
5	15.53	0.1	30	86.75	0.1
6	16.13	0.1	31	81.61	0.0
7	16.75	2.2	32	76.66	0.
8	18.68	2.7	33	67.33	0.
9	20.75	4.7	34	65.85	0.1
10	23.73	6.8	35	62.95	0.1
11	28.68	7.2	36	58.75	0.1
12	44.87	6.2	37	54.73	0.1
13	139.99	4.1	38	54.73	2.5
14	245.26	2.9	39	52.15	3.2
15	314.28	1.4	40	48.43	5.4
16	367.83	0.9	41	47.22	2.2
17	359.24	1.1	42	47.22	1.
18	326.17	0.2	43	46.04	0
19	298.85	0.1	44	46.04	0
20	262.39	0.00	45	47.22	0
21	241.92	0.01	46	49.65	0
22	222.48	0.0	47	61.53	0
23	204.05	0.0			
24	178.26	0.0			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

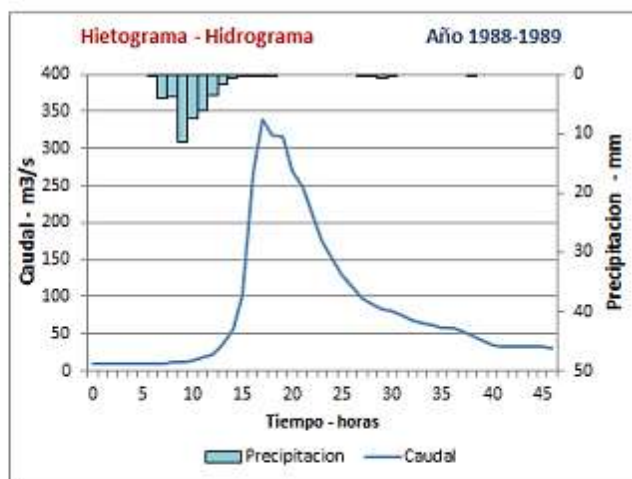
Cuenca Angostura – Evento 1988-1989					
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	10.22	0.00	25	129.08	0.00
1	9.67	0.00	26	112.73	0.00
2	9.67	0.00	27	97.55	0.01
3	9.67	0.00	28	88.64	0.19
4	9.67	0.00	29	83.51	0.55
5	9.67	0.00	30	80.18	0.03
6	9.67	0.00	31	75.32	0.00
7	10.22	4.08	32	69.08	0.00
8	10.79	3.86	33	64.59	0.00
9	11.37	11.50	34	61.69	0.00
10	13.86	7.54	35	57.46	0.00
11	17.33	6.11	36	57.46	0.00
12	22.05	3.47	37	54.73	0.00
13	35.39	1.68	38	46.96	0.03
14	56.09	0.63	39	42.12	0.00
15	101.23	0.27	40	35.39	0.00
16	267.24	0.48	41	33.28	0.00
17	340.13	0.03	42	33.28	0.00
18	319.33	0.01	43	33.28	0.00
19	315.93	0.00	44	32.25	0.00
20	270.35	0.00	45	32.25	0.00
21	245.98	0.00	46	31.24	0.00
22	211.68	0.00			
23	175.08	0.00			
24	151.16	0.00			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

Cuenca Angostura – Evento 1987-1988		
Año hidrológico :	1987-1988	
Caudal pico :	367.83 m ³ /s	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	13/03/1988 - 07:00 p.m.	
Fecha y hora de fin:	15/03/1988 - 06:00 p.m.	



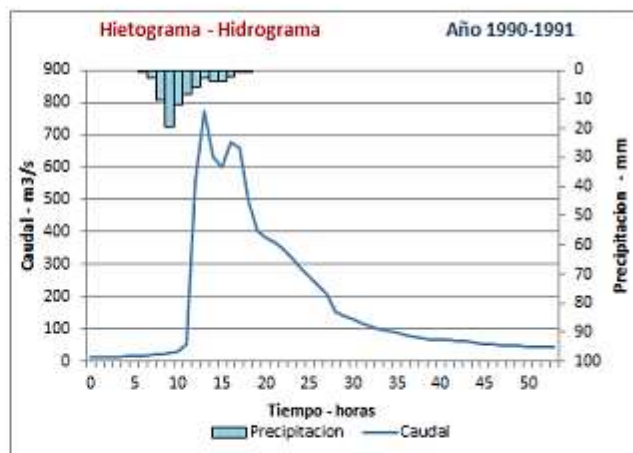
Cuenca Angostura – Evento 1988-1989		
Año hidrológico :	1988-1989	
Caudal pico :	340.126 m ³ /s	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	31/01/1989 - 07:00 p.m.	
Fecha y hora de fin:	02/02/1989 - 01:00 p.m.	



Cuenca Angostura – Evento 1990-1991								
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	12.65	0.00	25	262.78	0.00	50	46.15	0.00
1	12.65	0.00	26	237.26	0.00	51	46.15	0.00
2	12.65	0.00	27	210.31	0.00	52	46.15	0.00
3	14.13	0.00	28	154.18	0.00	53	44.80	0.00
4	14.89	0.00	29	140.79	0.00			
5	16.48	0.00	30	132.16	0.00			
6	18.15	0.28	31	117.61	0.00			
7	19.88	2.74	32	107.67	0.00			
8	22.62	10.42	33	99.98	0.00			
9	26.53	19.66	34	96.23	0.00			
10	32.92	12.04	35	88.917	0.00			
11	51.62	8.50	36	80.116	0.00			
12	557.4	5.67	37	76.705	0.00			
13	774.80	2.93	38	73.358	0.00			
14	633.45	3.93	39	66.85	0.00			
15	599.10	3.93	40	66.85	0.00			
16	677.62	2.07	41	66.85	0.00			
17	659.79	0.85	42	63.7	0.00			
18	497.47	0.06	43	62.14	0.00			
19	404.58	0.00	44	59.09	0.00			
20	380.15	0.00	45	54.62	0.00			
21	366.51	0.00	46	51.73	0.00			
22	343.19	0.00	47	48.91	0.00			
23	320.58	0.00	48	47.52	0.00			
24	292.54	0.00	49	47.52	0.00			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

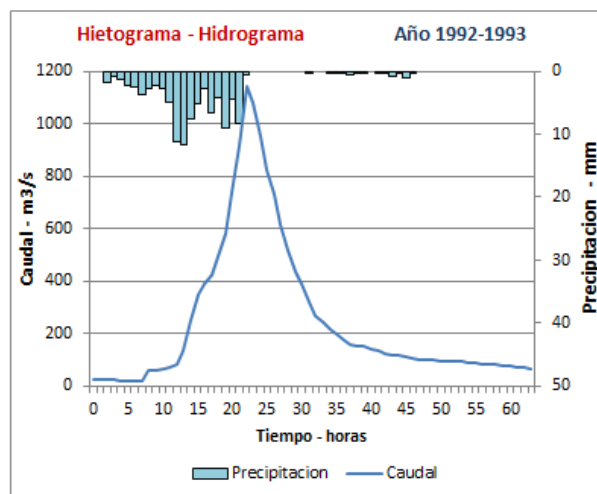
Cuenca Angostura – Evento 1990-1991		
Año hidrológico :	1990-1991	
Caudal pico :	774.806 m3/s	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	29/01/1991 - 08:00 p.m.	
Fecha y hora de fin:	01/02/1991 - 01:00 a.m.	



Cuenca Angostura – Evento 1992-1993								
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	24.94	0.0	25	821.09	0.0	50	95.98	0.0
1	24.19	0.0	26	732.90	0.0	51	94.25	0.0
2	23.45	1.8	27	617.42	0.0	52	92.54	0.0
3	22.73	0.9	28	518.78	0.0	53	92.54	0.0
4	21.32	1.2	29	434.88	0.0	54	90.85	0.0
5	20.64	2.2	30	388.02	0.0	55	89.18	0.0
6	20.64	2.6	31	318.30	0.0	56	85.89	0.0
7	21.32	3.9	32	269.83	0.0	57	84.27	0.0
8	60.92	2.8	33	244.31	0.0	58	81.10	0.0
9	62.25	2.3	34	217.44	0.0	59	78.00	0.0
10	63.59	2.9	35	197.86	0.1	60	74.97	0.0
11	69.14	4.9	36	174.34	0.4	61	72.02	0.0
12	85.89	11.3	37	159.66	0.7	62	69.14	0.0
13	132.65	11.6	38	154.94	0.4	63	66.33	0.0
14	250.54	7.6	39	150.31	0.1			
15	348.24	5.2	40	139.11	0.0			
16	388.02	2.8	41	132.65	0.1			
17	421.77	6.7	42	126.37	0.3			
18	494.56	4.1	43	120.28	0.8			
19	579.85	9.1	44	116.32	0.1			
20	738.99	4.4	45	110.53	1.1			
21	915.53	8.4	46	104.93	0.1			
22	1139.6	0.7	47	101.29	0.0			
23	1076.9	0.0	48	99.50	0.0			
24	950.8	0.0	49	97.73	0.0			

Q = Caudal
Pm = Precipitación promedio

Cuenca Angostura – Evento 1992-1993		
Año hidrológico :	1992-1993	
Caudal pico :	1139.66 m3/s	
Estaciones :	02NP – Peña Colorada	03NP – Bermejo
	06NP – El Sillar	10NP – La junta
	11NP – Angostura	12NP – San Juan
	74NP – Samaipata	04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	31/12/1992 - 04:00 p.m.	
Fecha y hora de fin:	03/01/1993 - 07:00 a.m.	



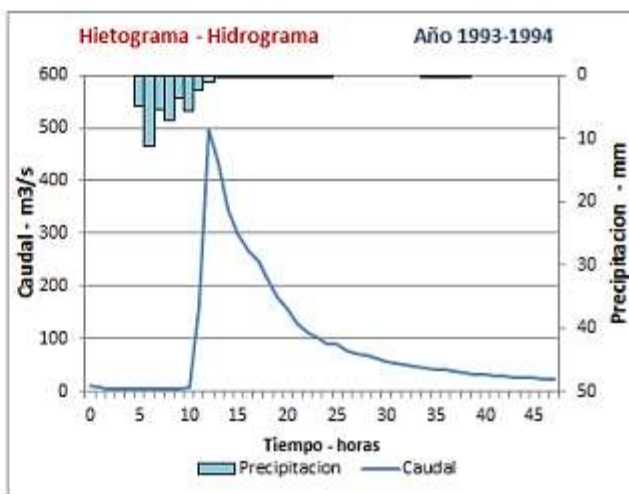
Cuenca Angostura – Evento 1993-1994					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	10.80	0.0	25	89.51	0
1	8.63	0.0	26	77.32	0
2	6.76	0.0	27	72.44	0
3	6.76	0.0	28	67.77	0
4	6.76	0.0	29	61.85	0
5	6.76	5.0	30	56.27	0
6	6.76	11.2	31	53.61	0
7	6.43	5.4	32	51.03	0
8	6.43	7.2	33	48.53	0
9	6.76	3.5	34	44.94	0.01
10	7.48	5.8	35	42.64	0.01
11	163.60	2.4	36	40.42	0.05
12	498.24	1.2	37	38.27	0.01
13	434.77	0.4	38	36.20	0.01
14	345.38	0.3	39	33.23	0
15	299.54	0.1	40	31.34	0
16	265.11	0.3	41	29.52	0
17	247.14	0.2	42	28.64	0
18	210.42	0.2	43	27.78	0
19	177.42	0.1	44	26.10	0
20	158.27	0.0	45	26.10	0
21	130.97	0.0	46	24.48	0
22	111.05	0.0	47	24.48	0
23	102.87	0.0			
24	91.34	0.1			

Q= Caudal
Pm=Precipitación promedio

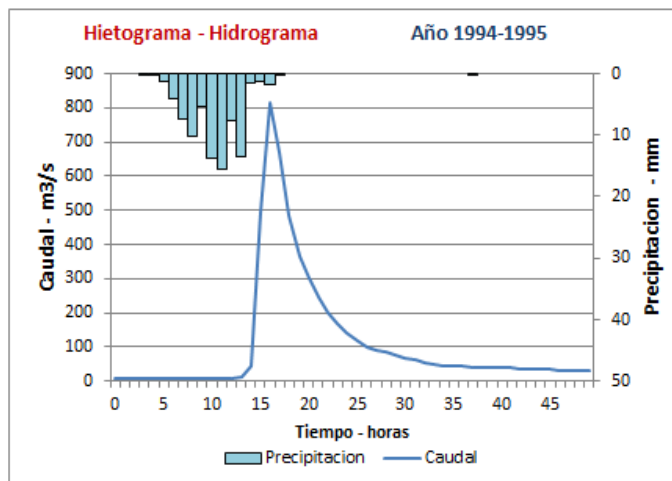
Cuenca Angostura – Evento 1994-1995					
Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)	Nº	Q (m3/s)	Pm (mm)
0	6.32	0.0	25	117.48	0
1	6.32	0.0	26	100.46	0
2	6.32	0.0	27	91.01	0
3	6.32	0.1	28	86.48	0
4	6.32	0.1	29	76.46	0
5	6.32	1.2	30	68.45	0
6	6.63	4.0	31	62.17	0
7	6.63	7.4	32	55.10	0
8	6.63	10.3	33	50.67	0
9	6.63	5.3	34	46.46	0
10	6.63	13.8	35	44.44	0
11	6.96	15.6	36	42.47	0
12	8.74	7.8	37	41.50	0
13	13.04	13.6	38	39.61	0
14	44.44	1.5	39	39.61	0
15	496.21	1.4	40	38.68	0
16	815.32	1.8	41	37.77	0
17	666.33	0.1	42	36.87	0
18	483.71	0.0	43	35.98	0
19	365.45	0.0	44	34.25	0
20	299.39	0.0	45	33.40	0
21	246.51	0.0	46	32.56	0
22	199.63	0.0	47	31.74	0
23	169.37	0.0	48	30.13	0
24	142.02	0.0	49	29.34	0

Q= Caudal
Pm=Precipitación promedio

Cuenca Angostura – Evento 1993-1994	
Año hidrológico :	1993-1994
Caudal pico :	498.243 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La junta 11NP – Angostura 12NP – San Juan 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	28/01/1994 - 04:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	02/03/1994 - 03:00 p.m.



Cuenca Angostura – Evento 1994-1995	
Año hidrológico :	1994-1995
Caudal pico :	815.32 m3/s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La junta 11NP – Angostura 12NP – San Juan 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	12/03/1995 - 06:00 p.m.
Fecha y hora de fin:	14/03/1995 - 07:00 p.m.



Cuenca Angostura – Evento 1995-1996					
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	5.57	2.62	25	91.72	2.26
1	5.57	5.71	26	79.13	1.21
2	5.86	3.87	27	67.66	0.19
3	6.17	2.39	28	57.29	0.01
4	6.80	3.60	29	49.08	0.01
5	9.76	5.76	30	41.64	0.24
6	15.4	4.65	31	35.85	0.01
7	28.15	2.14	32	34.04	0.33
8	30.59	4.05	33	32.29	1.91
9	50.20	5.23	34	32.29	2.93
10	120.4	7.65	35	32.29	0.79
11	209.36	4.68	36	30.59	0.02
12	285.17	3.19	37	28.15	0.00
13	341.51	4.36	38	26.59	0.67
14	396.07	2.18	39	25.09	0.00
15	416.78	0.29	40	25.09	0.00
16	364.28	0.00	41	25.09	0.00
17	291.87	0.00	42	24.36	0.00
18	220.52	0.00	43	23.64	0.02
19	185.54	0.00	44	22.94	0.00
20	156.50	0.00	45	22.25	0.00
21	147.49	0.00	46	22.25	0.00
22	130.46	0.01	47	21.57	0.00
23	118.53	0.20	48	20.9	0.01
24	105.49	1.23	49	20.25	0.16

Q= Caudal

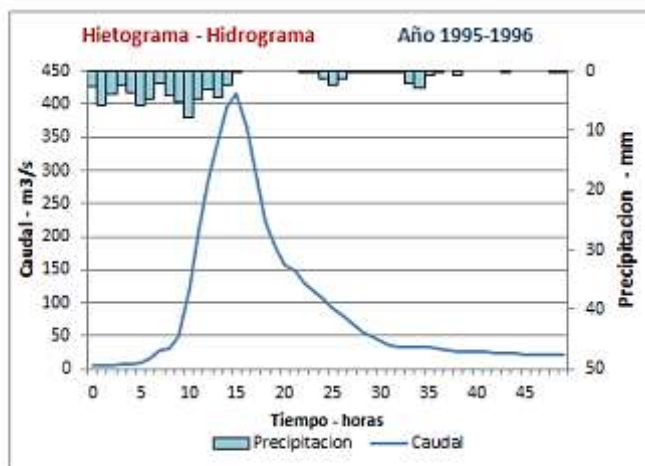
Pm=Precipitación promedio

Cuenca Angostura – Evento 1997-1998								
N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)	N°	Q (m ³ /s)	Pm (mm)
0	5.40	0.0	25	368.34	0.0	50	44.19	0.0
1	5.52	0.1	26	308.83	0.0	51	44.19	0.0
2	5.65	0.1	27	255.81	0.0			
3	5.77	0.4	28	215.00	0.0			
4	5.89	0.5	29	178.58	0.0			
5	6.02	0.2	30	155.02	0.0			
6	6.15	0.2	31	133.54	0.0			
7	6.28	1.2	32	114.04	0.0			
8	6.41	1.5	33	106.27	0.0			
9	6.54	1.4	34	98.84	0.0			
10	6.68	2.9	35	91.76	0.0			
11	6.82	3.5	36	85.74	0.0			
12	6.95	3.7	37	79.97	0.0			
13	7.10	5.7	38	75.47	0.0			
14	7.13	7.9	39	70.98	0.0			
15	7.13	5.3	40	65.25	0.0			
16	7.94	13.3	41	60.43	0.0			
17	18.32	10.5	42	57.57	0.0			
18	116.58	11.8	43	54.81	0.0			
19	347.74	5.1	44	51.03	0.0			
20	700.02	0.7	45	48.68	0.0			
21	700.02	0.0	46	46.08	0.0			
22	597.69	0.0	47	44.19	0.0			
23	508.05	0.0	48	44.19	0.0			
24	434.64	0.0	49	44.19	0.0			

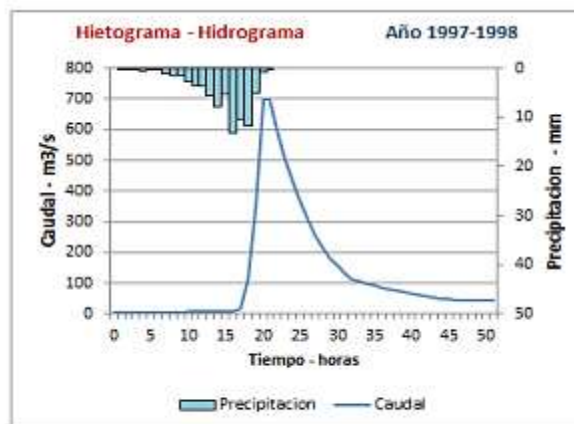
Q= Caudal

Pm=Precipitación promedio

Cuenca Angostura – Evento 1995-1996	
Año hidrológico :	1995-1996
Caudal pico :	416.786 m ³ /s
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 11NP – Angostura 12NP – San Juan 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes
Fecha y hora de inicio:	14/01/1996 - 01:00 a.m.
Fecha y hora de fin:	16/01/1994 - 02:00 a.m.



Cuenca Angostura – Evento 1997-1998			
Año hidrológico :	1997-1998		
Caudal pico :	700.02 m ³ /s		
Estaciones :	02NP – Peña Colorada 03NP – Bermejo 06NP – El Sillar 10NP – La Junta 11NP – Angostura 12NP – San Juan 74NP – Samaipata 04NP – Volcanes		
Fecha y hora de inicio:	18/02/1998 - 07:00 p.m.		
Fecha y hora de fin:	20/02/1998 - 10:00 p.m.		



3. AJUSTE Y SELECCIÓN DEL MEJOR MODELO PROBABILÍSTICO DE LAS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICAS.

Se presentan todas las estaciones con el tipo de datos registrados en la tabla 11, esto para realizar un ajuste y selección del mejor modelo probabilístico. En el capítulo 2 (subcapítulo 2.4.1) se explican algunos detalles del procedimiento que se hizo y también en el capítulo 7 (subcapítulo 7.5) se aplicó este procedimiento a las serie de datos de caudales máximos. Se utilizó las precipitaciones máxima diaria de cada estación para estimar el ajuste de probabilidad.

TABLA 11

Tabla de estaciones con registros de precipitación a nivel horario

<i>ESTACION</i>	<i>DATOS REGISTRADOS</i>
02NP – Peña Colorada	Precip. Horaria
03NP –Bermejo	Precip. Horaria
06NP –El Sillar	Precip. Horaria
10NP –La junta	Precip. Horaria
11NP –Angostura	Precip. Horaria
12NP –San Juan	Precip. Horaria
74NP –Samaipata	Precip. Horaria
01NP – Empinado	Precip. Diaria max
04NP – Volcanes	Precip. Diaria max

Estación 02 NP-Peña Colorada**TABLA 12**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 02 NP-Peña Colorada.

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	97.3	57.8	0.07143	0.0701	0.0621	0.0491	0.0578
<i>2</i>	1987-1988	72.0	59.7	0.14286	0.0924	0.0893	0.0743	0.0819
<i>3</i>	1988-1989	76.1	70.0	0.21429	0.2761	0.3016	0.2962	0.2911
<i>4</i>	1989-1990	73.2	72.0	0.28571	0.321	0.3492	0.3478	0.341
<i>5</i>	1990-1991	73.2	73.2	0.35714	0.3487	0.3779	0.3788	0.3713
<i>6</i>	1991-1992	81.3	73.2	0.42857	0.3487	0.3779	0.3788	0.3713
<i>7</i>	1992-1993	57.8	76.1	0.50000	0.4167	0.4465	0.4525	0.444
<i>8</i>	1993-1994	70.0	79.4	0.57143	0.494	0.5214	0.5317	0.5234
<i>9</i>	1994-1995	79.4	81.3	0.64286	0.5373	0.5623	0.5743	0.5665
<i>10</i>	1995-1996	119.4	85.8	0.71429	0.6336	0.6509	0.6645	0.6588
<i>11</i>	1996-1997	59.7	97.3	0.78571	0.8211	0.8191	0.8271	0.8273
<i>12</i>	1997-1998	85.8	114	0.85714	0.9503	0.9402	0.9377	0.9415
<i>13</i>	1998-1999	114	119.4	0.92857	0.9686	0.9594	0.9553	0.9593

TABLA 13

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 02NP-Peña Colorada

<i>n=13</i>	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0657	4	0.2370	4	OK	0.1055	4
<i>Pearson III</i>	0.0571	3	0.2060	3	OK	0.0873	3
<i>Log-Pearson III</i>	0.0545	1	0.1966	1	OK	0.0819	1
<i>Gumbel</i>	0.0558	2	0.2012	2	OK	0.0844	2
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Pearson III</i>						

Estación 03 NP - Bermejo**TABLA 14**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - 03 NP - Bermejo

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	58.60	58.60	0.07143	0.0617	0.0721	0	0.0363
<i>2</i>	1987-1988	71.00	62.75	0.14286	0.1141	0.122	0	0.0895
<i>3</i>	1988-1989	82.30	63.70	0.21429	0.129	0.1359	0	0.106
<i>4</i>	1989-1990	63.70	70.70	0.28571	0.2676	0.2645	0	0.269
<i>5</i>	1990-1991	81.90	71.00	0.35714	0.2744	0.2709	0	0.2772
<i>6</i>	1991-1992	110.50	78.80	0.42857	0.4647	0.4525	0	0.4936
<i>7</i>	1992-1993	78.80	81.90	0.50000	0.5401	0.5269	0	0.573
<i>8</i>	1993-1994	98.20	82.30	0.57143	0.5496	0.5364	0	0.5827
<i>9</i>	1994-1995	95.90	82.76	0.64286	0.5603	0.5472	0	0.5937
<i>10</i>	1995-1996	82.76	95.90	0.71429	0.809	0.8059	0	0.8265
<i>11</i>	1996-1997	70.70	98.20	0.78571	0.839	0.8381	0	0.8523
<i>12</i>	1997-1998	106.20	106.20	0.85714	0.9153	0.9199	0	0.917
<i>13</i>	1998-1999	62.75	110.50	0.92857	0.9417	0.9475	0	0.9396

TABLA 15

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 03NP-Bermejo

<i>n=13</i>	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.056	1	0.223	3	OK	0.0947	1
<i>Pearson III</i>	0.056	2	0.202	1	OK	0.0957	2
<i>Log-Pearson III</i>	-----	-----	0.203	2	----	----	----
<i>Gumbel</i>	0.065	3	----	----	OK	0.1122	3
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

Estación 06 NP -El Sillar**TABLA 16**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 06 NP -El Sillar

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	63.30	63.30	0.07143	0.0694	0.0824	0	0.0449
<i>2</i>	1987-1988	69.80	69.80	0.14286	0.0941	0.1052	0	0.0692
<i>3</i>	1988-1989	100.50	100.50	0.21429	0.1886	0.1903	0	0.1742
<i>4</i>	1989-1990	74.00	74.00	0.28571	0.1917	0.193	0	0.1777
<i>5</i>	1990-1991	109.50	109.50	0.35714	0.2663	0.2602	0	0.2647
<i>6</i>	1991-1992	92.49	92.49	0.42857	0.369	0.3548	0	0.3832
<i>7</i>	1992-1993	88.62	88.62	0.50000	0.5694	0.5502	0	0.5991
<i>8</i>	1993-1994	121.70	121.70	0.57143	0.626	0.6084	0	0.6559
<i>9</i>	1994-1995	91.60	91.60	0.64286	0.6421	0.6252	0	0.6716
<i>10</i>	1995-1996	69.98	69.98	0.71429	0.768	0.76	0	0.7897
<i>11</i>	1996-1997	112.30	112.30	0.78571	0.867	0.8694	0	0.877
<i>12</i>	1997-1998	79.00	79.00	0.85714	0.8896	0.8943	0	0.8964
<i>13</i>	1998-1999	61.00	61.00	0.92857	0.943	0.9517	0	0.9425

TABLA 17

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 06NP-El Sillar

<i>n=13</i>	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.056	2	0.205	2	OK	0.094	1
<i>Pearson III</i>	0.0559	1	0.201	1	OK	0.097	2
<i>Log-Pearson III</i>	----	----	----	----	----	----	----
<i>Gumbel</i>	0.0699	3	0.252	4	OK	0.108	3
Mejor modelo para la serie	<i>Pearson III</i>						

Estación 10 NP-La Junta.**TABLA 18**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 10 NP-La Junta.

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	81.6	63.5	0.07143	0.0512	0.0517	0	0.0267
<i>2</i>	1987-1988	82.4	64.5	0.14286	0.06	0.0607	0	0.0343
<i>3</i>	1988-1989	63.5	71.8	0.21429	0.1545	0.1571	0	0.1351
<i>4</i>	1989-1990	98.3	81.6	0.28571	0.3534	0.3565	0	0.3703
<i>5</i>	1990-1991	86.8	82.4	0.35714	0.3718	0.3747	0	0.3913
<i>6</i>	1991-1992	130.8	86.8	0.42857	0.4735	0.4759	0	0.504
<i>7</i>	1992-1993	90.8	90.8	0.50000	0.5633	0.5651	0	0.5977
<i>8</i>	1993-1994	95.0	95.0	0.57143	0.6502	0.6515	0	0.683
<i>9</i>	1994-1995	98.6	98.3	0.64286	0.7113	0.7123	0	0.74
<i>10</i>	1995-1996	101.0	98.6	0.71429	0.7165	0.7175	0	0.7447
<i>11</i>	1996-1997	99.5	99.5	0.78571	0.7317	0.7327	0	0.7585
<i>12</i>	1997-1998	71.8	101.0	0.85714	0.7558	0.7568	0	0.7801
<i>13</i>	1998-1999	64.5	130.8	0.92857	0.9766	0.9781	0	0.9709

TABLA 19

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 10NP-La Junta

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0607	1	0.2192	1	OK	0.1013	2
<i>Pearson III</i>	0.0612	2	0.2208	2	OK	0.1003	1
<i>Log-Pearson III</i>	----	----	----	----	----	----	----
<i>Gumbel</i>	0.0758	3	0.2736	3	OK	0.1116	3
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

Estación 11 NP-Angostura**TABLA 20**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 11 NP-Angostura.

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	69.20	67.10	0.07143	0.0957	0.102	0.0906	0.0698
<i>2</i>	1987-1988	81.90	67.50	0.14286	0.1014	0.1077	0.0967	0.076
<i>3</i>	1988-1989	108.10	69.20	0.21429	0.1281	0.1343	0.1253	0.1061
<i>4</i>	1989-1990	67.50	71.52	0.28571	0.1706	0.1761	0.171	0.1563
<i>5</i>	1990-1991	104.60	81.90	0.35714	0.4215	0.4207	0.4349	0.4517
<i>6</i>	1991-1992	96.60	82.10	0.42857	0.4268	0.4259	0.4404	0.4575
<i>7</i>	1992-1993	82.10	84.50	0.50000	0.4903	0.4882	0.5045	0.5258
<i>8</i>	1993-1994	85.50	85.50	0.57143	0.5164	0.5138	0.5306	0.553
<i>9</i>	1994-1995	84.50	87.40	0.64286	0.5649	0.5616	0.5785	0.6022
<i>10</i>	1995-1996	67.10	96.60	0.71429	0.7643	0.761	0.7697	0.7872
<i>11</i>	1996-1997	114.00	104.60	0.78571	0.8775	0.8766	0.8755	0.883
<i>12</i>	1997-1998	87.40	108.10	0.85714	0.9108	0.9108	0.9068	0.9107
<i>13</i>	1998-1999	71.52	114.00	0.92857	0.9496	0.9507	0.944	0.9439

TABLA 21

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 11NP-Angostura

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0623	3	0.2249	3	OK	0.1151	3
<i>Pearson III</i>	0.0610	1	0.2202	1	OK	0.1096	1
<i>Log-Pearson III</i>	0.0616	2	0.2223	2	OK	0.1147	3
<i>Gumbel</i>	0.0697	4	0.2515	4	OK	0.1294	5
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

Se seleccionó log-normal por el hecho que los datos de pearson III y log-pearson III no ajustan al momento de realizar las tormentas de proyecto.

Estación 12 NP-San Juan.**TABLA 22**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 12 NP-San Juan

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	60.10	38.70	0.07143	0.0603	0.0724	0.0548	0.051
<i>2</i>	1987-1988	58.70	40.99	0.14286	0.087	0.0996	0.0825	0.0773
<i>3</i>	1988-1989	54.40	45.90	0.21429	0.1635	0.1742	0.1635	0.1567
<i>4</i>	1989-1990	40.99	53.20	0.28571	0.3138	0.3164	0.3218	0.3175
<i>5</i>	1990-1991	38.70	54.40	0.35714	0.3408	0.3419	0.3498	0.3464
<i>6</i>	1991-1992	69.90	58.70	0.42857	0.4384	0.4346	0.4497	0.4497
<i>7</i>	1992-1993	97.68	60.10	0.50000	0.4698	0.4646	0.4814	0.4824
<i>8</i>	1993-1994	82.48	63.30	0.57143	0.5391	0.5317	0.5506	0.554
<i>9</i>	1994-1995	100.00	67.58	0.64286	0.6246	0.6159	0.6346	0.6403
<i>10</i>	1995-1996	67.58	69.90	0.71429	0.6667	0.6579	0.6754	0.682
<i>11</i>	1996-1997	45.90	82.48	0.78571	0.838	0.8341	0.8384	0.8458
<i>12</i>	1997-1998	63.30	97.68	0.85714	0.9399	0.9422	0.9354	0.9402
<i>13</i>	1998-1999	53.20	100.00	0.92857	0.9487	0.9515	0.944	0.9484

TABLA 23

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 12NP-San Juan

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
Distribuciones	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.04069	2	0.14673	2	OK	0.0827	3
<i>Pearson III</i>	0.04070	3	0.14677	3	OK	0.085	4
<i>Log-Pearson III</i>	0.03903	1	0.14075	1	OK	0.0782	1
<i>Gumbel</i>	0.04130	4	0.1489	4	OK	0.0831	2
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

* Se seleccionó log-normal por el hecho que los datos para log-Pearson III no ajustan al momento de realizar las tormentas de proyecto.

Estación 74 NP - Samaipata**TABLA 24**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 74 NP - Samaipata

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	67.54	32.60	0.07143	0.0233	0	0	0.0037
<i>2</i>	1987-1988	77.10	36.70	0.14286	0.0588	0	0	0.0204
<i>3</i>	1988-1989	76.80	41.06	0.21429	0.1227	0	0	0.0706
<i>4</i>	1989-1990	32.60	49.90	0.28571	0.322	0	0	0.2964
<i>5</i>	1990-1991	62.60	58.00	0.35714	0.5309	0	0	0.5512
<i>6</i>	1991-1992	63.50	60.70	0.42857	0.5951	0	0	0.6254
<i>7</i>	1992-1993	58.00	62.60	0.50000	0.6373	0	0	0.6723
<i>8</i>	1993-1994	60.70	63.50	0.57143	0.6564	0	0	0.693
<i>9</i>	1994-1995	64.70	64.70	0.64286	0.6807	0	0	0.719
<i>10</i>	1995-1996	71.50	67.54	0.71429	0.7337	0	0	0.7735
<i>11</i>	1996-1997	36.70	71.50	0.78571	0.7963	0	0	0.8343
<i>12</i>	1997-1998	49.90	76.80	0.85714	0.861	0	0	0.8926
<i>13</i>	1998-1999	41.06	77.10	0.92857	0.8641	0	0	0.8953

TABLA 25

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 12NP-San Juan

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0916	1	0.3304	1	OK	0.1738	1
<i>Pearson III</i>	----	----	----	----	----	----	----
<i>Log-Pearson III</i>	----	----	----	----	----	----	----
<i>Gumbel</i>	0.1161	2	0.4186	2	OK	0.1968	2
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

Estación 01 NP-Empinado**TABLA 26**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución - Estación 01 NP-Empinado.

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	98.60	35.00	0.07143	0.039	0.0745	0	0.0451
<i>2</i>	1987-1988	70.70	40.40	0.14286	0.0707	0.1007	0	0.0713
<i>3</i>	1988-1989	35.00	59.20	0.21429	0.2439	0.2289	0	0.2203
<i>4</i>	1989-1990	40.40	62.50	0.28571	0.2798	0.2565	0	0.2536
<i>5</i>	1990-1991	62.50	69.10	0.35714	0.3522	0.3148	0	0.3236
<i>6</i>	1991-1992	165.70	70.70	0.42857	0.3696	0.3295	0	0.341
<i>7</i>	1992-1993	160.80	90.20	0.50000	0.5644	0.5132	0	0.5467
<i>8</i>	1993-1994	90.60	90.60	0.57143	0.5679	0.5169	0	0.5506
<i>9</i>	1994-1995	145.40	98.60	0.64286	0.6342	0.5891	0	0.6245
<i>10</i>	1995-1996	69.10	116.30	0.71429	0.7513	0.7292	0	0.7568
<i>11</i>	1996-1997	90.20	145.40	0.78571	0.8713	0.8837	0	0.889
<i>12</i>	1997-1998	116.30	160.80	0.85714	0.9094	0.9308	0	0.9282
<i>13</i>	1998-1999	59.20	165.70	0.92857	0.9189	0.9419	0	0.9376

TABLA 27

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 01NP-Empinado

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0450	1	0.16260	1	OK	0.0855	1
<i>Pearson III</i>	0.0525	2	0.18957	2	OK	0.0991	2
<i>Log-Pearson III</i>	----	----	----	----	----	----	----
<i>Gumbel</i>	0.0528	3	0.19038	3	OK	0.1033	3
Mejor modelo para la serie	<i>Log-Normal</i>						

Estación 04 NP-Volcanes**TABLA 28**

Tabla de precipitaciones máximas diarias y las probabilidades para cada función de distribución- - Estación 04 NP-Volcanes

<i>N</i>	<i>Año hidro.</i>	<i>Diario (mm)</i>	<i>Ordenados de menor a mayor</i>	<i>P(x)</i>	<i>Log-Normal</i>	<i>Person III</i>	<i>Log-Person</i>	<i>Gumbel</i>
<i>1</i>	1986-1987	58.60	58.60	0.07143	0.0874	0.0945	0.0823	0.0588
<i>2</i>	1987-1988	71.00	62.75	0.14286	0.1325	0.1384	0.1302	0.1092
<i>3</i>	1988-1989	82.30	63.70	0.21429	0.1501	0.1554	0.149	0.13
<i>4</i>	1989-1990	63.70	70.70	0.28571	0.1951	0.1987	0.1972	0.1847
<i>5</i>	1990-1991	81.90	71.00	0.35714	0.2209	0.2235	0.2247	0.2165
<i>6</i>	1991-1992	110.50	78.80	0.42857	0.3496	0.3473	0.3601	0.3716
<i>7</i>	1992-1993	78.80	81.90	0.50000	0.4736	0.468	0.4867	0.5103
<i>8</i>	1993-1994	98.20	82.30	0.57143	0.6345	0.6279	0.6454	0.672
<i>9</i>	1994-1995	95.90	82.76	0.64286	0.7028	0.6972	0.7111	0.7348
<i>10</i>	1995-1996	82.76	95.90	0.71429	0.7838	0.7802	0.7877	0.8054
<i>11</i>	1996-1997	70.70	98.20	0.78571	0.8302	0.8283	0.8313	0.8444
<i>12</i>	1997-1998	106.20	106.20	0.85714	0.921	0.9227	0.9168	0.9193
<i>13</i>	1998-1999	62.75	110.50	0.92857	0.9407	0.943	0.9356	0.9359

TABLA 29

Tabla de selección de mejor modelo probabilístico para la estación 04NP-Volcanes

n=13	Error cuadrático medio		Error cuadrático mínimo		Kolmogorov - Smirnov		
	ECM	Mejor ajuste	C	Mejor ajuste	Ajuste	K	Mejor ajuste
<i>Log-Normal</i>	0.0660	3	0.2383	3	OK	0.1363	3
<i>Pearson III</i>	0.06438	1	0.2321	1	OK	0.1336	2
<i>Log-Pearson III</i>	0.06562	2	0.2366	2	OK	0.1324	1
<i>Gumbel</i>	0.07643	4	0.2756	5	OK	0.1407	4
Mejor modelo para la serie	<i>Pearson III</i>						

4. ECUACIONES EMPÍRICAS EN FUNCIÓN AL PERIODO DE RETORNO Y A LA DURACIÓN

Las siguientes ecuaciones empíricas solo están relacionadas hasta las 6 horas de duración en el caso que se requiera para una duración mayor, la referencia donde se tiene el detalle del proceso de cálculo de las ecuaciones es (Cahuana & Yugar, 2009)

ESTACION	ECUACION EMPIRICA	LIMITACIONES
01NP-Empinado	$i(mm/h) = \frac{231.493409 * T^{0.290383}}{D(min)^{0.51213328}}$	Para duración en minutos de entre 30 y 360 minutos (6 horas)
02NP-Peña Colorada	$i(mm/h) = \frac{114.66896178 * T^{0.17016328}}{D(min)^{0.353562236}}$	
3NP-Bermejo	$i(mm/h) = \frac{427.23922678 * T^{0.12988479}}{D(min)^{0.602520466}}$	
04NP-Volcanes	$i(mm/h) = \frac{425.67271101 * T^{0.09485179}}{D(min)^{0.57270534}}$	
06NP-El Sillar	$i(mm/h) = \frac{459.19755756 * T^{0.11445961}}{D(min)^{0.591630646}}$	
10NP-La Junta	$i(mm/h) = \frac{305.38663038 * T^{0.10926575}}{D(min)^{0.531836096}}$	
11NP-Angostura	$i(mm/h) = \frac{552.375547 * T^{0.1563087}}{D(min)^{0.64381298}}$	
12NP-San Juan	$i(mm/h) = \frac{142.1343987 * T^{0.16257062}}{D(min)^{0.463724526}}$	
74NP-Samaipata	$i(mm/h) = \frac{187.54186146 * T^{0.20249981}}{D(min)^{0.516702248}}$	

ANEXO D

1. EJEMPLIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO POR MÍNIMOS CUADRADOS SUAVIZADOS Y PRESENTACIÓN DE LOS H.U POR EVENTO.

Para este ejemplo se utilizara el evento 1990-1991 (Figura de anexo 3) de la cuenca de Bermejo, presentándose las tablas (a) y (b) (tabla 33), de caudal efectivo y precipitación efectiva del evento (ver anexo E)

TABLA 30

La tabla (a) presenta los caudales efectivos y (b) presenta la precipitación total y efectiva

(a)				(b)		
Tiempo	Q medido	Tiempo	Q medido	Tiempo	P total	P efectiva
0	0	19	64.41	0	0	0
1	29.48	20	58.88	1	0.04	0
2	325.57	21	56.66	2	0.49	0
3	425.34	22	51.26	3	16.20	0
4	492.81	23	45.06	4	18.55	4.60
5	478.09	24	39.12	5	16.61	8.13
6	457.35	25	34.39	6	11.03	6.69
7	427.07	26	28.86	7	8.87	5.914
8	337.00	27	24.53	8	4.05	2.833
9	285.24	28	22.85	9	5.61	4.036
10	240.07	29	19.40	10	4.92	3.643
11	212.50	30	16.23	11	1.59	1.195
12	192.19	31	15.46	12	1.42	1.078
13	165.77	32	12.94	13	0.14	0.106
14	147.76	33	11.45	14	0	0
15	123.00	34	8.28			
16	98.92	35	4.80			
17	85.94	36	0			
18	74.90					

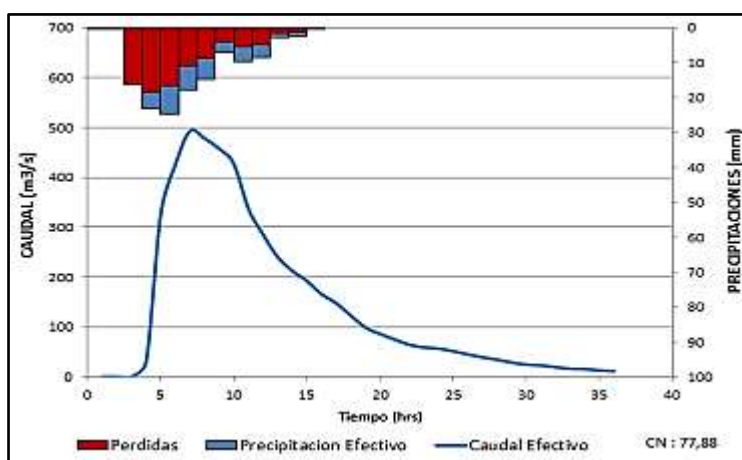


Fig. de anexos. 3 – Hidrograma e hietograma efectivo del evento 1990-1991 de la cuenca Bermejo

Matriz U

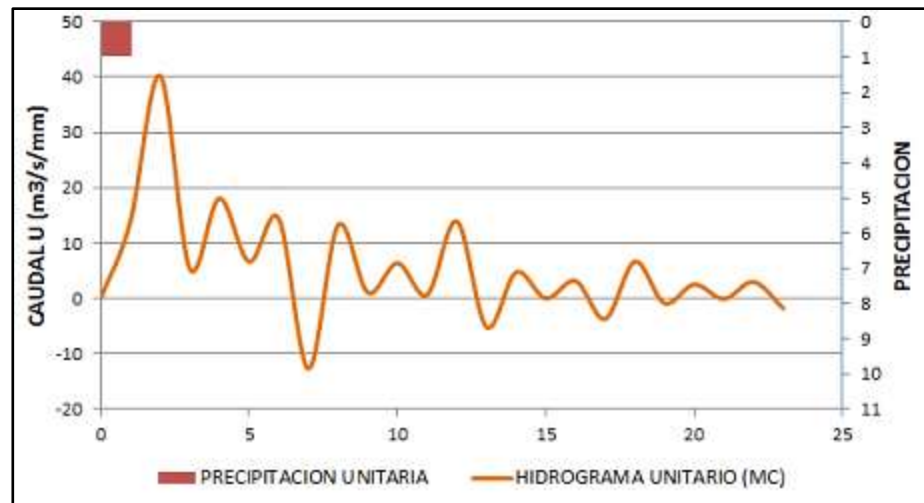
U1
U2
U3
U4
U5
U6
U7
U8
U9
U10
U11
U12
U13
U14
U15
U16
U17
U18
U19
U20
U21
U22
U23
U24
U25
U26

Para obtener los valores del H.U despejamos de la ecuación 2, mostrada anteriormente, la matriz U con la inversa de la matriz $[P][P^T]$ como se muestra en la siguiente ecuación.

$$[P]^T [Q] [P][P^T]^{-1} = [U] \quad (3)$$

Solución de la Matriz U

U1	13.85
U2	40.26
U3	5.43
U4	18.09
U5	6.64
U6	14.44
U7	-12.68
U8	13.27
U9	1.07
U10	6.39
U11	0.66
U12	13.95
U13	-5.17
U14	4.74
U15	0.01
U16	3.17
U17	-3.70
U18	6.68
U19	-0.87
U20	2.55
U21	-0.08
U22	3.01
U23	-1.77
U24	1.68
U25	-0.25
U26	2.06



Podemos ver que la tabla de solución de la matriz U presenta valores negativos, entonces se tiene que proceder a realizar un suavizado de las ordenadas del H.U, tal como se lo explicó en la teoría del método del hidrograma unitario por mínimos cuadrados suavizados del capítulo 2.

Se utilizara la ecuación 2.31 del capítulo 2

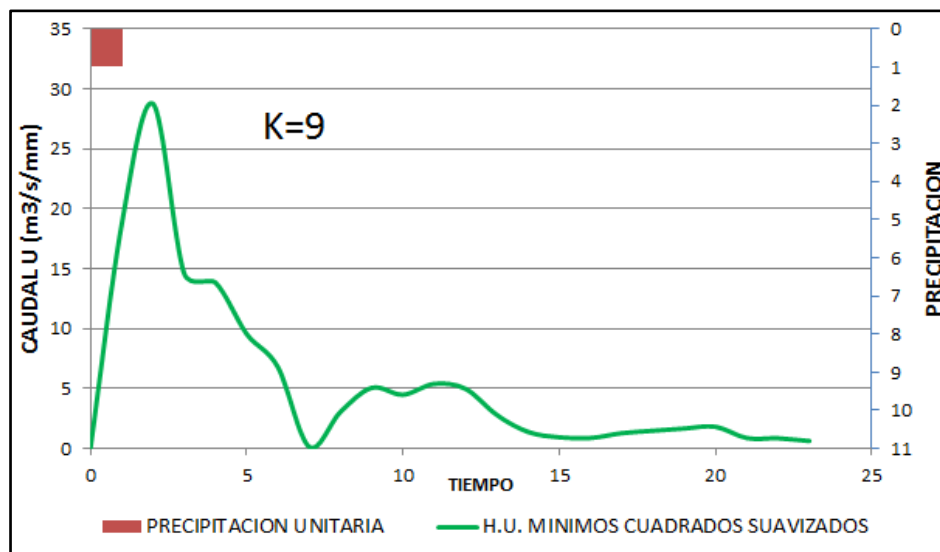
$$[P]^T [Q] [[P][P]^T + K[I]]^{-1} = [U'] \quad (4)$$

Donde el método presenta un factor de escala K junto con una matriz identidad.

Aplicando la ecuación y calibrando hasta que las ordenadas del H.U sean positivas (K=9 para este evento), se obtuvo el siguiente resultado.

Solución de la Matriz U'

U'1	18.66
U'2	28.76
U'3	14.61
U'4	13.86
U'5	9.56
U'6	6.78
U'7	0.16
U'8	3.07
U'9	5.08
U'10	4.50
U'11	5.41
U'12	4.99
U'13	2.81
U'14	1.40
U'15	0.95
U'16	0.89
U'17	1.29
U'18	1.49
U'19	1.68
U'20	1.83
U'21	0.88
U'22	0.86
U'23	0.64
U'24	0.34
U'25	0.21
U'26	1.86



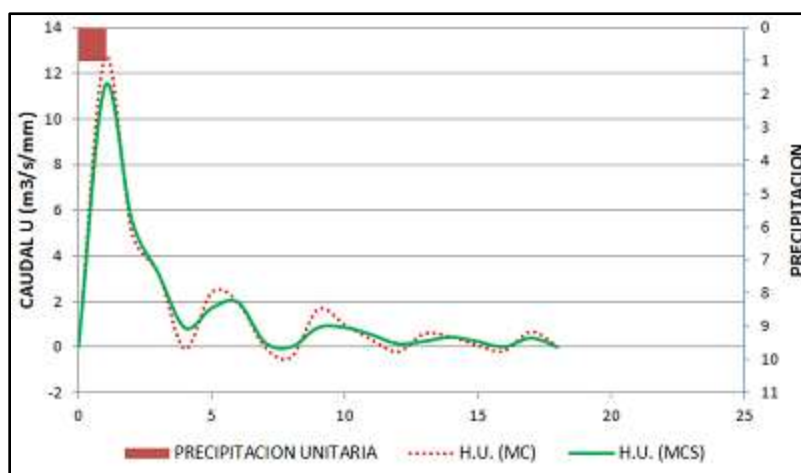
Como se puede observar se obtuvo los valores del H.U y su validación se lo presenta en el capítulo 5.

Conociendo ya el ejemplo, se presentaran los H.U. iniciales y sus correcciones por el método suavizado de todos los eventos seleccionados para la calibración del H.U de la cuenca. (Capitulo5)

Hidrogramas Unitarios para la cuenca Colorado

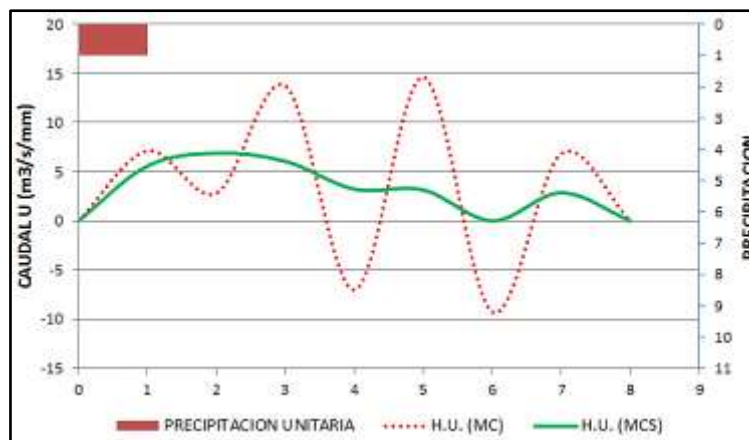
Evento 1993-1994

k=11		
U	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0
U1	12.702	11.446
U2	5.035	5.581
U3	3.258	3.230
U4	-0.080	0.842
U5	2.398	1.705
U6	1.953	1.955
U7	-0.008	0.208
U8	-0.448	0.007
U9	1.659	0.855
U10	0.980	0.859
U11	0.332	0.545
U12	-0.208	0.142
U13	0.593	0.253
U14	0.441	0.439
U15	0.064	0.238
U16	-0.176	0.006
U17	0.678	0.399
	0.000	0.000



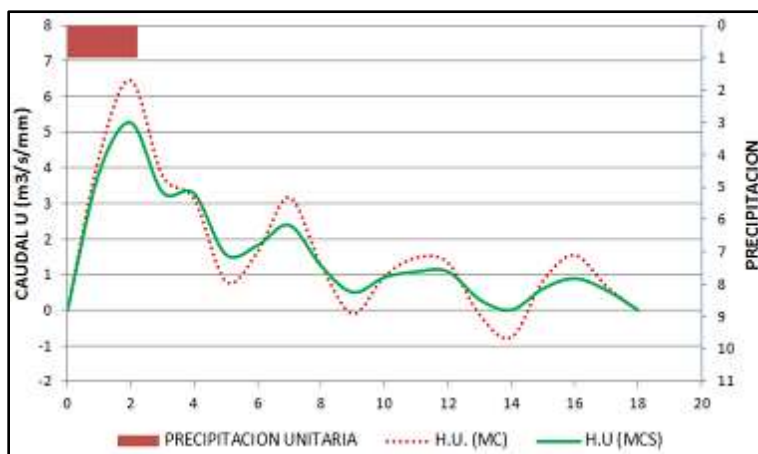
Evento 1997-1998

k=19		
U	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0
U1	7.136	5.585
U2	2.825	6.900
U3	13.74	6.075
U4	7.024	3.228
U5	14.61	3.153
U6	9.279	0.012
U7	6.859	2.878
	0	0.000



Evento 1992-1993

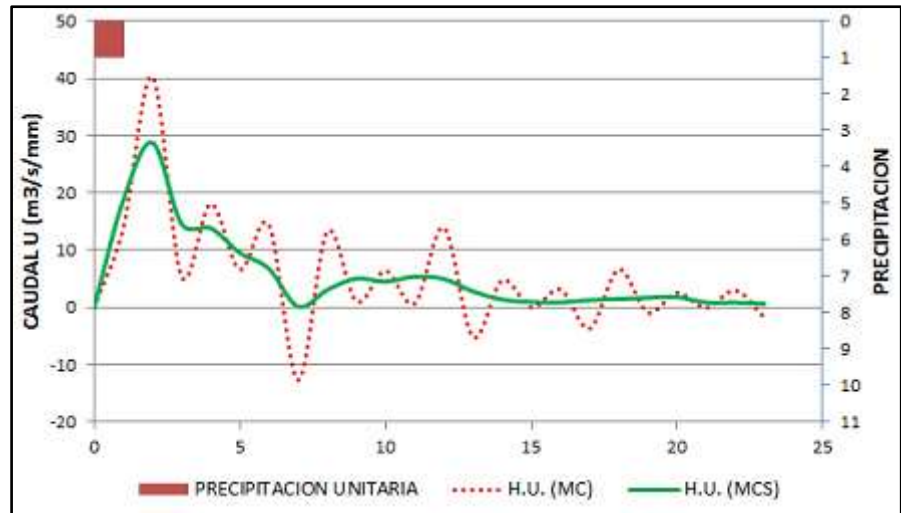
k=19		
U	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0.00
U1	4.30	3.86
U2	6.46	5.27
U3	3.78	3.32
U4	3.13	3.28
U5	0.80	1.56
U6	1.64	1.82
U7	3.17	2.39
U8	1.27	1.25
U9	-0.10	0.50
U10	0.96	0.93
U11	1.47	1.08
U12	1.34	1.08
U13	-0.13	0.30
U14	-0.77	0.00
U15	0.82	0.61
U16	1.55	0.89
U17	0.67	0.56
	0	0.00



Hidrogramas Unitarios para la cuenca Bermejo

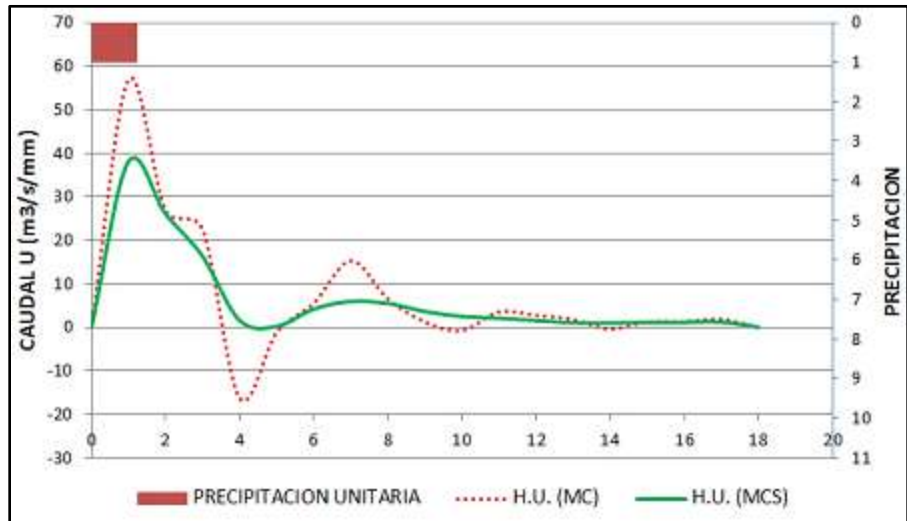
Evento 1990-1991

U	k=9	
	Q (MC)	Q (MSC)
	0.00	0
U1	13.85	18.66
U2	40.26	28.76
U3	5.43	14.61
U4	18.09	13.86
U5	6.64	9.56
U6	14.44	6.78
U7	-12.68	0.16
U8	13.27	3.07
U9	1.07	5.08
U10	6.39	4.50
U11	0.66	5.41
U12	13.95	4.99
U13	-5.17	2.91
U14	4.74	1.40
U15	0.01	0.95
U16	3.17	0.89
U17	-3.70	1.29
U18	6.68	1.45
U19	-0.87	1.68
U20	2.55	1.83
U21	-0.08	0.88
U22	3.01	0.86
U23	-1.77	0.64
U24	1.68	0.34
U25	-0.25	0.21
U26	2.06	1.86
	0	0



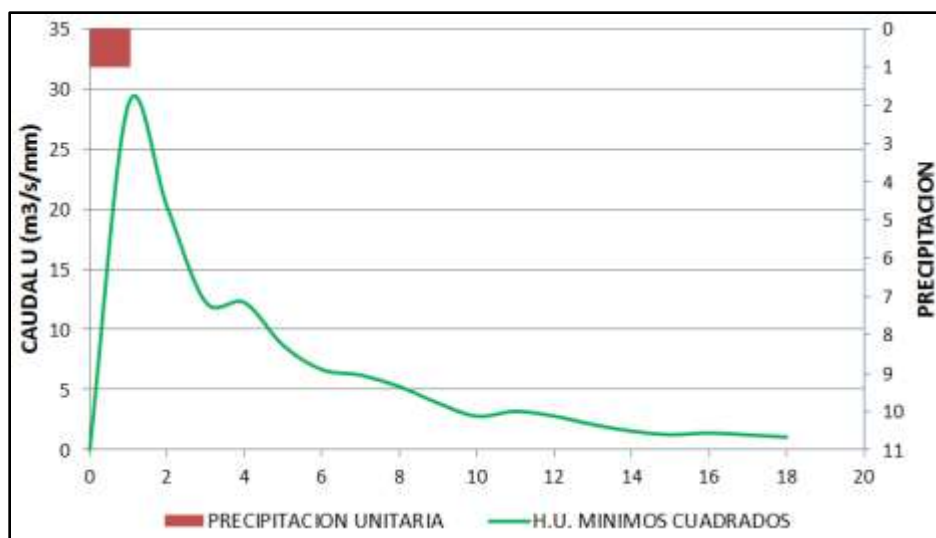
Evento 1994-1995

U	k=13	
	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0.00
U1	56.854	38.09
U2	26.777	26.04
U3	22.435	16.26
U4	-16.344	1.54
U5	-1.189	0.19
U6	5.509	4.18
U7	15.245	5.92
U8	6.507	5.47
U9	1.194	3.62
U10	-0.798	2.46
U11	3.529	2.08
U12	2.730	1.53
U13	1.750	1.01
U14	-0.430	0.93
U15	1.203	1.13
U16	1.284	1.12
U17	1.822	1.17
	0	0.00



Evento 1997-1995

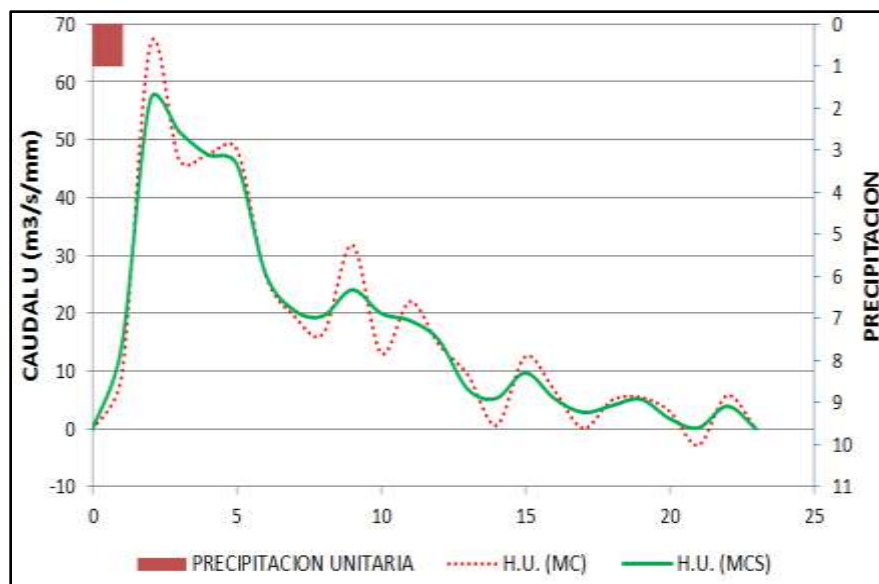
U	Q (MC)
	0.00
U1	31.97
U2	19.90
U3	10.22
U4	13.78
U5	9.47
U6	5.98
U7	6.11
U8	5.93
U9	3.97
U10	2.33
U11	3.43
U12	3.10
U13	2.07
U14	1.44
U15	1.25
U16	1.54
U17	1.24
U18	1.13
U19	0.57
U20	0.27
U21	0.31
U22	0.89
	0.00



Hidrogramas Unitarios para la cuenca Angostura

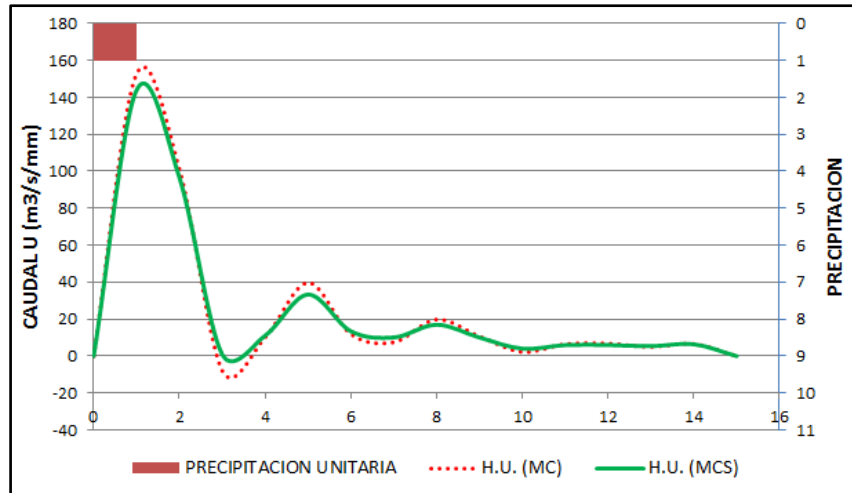
Evento 1987-1988

U	k=0.3	
	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0
U1	8.846	14.13
U2	66.369	56.88
U3	46.539	51.38
U4	47.480	47.39
U5	48.344	45.71
U6	26.430	26.76
U7	19.452	20.45
U8	16.531	19.54
U9	31.809	24.04
U10	13.081	19.98
U11	22.018	18.73
U12	14.580	15.37
U13	9.367	6.86
U14	0.592	5.30
U15	12.501	9.69
U16	6.717	5.27
U17	0.104	2.85
U18	4.927	4.01
U19	5.471	5.14
U20	3.064	1.77
U21	-2.837	0.16
U22	5.769	3.93
	0	0



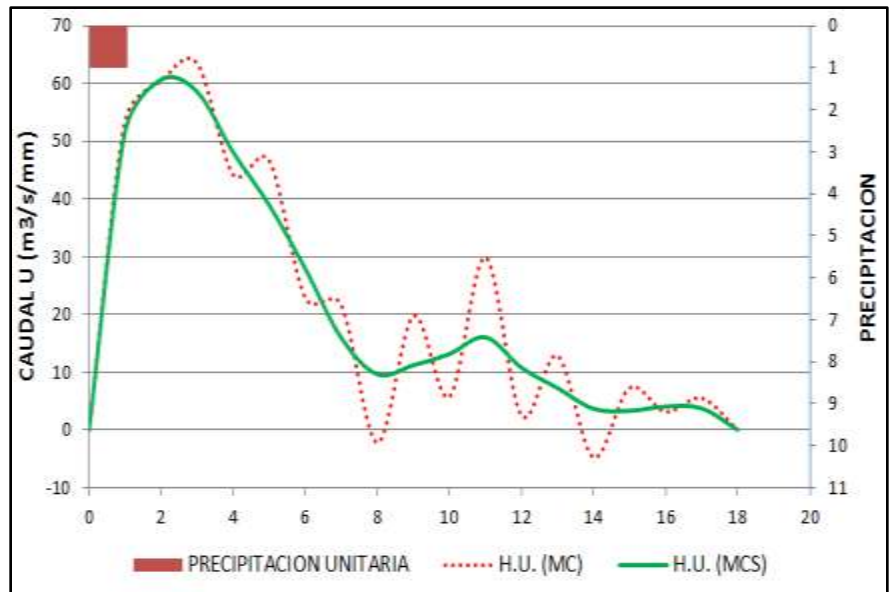
Evento 1994-1995

k=1.5		
U	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0
U1	152.640	143.84
U2	101.165	96.63
U3	-7.973	0.84
U4	10.080	11.06
U5	39.715	33.30
U6	11.826	13.41
U7	7.465	10.05
U8	19.842	16.99
U9	10.671	10.04
U10	2.165	4.03
U11	6.485	5.97
U12	6.843	6.02
U13	4.960	5.35
U14	6.617	6.43
	0	0



Evento 1995-1996

k=1		
U	Q (MC)	Q (MSC)
	0	0
U1	53.53	51.63
U2	60.45	60.68
U3	63.47	58.57
U4	44.18	48.09
U5	46.66	38.92
U6	22.86	27.93
U7	21.61	15.91
U8	-2.20	9.64
U9	19.71	11.20
U10	5.70	13.14
U11	29.85	16.04
U12	2.48	10.78
U13	12.84	7.26
U14	-4.76	3.66
U15	7.27	3.31
U16	3.11	4.03
U17	5.52	3.74
	0.00	0



2. EJEMPLO DE LA CONVOLUCION DEL H.U DE LA CUENCA COLORADO CON LA TORMENTA DE PROYECTO DE 10 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.

Este subcapítulo de los anexos es solo un ejemplo del procedimiento que se realizó (convolucion), con los hidrograma unitarios de cada cuenca y las tormentas de proyecto para la obtención de los caudales de diseño.

La tabla 34 muestra el hidrograma unitario y la tormenta de proyecto ($\Delta t=1$ hora) correspondiente al periodo de 10 años de la cuenca Colorado.

TABLA 31

Tabla del H.U. de la cuenca Colorado y la tormeta de proyecto de T=10 años

<i>Qu</i>	<i>HU Cuenca Colorado</i>	<i>Tormenta</i>	<i>Tormenta efectiva</i>
	0	7.9	0.0
U1	4.72	22.5	0.0
U2	7.87	53.0	25.4
U3	4.99	12.5	8.5
U4	3.24	5.5	3.9
U5	1.85	4.0	2.9
U6	1.18		
U7	2.41		
U8	0.73		
U9	0.25		
U10	0.89		
U11	0.97		
U12	0.81		
U13	0.22		
U14	0.13		
U15	0.52		
U16	0.57		
U17	0.28		
U18	0.40		
	0		

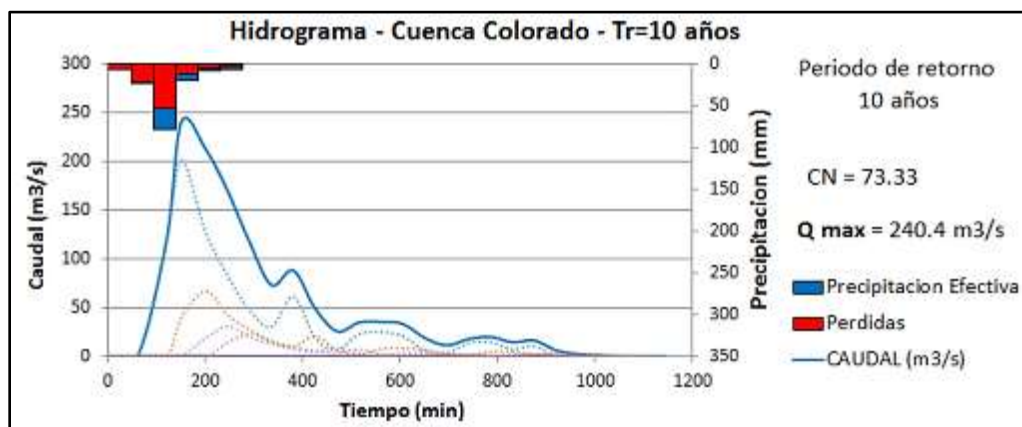
La tormenta efectiva se lo determino por el método del número de curva CN, teniendo para la cuenca un valor de CN de 73.33.

La tabla 34 muestra una planilla que sirvió para el proceso de convolucion, mostrándonos los conceptos de linealidad (desfase de hidrogramas) y superposición para el hidrograma resultante; lo cual para nuestro trabajo se cumplió el objetivo de obtener el caudal máximo de diseño por medio de un H.U. representativo de la cuenca. Esto mismo se realizó para todas las simulaciones.

TABLA 32

Tabla de convolucion del H.U. de la cuenca Colorado y la tormenta de proyecto de $T=10$ años

DURACION (min)	60	120	180	240	300	CAUDAL M3/S
P efectiva (mm)	0.0	25.4	8.5	3.9	2.9	
H.U						
0						0
4.72	0.0					0.0
7.87	0.1	120.2				120.3
4.99	0.0	200.3	40.1			240.4
3.24	0.0	127.0	66.8	18.4		212.3
1.85	0.0	82.6	42.3	30.7	13.8	169.5
1.18	0.0	47.2	27.5	19.5	23.0	117.2
2.41	0.0	30.0	15.7	12.7	14.6	73.0
0.73	0.0	61.2	10.0	7.2	9.5	88.0
0.25	0.0	18.5	20.4	4.6	5.4	49.0
0.89	0.0	6.5	6.2	9.4	3.4	25.5
0.97	0.0	22.7	2.2	2.8	7.0	34.7
0.81	0.0	24.7	7.6	1.0	2.1	35.4
0.22	0.0	20.7	8.2	3.5	0.7	33.2
0.13	0.0	5.6	6.9	3.8	2.6	18.9
0.52	0.0	3.3	1.9	3.2	2.8	11.2
0.57	0.0	13.3	1.1	0.9	2.4	17.6
0.28	0.0	14.4	4.4	0.5	0.6	20.0
0.40	0.0	7.2	4.8	2.0	0.4	14.4
0	0.0	10.2	2.4	2.2	1.5	16.3
		0.0	3.4	1.1	1.7	6.1
				1.6	0.8	2.4
					1.2	1.2
						0.0
						Qmax
						240.4



3. EJEMPLO DEL PROCESO DE OBTENCIÓN DEL H.U ADIMENSIONAL DEL SCS.

Para el ejemplo se utilizara los parámetros de la cuenca Colorado, donde obteniendo los datos del caudal pico unitario y tiempo pico unitario , se aplicó la tabla 2.8 del capítulo 2 donde se relacionan estos parámetros.

CUENCAS	AREA (A)	Tiempo de concentración (Tc)		Tiempo de retraso (T lag)		Tiempo pico (Tp)		Duración (Δt)	Caudal pico unitario (Up)
	Km2	hra	min	hra	min	hra	min	min	
<i>Colorado</i>	104.7	2.6	156	1.56	93.6	1.81	109	30	12.03

Inicialmente se obtuvo el H.U tal cual indica el método, pero las ordenadas del hidrograma no tenían un intervalo fijo en el tiempo, entonces se hizo una regresión lineal obteniendo los valores del hidrograma unitario para cada 30 min , lo cual es óptimo porque tienen que coincidir con el tiempo de duración de lluvia, ya que para este estudio se obtuvieron tormentas de proyecto para duraciones de 30 min.

La tabla 36 muestra el hidrograma unitario inicial, su optimización para intervalos de tiempo de 30 min y la tormenta de proyecto para el periodo de 10 años.

TABLA 33

Tabla del H.U.adimensional de la cuenca Colorado y la tormeta de proyecto de T=10 años

H.U. adimensional de la cuenca		H.U. adimensional de la cuenca		Tormenta	Tormenta efectiva
tiempo	caudal unitario	tiempo	caudal unitario		
T minutos	Q M3/S	T minutos	Q M3/S	(mm)	(mm)
0	0	0	0	0	0
22	1.2	30	2	4.36	0.00
43	3.7	60	7	7.02	0.00
65	7.9	90	11.4	13.15	0.37
87	11.2	120	11.8	33.21	11.34
109	12.0	150	9.6	19.79	11.32
130	11.2	180	6.1	9.37	6.09
152	9.4	210	3.8	5.45	3.71
174	6.7	240	2.5	3.56	2.48
195	4.7	270	1.5	2.97	2.11
217	3.4	300	1.0	2.51	1.80
239	2.5	330	0.6	2.15	1.56
261	1.8	360	0.4	1.86	1.36
282	1.3	390	0.3		
304	0.9	420	0.2		
326	0.7	450	0.1		
348	0.5	480	0.1		
369	0.3	510	0.02		
391	0.3	540	0.01		
413	0.2	570	0		
434	0.1				
456	0.1				
478	0.1				
500	0.0				
521	0.0				
543	0				

4. EJEMPLO DE LA CONVOLUCION DEL H.U ADIMENSIONAL DEL SCS PARA LA CUENCA COLORADO.

Para la convolucion del hidrograma unitario y obtener el hidrograma resultante se trabajó con la tormenta efectiva, obtenida con el método del SCS, y el hidrograma unitario adimensional obtenida por los parámetros de la cuenca colorado. La tabla 35 muestra la planilla que se utilizó para la convolucion y obtención del caudal máximo, y de la misma manera que el anterior método, se siguió los conceptos de linealidad y superposición del H.U.

TABLA 34

Tabla de convolucion del H.U. adimensional de la cuenca Colorado y la tormeta de proyecto de T=10 años

DURACION (min)	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	360	Caudal total (m ³ /s)
P efectiva	0.00	0.00	0.37	11.34	11.32	6.09	3.71	2.48	2.11	1.80	1.56	1.36	
H.U.Adim													
0.00	0.0												0.0
2.00	0.0	0.0											0.0
6.95	0.0	0.0	0.0										0.0
11.42	0.0	0.0	0.7	0.0									0.7
11.77	0.0	0.0	2.6	22.7	0.0								25.3
9.60	0.0	0.0	4.2	78.8	22.6	0.0							105.7
6.10	0.0	0.0	4.4	129.5	78.7	12.2	0.0						224.7
3.75	0.0	0.0	3.6	133.5	129.3	42.3	7.4	0.0					316.0
2.45	0.0	0.0	2.3	108.9	133.2	69.5	25.8	5.0	0.0				344.6
1.50	0.0	0.0	1.4	69.2	108.7	71.7	42.4	17.2	4.2	0.0			314.7
0.99	0.0	0.0	0.9	42.5	69.1	58.5	43.7	28.3	14.7	3.6	0.0		261.2
0.62	0.0	0.0	0.6	27.8	42.5	37.1	35.6	29.2	24.1	12.5	3.1	0.0	212.5
0.40	0.0	0.0	0.4	17.0	27.7	22.8	22.6	23.8	24.8	20.6	10.8	2.7	173.3
0.26	0.0	0.0	0.2	11.2	17.0	14.9	13.9	15.1	20.3	21.2	17.8	9.5	141.1
0.18	0.0	0.0	0.1	7.0	11.2	9.1	9.1	9.3	12.9	17.3	18.4	15.5	110.0
0.12	0.0	0.0	0.1	4.5	7.0	6.0	5.6	6.1	7.9	11.0	15.0	16.0	79.2
0.08	0.0	0.0	0.1	2.9	4.5	3.8	3.7	3.7	5.2	6.8	9.5	13.1	53.2
0.02	0.0	0.0	0.0	2.0	2.9	2.4	2.3	2.5	3.2	4.4	5.9	8.3	33.9
		0.0	0.0	1.4	2.0	1.6	1.5	1.5	2.1	2.7	3.8	5.1	21.7
			0.0	0.9	1.4	1.1	1.0	1.0	1.3	1.8	2.3	3.3	14.1
				0.2	0.9	0.7	0.7	0.6	0.8	1.1	1.5	2.0	8.7
					0.2	0.5	0.4	0.4	0.5	0.7	1.0	1.3	5.2
						0.1	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	3.0
							0.1	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	1.8
								0.0	0.2	0.2	0.3	0.4	1.1
									0.0	0.1	0.2	0.2	0.6
										0.0	0.1	0.2	0.3
											0.0	0.1	0.1
												0.0	0.0
												Qmax	344.6

El mismo procedimiento se siguió para las demás simulaciones

ANEXO E

1. COEFICIENTES INICIALES DE CN EN TODOS LOS EVENTOS.

Como ya se lo indico en el capítulo 5, se realiza un proceso de determinación de lluvia efectiva y a partir de esos datos obtener el número de curva correspondiente, en teoría estos valores de CN son los más correctos posibles , pero pueden tener una cierta variación en el proceso de calibración

Metodología

1. Elegir preliminarmente el evento, ya sea para calibrar o verificar.
2. Seleccionar el hidrograma del evento elegido preliminarmente.
3. Identificar el caudal base del hidrograma, por el método más conveniente, en este trabajo se utilizó el método de curva de recesión en una hoja semilog.(para ver los diferentes métodos de separación de caudal base ver la referencia (Villon Bejar, 2011b))
4. Separar el caudal base del caudal total, dándonos como resultado el hidrograma de caudal efectivo.
5. Calcular el volumen total del caudal efectivo en m³, por los diferentes métodos propuestos, se recomienda el método de áreas.
6. Obtener, del hietograma, el valor de precipitación acumulado.
7. Teniendo los valores de volumen y área de la cuenca, calcular la precipitación efectiva.
8. Aplicar la formula (2.19) del capítulo 2, teniendo ya la precipitación efectiva y la precipitación total, para obtener el valor de infiltración efectiva
9. Calcular el valor de CN de la ecuación (2.20) , teniendo el valor de infiltración efectiva.

Tomar en cuenta las unidades que se están trabajando, ya que la fórmula planteada original viene en unidades del sistema inglés.

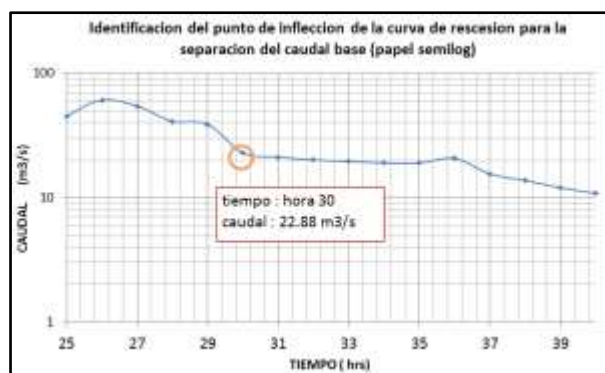
A modo de ejemplo solo se realizara una explicación a detalle un evento (1996-1997) de la cuenca Colorado, y para los demás eventos se presentaran de manera directa talas de caudales, precipitaciones y parámetros del evento para obtener el valor de CN.

Ejemplo de obtención del valor de CN con datos de lluvia-caudal

Evento 1996-1997 de la cuenca Colorado

Inicialmente se presentara los registros de caudal, caudal base y caudal efectivo, ya que se realizó la separación por el método de curva de recesión en una hoja semilogaritmico.

Nº	CAUDAL (m ³ /s)	Caudal Base	Caudal efectivo
0	1.20	1.20	0
1	1.0	1.08	0
2	0.9	0.96	0
3	0.9	0.96	0
4	0.9	0.96	0
5	0.9	0.96	0
6	0.9	0.96	0
7	1.0	1.08	0
8	1.0	1.08	0
9	1.33	1	0.33
10	6.31	3	3.31
11	51.81	4	47.81
12	117.6	5	112.68
13	111.15	6	105.15
14	107.32	7	100.32
15	104.81	8	96.81
16	95.06	9	86.06
17	79.16	10	69.16
18	60.9	11	49.90
19	45.88	12	33.88
20	38.81	13	25.81
21	35.14	14	21.14
22	29.00	15	14.0
23	27.72	16.8	10.92
24	29.00	18	11.00
25	45.07	19.4	25.67
26	60.90	20	40.9
27	54.45	21.5	32.95
28	41.10	22	19.10
29	38.81	22.5	16.31
30	22.88	22.88	0
31	21.19	21.19	0
32	20.10	20.10	0
33	19.56	19.56	0
34	19.04	19.04	0
35	19.04	19.04	0
36	20.64	20.64	0
37	15.55	15.55	0
38	13.72	13.72	0
39	12.01	12.01	0
40	10.80	10.80	0
41	9.65	9.65	0
42	8.93	8.93	0



Teniendo el caudal efectivo se puede obtener el volumen por medio de la siguiente ecuación.

$$V = \frac{B * b}{2} * h$$

$V =$ Volumen

$B =$ Caudal 1 (m³/h)

$b =$ Caudal 2 de la siguiente hora (m³/h)

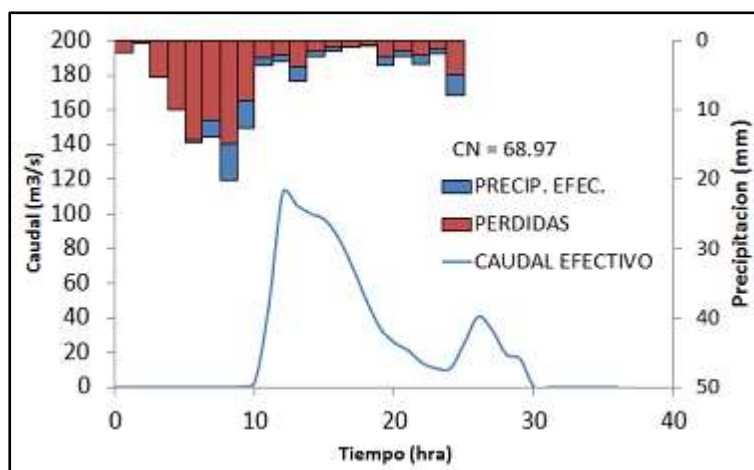
$h =$ Tiempo en horas

Para el estudio se tuvieron que transformar los caudales de (m³/s) a (m³/h) para poder realizar el cálculo de volumen efectivo o realizar los cálculos con m³/s y al final se tendrá ((m³/s)* h) y multiplicar por 3600(s/h) para eliminar las unidades de hora y segundo , y obtener el volumen

Se presentara una tabla que muestre el caudal efectivo junto con la precipitación y la precipitación efectiva (método del número de curva), junto esta tabla una figura y encima un cuadro de los coeficientes necesarios para obtener el valor del número de curva (CN). Cabe aclarar que para la precipitación efectiva mostrada en la figura, se obtuvo primero el valor de CN de manera analítica con los coeficientes del cuadro y utilizando las ecuaciones del método presentadas en el capítulo 2.

Nº	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect
0	0	0	0
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	1.6	0
5	0	0.3	0
6	0	5.3	0
7	0	9.9	0
8	0	14.2	0.41
9	0.33	11.5	2.46
10	3.31	14.9	5.27
11	47.81	8.7	3.92
12	112.68	2.4	1.17
13	105.15	2.0	1.02
14	100.32	3.8	1.97
15	96.81	1.5	0.80
16	86.06	1.0	0.52
17	69.16	0.9	0.00
18	49.90	0.5	0.28
19	33.88	2.2	1.25
20	25.81	1.4	0.79
21	21.14	2.1	1.22
22	14.0	1.2	0.68
23	10.92	4.9	2.95
24	11.00		
25	25.67		
26	40.9		
27	32.95		
28	19.10		
29	16.31		
30	0		
31	0		

COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m ³ /s * hora	922.308
Volumen acumulado en m ³	3320309.8
Área total de la cuenca km ²	105.316
Área total de la cuenca m ²	1.05315*10 ⁸
Precipitación total en mm	100.7
Precipitación total en pulgadas	3.963
Precipitación efectiva en mm	31.5271
Precipitación efectiva en pulgadas	1.2412
Valor de S	4.4978
Valor de la	22.8489
CN	68.9759



Explicación de los coeficientes del cuadro.

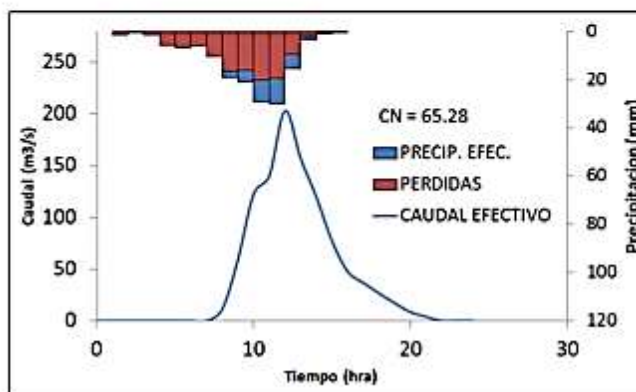
- Volumen acumulado es la sumatoria del volumen del caudal efectivo hallado previamente
- Volumen acumulado en m^3 , a este coeficiente se lo multiplica por el tiempo en segundos, en este caso por 3600 porque los volúmenes están calculados por hora. Este valor es necesario para hallar la precipitación efectiva.
- Área total de la cuenca, es el área de la cuenca de estudio pero en km^2 .
- Área total de la cuenca en m^2 , es necesario para hallar la precipitación efectiva, tal que se relacionara con el volumen acumulado que está en m^3 .
- Precipitación total en mm , es la precipitación total acumulada en todo el evento dentro de esa cuenca, lo que se realizó es obtener las precipitaciones por cada estación, dentro del tiempo del evento, y hacer un promedio para hallar el total.
- Precipitación total en pulgadas, se lo cambia de unidad porque la fórmula original (SCS) para la obtención del valor de CN están en pulgadas. (Aunque en el anexo A, la ecuación, se lo cambia al sistema internacional).
- Precipitación efectiva en mm , es la relación entre el volumen acumulado en m^3 y el área total de la cuenca en m^2 ($hp = \text{volumen}/\text{área}$)
- Precipitación efectiva en pulgadas, se lo cambia de unidad porque la fórmula original del SCS o del método de CN usa sus coeficientes en pulgadas.
- Valor de S, es el coeficiente que se utiliza en para la obtención del CN (ecuación 2.20)
- Valor de Ia, es el coeficiente que se utiliza en para la obtención del CN (ecuación 2.17)
- CN, es el valor CN en condición II; se lo mantiene en esa condición porque el modelo hidrológico utiliza los valores de CN en condición II.

Solo para este evento ya explicado, se muestra a detalle el proceso de obtención del coeficiente o del valor de CN; para los siguientes eventos solo se mostraran tablas de caudales y precipitación, los cuadros de coeficientes y gráficas.

EVENTOS CUENCA COLORADO**CUENCA COLORADO - EVENTO 1997-1998**

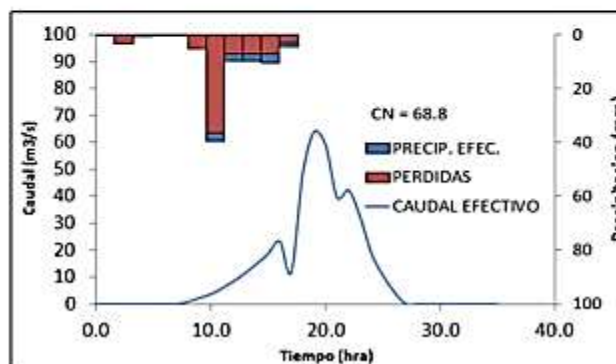
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.0	
1	0	1.4	0.00
2	0	0.4	0.00
3	0	1.2	0.00
4	0	5.8	0.00
5	0	6.6	0.00
6	0	6.0	0.00
7	0	10.4	0.00
8	11.41	16.3	2.71
9	59.44	16.0	5.18
10	122.8	20.0	8.99
11	140.4	19.4	10.69
12	203.3	9.5	5.82
13	157.2	2.0	1.25
14	119.84	0.4	0.28
15	77.16	0.2	0.10
16	47.82	0.0	0.00
17	36.74		
18	26.50		
19	17.09		
20	8.521		
21	3.947		
22	0		
23	0		
24	0		

Cuenca Colorado – Evento 1997-1998	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	1032.35
Volumen acumulado en m3	3716471.8
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	115.9
Precipitación total en pulgadas	4.5647
Precipitación efectiva en mm	35.288
Precipitación efectiva en pulgadas	1.38931
Valor de S	5.318
Valor de la	27.015
CN	65.282

**CUENCA COLORADO - EVENTO 1998-1999**

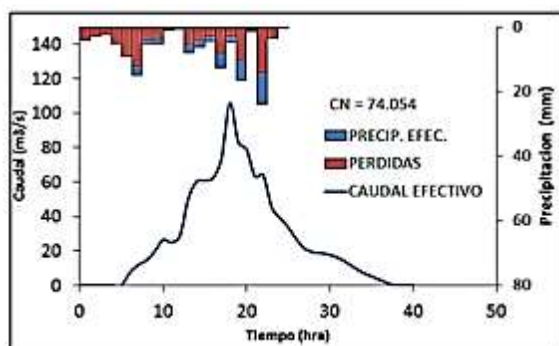
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.0	
1	0.8	1.4	0.00
2	2.2	0.4	0.00
3	3.6	1.2	0.00
4	5.9	5.8	0.00
5	8.5	6.6	0.00
6	11.5	6.0	0.00
7	15.0	10.4	0.00
8	18.7	16.3	2.71
9	23.3	16.0	5.18
10	11.7	20.0	8.99
11	48.3	19.4	10.69
12	64.0	9.5	5.82
13	58.9	2.0	1.25
14	39.4	0.4	0.28
15	42.2	0.2	0.10
16	32.4	0.0	0.00
17	18.6		
18	10.6		
19	4.34		
20	0		
21	0		
22	0		
23	0		
24	0		

Cuenca Colorado – Evento 1998-1999	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	420.798
Volumen acumulado en m3	1514875
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	71.5
Precipitación total en pulgadas	2.815
Precipitación efectiva en mm	14.384
Precipitación efectiva en pulgadas	0.566
Valor de S	4.528
Valor de la	23.004
CN	68.830



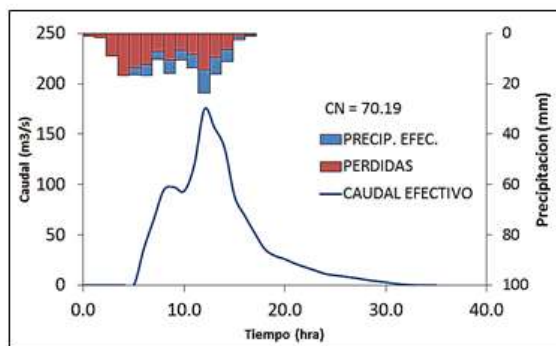
CUENCA COLORADO - EVENTO 1992-1993							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	4.3	0	22	63.9	0	0
1	0	3.0	0	23	45.5	0	0
2	0	2.4	0	24	39.0	0	0
3	0	5.3	0	25	33.6	0	0
4	0	8.7	0.27	26	26.6	0	0
5	0	12.2	2.69	27	21.2	0	0
6	7.3	4.0	1.34	28	19.2	0	0
7	11.8	3.8	1.44	29	18.7	0	0
8	14.5	0.8	0.33	30	17.6	0	0
9	19.7	0.5	0.19	31	15.9	0	0
10	26.4	5.5	2.42	32	13.2	0	0
11	24.9	4.2	2.01	33	10.0	0	0
12	28.5	2.9	1.49	34	7.2	0	0
13	49.9	8.1	4.46	35	5.1	0	0
14	60.1	3.0	1.77	36	3.1	0	0
15	60.8	10.2	6.37	37	1.1	0	0
16	62.4	0.8	0.51	38	0	0	0
17	73.7	14.2	9.67	39	0	0	0
18	105.7	3.5	0.00	40	0	0	0
19	83.1	0.2	0.11				
20	78.9	0.	0				
21	63.2	0.	0				

Cuenca Colorado – Evento 1992-1993	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	1113.264
Volumen acumulado en m3	4007752.2
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	111.2
Precipitación total en pulgadas	4.3760
Precipitación efectiva en mm	38.054
Precipitación efectiva en pulgadas	1.4982
Valor de S	4.55
Valor de la	23.1140
CN	74.054



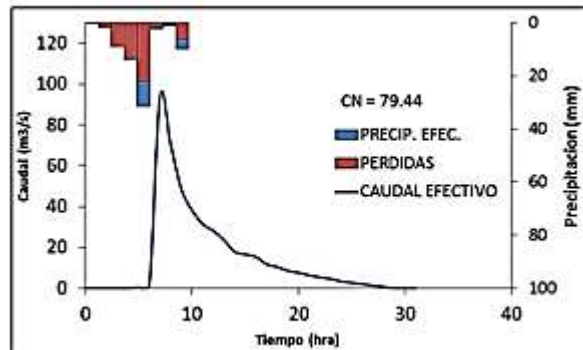
CUENCA COLORADO - EVENTO 1993-1994							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	1.2		22	18.0	0	0
1	0	1.8	0	23	14.8	0	0
2	0	9.0	0	24	11.4	0	0
3	0	16.6	0	25	10.0	0	0
4	0	13.7	2.91	26	8.6	0	0
5	0	12.4	4.43	27	7.3	0	0
6	36.4	7.2	3.21	28	5.5	0	0
7	66.1	10.5	5.33	29	4.2	0	0
8	95.1	6.7	3.76	30	3.0	0	0
9	97.5	8.5	5.09	31	1.6	0	0
10	93.7	14.5	9.35	32	0.7	0	0
11	119.5	9.5	6.56	33	0	0	0
12	174.7	6.6	4.70	34	0	0	0
13	156.5	1.5	1.09	35	0	0	0
14	136.4	0.6	0.44				
15	88.4	0.0	0				
16	69.3	0.0	0				
17	51.7	0.0	0				
18	35.9	0.0	0				
19	29.4	0.0	0				
20	26.0	0.0	0				
21	21.5	0.0	0				

Cuenca Colorado – Evento 1993-1994	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	1383.3548
Volumen acumulado en m3	4980077.28
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	120.7
Precipitación total en pulgadas	4.7518
Precipitación efectiva en mm	47.28
Precipitación efectiva en pulgadas	1.861
Valor de S	4.2459
Valor de la	21.569
CN	70.19



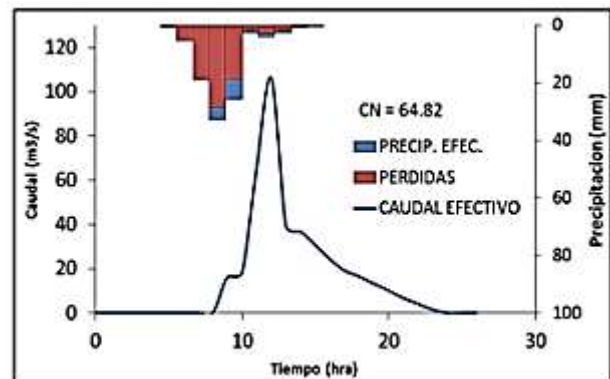
CUENCA COLORADO - EVENTO 1994-1995							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.1	0	22	4.6	0	0
1	0	1.7	0	23	3.4	0	0
2	0	8.8	0	24	2.7	0	0
3	0	12.7	1.29	25	2.0	0	0
4	0.4	22.1	9.30	26	1.3	0	0
5	1.3	1.4	0.76	27	0.7	0	0
6	93.6	0.7	0.39	28	0.0	0	0
7	70.6	6.0	3.59	29	0.0	0	0
8	48.7	0	0				
9	38.2	0	0				
10	31.5	0	0				
11	28.1	0	0				
12	23.7	0	0				
13	17.9	0	0				
14	16.5	0	0				
15	15.3	0	0				
16	11.8	0	0				
17	10.5	0	0				
18	8.6	0	0				
19	7.6	0	0				
20	6.3	0	0				
21	5.4	0	0				

Cuenca Colorado – Evento 1994-1995	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	451.552
Volumen acumulado en m3	1625588
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	53.6
Precipitación total en pulgadas	2.11
Precipitación efectiva en mm	15.435
Precipitación efectiva en pulgadas	0.60768
Valor de S	2.588
Valor de la	13.147
CN	79.440



CUENCA COLORADO - EVENTO 1995-1996							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		22	4.1	0	0
1	0	0	0	23	1.6	0	0
2	0	0	0	24	0	0	0
3	0	0	0	25	0	0	0
4	0	0.7	0				
5	0	5.3	0				
6	0	18.9	0				
7	0	28.7	4.1				
8	0.1	18.9	6.9				
9	16.2	1.7	0.7				
10	18.3	2.8	1.3				
11	65.9	1.7	0.8				
12	106.1	0.4	0.2				
13	39.4	0.03	0.01				
14	36.7	0	0				
15	30.6	0	0				
16	24.3	0	0				
17	19.2	0	0				
18	16.5	0	0				
19	13.2	0	0				
20	10.2	0	0				
21	6.8	0	0				

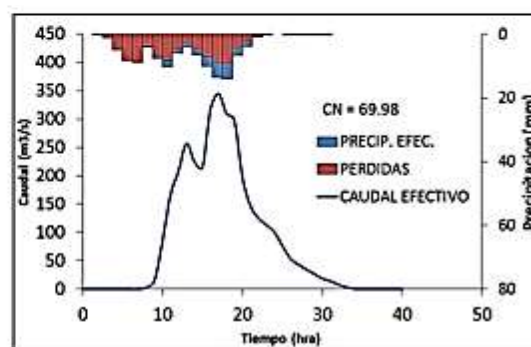
Cuenca Colorado – Evento 1995-1996	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	409.187
Volumen acumulado en m3	1473061
Área total de la cuenca km2	105.316
Área total de la cuenca m2	1.05316*10^8
Precipitación total en mm	79.0
Precipitación total en pulgadas	3.11
Precipitación efectiva en mm	13.98
Precipitación efectiva en pulgadas	0.550
Valor de S	5.426
Valor de la	27.56
CN	64.82



EVENTOS CUENCA BERMEJO

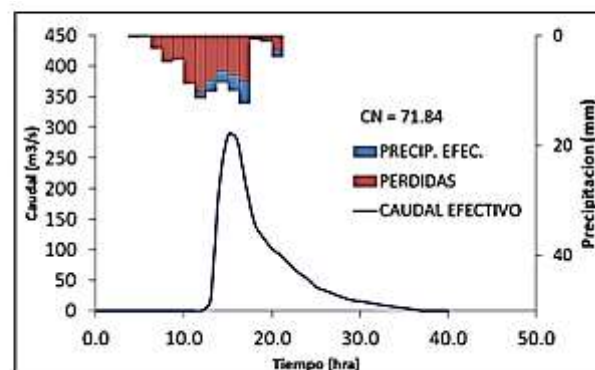
CUENCA BERMEJO - EVENTO 1993-1994							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.0	0	22	125.3	0.02	0.01
1	0	0.10	0	23	113.2	0.02	0.01
2	0	1.14	0	24	100.7	0.05	0.03
3	0	4.95	0	25	76.6	0	0
4	0	8.36	0	26	54.0	0	0
5	0	8.96	0	27	43.4	0	0
6	0	3.84	0.24	28	34.7	0	0
7	0	6.69	0.96	29	26.6	0	0
8	2.8	8.18	1.97	30	18.7	0	0
9	15.0	4.59	1.44	31	14.2	0	0
10	84.6	3.02	1.06	32	7.9	0	0
11	166.1	4.73	1.83	33	3.4	0	0
12	208.0	7.03	3.06	34	0.5	0	0
13	256.7	9.06	4.46	35	0	0	0
14	225.1	9.13	5.00	36	0		
15	214.9	4.19	2.44				
16	317.3	2.34	1.40				
17	345.3	0.52	0.32				
18	310.2	0.21	0.00				
19	297.7	0.00	0.0000				
20	197.9	0.04	0.02				
21	147.4	0.03	0.02				

Cuenca Bermejo – Evento 1993-1994	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3408.229
Volumen acumulado en m3	12269625
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.796729*10^8
Precipitación total en mm	87.6
Precipitación total en pulgadas	3.45
Precipitación efectiva en mm	25.579
Precipitación efectiva en pulgadas	1.00705
Valor de S	4.289
Valor de la	21.78816
CN	69.984



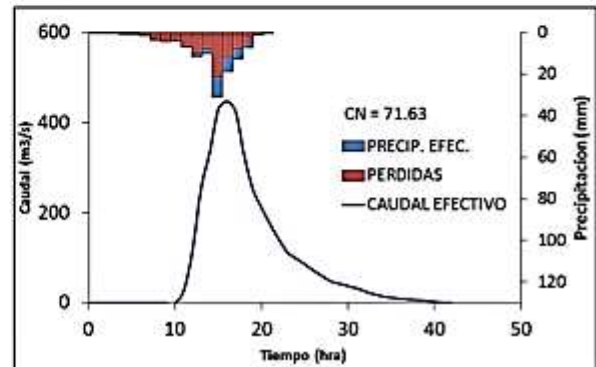
CUENCA BERMEJO - EVENTO 1994-1995							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0	0	22	76.4	0	0
1	0	0	0	23	62.6	0	0
2	0	0	0	24	52.5	0	0
3	0	0.3	0	25	39.0	0	0
4	0	0.2	0	26	33.3	0	0
5	0	2.4	0	27	27.6	0	0
6	0	4.8	0	28	22.2	0	0
7	0	4.3	0	29	17.5	0	0
8	0	8.7	0	30	15.4	0	0
9	0	10.3	1.08	31	13.2	0	0
10	0	8.1	1.98	32	10.6	0	0
11	0	6.4	2.10	33	8.2	0	0
12	0	7.1	2.84	34	6.1	0	0
13	16.1	8.4	3.92	35	4.6	0	0
14	199.7	0.5	0.26	36	2.6		
15	286.4	0.7	0.36				
16	280.9	2.5	1.31				
17	208.7	0	0				
18	144.2	0	0				
19	119.8	0	0				
20	101.8	0	0				
21	90.7	0	0				

Cuenca Bermejo – Evento 1994-1995	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	1840.0365
Volumen acumulado en m3	6624131
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.796729*10^8
Precipitación total en mm	64.6
Precipitación total en pulgadas	2.5436
Precipitación efectiva en mm	13.809
Precipitación efectiva en pulgadas	0.5436
Valor de S	3.918
Valor de la	19.903
CN	71.849



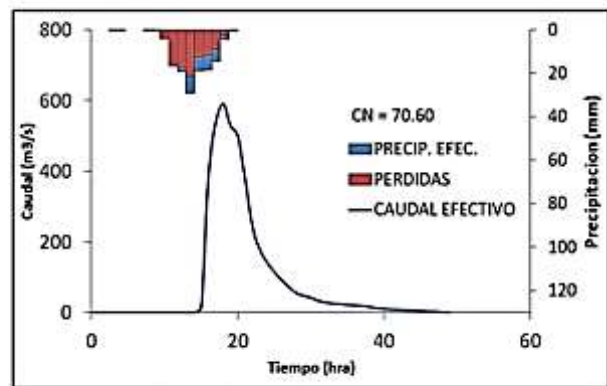
CUENCA BERMEJO - EVENTO 1997-1998							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.52		22	141.3	0	0
1	0	0.44	0	23	112.0	0	0
2	0	0.28	0	24	98.5	0	0
3	0	0.76	0	25	85.9	0	0
4	0	0.68	0	26	71.9	0	0
5	0	1.57	0	27	59.4	0	0
6	0	3.65	0	28	48.0	0	0
7	0	4.25	0	29	42.6	0	0
8	0	4.13	0	30	37.3	0	0
9	0	6.66	0.06	31	32.3	0	0
10	0	10.14	1.63	32	25.3	0	0
11	27.1	8.02	2.33	33	19.1	0	0
12	114.1	21.54	9.50	34	14.4	0	0
13	252.5	12.12	6.85	35	11.3	0	0
14	333.3	7.89	4.89	36	9.2	0	0
15	429.6	4.36	2.83	37	7.2	0	0
16	447.1	0.67	0.44	38	5.9	0	0
17	424.6	0.10	0.06	39	4.6	0	0
18	326.5	0	0	40	2.6	0	0
19	252.3	0	0	41	0	0	0
20	211.0	0	0				
21	174.2	0	0				

Cuenca Bermejo – Evento 1997-1998	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3821.2917
Volumen acumulado en m3	13756650
Área total de la cuenca km2	479.672
Área total de la cuenca m2	4.7967*10^8
Precipitación total en mm	87.8
Precipitación total en pulgadas	3.456
Precipitación efectiva en mm	28.679
Precipitación efectiva en pulgadas	1.1291
Valor de S	3.7674
Valor de la	19.1387
CN	72.635



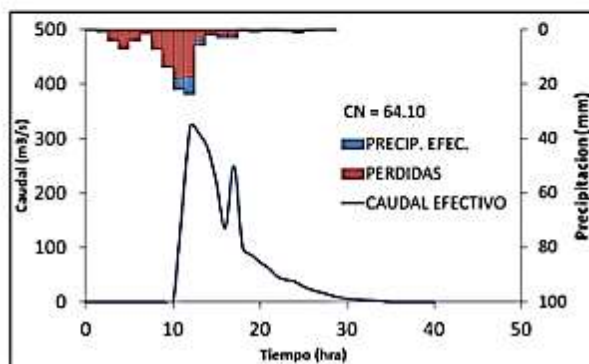
Cuenca Bermejo – Evento 1986-1987							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.01	0	26	92.2	0	0
1	0	0.01	0	27	72.1	0	0
2	0	0.00	0	28	55.7	0	0
3	0	0.00	0	29	47.5	0	0
4	0	0.01	0	30	41.8	0	0
5	0	0.40	0	31	33.5	0	0
6	0	4.26	0	32	28.6	0	0
7	0	16.62	0	33	25.2	0	0
8	0	16.95	2.38	34	23.5	0	0
9	0	21.40	7.89	35	21.7	0	0
10	0	12.64	6.39	36	20.1	0	0
11	0	11.79	6.81	37	18.9	0	0
12	0	8.98	5.63	38	16.1	0	0
13	0	2.65	1.72	39	12.9	0	0
14	0	0.48	0.32	40	10.4	0	0
15	14.6	0	0	41	9.1	0	0
16	387.2	0	0	42	7.9	0	0
17	539.2	0	0	43	6.8	0	0
18	590.6	0	0	44	5.7	0	0
19	528.8	0	0	45	4.8	0	0
20	498.9	0	0	46	3.2	0	0
21	377.8	0	0	47	2.3	0	0
22	244.6	0	0	48	1.0	0	0
23	179.1	0	0	49	0	0	0
24	142.1	0	0	50			
25	114.8	0	0	51			

Cuenca Bermejo – Evento 1986-1987	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	4178.627
Volumen acumulado en m3	15043057
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.796729*10^8
Precipitación total en mm	96.2
Precipitación total en pulgadas	3.786
Precipitación efectiva en mm	31.361
Precipitación efectiva en pulgadas	1.2346
Valor de S	4.163
Valor de la	21.15
CN	70.60



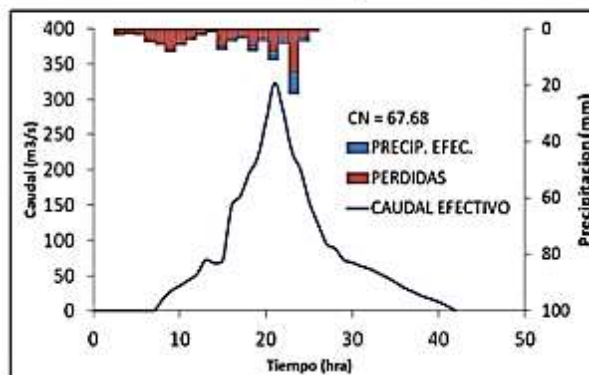
CUENCA BERMEJO - EVENTO 1995-1996							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0.1	0	22	46.4	0	0
1	0	0.9	0	23	40.5	0	0
2	0	4.2	0	24	37.4	0	0
3	0	7.0	0	25	28.1	0	0
4	0	4.2	0	26	21.9	0	0
5	0	1.6	0	27	17.4	0	0
6	0	7.4	0	28	12.7	0	0
7	0	13.5	0.64	29	8.9	0	0
8	0	18.0	4.02	30	5.8	0	0
9	0	17.4	6.42	31	4.8	0	0
10	0	4.0	1.75	32	3.8	0	0
11	160.8	1.5	0.66	33	2.8	0	0
12	323.3	2.2	1.01	34	1.4	0	0
13	308.7	2.1	1.00	35	0	0	0
14	281.3	0.3	0.15				
15	217.8	0.7	0.33				
16	135.5	0.2	0.08				
17	249.5	0.1	0.04				
18	99.3	0.4	0.18				
19	86.7	0.9	0.43				
20	72.6	0.2	0.10				
21	62.0	0.1	0.04				

Cuenca Bermejo – Evento 1995-1996	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	2229.28
Volumen acumulado en m3	8025432
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.796729*10^8
Precipitación total en mm	86.7
Precipitación total en pulgadas	3.4135
Precipitación efectiva en mm	16.7310
Precipitación efectiva en pulgadas	0.658702
Valor de S	5.6
Valor de la	28.4480
CN	64.103



CUENCA BERMEJO - EVENTO 1992-1993							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0	0	22	281.7	0	0
1	0	0	0	23	225.6	0	0
2	0	2.1	0	24	199.8	0	0
3	0	1.8	0	25	154.2	0	0
4	0	2.1	0	26	124.0	0	0
5	0	4.7	0	27	95.5	0	0
6	0	5.5	0	28	88.2	0	0
7	0	8.0	0	29	72.4	0	0
8	16.3	5.5	0.24	30	68.6	0	0
9	28.5	3.4	0.37	31	63.4	0	0
10	35.5	1.9	0.27	32	59.8	0	0
11	43.4	1.0	0.17	33	53.6	0	0
12	52.4	6.0	1.24	34	47.6	0	0
13	72.3	3.4	0.89	35	40.6	0	0
14	67.6	2.7	0.79	36	32.8		
15	72.8	5.9	1.95	37	27.4		
16	149.1	3.3	1.21	38	21.3		
17	162.2	7.8	3.23	39	17.4		
18	194.0	3.5	1.57	40	12.8		
19	217.0	15.4	7.84	41	7.0		
20	269.2	2.9	1.61	42	0		
21	322.6	0.4	0.21				

Cuenca Bermejo – Evento 1992-1993	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3396.6717
Volumen acumulado en m3	12228018
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.8*10^8
Precipitación total en mm	94.2
Precipitación total en pulgadas	3.710
Precipitación efectiva en mm	25.492
Precipitación efectiva en pulgadas	1.0036
Valor de S	4.773
Valor de la	24.2509
CN	67.687

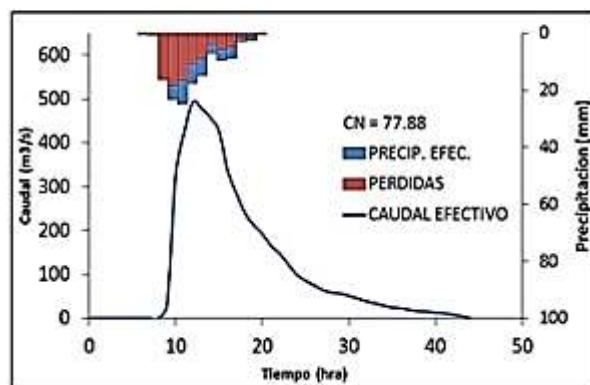


CUENCA BERMEJO - EVENTO 1990-1991						
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip. Efect.
0	0	0	0	23	123.0	
1	0	0	0	24	98.9	
2	0	0	0	25	85.9	
3	0	0	0	26	74.9	
4	0	0	0	27	64.4	
5	0	0	0	28	58.9	
6	0	0.5	0	29	56.7	
7	0	16.2	0	30	51.3	
8	0	18.6	4.60	31	45.1	
9	29.5	16.6	8.13	32	39.1	
10	325.6	11.0	6.69	33	34.4	
11	425.3	8.9	5.91	34	28.9	
12	492.8	4.1	2.83	35	24.5	
13	478.1	5.6	4.04	36	22.9	
14	457.3	4.9	3.64	37	19.4	
15	427.1	1.6	1.19	38	16.2	
16	337.0	1.4	1.08	39	15.5	
17	285.2	0.14	0.11	40	12.9	
18	240.1			41	11.5	
19	212.5			42	8.3	
20	192.2			43	4.8	
21	165.8			44	0	
22	147.8			45		

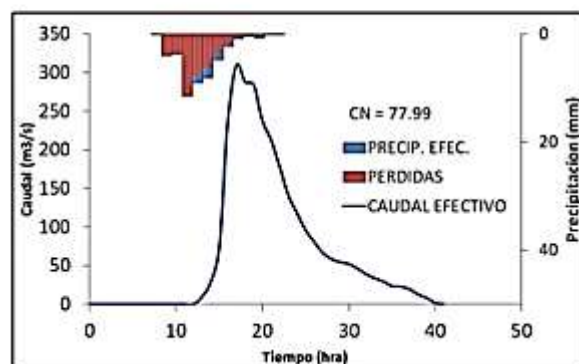
EVENTOS CUENCA ANGOSTURA

CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1988-1989						
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip. Efect.
0	0	0	0	23	141.3	
1	0	0	0	24	118.3	
2	0	0	0	25	96.1	
3	0	0	0	26	80.7	
4	0	0	0	27	66.6	
5	0	0	0	28	58.6	
6	0	0.003	0	29	54.5	
7	0	4.08	0	30	52.2	
8	0	3.86	0	31	46.3	
9	0	11.50	0	32	39.1	
10	0	7.54	1.54	33	33.6	
11	0	6.11	1.98	34	29.7	
12	0	3.47	1.36	35	23.5	
13	9.4	1.68	0.72	36	23.0	
14	28.1	0.63	0.28	37	19.7	
15	71.2	0.27	0.12	38	13.0	
16	236.7	0.48	0.21	39	8.2	
17	309.2	0.03	0.01	40	1.9	
18	287.8	0.01	0.00	41	0	
19	283.9			42		
20	237.9			43		
21	213.0			44		
22	178.2			45		

Cuenca Bermejo – Evento 1990-1991	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	5113.566
Volumen acumulado en m3	18408837
Área total de la cuenca km2	479.6729
Área total de la cuenca m2	4.8*10^8
Precipitación total en mm	89.5
Precipitación total en pulgadas	3.5243
Precipitación efectiva en mm	38.37789
Precipitación efectiva en pulgadas	1.51093
Valor de S	2.84
Valor de la	14.4272
CN	77.88



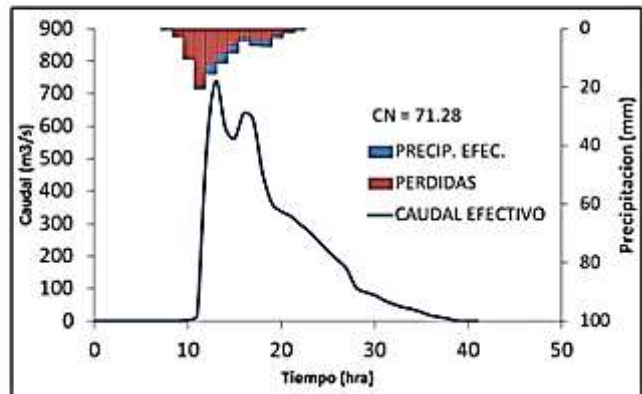
Cuenca Angostura – Evento 1988-1989	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	2761.6865
Volumen acumulado en m3	994207
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	1407800000
Precipitación total en mm	40.45
Precipitación total en pulgadas	1.5926
Precipitación efectiva en mm	7.0621
Precipitación efectiva en pulgadas	0.27803
Valor de S	2.822
Valor de la	14.33
CN	77.991



ANEXO E

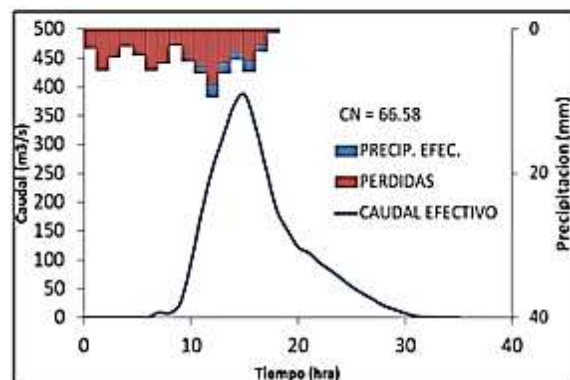
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1990-1991							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0	0	23	275.6		
1	0	0	0	24	246.5		
2	0	0	0	25	215.8		
3	0	0	0	26	189.3		
4	0	0	0	27	161.3		
5	0	0	0	28	104.2		
6	0	0.28	0	29	89.8		
7	0	2.74	0	30	80.2		
8	0	10.42	0	31	64.6		
9	0	19.66	0.87	32	52.7		
10	4.9	12.04	3.40	33	43.0		
11	18.6	8.50	3.32	34	37.2		
12	523.4	5.67	2.56	35	27.9		
13	739.8	2.93	1.42	36	17.1		
14	597.5	3.93	2.00	37	12.7		
15	562.1	3.93	2.10	38	7.4		
16	639.6	2.07	1.15	39	0		
17	620.8	0.85	0.48				
18	457.5	0.06	0.00				
19	363.6						
20	338.2						
21	323.5						
22	299.2						

Cuenca Angostura – Evento 1990-1991	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	7113.91
Volumen acumulado en m3	25610084
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	1407800000
Precipitación total en mm	73.05854
Precipitación total en pulgadas	2.8763149
Precipitación efectiva en mm	18.1915
Precipitación efectiva en pulgadas	0.71620
Valor de S	4.029
Valor de la	20.4678
CN	71.280



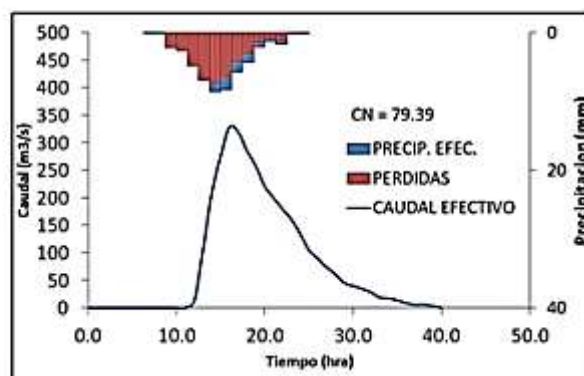
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1995-1996							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	2.62		23	82.5		
1	0	5.71	0	24	68.5		
2	0	3.87	0	25	53.7		
3	0	2.39	0	26	42.1		
4	0	3.60	0	27	31.7		
5	0	5.76	0	28	20.8		
6	0	4.65	0.05	29	14.1		
7	9.2	2.14	0.13	30	7.6		
8	7.6	4.05	0.42	31	2.4		
9	25.2	5.23	0.85	32	1.0		
10	94.5	7.65	1.80	33	0		
11	182.9	4.68	1.39	34	0		
12	258.2	3.19	1.06	35	0		
13	313.5	4.36	1.58				
14	367.6	2.18	0.85				
15	386.8	0.29	0.11				
16	333.3						
17	258.9						
18	187.0						
19	152.0						
20	122.5						
21	112.5						
22	95.5						

Cuenca Angostura – Evento 1995-1996	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3231.5195
Volumen acumulado en m3	11633470
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	1407800000
Precipitación total en mm	62.352
Precipitación total en pulgadas	2.4548
Precipitación efectiva en mm	8.2635
Precipitación efectiva en pulgadas	0.32533
Valor de S	5.019
Valor de la	25.4994
CN	66.58



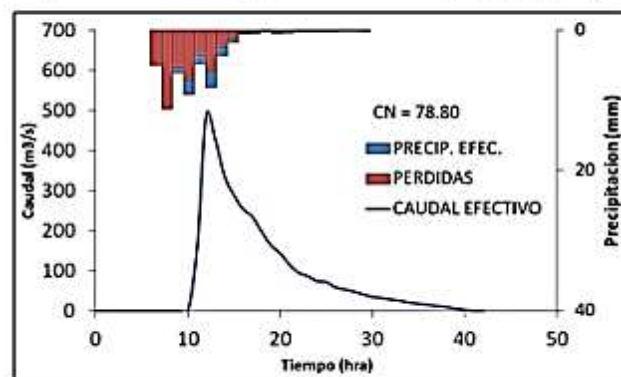
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1987-1988							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		23	161.1		
1	0	0	0	24	134.8		
2	0	0	0	25	104.6		
3	0	0	0	26	89.8		
4	0	0	0	27	73.8		
5	0	0	0	28	61.1		
6	0	0.1	0	29	45.6		
7	0	2.2	0	30	40.0		
8	0	2.7	0	31	34.6		
9	0	4.8	0	32	28.7		
10	0	6.9	0	33	18.8		
11	0	7.3	1.32	34	16.9		
12	11.9	6.3	1.98	35	14.0		
13	105.0	4.1	1.64	36	8.8		
14	208.3	3.0	1.33	37	5.7		
15	275.3	1.4	0.66	38	5.9		
16	328.3	0.9	0.43	39	3.7		
17	319.2	1.1	0.57	40	0		
18	285.0	0.2	0.00				
19	257.4	0.1	0.0514				
20	220.6						
21	199.9						
22	180.0						

Cuenca Angostura – Evento 1987-1988	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3238.5663
Volumen acumulado en m3	11658839
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	1407800000
Precipitación total en mm	40.053
Precipitación total en pulgadas	1.61625
Precipitación efectiva en mm	8.281601
Precipitación efectiva en pulgadas	0.3260
Valor de S	2.595
Valor de la	13.183
CN	79.396



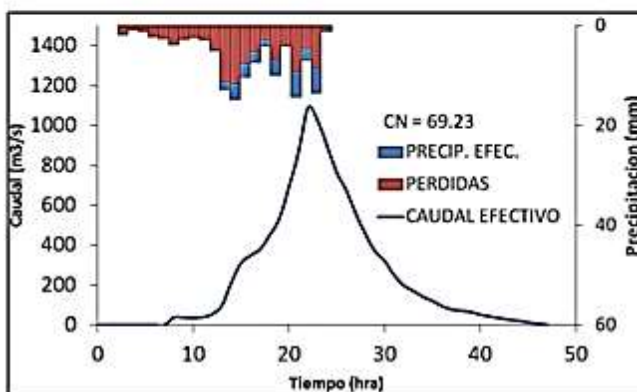
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1993-1994							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		23	86.5	0.02	0.01
1	0	0	0	24	74.2	0.05	0.03
2	0	0	0	25	71.7	0	0
3	0	0	0	26	58.8		
4	0	0	0	27	53.2		
5	0	4.99	0	28	47.9		
6	0	11.21	0	29	41.3		
7	0	5.40	0.73	30	35.0		
8	0	7.19	1.91	31	31.6		
9	0	3.53	1.26	32	28.3		
10	0	5.76	2.43	33	25.1		
11	155.6	2.45	1.15	34	20.8		
12	489.5	1.16	0.57	35	17.8		
13	425.4	0.40	0.20	36	14.9		
14	335.3	0.31	0.15	37	12.1		
15	288.7	0.06	0.03	38	9.3		
16	253.6	0.30	0.15	39	5.6		
17	234.9	0.23	0.12	40	3.0		
18	197.5	0.19	0.00		0		
19	163.8	0.07	0.0350				
20	144.0	0.04	0.02				
21	116.0	0.03	0.02				
22	95.4	0.02	0.01				

Cuenca Angostura – Evento 1993-1994	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	3537.15
Volumen acumulado en m3	12733761
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	1407800000
Precipitación total en mm	43.5
Precipitación total en pulgadas	1.71144
Precipitación efectiva en mm	9.045148
Precipitación efectiva en pulgadas	0.3561075
Valor de S	2.69
Valor de la	13.6652
CN	78.802



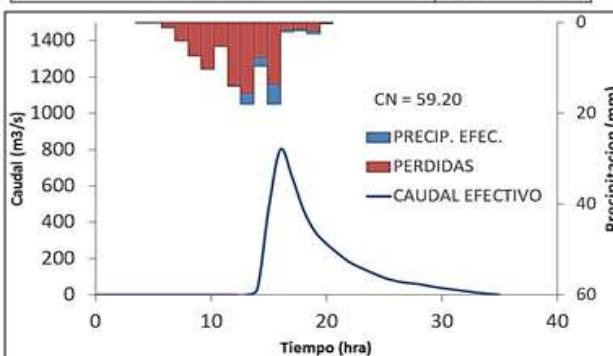
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1992-1993							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		24	895.8	0	0
1	0	0	0	25	764.1	0	0
2	0	1.8	0	26	673.9	0	0
3	0	0.9	0	27	556.4		
4	0	1.2	0	28	455.8		
5	0	2.2	0	29	369.9		
6	0	2.6	0	30	321.0		
7	0	3.9	0	31	249.3		
8	38.9	2.8	0	32	198.8		
9	38.3	2.3	0	33	171.3		
10	36.6	2.9	0	34	142.4		
11	40.1	4.9	0.04	35	120.9		
12	54.9	11.3	1.51	36	95.3		
13	99.7	11.6	3.22	37	78.7		
14	215.5	7.6	2.81	38	71.9		
15	311.2	5.2	2.19	39	65.3		
16	349.0	2.8	1.28	40	52.1		
17	380.8	6.7	3.24	41	43.7		
18	451.6	4.1	0.00	42	35.4		
19	534.9	9.1	5.09	43	27.3		
20	692.0	4.4	2.61	44	21.3		
21	866.5	8.4	5.17	45	13.5		
22	1088.7	0.7	0.44	46	5.9		
23	1023.9	0	0	47	0		

Cuenca Angostura – Evento 1992-1993	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	11652.7701
Volumen acumulado en m3	41949972
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	140780000
Precipitación total en mm	97.343
Precipitación total en pulgadas	3.8323
Precipitación efectiva en mm	29.798
Precipitación efectiva en pulgadas	1.1731
Valor de S	4.443
Valor de la	22.5705
CN	69.237



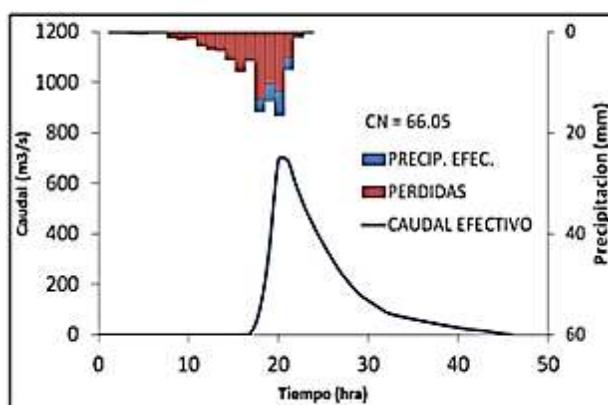
CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1994-1995							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		24	120.0		
1	0	0	0	25	94.5		
2	0	0	0	26	76.5		
3	0	0.1	0	27	66.0		
4	0	0.1	0	28	59.5		
5	0	1.2	0	29	47.5		
6	0	4.0	0	30	37.5		
7	0	7.4	0	31	29.2		
8	0	10.3	0	32	21.1		
9	0	5.3	0	33	12.7		
10	0	13.8	0.01	34	6.5		
11	0	15.6	2.35	35	0		
12	0	7.8	1.91	36			
13	0	13.6	4.36	37			
14	32.4	1.5	0.57	38			
15	483.2	1.4	0.51	39			
16	801.3	1.8	0.70	40			
17	651.3	0.1	0.05	41			
18	467.7			42			
19	348.5			43			
20	281.4			44			
21	227.5			45			
22	179.6			46			
23	148.4			47			

Cuenca Angostura – Evento 1994-1995	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	4192.2063
Volumen acumulado en m3	15091942.7
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	140780000
Precipitación total en mm	84.1
Precipitación total en pulgadas	3.31
Precipitación efectiva en mm	10.72
Precipitación efectiva en pulgadas	0.4220
Valor de S	6.89
Valor de la	35.001
CN	59.206



CUENCA ANGOSTURA - EVENTO 1997-1998							
N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.	N°	Caudal efectivo	Precip	Precip. Efect.
0	0	0		24	425.4		
1	0	0.1	0	25	358.8		
2	0	0.1	0	26	298.8		
3	0	0.4	0	27	243.8		
4	0	0.5	0	28	200.0		
5	0	0.2	0	29	160.6		
6	0	0.2	0	30	135.0		
7	0	1.2	0	31	111.5		
8	0	1.5	0	32	89.0		
9	0	1.4	0	33	77.3		
10	0	2.9	0	34	68.8		
11	0	3.5	0	35	60.8		
12	0	3.7	0	36	53.7		
13	0	5.7	0	37	47.0		
14	0	7.9	0	38	40.5		
15	0	5.3	0.44	39	34.0		
16	0.8	13.3	2.58	40	27.2		
17	11.1	10.5	3.26	41	21.4		
18	109.3	11.8	4.73	42	17.6		
19	340.2	5.1	2.33	43	13.8		
20	692.3	0.7	0.35	44	9.0		
21	692.0	0.0	0.02	45	3.7		
22	589.2			46	0		
23	499.2			47			

Cuenca Angostura – Evento 1997-1998	
COEFICIENTE	VALOR
Volumen acumulado en m3/s * hora	5432.055
Volumen acumulado en m3	19555398.5
Área total de la cuenca km2	1407.8
Área total de la cuenca m2	140780000
Precipitación total en mm	76.0
Precipitación total en pulgadas	2.991
Precipitación efectiva en mm	13.890
Precipitación efectiva en pulgadas	0.54687
Valor de S	5.1394
Valor de la	26.108
CN	66.05



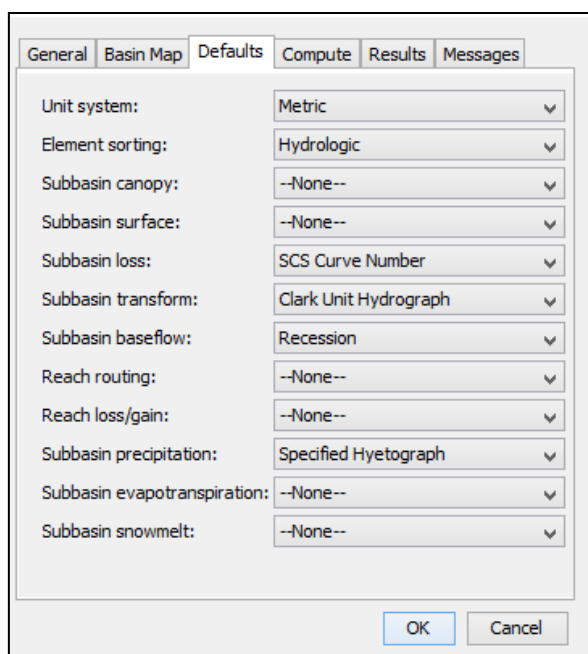
2. EJEMPLO DE USO Y RESULTADOS DE CALIBRACIÓN Y VERIFICACIÓN EN EL MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

A continuación se presentan los resultados que muestra el modelo HEC-HMS, pero previamente se dará una explicación del modo de ingreso de los datos en el modelo hidrológico.

Solo se realizara una explicación a detalle del primer proceso de calibración de la cuenca Colorado, ya que para los demás eventos es de manera similar el ingreso de datos y para la verificación es también de la misma manera, la única diferencia entre la calibración y verificación es que en calibración los parámetros se modifican a modo que se ajuste al observado, y para verificación los parámetros son fijos para las 3 eventos seleccionados de verificación. Lo único que es importante seguir es el ajuste de Nash-Sutcliffe y que los resultados muestren valores óptimos.

Ejemplo de uso del modelo Evento 1996-1997 – Cuenca Colorado

Creamos un nuevo proyecto e ingresamos las condiciones en las que va a trabajar el modelo hidrológico, estas condiciones están en la tabla 5.3 del capítulo 5 de la presente tesis. Nos vamos al menú superior y en el botón TOOLS ingresamos a la pestaña PROGRAM SETTINGS. Y dentro de ella la pestaña DEFAULT, como se ve en la siguiente ventana



Presionamos en ok y empezamos a crear los componentes en el que el programa tiene que trabajar para realizar la simulación.

- ***Componentes de la simulación.***

1. **Basin model manager**

Se identifica la barra de menús y se hace click en COMPONENTS y en BASIN MODEL MANAGER para crear el componente. *Imagen 1*

Una vez ya creada BASIN MODEL, para la cuenca de Colorado, se mostrara un mapa solo a modo esquemático, esto es opcional y no influye en ningún calculo en el programa. Para esto se hace click en la barra de menús a de VIEW y posteriormente en BACKGROUND para buscar el mapa de la cuenca en formato shape. *Imagen 2*

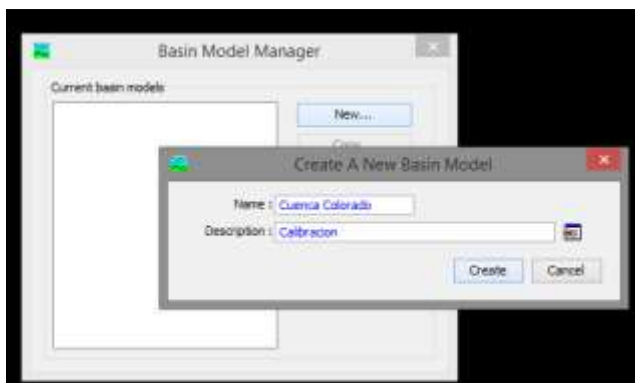


Imagen 1



Imagen 2

Ahora creamos el elemento de SUBBASIN, que será lo que simule a la cuenca entera, en la imagen se ve que tiene una salida pero eso lo es opcional , no influye en los cálculos *Imagen 3*

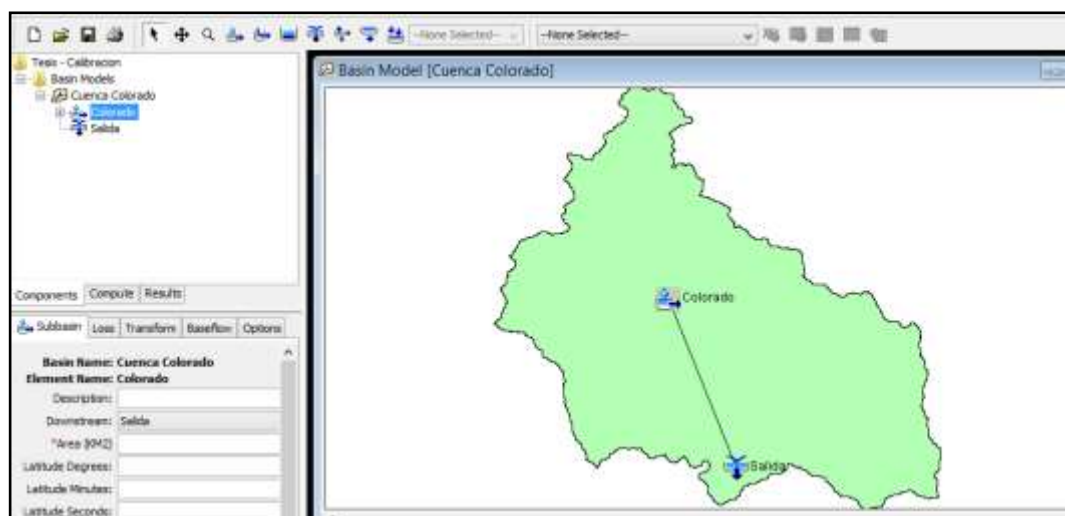


Imagen 3

Se empieza a introducir los parámetros de la modelación para la cuenca Colorado (ver cap. 6)

En la pestaña SUBBASIN (esquina inferior izquierda) se ingresara el área y se verificara las condiciones en las que se está trabajando e ingresamos el área de la cuenca en km2 y revisamos algunas condiciones en que ya ajustamos al inicio de crear los componentes. (Imagen 4), las perdidas (Imagen 5), el método de transformación (imagen 6) y el método de separación del caudal base (imagen 7). Finalmente en la parte de OPTIONS se ingresa los valores del hidrograma observado, donde el modelo comparara la simulación, para esto se crea en TIME SERIE DATA y en DISCHARGE GAGE para ingresar los datos y que se habilite la opción de caudal observado (Imagen 8)

Subbasin Loss Transform Baseflow Options

Basin Name: Cuenca Colorado
Element Name: Colorado

Description:

Downstream: Salida

*Area (KM2) 105.316

Latitude Degrees:

Latitude Minutes:

Latitude Seconds:

Longitude Degrees:

Longitude Minutes:

Longitude Seconds:

Canopy Method: --None--

Surface Method: --None--

Loss Method: SCS Curve Number

Transform Method: Clark Unit Hydrograph

Baseflow Method: Recession

Imagen 4

Subbasin Loss Transform Baseflow Options

Basin Name: Cuenca Colorado
Element Name: Colorado

Initial Abstraction (MM)

*Curve Number: 80

*Impervious (%) 0.0

Imagen 5

Subbasin Loss Transform Baseflow Options

Basin Name: Cuenca Colorado
Element Name: Colorado

*Time of Concentration (HR) 2.5

*Storage Coefficient (HR) 2.5

Time-Area Method: Default

Imagen 6

Subbasin Loss Transform Baseflow Options

Basin Name: Cuenca Colorado
Element Name: Colorado

Initial Type: Discharge

*Initial Discharge (M3/S) 0.1

*Recession Constant: 1

Threshold Type: Threshold Discharge

*Flow (M3/S) 22

Imagen 7

Subbasin Loss Transform Baseflow Options

Basin Name: Cuenca Colorado
Element Name: Colorado

Observed Flow: Caudal obs 96-97

Observed Stage: --None--

Observed SWE: --None--

Elev-Discharge: --None--

Ref Flow (M3/S)

Ref Label:

Imagen 8

2. Time serie data

En este componente se introducen los valores de precipitación y también del caudal observado. Para habitar el time serie nos vamos a la pestaña de COMPONENTS y en TIME SERIE DATA para crearlo. Pero ajustamos a PRECIPITACION GAGE para ingresar los valore de hietograma del evento 1996-1997 de la cuenca Colorado, y para el caudal observado DISCHARGE GAGE. (Imagen 9)

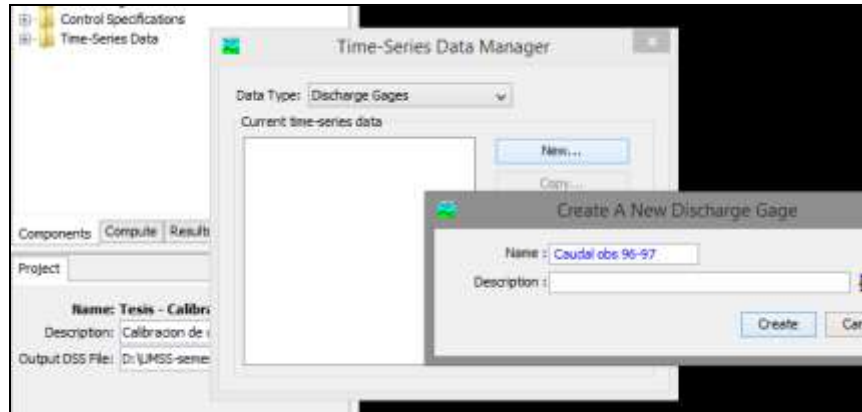


Imagen 9

Se ingresan los datos de precipitación (Imagen 10)

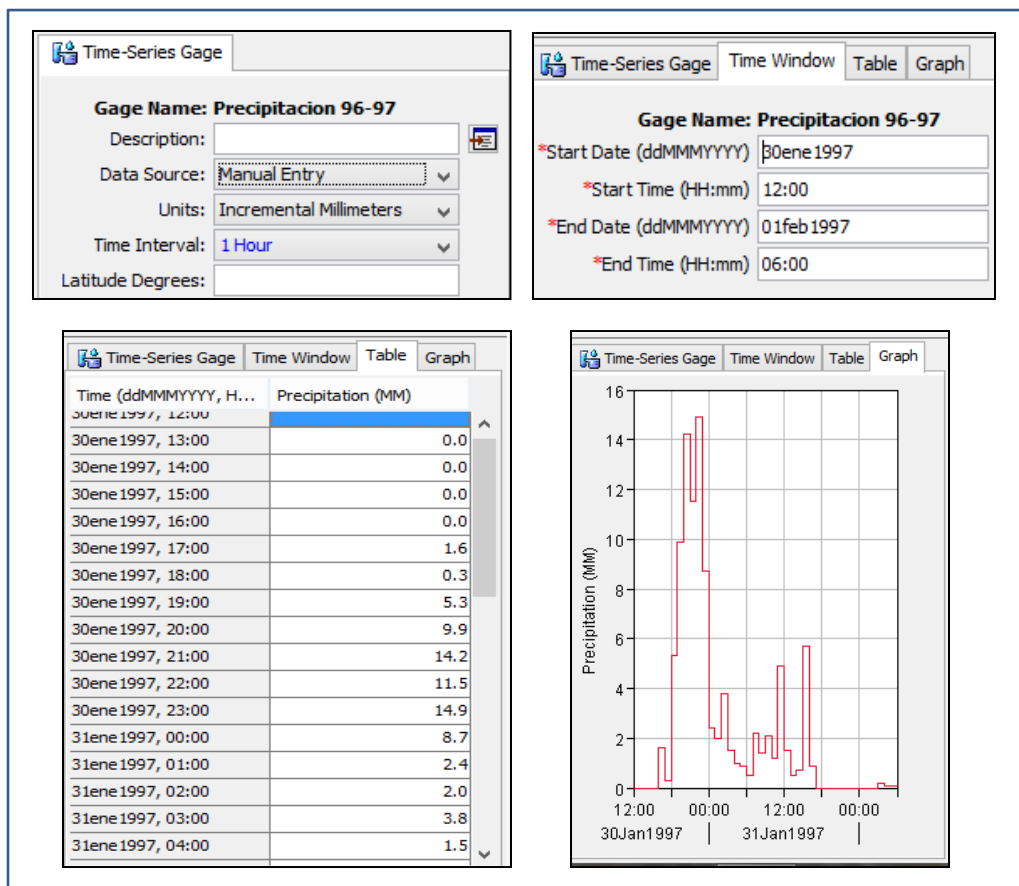


Imagen 10

Para el ingreso de caudal observado (*Imagen 11*)

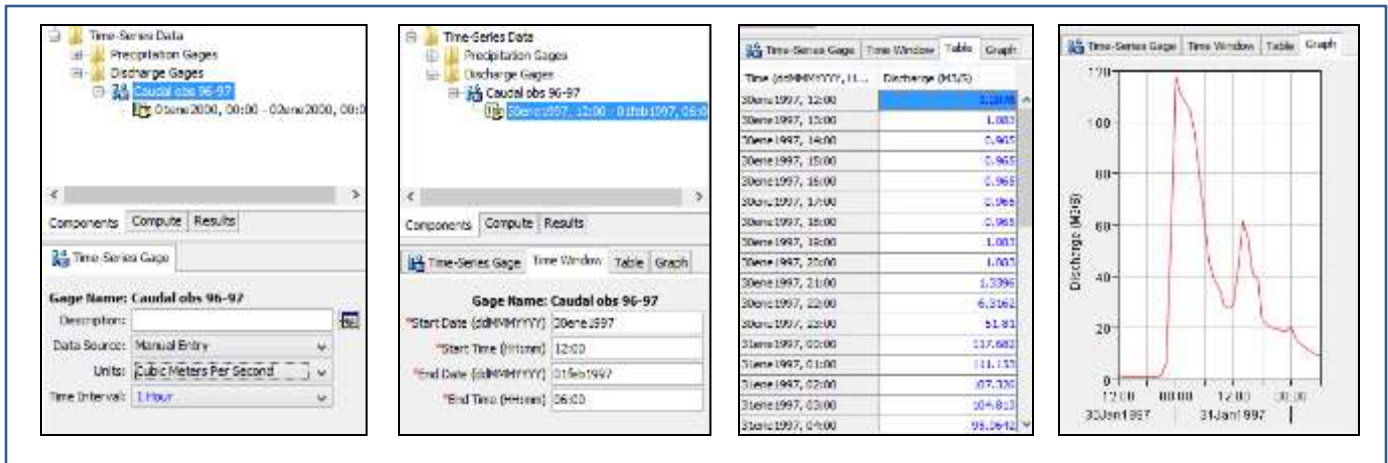


Imagen 11

3. Metereologic model

Este componente es para que tome la cuenca (SUBBASSIN) en el que se va a hacer los cálculos, y también toma el registro de precipitación (TIME SERIE DATA) para la simulación. (*Imagen12*)

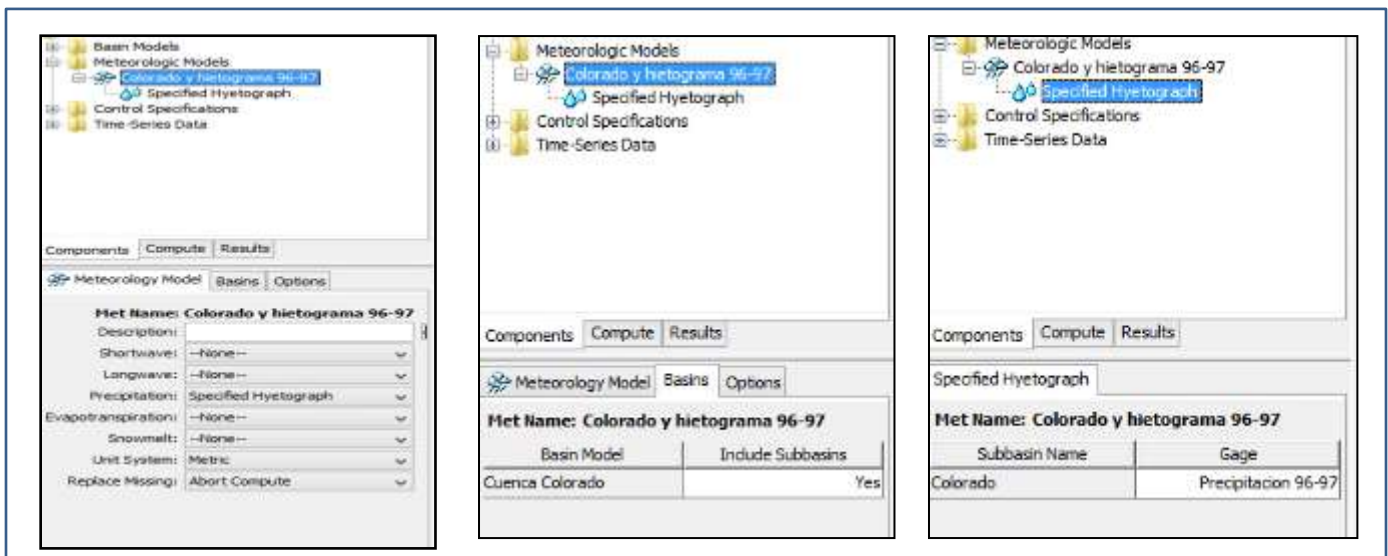


Imagen 12

4. Control de especificaciones

Para el control de especificaciones es para determinar el tiempo en el que se realizara la simulación.(Imagen 13)

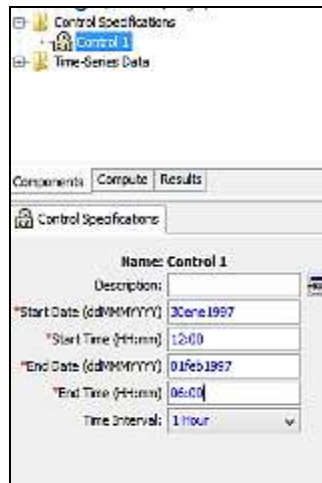


Imagen 12

- **Corrida de la simulación.**

Para iniciar la corrida ya una vez introducido todos los datos , creamos el archivo donde se guardara la simulación, para esto nos vamos a la pestaña COMPUTE , CREATE COMPUTE y SIMULATIONS RUN. (Imagen 13)

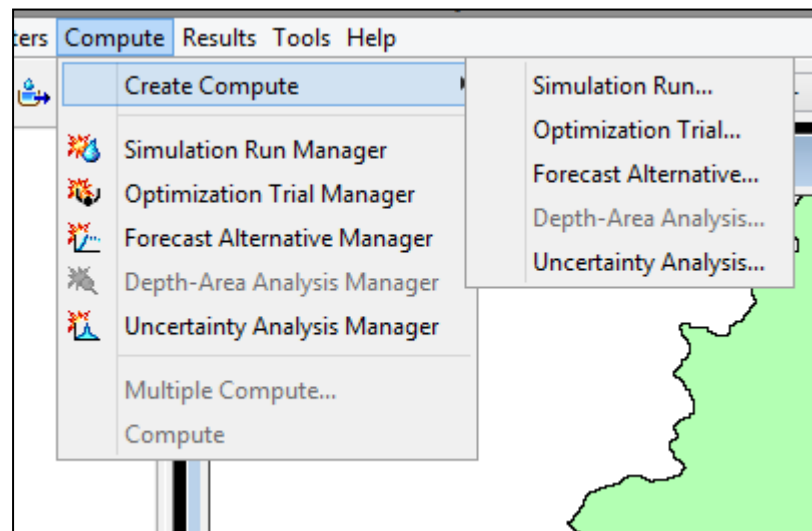


Imagen 13

Seleccionamos los datos en los que realizara la simulación. (*Imagen 14*)

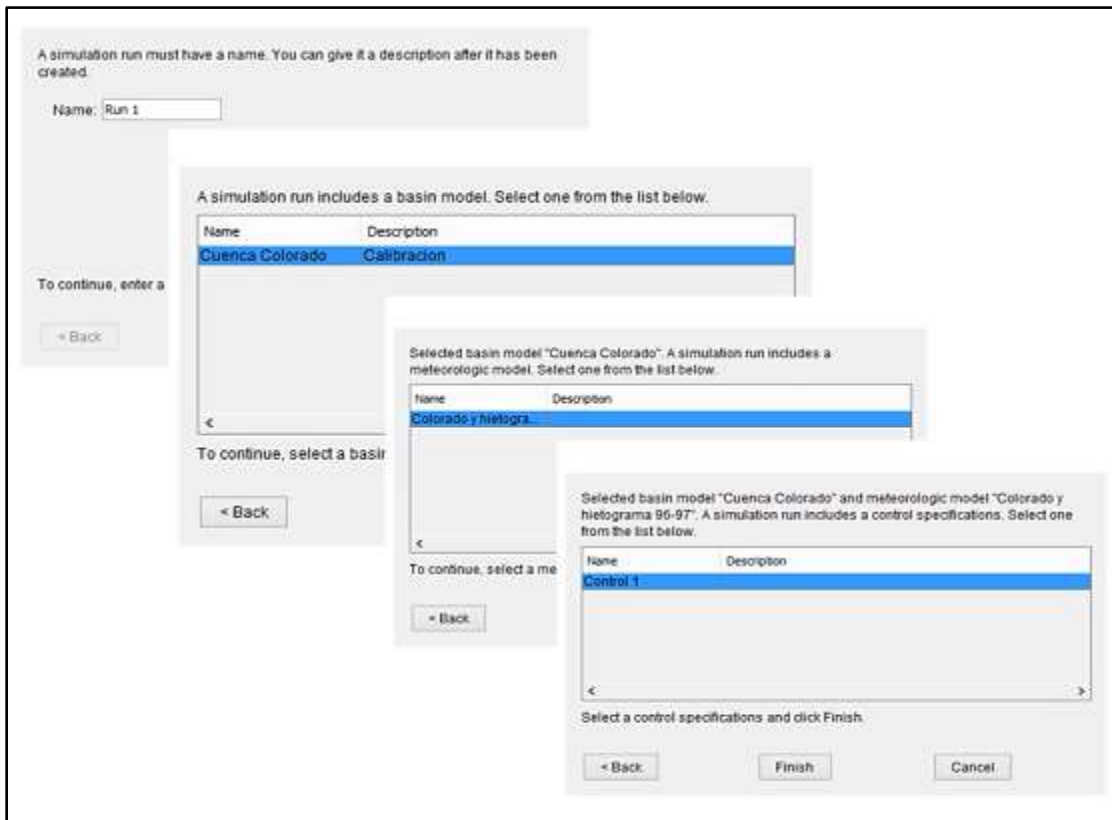


Imagen 14

Hacemos click en la corrida 1 y nos tiene completar al 100%, de lo contrario debe existir algún error al momento de ingresar los valores (*Imagen 15*)

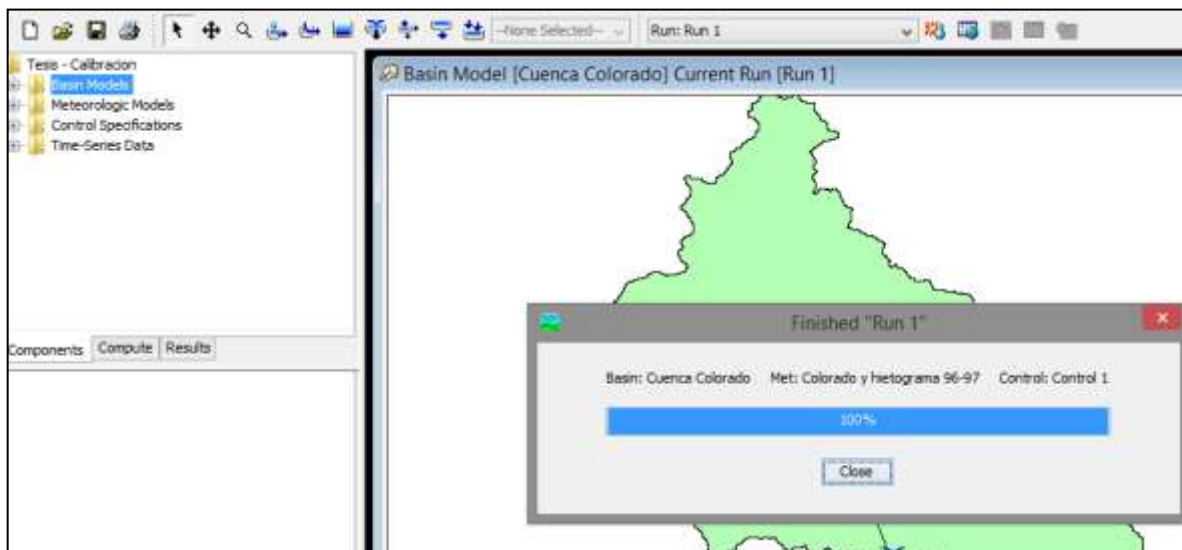


Imagen 15

- **Resultados de la simulación.**

Para ver los resultados nos vamos a la pestaña de RESULTS y vemos los resultados que obtuvieron. (Imagen 16 y 17)

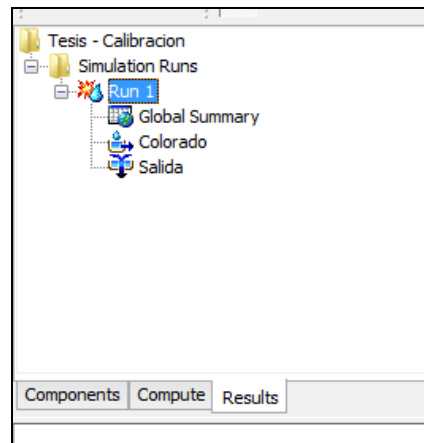


Imagen 16

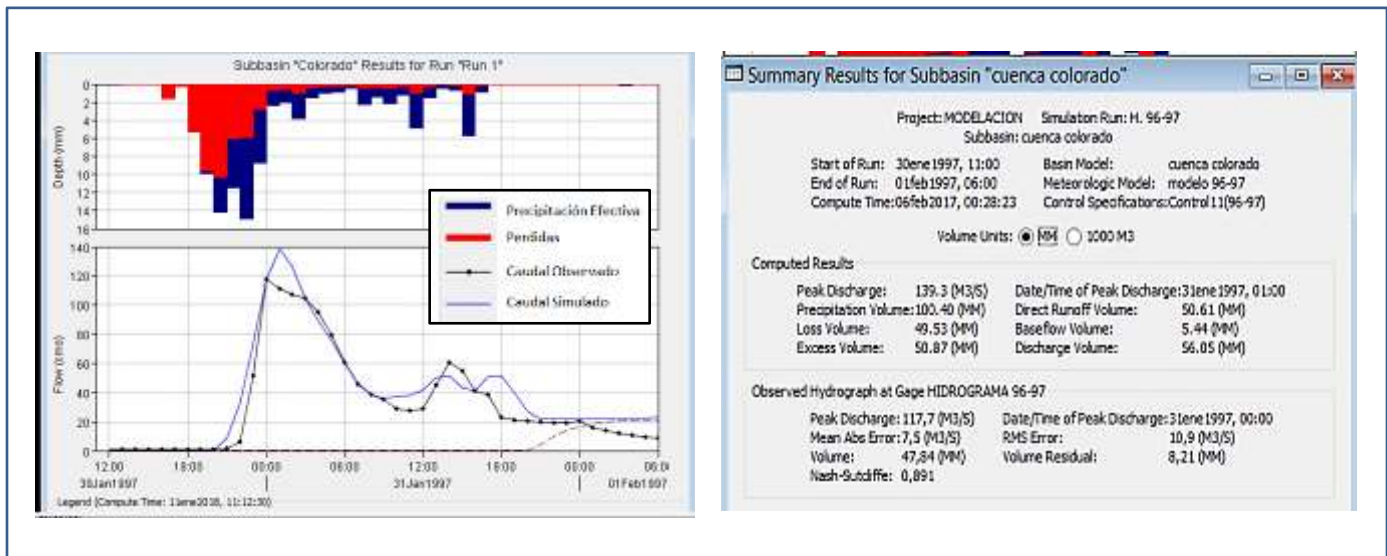


Imagen 17

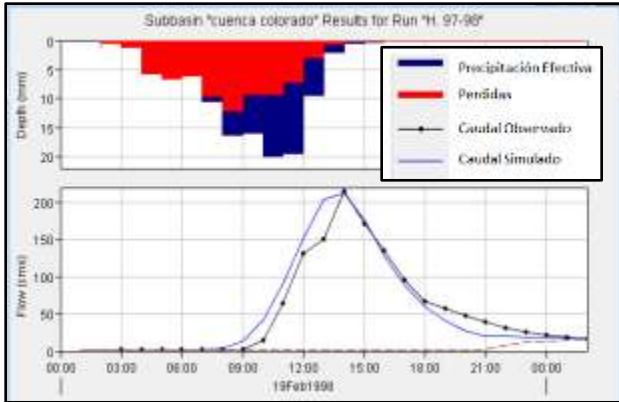
Se puede evidenciar que los valores son óptimos y el coeficiente de Nash-Sutcliffe es de los mejores, este dato lo muestra en la última grafica en la parte inferior.

A continuación solo se mostraran los resultados de las demás eventos simulados, donde los coeficientes de calibración y el coeficiente de Nash-Sutcliffe se encuentran en el capítulo 5.

CUENCA COLORADO

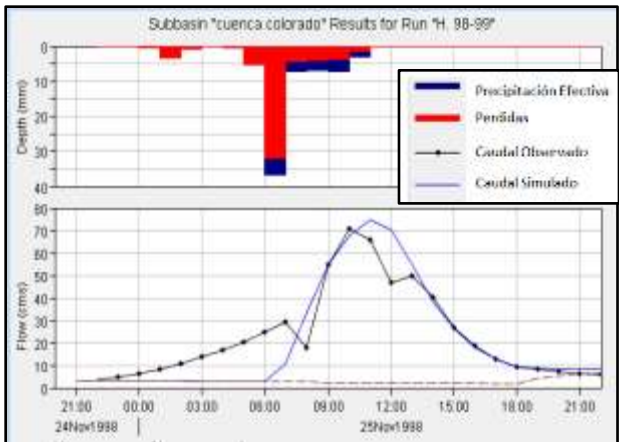
CALIBRACIONES

Evento 1997-1998.



Project: MODELACION		Simulation Run: H. 97-98	
Subbasin: cuenca colorado			
Start of Run: 19feb1998, 01:00	Basin Model: cuenca colorado	End of Run: 20feb1998, 02:00	Meteorologic Model: modelo 97-98
Compute Time: 06feb2017, 00:46:56	Control Specifications: Control 12(97-98)		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 212.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 19feb1998, 14:00	Precipitation Volume: 115.60 (MM)	Direct Runoff Volume: 43.38 (MM)
Loss Volume: 72.16 (MM)	Baseflow Volume: 2.92 (MM)	Excess Volume: 43.44 (MM)	Discharge Volume: 46.30 (MM)
Observed Hydrograph at Gage HIDROGRAMA 97-98			
Peak Discharge: 215,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 19feb1998, 14:00	Mean Abs Error: 10,1 (M3/S)	RMS Error: 15,7 (M3/S)
Volume: 44,63 (MM)	Volume Residual: 1,64 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,930	

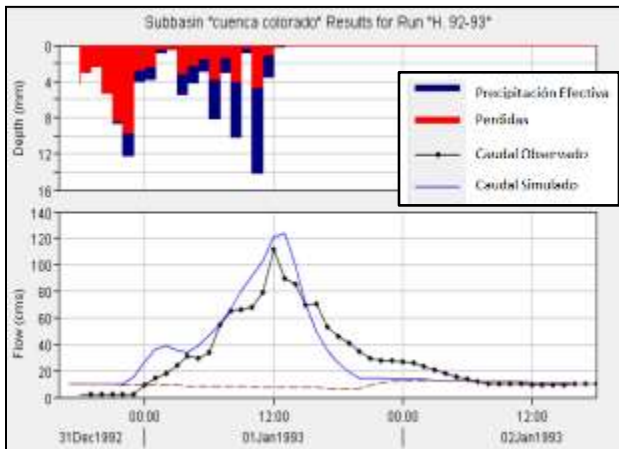
Evento 1998-1999.



Project: MODELACION		Simulation Run: H. 98-99	
Subbasin: cuenca colorado			
Start of Run: 24nov1998, 21:00	Basin Model: cuenca colorado	End of Run: 25nov1998, 22:00	Meteorologic Model: modelo 98-99
Compute Time: 06feb2017, 01:00:29	Control Specifications: Control 13(98-99)		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 74.6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 25nov1998, 11:00	Precipitation Volume: 71.40 (MM)	Direct Runoff Volume: 15.48 (MM)
Loss Volume: 55.86 (MM)	Baseflow Volume: 2.56 (MM)	Excess Volume: 15.54 (MM)	Discharge Volume: 18.04 (MM)
Observed Hydrograph at Gage HIDROGRAMA 98-99			
Peak Discharge: 70,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 25nov1998, 10:00	Mean Abs Error: 6,6 (M3/S)	RMS Error: 9,7 (M3/S)
Volume: 19,72 (MM)	Volume Residual: -1,73 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,748	

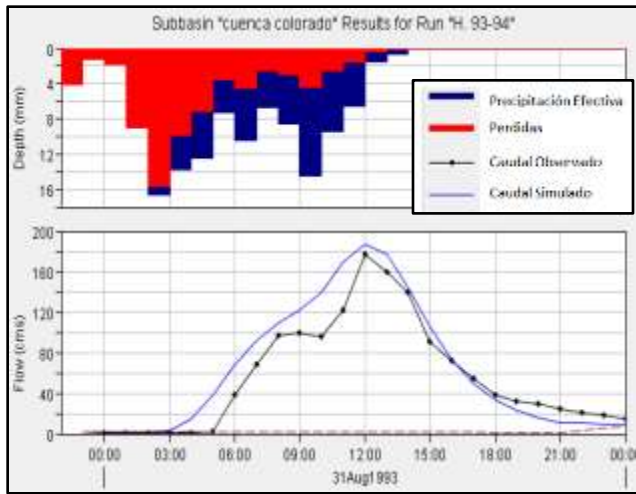
VERIFICACIONES

Evento 1992-1993.



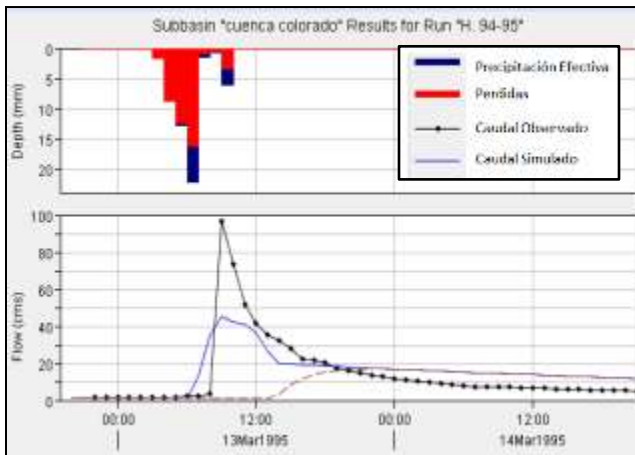
Project: MODELACION		Simulation Run: H. 92-93	
Subbasin: cuenca colorado			
Start of Run: 31dic1992, 17:00	Basin Model: cuenca colorado	End of Run: 02ene1993, 18:00	Meteorologic Model: modelo 92-93
Compute Time: 06feb2017, 01:11:26	Control Specifications: Control 7 (92-93)		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 124.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01ene1993, 13:00	Precipitation Volume: 97.60 (MM)	Direct Runoff Volume: 36.45 (MM)
Loss Volume: 61.15 (MM)	Baseflow Volume: 16.34 (MM)	Excess Volume: 36.45 (MM)	Discharge Volume: 52.79 (MM)
Observed Hydrograph at Gage HIDROGRAMA 92-93			
Peak Discharge: 111,7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01ene1993, 12:00	Mean Abs Error: 9,8 (M3/S)	RMS Error: 12,7 (M3/S)
Volume: 49,51 (MM)	Volume Residual: 3,10 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,776	

Evento 1993-1994.



Project: MODELACION		Simulation Run: H. 93-94	
Subbasin: cuenca colorado			
Start of Run: 30ago1993, 23:00	Basin Model: cuenca colorado		
End of Run: 01sep1993, 00:00	Meteorologic Model: modelo 93-94		
Compute Time:06feb2017, 01:17:12	Control Specifications:Control 8 (93-94)		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 187,4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:31ago1993, 12:00		
Precipitation Volume:120,50 (MM)	Direct Runoff Volume: 53,36 (MM)		
Loss Volume: 71,15 (MM)	Baseflow Volume: 1,53 (MM)		
Excess Volume: 58,85 (MM)	Discharge Volume: 54,89 (MM)		
Observed Hydrograph at Gage HIDROGRAMA 93-94			
Peak Discharge:176,9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:31ago1993, 12:00		
Mean Abs Error:13,8 (M3/S)	RMS Error: 18,9 (M3/S)		
Volume: 47,40 (MM)	Volume Residual: 7,49 (MM)		
Nash-Sutcliffe: 0,870			

Evento 1994-1995.

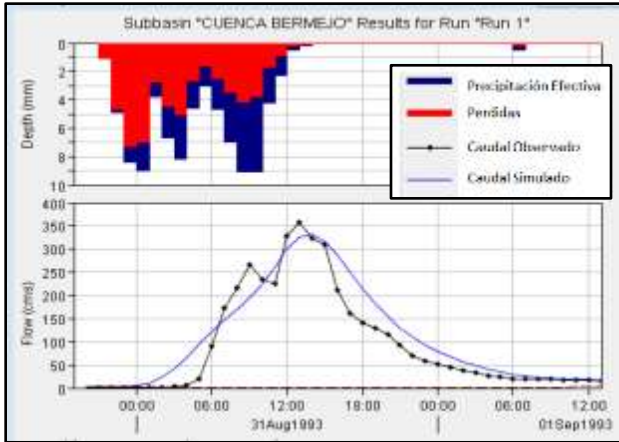


Project: MODELACION		Simulation Run: H. 94-95	
Subbasin: cuenca colorado			
Start of Run: 12mar1995, 20:00	Basin Model: cuenca colorado		
End of Run: 14mar1995, 21:00	Meteorologic Model: modelo 94-95		
Compute Time:06feb2017, 01:24:23	Control Specifications:Control 9 (94-95)		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 45,5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:13mar1995, 09:00		
Precipitation Volume:53,50 (MM)	Direct Runoff Volume: 9,60 (MM)		
Loss Volume: 43,90 (MM)	Baseflow Volume: 15,91 (MM)		
Excess Volume: 9,60 (MM)	Discharge Volume: 25,52 (MM)		
Observed Hydrograph at Gage HIDROGRAMA 94-95			
Peak Discharge:96,3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:13mar1995, 09:00		
Mean Abs Error:7,0 (M3/S)	RMS Error: 11,2 (M3/S)		
Volume: 23,05 (MM)	Volume Residual: 2,44 (MM)		
Nash-Sutcliffe: 0,622			

CUENCA BERMEJO

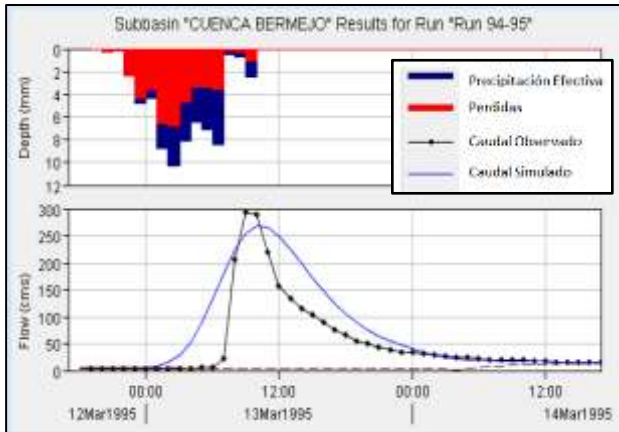
CALIBRACIONES

Evento 1993-1994.



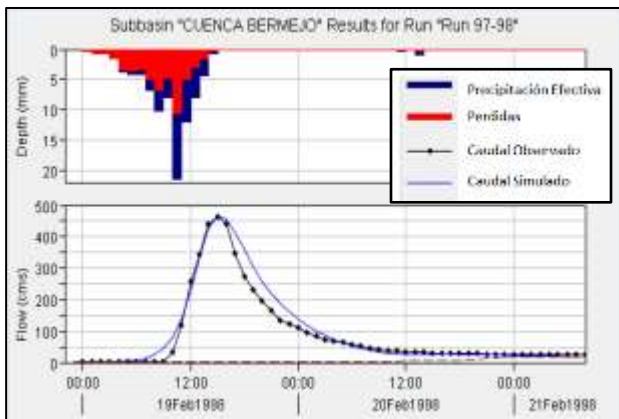
Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: Run 1	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 30ago1993, 20:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 01sep1993, 13:00	Meteorologic Model: bermejo 93-94
Compute Time: 30jul2017, 17:05:56	Control Specifications: Control 1		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 332.5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 31ago1993, 14:00	Precipitation Volume: 87.40 (MM)	Direct Runoff Volume: 33.66 (MM)
Loss Volume: 53.32 (MM)	Baseflow Volume: 0.55 (MM)	Excess Volume: 34.08 (MM)	Discharge Volume: 34.20 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 93-94			
Peak Discharge: 357.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 31ago1993, 13:00	Mean Abs Error: 25.9 (M3/S)	RMS Error: 35.5 (M3/S)
Volume: 29.24 (MM)	Volume Residual: 4.97 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.891	

Evento 1994-1995.



Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: Run 94-95	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 12mar1995, 18:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 14mar1995, 17:00	Meteorologic Model: bermejo 94-95
Compute Time: 30jul2017, 18:35:20	Control Specifications: Control 2		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 267.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 13mar1995, 10:00	Precipitation Volume: 64.70 (MM)	Direct Runoff Volume: 24.11 (MM)
Loss Volume: 40.58 (MM)	Baseflow Volume: 1.94 (MM)	Excess Volume: 24.12 (MM)	Discharge Volume: 26.05 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 94-95			
Peak Discharge: 294.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 13mar1995, 09:00	Mean Abs Error: 25.4 (M3/S)	RMS Error: 44.2 (M3/S)
Volume: 18.21 (MM)	Volume Residual: 7.84 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.613	

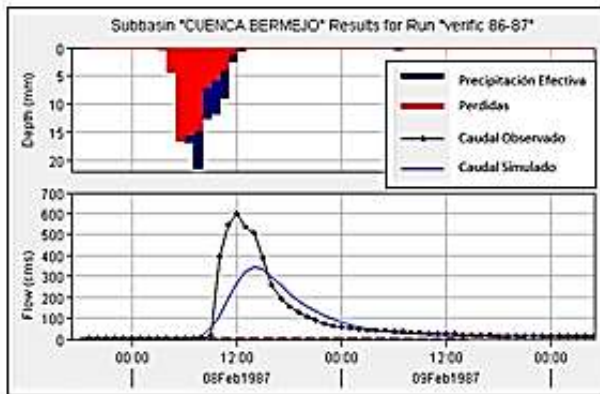
Evento 1997-1998.



Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: Run 97-98	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 18feb1998, 23:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 21feb1998, 08:00	Meteorologic Model: bermejo 97-98
Compute Time: 30jul2017, 18:58:34	Control Specifications: Control 3		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 466.6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 19feb1998, 15:00	Precipitation Volume: 89.64 (MM)	Direct Runoff Volume: 38.36 (MM)
Loss Volume: 51.23 (MM)	Baseflow Volume: 2.42 (MM)	Excess Volume: 38.42 (MM)	Discharge Volume: 40.78 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 97-98			
Peak Discharge: 462.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 19feb1998, 15:00	Mean Abs Error: 14.9 (M3/S)	RMS Error: 25.4 (M3/S)
Volume: 36.93 (MM)	Volume Residual: 3.85 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.953	

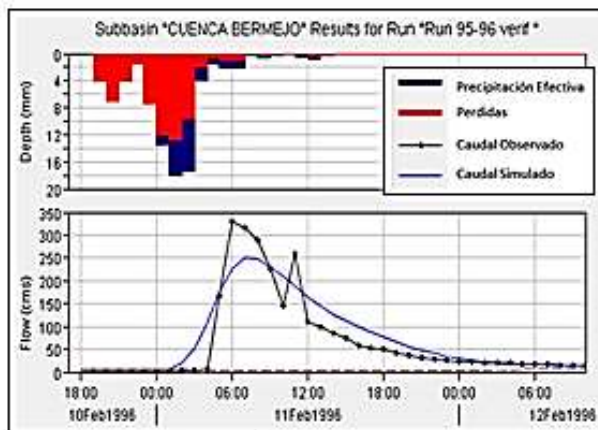
VERIFICACIONES

Evento 1986-1987



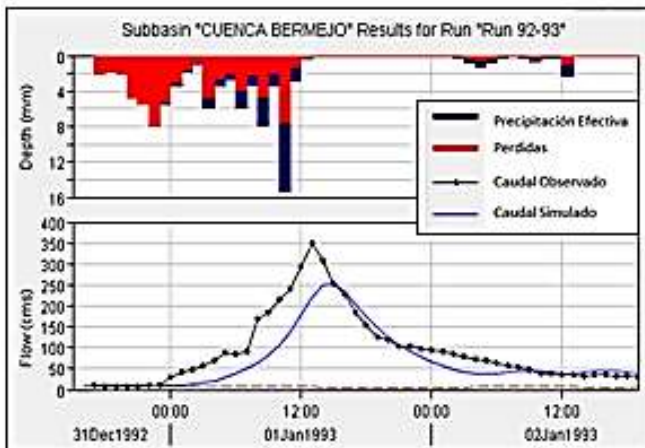
Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: verifc 86-87	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 07Feb1987, 18:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 10Feb1987, 05:00	Meteorologic Model: bermejo 86-87
Compute Time:30Jul2017, 21:52:49	Control Specifications:Control 4 veri 86-87		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 344.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:08Feb1987, 14:00	Precipitation Volume:96.60 (MM)	Direct Runoff Volume: 27.00 (MM)
Loss Volume: 69.59 (MM)	Baseflow Volume: 1.73 (MM)	Excess Volume: 27.01 (MM)	Discharge Volume: 28.73 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 86-87			
Peak Discharge:597.0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:08Feb1987, 12:00	Mean Abs Error:33,8 (M3/S)	RMS Error: 82,3 (M3/S)
Volume: 36,04 (MM)	Volume Residual: -7,31 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,690	

Evento 1995-1996



Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: Run 95-96 verif	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 10Feb1996, 18:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 12Feb1996, 10:00	Meteorologic Model: bermejo 95-96
Compute Time:30Jul2017, 22:47:43	Control Specifications:Control 6 verif 95-96		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 250.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:11Feb1996, 07:00	Precipitation Volume:86.90 (MM)	Direct Runoff Volume: 21.19 (MM)
Loss Volume: 65.58 (MM)	Baseflow Volume: 1.48 (MM)	Excess Volume: 21.32 (MM)	Discharge Volume: 22.67 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 95-96			
Peak Discharge:330,8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:11Feb1996, 06:00	Mean Abs Error:23,1 (M3/S)	RMS Error: 36,1 (M3/S)
Volume: 19,94 (MM)	Volume Residual: 2,73 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,843	

Evento 1992-1993

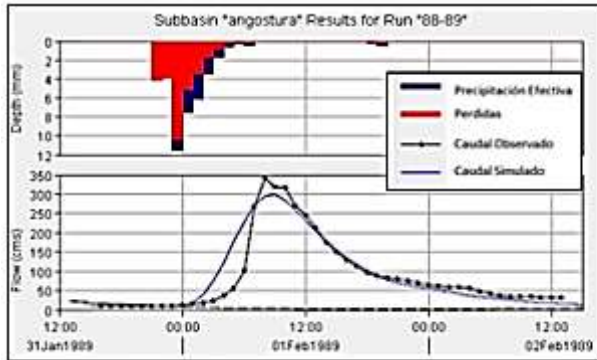


Project: CUENCA BERMEJO		Simulation Run: Run 92-93	
Subbasin: CUENCA BERMEJO			
Start of Run: 31Dec1992, 16:00	Basin Model: BERMEJO	End of Run: 02Jan1993, 19:00	Meteorologic Model: bermejo 92-93
Compute Time:30Jul2017, 23:01:51	Control Specifications:Control 7 verif 92-93		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 254.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:01Jan1993, 15:00	Precipitation Volume:94.10 (MM)	Direct Runoff Volume: 24.24 (MM)
Loss Volume: 68.59 (MM)	Baseflow Volume: 2.69 (MM)	Excess Volume: 25.51 (MM)	Discharge Volume: 26.93 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 92-93			
Peak Discharge:347,6 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:01Jan1993, 13:00	Mean Abs Error:28,7 (M3/S)	RMS Error: 44,0 (M3/S)
Volume: 35,71 (MM)	Volume Residual: -8,79 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0,725	

CUENCA ANGOSTURA

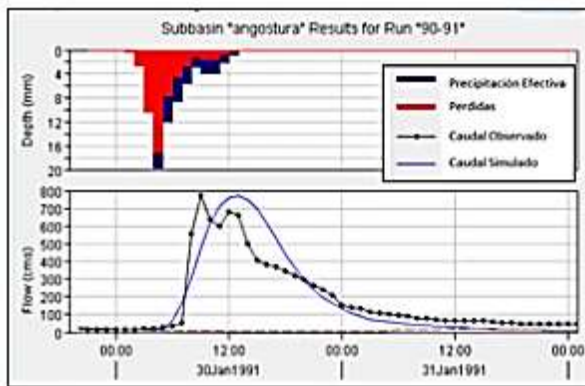
CALIBRACIONES

Evento 1988-1989



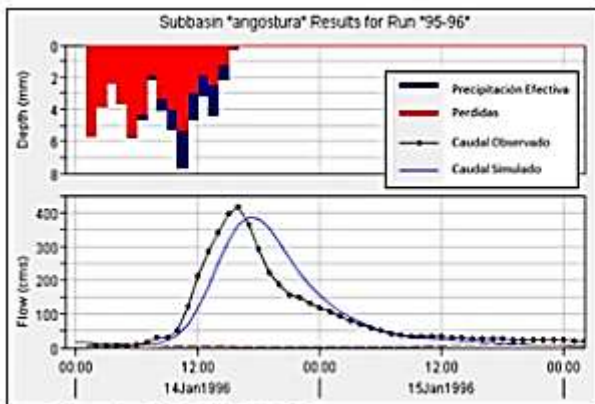
Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 88-89	
Subbasin: angostura			
Start of Run:	31ene 1989, 13:00	Basin Model:	Cuenca Angostura
End of Run:	02feb 1989, 15:00	Meteorologic Model:	angostura 88-89
Compute Time:	DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:	Control 88-89
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	259.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01feb 1989, 09:00
Precipitation Volume:	40.47 (MM)	Direct Runoff Volume:	35.01 (MM)
Loss Volume:	30.37 (MM)	Baseflow Volume:	0.67 (MM)
Excess Volume:	10.10 (MM)	Discharge Volume:	10.67 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 88-89			
Peak Discharge:	340.1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01feb 1989, 08:00
Mean Abs Error:	17.4 (M3/S)	RMS Error:	31.1 (M3/S)
Volume:	10.22 (MM)	Volume Residual:	0.32 (MM)
Nash-Sutcliffe:	0,877		

Evento 1990-1991



Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 90-91	
Subbasin: angostura			
Start of Run:	29ene 1991, 20:00	Basin Model:	Cuenca Angostura
End of Run:	01feb 1991, 01:00	Meteorologic Model:	angostura 90-91
Compute Time:	DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:	Control 90-91
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	769.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	30ene 1991, 13:00
Precipitation Volume:	73.08 (MM)	Direct Runoff Volume:	22.39 (MM)
Loss Volume:	50.69 (MM)	Baseflow Volume:	1.50 (MM)
Excess Volume:	22.39 (MM)	Discharge Volume:	23.88 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 90-91			
Peak Discharge:	774.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	30ene 1991, 09:00
Mean Abs Error:	60.1 (M3/S)	RMS Error:	94.6 (M3/S)
Volume:	24.12 (MM)	Volume Residual:	-0.23 (MM)
Nash-Sutcliffe:	0,796		

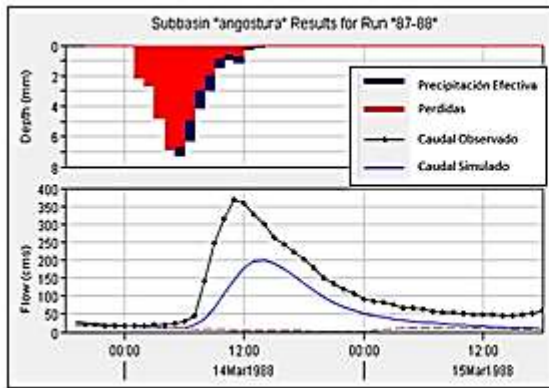
Evento 1995-1996



Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 95-96	
Subbasin: angostura			
Start of Run:	14ene 1996, 00:00	Basin Model:	Cuenca Angostura
End of Run:	15ene 1996, 02:00	Meteorologic Model:	angostura 95-96
Compute Time:	DATA CHANGED, RECOMPUTE	Control Specifications:	Control 95-96
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	386.9 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	14ene 1996, 17:00
Precipitation Volume:	62.37 (MM)	Direct Runoff Volume:	11.03 (MM)
Loss Volume:	51.34 (MM)	Baseflow Volume:	0.70 (MM)
Excess Volume:	11.03 (MM)	Discharge Volume:	11.73 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 95-96			
Peak Discharge:	416.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	14ene 1996, 16:00
Mean Abs Error:	28.8 (M3/S)	RMS Error:	45.7 (M3/S)
Volume:	11.60 (MM)	Volume Residual:	0.11 (MM)
Nash-Sutcliffe:	0,825		

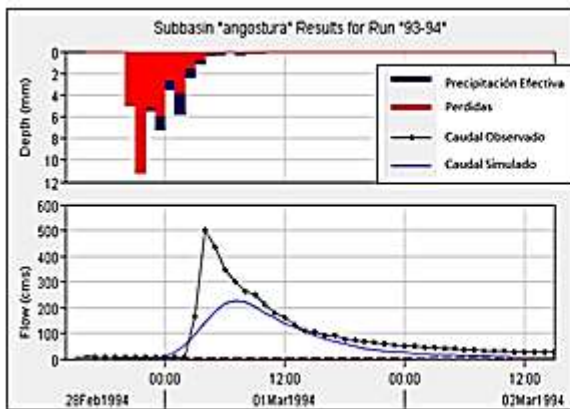
VERIFICACIONES

Evento 1987-1988



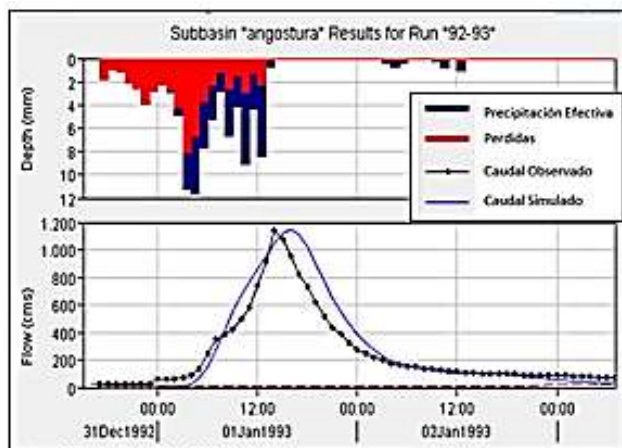
Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 87-88	
Subbasin: angostura			
Start of Run: 13mar1988, 19:00	Basin Model: Cuenca Angostura	End of Run: 15mar1988, 18:00	Meteorologic Model: angostura 87-88
Compute Time: 01ago2017, 14:22:55	Control Specifications: Control 87-88		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 199.5 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 14mar1988, 14:00	Precipitation Volume: 41.07 (MM)	Direct Runoff Volume: 5.74 (MM)
Loss Volume: 35.32 (MM)	Baseflow Volume: 1.12 (MM)	Excess Volume: 5.75 (MM)	Discharge Volume: 6.86 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 87-88			
Peak Discharge: 367.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 14mar1988, 11:00	Mean Abs Error: 51.2 (M3/S)	RMS Error: 72.9 (M3/S)
Volume: 12.93 (MM)	Volume Residual: -6.07 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.463	

Evento 1993-1994



Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 93-94	
Subbasin: angostura			
Start of Run: 28feb1994, 15:00	Basin Model: Cuenca Angostura	End of Run: 02mar1994, 15:00	Meteorologic Model: angostura 93-94
Compute Time: 01ago2017, 15:14:28	Control Specifications: Control 93-94		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 227.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01mar1994, 07:00	Precipitation Volume: 43.47 (MM)	Direct Runoff Volume: 6.76 (MM)
Loss Volume: 36.70 (MM)	Baseflow Volume: 0.40 (MM)	Excess Volume: 6.77 (MM)	Discharge Volume: 7.16 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 93-94			
Peak Discharge: 498.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01mar1994, 04:00	Mean Abs Error: 35.1 (M3/S)	RMS Error: 69.5 (M3/S)
Volume: 11.09 (MM)	Volume Residual: -3.94 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.614	

Evento 1992-1993



Project: Cuenca Angostura		Simulation Run: 93-94	
Subbasin: angostura			
Start of Run: 28feb1994, 15:00	Basin Model: Cuenca Angostura	End of Run: 02mar1994, 15:00	Meteorologic Model: angostura 93-94
Compute Time: 01ago2017, 15:14:28	Control Specifications: Control 93-94		
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge: 227.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01mar1994, 07:00	Precipitation Volume: 43.47 (MM)	Direct Runoff Volume: 6.76 (MM)
Loss Volume: 36.70 (MM)	Baseflow Volume: 0.40 (MM)	Excess Volume: 6.77 (MM)	Discharge Volume: 7.16 (MM)
Observed Hydrograph at Gage hidrograma 93-94			
Peak Discharge: 498.2 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge: 01mar1994, 04:00	Mean Abs Error: 35.1 (M3/S)	RMS Error: 69.5 (M3/S)
Volume: 11.09 (MM)	Volume Residual: -3.94 (MM)	Nash-Sutcliffe: 0.614	

3. EJEMPLO DEL USO DEL MODELO HEC-HMS PARA LA OBTENCIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS POR PERIODO DE RETORNO.

Se procederá a la misma secuencia que se realizó en el ejemplo al inicio del presente anexo, con la diferencia que los datos de precipitación serán de las tormentas de proyecto de cada cuenca para un periodo de retorno.

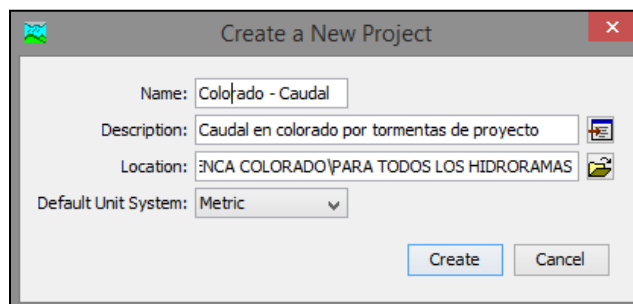
Se tomara como ejemplo la cuenca de Colorado.

Promedios de las tormentas de proyecto-Cuenca Colorado		
Para 10 años	Para 50 años	Para 100 años
<i>Patrón de tormenta (mm)</i>	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>	<i>Patrón de tormenta (mm)</i>
3.83	4.29	4.45
6.29	7.11	7.41
12.18	14.08	14.80
33.35	40.93	43.99
18.90	22.31	23.62
8.51	9.71	10.16
4.83	5.43	5.65
3.11	3.47	3.60
2.58	2.87	2.97
2.17	2.41	2.49
1.86	2.05	2.12
1.60	1.77	1.83

Los métodos de transformación para la simulación son las mismas a los que se utiliza para la calibración y verificación, y se las menciona en la tabla 5.5 del capítulo 5.

Creación del proyecto para la simulación

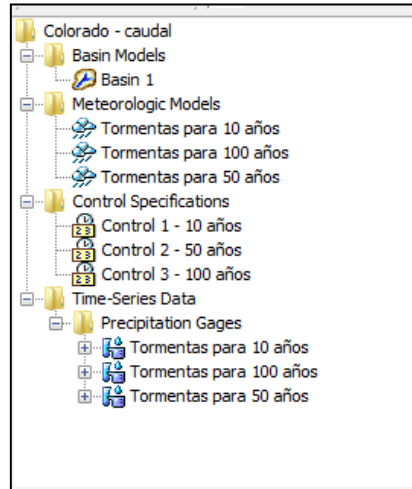
Se crea el proyecto para la simulación en la cuenca Colorado.



Creación de componentes para la simulación

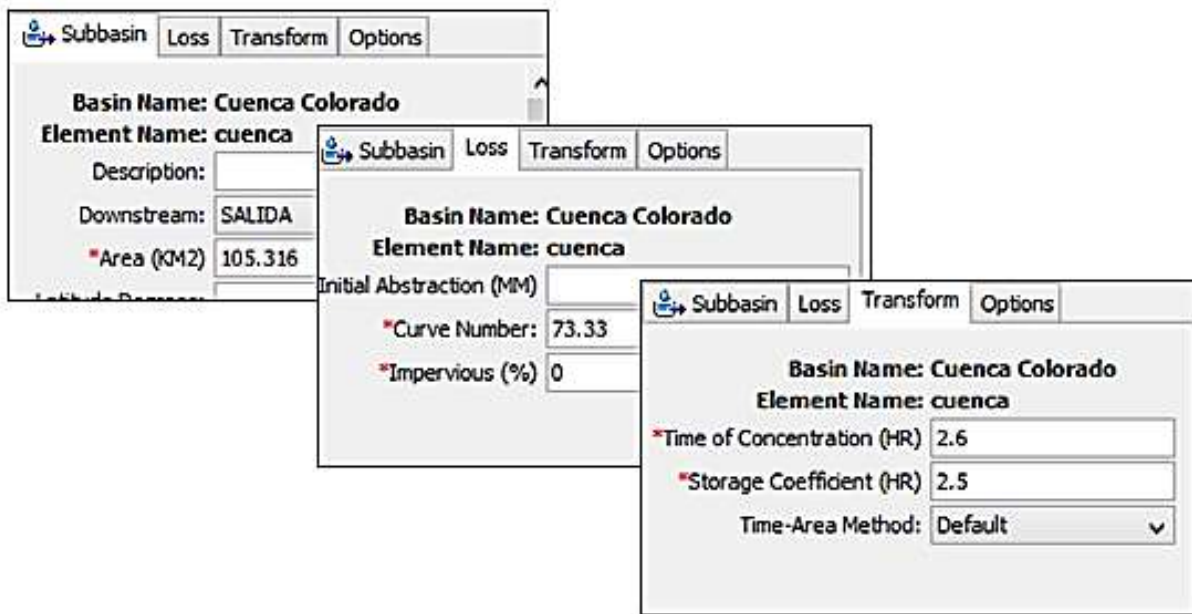
Se crean los componentes de BASIN MODELS, TIME SERIE DATA, METEREOLOGIC MODEL MANAGER, y CONTROL SPECIFICATIONS MANAGER.

Se muestra un resumen de todos los componentes creados.



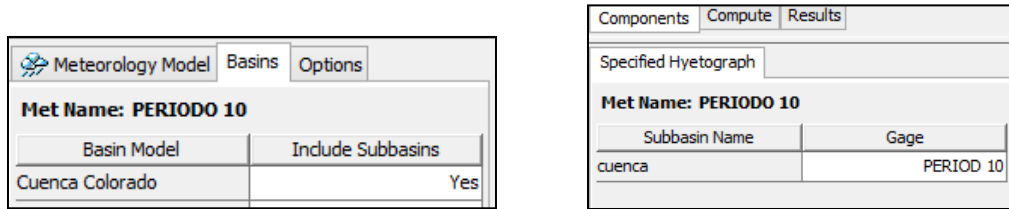
BASIN MODELS

Para el BASIN MODELS se introducirán los coeficientes que se calibraron y verificaron anteriormente, para esta cuenca los coeficientes están en la tabla 5.15 del capítulo 5.



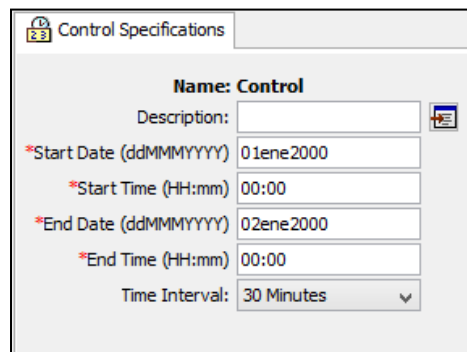
METEREOLOGIC MODELS

Para cada periodo se le asigna el hietograma (tormenta de proyecto) que se tiene que asignar , para este ejemplo se tomara el de periodo de 10.



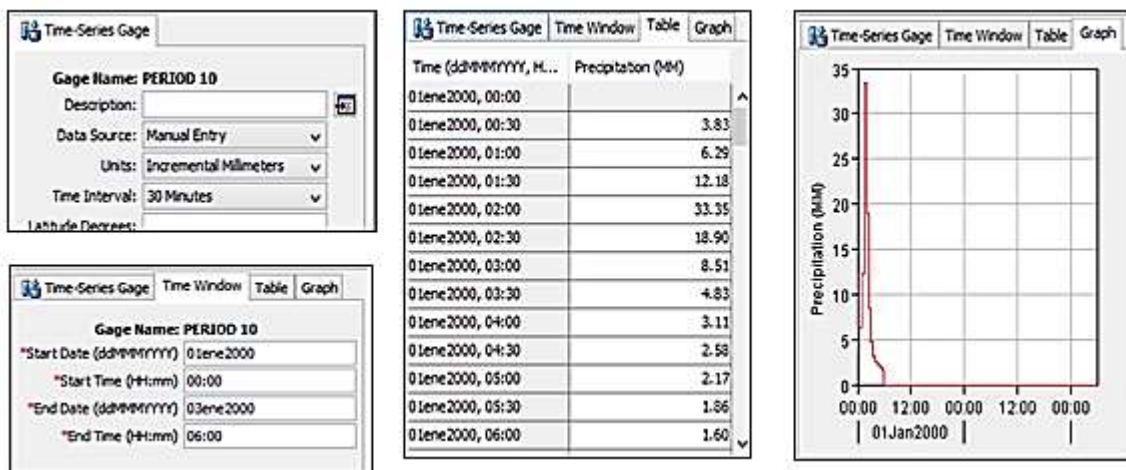
CONTROL SPECIFICATIONS

Es el tiempo que se muestra la simulación , en este caso no importa tanto las fechas , sino el tiempo en que se tarda , por eso se le asigna la fecha por defecto que tiene el programa.



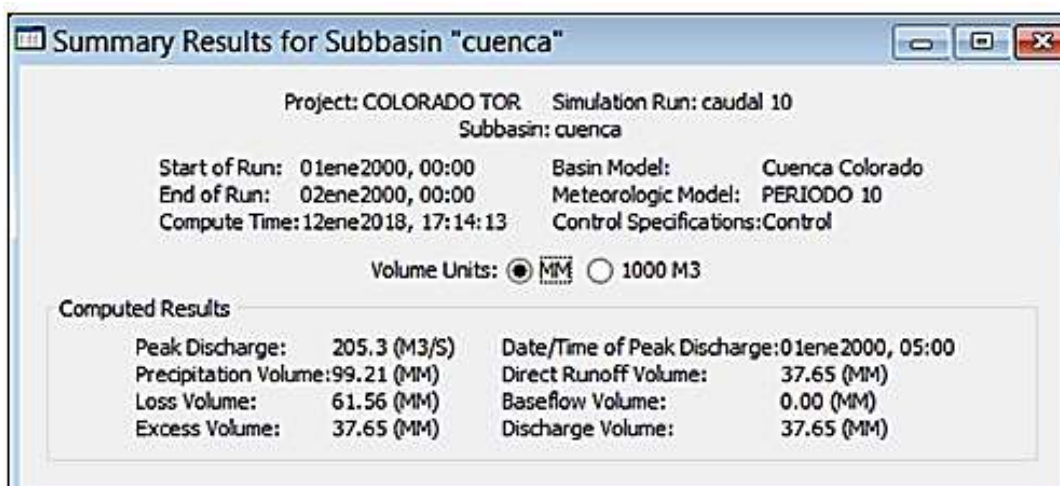
TIME SERIE DATA

Se introducen los valores de precipitación, en este caso los promedios de tormentas de proyecto , para este ejemplo se usa el de periodo de 10 años de la cuenca de Colorado.



RESULTADOS

Se obtienen los resultados a partir de los datos que ya se ingresaron anteriormente, se hace correr la simulación para mostrarnos los siguientes ventanas de resultados.



Time-Series Results for Subbasin "cuenca"

Project: COLORADO TOR Simulation Run: caudal 10
Subbasin: cuenca

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: Cuenca Colorado
End of Run: 02ene2000, 00:00 Meteorologic Model: PERIODO 10
Compute Time: 12ene2018, 17:14:13 Control Specifications: Control

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
01ene2000	00:00				0.0	0.0	0.0
01ene2000	00:30	3.83	3.83	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene2000	01:00	6.29	6.29	0.00	0.0	0.0	0.0
01ene2000	01:30	12.18	12.03	0.15	0.1	0.0	0.1
01ene2000	02:00	33.35	22.84	10.51	7.1	0.0	7.1
01ene2000	02:30	18.90	8.39	10.51	31.8	0.0	31.8
01ene2000	03:00	8.51	3.12	5.39	76.4	0.0	76.4
01ene2000	03:30	4.83	1.62	3.21	130.6	0.0	130.6
01ene2000	04:00	3.11	0.99	2.12	178.0	0.0	178.0
01ene2000	04:30	2.58	0.80	1.78	203.6	0.0	203.6
01ene2000	05:00	2.17	0.65	1.52	205.3	0.0	205.3
01ene2000	05:30	1.86	0.55	1.31	193.5	0.0	193.5
01ene2000	06:00	1.60	0.46	1.14	177.5	0.0	177.5
01ene2000	06:30	0.00	0.00	0.00	160.4	0.0	160.4
01ene2000	07:00	0.00	0.00	0.00	142.5	0.0	142.5
01ene2000	07:30	0.00	0.00	0.00	123.7	0.0	123.7
01ene2000	08:00	0.00	0.00	0.00	104.7	0.0	104.7
01ene2000	08:30	0.00	0.00	0.00	86.7	0.0	86.7
01ene2000	09:00	0.00	0.00	0.00	71.0	0.0	71.0
01ene2000	09:30	0.00	0.00	0.00	58.1	0.0	58.1
01ene2000	10:00	0.00	0.00	0.00	47.5	0.0	47.5

De la última ventana de resultados obtenemos el caudal máximo (Columna total flow) para el periodo de retorno asignado en la simulación.

Lo mostrado anteriormente solo es un ejemplo de cómo se utilizó el modelo hidrológico para obtener los caudales máximos, para ver todos los resultados ver el capítulo 5.

ANEXO F

1. ADOPCIÓN DEL CAUDAL BASE PARA LAS SIMULACIONES DE LOS MODELOS HIDROLÓGICOS.

Para la estimación del caudal base existen varias metodologías que pueden aplicarse en un estudio hidrológico, uno de ellos es recurrir a las curvas de permanencia utilizadas en su mayoría para estudios previos del aprovechamiento de un río, ya que muestra el porcentaje de tiempo en el que un cierto valor de caudal es igualado o excedido (Fattorelli & Fernández, 2007).

Si bien la curva de permanencia se utiliza para definir el potencial hídrico de un río y ver si satisface la demanda de un proyecto determinado, esto servirá como un referente al caudal base que puedan presentar los ríos de las cuencas estudiadas.

En este trabajo se construyó la curva de permanencia para cada cuenca a partir de los caudales diarios por periodos de 5 meses, de cada año hidrológico, correspondientes a la época de lluvias (noviembre-marzo). La grafica 9.1 muestra la curva de permanencia para la cuenca Angostura, donde el eje de los caudales se encuentra en una escala logarítmica.

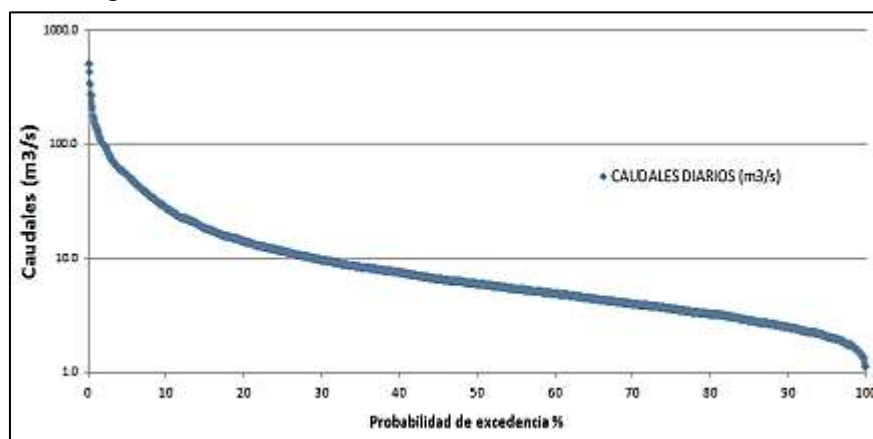


Figura 9.1 - Curva de permanencia para la cuenca Angostura.

Se estableció como referencia la excedencia a un 95%, dando a entender que los caudales sean igualados o superados el 95% del tiempo estacional. La tabla 9.1 muestra los caudales base adoptados para cada cuenca que serán utilizadas en las simulaciones de los modelos hidrológicos.

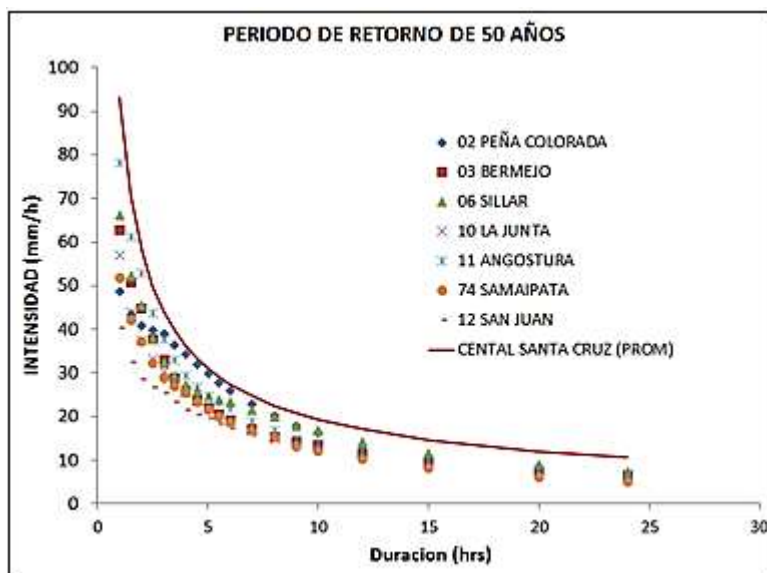
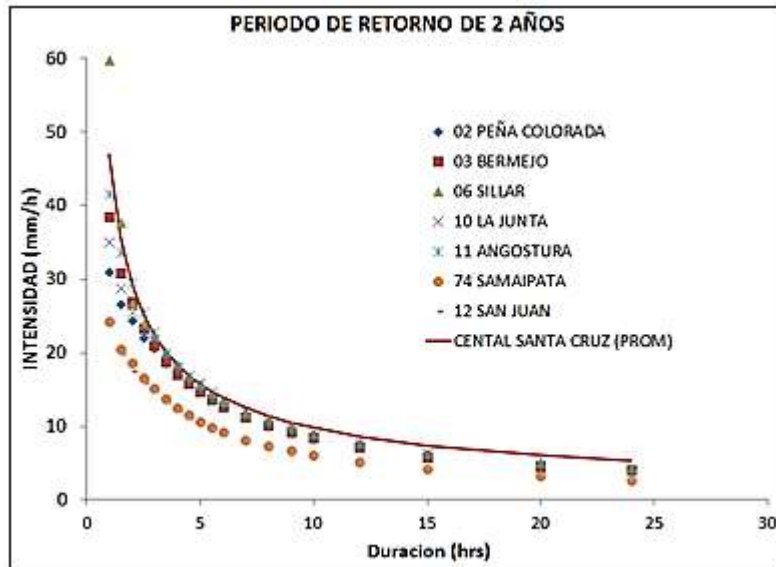
Tabla 9.1 Caudales base para las simulaciones de un 95% de excedencia de la curva de permanencia.

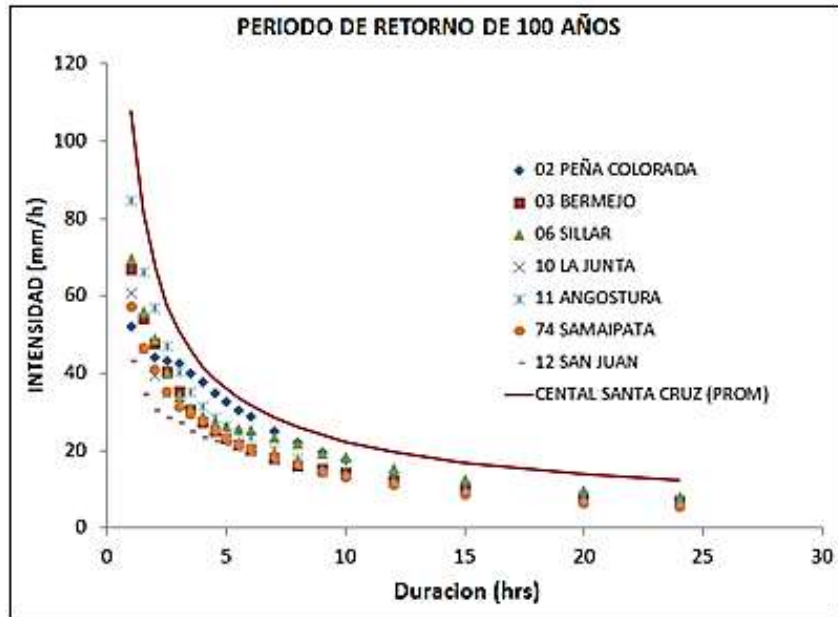
	Cuenca Colorado	Cuenca Bermejo	Cuenca Angostura
Caudal base	0.2 (m ³ /s)	0.8 (m ³ /s)	2 (m ³ /s)

2. COMPARACION DE CURVAS IDF , DE ESTACIONES UTILIZADAS EN EL PRESENTE ESTUDIO CON LA ESTACION CENTRAL SANTA CRUZ.

Se ha realizado una comparación de curvas IDF de las estaciones utilizadas en el presente estudio con las curvas IDF de la estación central de Santa Cruz obtenidas en la tesis de (Amaya et al., 2012).

Amaya utiliza varias metodologías para obtener las curvas IDF , pero para la comparación solo se utilizara el método de promedio.





Viendo las figuras se puede decir que los valores de intensidad de las estaciones en estudio presentan valores por debajo a los valores de la estación central de Santa Cruz, esto puede deberse a la ubicación de las estaciones.



3. UTILIZACIÓN DEL SOFTWARE O PROGRAMA COMPUTACIONAL HIDRO-ESTA PARA LA OBTENCIÓN DEL MEJOR AJUSTE DE DISTRIBUCIÓN EN EL DISEÑO DE CAUDAL.

Se realizara un ejemplo para una sola cuenca (Colorado) , dado que para las otras cuencas (Bermejo y Angostura) se lo realiza de la misma forma como se realizara en el ejemplo.

Se tomara como ejemplo los siguientes datos de la cuenca Colorado.

CUENCA COLORADO	
AÑO HIDROLOGICO	CAUDALES MAXIMOS (M3/S)
1986-1987	80.61
1987-1988	77.15
1988-1989	66.05
1989-1990	65.26
1990-1991	189.63
1991-1992	151.02
1992-1993	111.72
1993-1994	176.89
1994-1995	96.26
1995-1996	111.43
1996-1997	117.68
1997-1998	215.36
1998-1999	70.82

Se introducen los datos al programa según los modelos probabilísticos a ajustar. Los modelos son:

- Log-Normal
- Pearson III
- Log – Pearson III
- Gumbel

Se mostraran los datos ya en el programa en su respectivo modelo probabilístico.

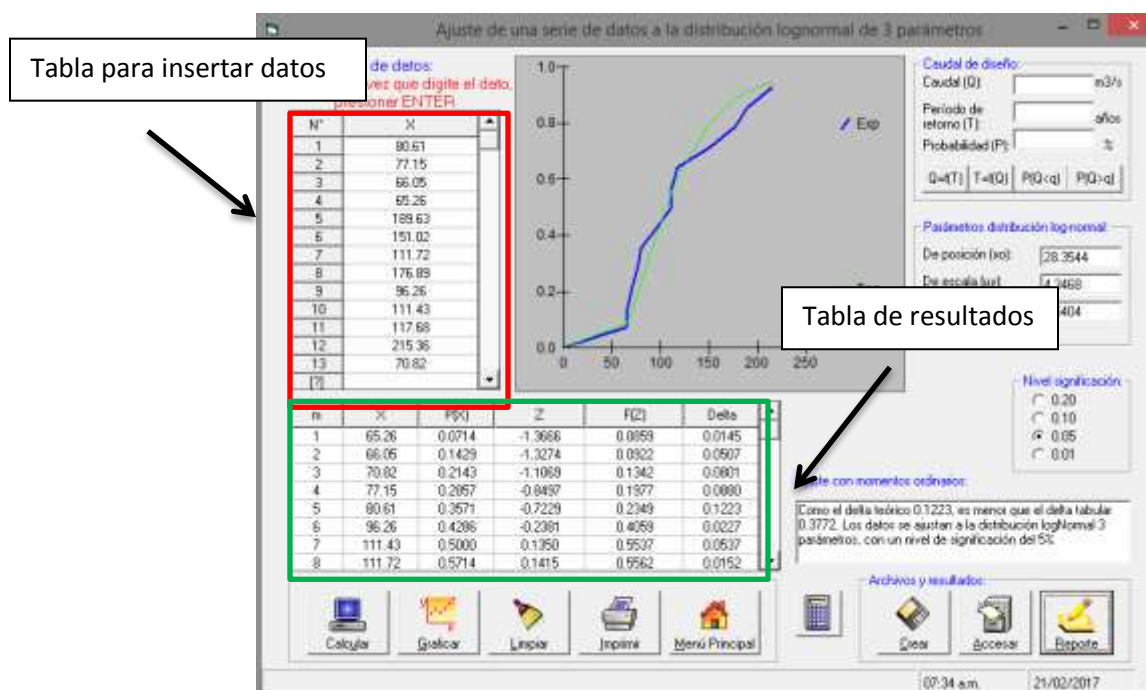
LOG-NORMAL

FIGURA 9.1 - Datos dentro el Hidro-Esta en el modelo Log-Normal

Tabla de resultados del modelo Log-Normal.

N°	X	P(X)	Z	F(Z)	Delta
1	65.26	0.0714	-1.3666	0.0859	0.0145
2	66.05	0.1429	-1.3274	0.0922	0.0507
3	70.82	0.2143	-1.1069	0.1342	0.0801
4	77.15	0.2857	-0.8497	0.1977	0.088
5	80.61	0.3571	-0.7229	0.2349	0.1223
6	96.26	0.4286	-0.2381	0.4059	0.0227
7	111.43	0.5	0.135	0.5537	0.0537
8	111.72	0.5714	0.1415	0.5562	0.0152
9	117.68	0.6429	0.2693	0.6061	0.0367
10	151.02	0.7143	0.8562	0.8041	0.0898
11	176.89	0.7857	1.2104	0.8869	0.1012
12	189.63	0.8571	1.3627	0.9135	0.0564
13	215.36	0.9286	1.6366	0.9491	0.0206

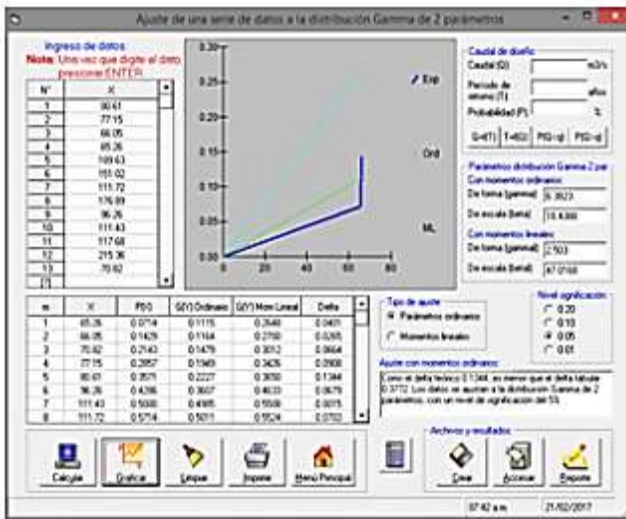
AJUSTE DE BONDAD

Coeficiente raíz del error medio
cuadrático =

0.06723

Nota; Para ver detalles acerca del ajuste de bondad, ver capítulo 5

PEARSON

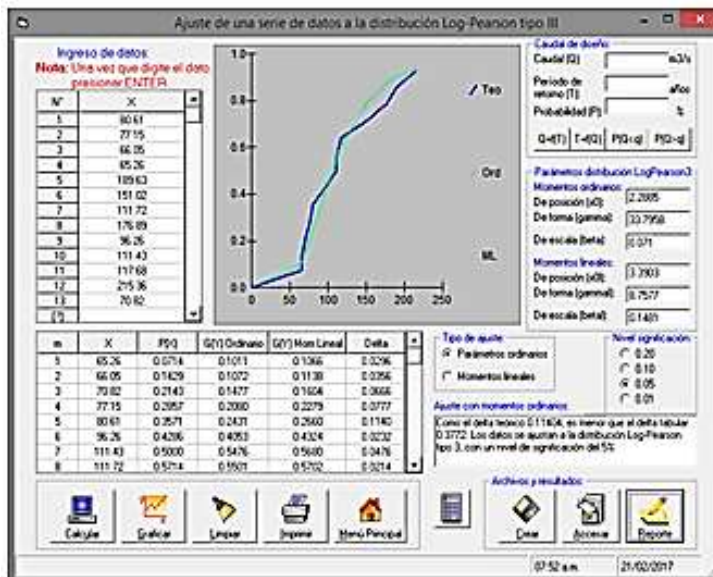


Nº	X	P(X)	G(Z)	Delta
1	65.26	0.0714	0.1115	0.0401
2	66.05	0.1429	0.1164	0.0265
3	70.82	0.2143	0.1479	0.0664
4	77.15	0.2857	0.1949	0.0908
5	80.61	0.3571	0.2227	0.1344
6	96.26	0.4286	0.3607	0.0679
7	111.43	0.5	0.4985	0.0015
8	111.72	0.5714	0.5011	0.0703
9	117.68	0.6429	0.5526	0.0902
10	151.02	0.7143	0.7844	0.0701
11	176.89	0.7857	0.8911	0.1033
12	189.63	0.8571	0.9245	0.0674
13	215.36	0.9286	0.9658	0.0372

AJUSTE DE BONDAD

error cuadrático medio = 0.074774

LOG - PEARSON

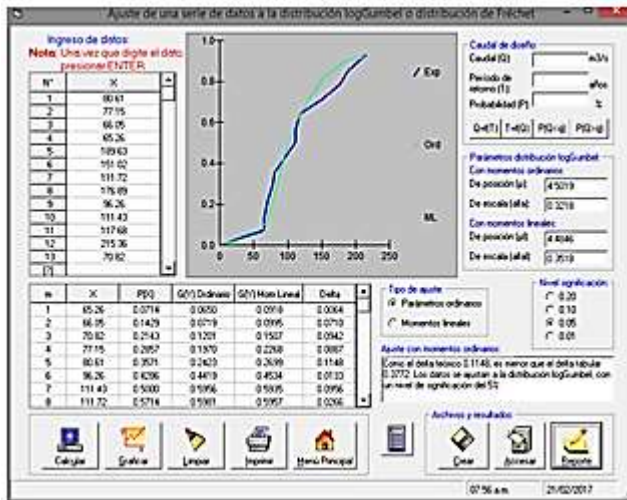


Nº	X	P(X)	G(Z)	Delta
1	65.26	0.0714	0.1011	0.0296
2	66.05	0.1429	0.1072	0.0356
3	70.82	0.2143	0.1477	0.0666
4	77.15	0.2857	0.208	0.0777
5	80.61	0.3571	0.2431	0.114
6	96.26	0.4286	0.4053	0.0232
7	111.43	0.5	0.5476	0.0476
8	111.72	0.5714	0.5501	0.0214
9	117.68	0.6429	0.5986	0.0442
10	151.02	0.7143	0.7944	0.0802
11	176.89	0.7857	0.8784	0.0927
12	189.63	0.8571	0.9057	0.0486
13	215.36	0.9286	0.9429	0.0143

AJUSTE DE BONDAD

error cuadrático medio = 0.061

GUMBEL



N°	X	P(x)	G(z)	Delta
1	65.26	0.0714	0.065	0.0064
2	66.05	0.1429	0.0719	0.071
3	70.82	0.2143	0.1201	0.0942
4	77.15	0.2857	0.197	0.0887
5	80.61	0.3571	0.2423	0.1148
6	96.26	0.4286	0.4419	0.0133
7	111.43	0.5	0.5956	0.0956
8	111.72	0.5714	0.5981	0.0266
9	117.68	0.6429	0.6457	0.0029
10	151.02	0.7143	0.8175	0.1032
11	176.89	0.7857	0.884	0.0983
12	189.63	0.8571	0.9055	0.0483
13	215.36	0.9286	0.9353	0.0067

AJUSTE DE BONDAD

error cuadrático medio = 0.072

Este mismo procedimiento se realizó para las demás cuencas y dependiendo al valor de coeficiente de bondad de ajuste se seleccionó el modelo probabilístico adecuado. (Capítulo 7)