



Título del Trabajo Fin de Máster:

***CONTRASTE DE MÉTODOS
ESTADÍSTICOS PARA ESTIMACIÓN DE
CAUDALES PICO EN UN RED DE
DRENAJE URBANO***

Intensificación:

HIDRÁULICA URBANA

Autor:

Muñoz Leiva, José Héctor

Director/es:

Dr. Andrés Doménech Ignacio

Dr. García Bartual Rafael

Fecha: Septiembre del 2012



Título del Trabajo Fin de Máster:
CONTRASTE DE MÉTODOS ESTADÍSTICOS PARA ESTIMACIÓN DE CAUDALES PICO EN UN RED DE DRENAJE URBANO

Autor: Muñoz Leiva, José Héctor

Tipo	A <input checked="" type="checkbox"/> B <input type="checkbox"/>	Lugar de Realización	Valencia
Director	Dr. Andrés Doménech Ignacio	Fecha de Lectura	_____ de Septiembre
Codirector1	Dr. García Bartual Rafael		
Codirector2			
Tutor			

Resumen:

La determinación de los cuantiles de diseño para una red de drenaje urbano tiene pautas estandarizadas en la práctica, siendo de mucha importancia que represente con el mejor ajuste la realidad de lo que pasa en la cuenca urbana, para así, tener diseño dentro de la seguridad y calidad esperadas.

En la siguiente tesina final de máster se establece una comparación entre métodos estadísticos para la obtención de cuantiles de diseño. La cuenca de estudio pertenece a la red de drenaje de la ciudad de Valencia (colector norte-cauce), la cual tiene un área total de 68.8 ha. y una longitud total de 13.39 kilómetros.

Partiendo como base de la serie de datos (1990-2006) de precipitación con discretización temporal cinco-minutal facilitado por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) se realizó la separación estadística de los eventos, por medio de la determinación del tiempo crítico mínimo de separación de periodos secos. Con ello se obtuvieron 725 eventos independientes en los 17 años, de los que 464 son significativos por tener un volumen superior a un milímetro (Andrés, 2010).

La tesina se desarrolla con los 464 eventos, con los que se realizaron simulaciones en la herramienta Infoworks CS en la que se obtuvieron 464 caudales pico (Hidrogramas). Con esta serie de caudales se procedió al análisis estadístico de frecuencias de caudales pico por medio del método de series de máximos anuales AMS y el método de series de excedencias POT. Pará la obtención de parámetros de las funciones de distribución se utilizó el programa AFINS 2.0 que basa su determinación en el método de máxima verosimilitud ML.

En el desarrollo de los métodos AMS y POT se han barajado ocho diferentes funciones de distribución de probabilidad (GEV, GDP, TCEV Log-Gumbel, Log-

Normal II, Exponencial, Gumbel y SQRT-ET_{MAX}). En el método POT se determinó un umbral ($u= 2 \text{ m}^3/\text{s}$) que aumentara la serie de máximos por encima de un periodo de retorno de 1 año, con la restricción de no aumentar valores en la cola izquierda de la distribución. En este método el periodo de retorno se ve afectado por un índice de cruce que representa el aumento de datos (por encima del umbral) entre los datos originales de la serie y que hace que en promedio haya más de un máximo por año.

Para cada uno de los métodos estadístico se obtuvieron finalmente los resultados de cuantiles de caudal pico para los periodos de retorno de 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 25 años respectivamente.

De igual forma y en base a distintas referencias, se establecieron diferentes chaparrones de proyecto de diferentes periodos de retorno y duraciones. La Normativa del Ayuntamiento de Valencia establece la Aproximación A, las curvas IDF potenciales de tres parámetros según los resultados de Vaskova (2001) la Aproximación B y la aproximación C se basa en los resultados de Albentosa (2011) respecto de la estructura temporal de los chaparrones en torno al pico de los mismos.

Con los métodos estadísticos y los chaparrones de proyecto antes expuestos se establece una comparación para comprobar y revisar si las pautas de diseño son realmente acordes a la frecuencia de ocurrencia de los caudales pico deducida de la serie simulada.

Por último se obtienen las conclusiones acerca del contraste realizado basado en la valoración conjunta de todos los métodos utilizados.

Resum

La determinació dels quantils de diseny per una xarxa urbana de drenatge, té unes formes estandaritzades en la pràctica, per aixó és molt important que tinga el millor ajust de la realitat respecte al que ocòrrer en la conca urbana, per així, tindre diseny dins de la seguretat i qualitat esperades.

En la següent tesina final de màter s'estableix una comparació de mètodes estadístics per l'obtenció de quantils de diseny. La conca d'estudi perteneix a la xarxa de drenatge de la ciutat de València (col·lector nort-llit) amb unàrea total de 68.8 ha i una longitud total de 13.39 kilòmetres.

Partint com a base de les series de dades (1990 - 2006) de precipitacions amb intervals temporals cinc – minutals facilitat pel Sistema Automàtic d'Informació

Hidrològica (SAIH) de la Confederació Hidrològica del Xúquer (CHJ) es va fer la separació estadística del events, mitjançant la determinació del temps crític mínim de separació de períodes secs. Es va obtenir 725 events independents dins dels 17 anys, dels quals 464 varen ser significatius per obtenir un volum superior a un milímetre (Andrés, 2010).

la tesina desenvolupa 464 events, amb el que es varen realitzar simulacions amb la ferramenta Infoworks CS, on s'obtingué 464 caudals pic pel mètode de series de màxims anuals AMS i el mètode de series de excedència POT. Per a l'obtenció de paràmetres de les funcions de distribució es va utilitzar el programa AFINS 2.0 basat en el mètode de màxima verosimilitut ML.

En el desenvolupament del mètodes AMS i POT, s'ha barallat vuit funcions diferents de distribució de probabilitat (GEV, GDP, TCEV Log-Gumbel, Log-Normal II, Exponencial, Gumbel i SQRT-ET_{MAX}). En el mètode POT es va determinar un llindar ($u=2 \text{ m}^3/\text{s}$) que farà créixer la serie de màxims per d'amunt d'un temps de retorn d'1 any, amb la restricció de no augmentar valors en la cola esquerra de la distribució. En este mètode, el temps de retorn es veu afectat per l'índex de creuat que representa el nombre de dades (per d'amunt del llindar) i que fa el promedi siga d'un màxim per any.

Per a cadascún del mètodes estadístics s'obtingueren finalment els resultats de quantils de caudal pic per als temps de retorn de 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 25 anys respectivament.

De la mateixa forma i basades en distintes referències, s'establiren diferents plutjes de projecte de diferents temps de retorn i duracions. La Normativa de l'Ajuntament de València estableix l'Aproximació A, les curves IDF potencials de 3 paràmetres segons els resultats de Vaskova (2001) l'Aproximació B i l'Aproximació C basada en el resultats de Albentosa (2011) respecte la forma temporal de les plutjes entorn al pic de les mismes.

Amb el mètodes estadístics i les plutjes de projecte abans exposades, s'estableix una comparació per comprobar i revisar si les normes de diseny són realment anàlogues a la freqüència d'ocorrència dels caudals pic deduïda de les series simulades.

Per últim, s'obtingué les conclusions del contrast realitzat basat en la valoració conjunta de tots el mètodes utilitzats.

Summary

The determination of quantiles design for urban drainage network has standardized guidelines in practice, being of great importance that represents the best fit with the reality of what is happening in the urban watershed, thus, be within the safety design and quality expected.

The following final master thesis was a comparison of statistical methods for obtaining design quantiles. The study basin belongs to the drainage system of the city of Valencia (north-channel manifold), which has a total area of 68.8 ha. and a total length of 13.39 km.

From the basis of the data series (1990-2006) of precipitation minuted five-time discretization provided by the Automatic Hydrological Information System (AHIS) Confederated Júcar (CHJ) was performed statistical separation of events by determining the critical time periods minimum dry separation. This was obtained 725 separate events in the 17 years, of which 464 are significant for having an above-millimeter (Andrew, 2010).

The thesis is developed with 464 events, which were performed with the tool simulations Infoworks CS were obtained in peak flow 464 (Hydrographs). With this flow series statistical analysis proceeded frequency peak flows through the series method and the annual maximum AMS series method POT exceedances. To obtain parameters of the distribution functions used Afins 2.0 program that bases its determination on the maximum likelihood method ML.

In the development of AMS and POT methods have been considered eight different probability distribution functions (GEV, GDP, TCEV Log-Gumbel, Log-Normal II, Exponential, Gumbel and SQRT-ETMAX). In the method a threshold determined POT ($u = 2 \text{ m}^3 / \text{s}$) to increase the maximum number of over a return period of 1 year, with no increase restriction values on the left tail of the distribution. In this method the return period is affected by crossing an index representing the increase data (above the threshold) between the original data and the number average makes for more than one year maximum.

For each statistical method were finally obtained results of peak flow quantile for recurrence intervals of 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20, and 25 respectively.

Similarly, and based on different references, different showers settled project different return periods and durations. The Rules of the City of Valencia provides an approximation to the IDF potential curves of three parameters as Vaskova results (2001) Approach B and approach C is based on the results of Albentosa (2011) for the term structure showers peak around thereof.

With statistical methods and the showers of project set out above a comparison to check and revise if design patterns are really in line with the frequency of occurrence of peak flows deduced from the simulated series. Finally conclusions are obtained about the contrast based on the assessment made jointly by all the methods used.

Palabras clave:

Caudal pico, Series máximas anuales (AMS), Series de excedencia (POT), Chaparrones de diseño, Drenaje urbano.

Agradecimientos

...es más que un solo un documento con conocimientos plasmados y resultados obtenidos, es una experiencia con muchas personas, con recuerdos buenos y malos que forman parte de un ciclo necesario para lograr esta meta, además de mi crecimiento personal y la enseñanza que la distancia es más dura que una medida.

Agradecimientos es lo que puedo escribir en esta página, pero creo que no hay palabras suficientes para reflejar el apoyo y esfuerzo diario de mi familia en este viaje.

Las personas que pudieron compartir conmigo y darme su apoyo en este tiempo son pocas, pero muy valiosas, al final lo más importante fue la sinceridad de algunas de ellas.

Como las sonrisas de otras que me subieron los ánimos para poder seguir y no quedarme a medio camino, pareciera que fuera poco trabajo, pero no lo ha sido, porque he perdido los abrazos de una madre y el tiempo de un padre, el crecimiento de mis sobrinos, además de ver el cansancio en los ojos de mi pilar para lograr mis metas.

Mis amigos saben que los quiero y que siempre los llevare conmigo, no creo necesario escribir nombres.

Gracias a mis tutores por haberme ayudado y orientado para lograr terminar este trabajo.

Dedico este trabajo a mi mama Teresa y mi papa Wilmer, cada uno de diferente forma me hizo ser como soy y lograr terminar este ciclo. Gracias por todo.

“con paciencia y un ganchito hasta las verdes se bajan”

-Hipólito Leiva.

Resumen

La determinación de los cuantiles de diseño para una red de drenaje urbano tiene pautas estandarizadas en la práctica, siendo de mucha importancia que represente con el mejor ajuste la realidad de lo que pasa en la cuenca urbana, para así, tener diseño dentro de la seguridad y calidad esperadas.

En la siguiente tesina final de máster se establece una comparación entre métodos estadísticos para la obtención de cuantiles de diseño. La cuenca de estudio pertenece a la red de drenaje de la ciudad de Valencia (colector norte-cauce), la cual tiene un área total de 68.8 ha. y una longitud total de 13.39 kilómetros.

Partiendo como base de la serie de datos (1990-2006) de precipitación con discretización temporal cinco-minutal facilitado por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) se realizó la separación estadística de los eventos, por medio de la determinación del tiempo crítico mínimo de separación de periodos secos. Con ello se obtuvieron 725 eventos independientes en los 17 años, de los que 464 son significativos por tener un volumen superior a un milímetro (*Andrés, 2010*).

La tesina se desarrolla con los 464 eventos, con los que se realizaron simulaciones en la herramienta Infoworks CS en la que se obtuvieron 464 caudales pico (Hidrogramas). Con esta serie de caudales se procedió al análisis estadístico de frecuencias de caudales pico por medio del método de series de máximos anuales AMS y el método de series de excedencias POT. Para la obtención de parámetros de las funciones de distribución se utilizó el programa AFINS 2.0 que basa su determinación en el método de máxima verosimilitud ML.

En el desarrollo de los métodos AMS y POT se han barajado ocho diferentes funciones de distribución de probabilidad (GEV, GDP, TCEV Log-Gumbel, Log-Normal II, Exponencial, Gumbel y SQRT-ET_{MAX}). En el método POT se determinó un umbral ($u= 2 \text{ m}^3/\text{s}$) que aumentara la serie de máximos por encima de un periodo de retorno de 1 año, con la restricción de no aumentar valores en la cola izquierda de la distribución. En este método el periodo de retorno se ve afectado por un índice de cruce que representa el aumento de datos (por encima del umbral) entre los datos originales de la serie y que hace que en promedio haya más de un máximo por año.

Para cada uno de los métodos estadístico se obtuvieron finalmente los resultados de cuantiles de caudal pico para los periodos de retorno de 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 25 años respectivamente.

De igual forma y en base a distintas referencias, se establecieron diferentes chaparrones de proyecto de diferentes periodos de retorno y duraciones. La Normativa del Ayuntamiento de Valencia establece la Aproximación A, las curvas IDF potenciales de tres parámetros según los resultados de Vaskova (2001) la Aproximación B y la aproximación C se basa en los

resultados de Albentosa (2011) respecto de la estructura temporal de los chaparrones en torno al pico de los mismos.

Con los métodos estadísticos y los chaparrones de proyecto antes expuestos se establece una comparación para comprobar y revisar si las pautas de diseño son realmente acordes a la frecuencia de ocurrencia de los caudales pico deducida de la serie simulada.

Por último se obtienen las conclusiones acerca del contraste realizado basado en la valoración conjunta de todos los métodos utilizados.

Índice General

Agradecimientos

Resumen

Índice general

Índice

Índice Figuras

Índice Tablas

CAPÍTULO I – Introducción.....10.

CAPÍTULO II – Caso de Estudio.....12.

CAPÍTULO III - Estimación de caudales pico por Análisis de Máximos Anuales AMS)...27.

CAPÍTULO IV-Estimación de caudales pico por el método de Análisis de Series de Excedencias (POT).....45.

CAPÍTULO V-Obtención de cuantiles de caudal pico por transformación de chaparrones de proyecto..... 61.

CAPÍTULO VI- Conclusiones.....82.

Referencias

ÍNDICE

CAPÍTULO I – Introducción.....	10
1.1-Motivación del trabajo.....	10
1.2- Objetivos del trabajo.....	11
CAPÍTULO II – Caso de Estudio.....	12
2.1- Objetivo.....	12
2.2 Cuenca de Estudio.....	12
2.3 Análisis de Datos Pluviométricos.....	14
2.3.1 Análisis, corrección y validación de los datos.....	14
2.3.2 Identificación de eventos independientes.....	15
2.4 Modelo de simulación.....	19
2.4.1 Modelo de producción.....	20
2.4.2 Modelo de propagación en superficie.....	23
2.4.3 Propagación en la red.....	23
2.5 Obtención de la serie de caudales pico.....	25
CAPÍTULO III - Estimación de caudales pico por Análisis de Máximos Anuales (AMS).....	27
3.1-Estimación de cuantiles por AMS.....	27
3.1.1 Definición de periodo de retorno.....	27
3.1.2 El método AMS.....	27
3.2-Modelo Estadístico.....	28
3.2.1 Funciones de distribución candidatas.....	28
3.2.1.1 Función Gumbel.....	29
3.2.1.2 Función GEV.....	29
3.2.1.3 Función TCEV.....	30
3.2.1.4 Función teórica SQRT-ET _{MAX}	31
3.2.1.5 Función Log-Gumbel.....	32
3.2.1.6 Función teórica de Pareto (GDP).....	33
3.2.1.7 Función Exponencial.....	33
3.2.1.8 Función log-Normal II.....	34
3.2.2 Función de distribución empírica.....	35
3.2.3 Estimación de parámetros.....	36
3.2.3.1 Método máxima verosimilitud (ML).....	36

3.2.3.2 La herramienta AFINS.....	37
3.3-Resultados y discusión.....	38
3.4-Conclusión.....	43
CAPÍTULO IV-Estimación de caudales pico por el método de Análisis de Series de Excedencias (POT)	45
4.1 Estimación de caudales por POT (Peaks over threshold).....	45
4.1.1 Definición de Periodo de Retorno.....	46
4.1.2 Método POT.....	46
4.1.2.1 Determinación de umbrales.....	46
4.2 Modelo estadístico.....	48
4.2.1 Valores Significativos de Umbrales.....	49
4.2.2 Distribución Empírica POT-2.....	51
4.3 Resultados del análisis POT.....	53
4.3.1 Conclusión.....	56
4.5 Comparación de estimaciones AMS/POT.....	57
CAPÍTULO V-Obtención de cuantiles de caudal pico por transformación de chaparrones de proyecto.....	61
5.1 Introducción.....	61
5.2 Aproximaciones.....	61
5.2.1 Aproximación A.....	62
5.2.2 Aproximación B.....	64
5.2.3 Aproximación C.....	69
5.3 Simulaciones y Resultados.....	75
5.4 Comparación con AMS/POT.....	76
5.5. Conclusión.....	81
CAPÍTULO VI-Conclusiones.....	82
6.1 - Sobre la estimación de cuantiles por medio del método AMS.....	82
6.2 - Sobre la estimación de cuantiles por medio del método POT.....	82
6.3 - Sobre la comparación de los métodos AMS y POT.....	82
6.4 - Sobre la comparación del método AMS, POT y la transformación de chaparrones de diseño.....	83
Referencias.....	84
Apéndice A.....	87
Apéndice B.....	99

Apéndice C.....	110
Apéndice D.	126

Índice de Figuras

Figura 1-Cuenca Pio XII-Margen Derecha (Andrés, 2010).....	12
Figura 3-Comparación de totales mensuales SAIH - INH (Andrés, 2010)	15
Figura 4-Definición de los parámetros de evento para la identificación de tb_{crit}	16
Figura 5-Diagrama del flujo del programa infoworks CS (adaptado de Martínez Marín, 2005). 20	
Figura 6-- Relación CN-C para Tr-25 anos (Gonzalez,2001).....	22
Figura 7-Hidrogramas generado por el evento EV038.....	26
Figura 8-Función de distribución empírica. Método AMS.....	36
Figura 9-AFINS 2.0: menú inicial.	37
Figura 10-AFINS 2.0: gráfica resultado.	38
Figura 11-Comparación de la función empírica con los diferentes ajustes a la serie de caudales pico máximos anuales (método AMS).....	39
Figura 12-Ajuste Función Gumbel resultado del método AMS.....	41
Figura 13-Ajuste Función TCEV resultado del método AMS.....	42
Figura 14-Ajuste Función GEV resultado del método AMS.....	43
Figura 15- Ejemplo de valores por encima de un determinado umbral.....	45
Figura 16-Umbrales adoptados. Rango completo de caudales pico.	47
Figura 17-Umbrales adoptados. Rango bajo de caudales pico.	48
Figura 18-Función de distribución empírica según el umbral adoptado. Método POT.....	49
Figura 19-Función de distribución empírica para umbrales 2 y 0.6. Método POT.	50
Figura 20-Función de distribución empírica (Método POT-2) para el rango de cuantiles de periodo de retorno superior a un año	52
Figura 21— Comparación de la función empírica con los diferentes ajustes a la serie de caudales pico (método POT-2) para el rango de cuantiles de periodo de retorno superior a un año.....	54
Figura 22-Función TCEV resultado del método POT-2.....	55
Figura 23-Función GDP resultado del método POT-2	56
Figura 24-Comparación de resultados AMS/GEV y POT-2/GDP	59
Figura 25-Chaparrón de diseño por el método de bloques alternos.....	62

Figura 26-Curva intensidad- duración- frecuencia de Aprox. A, Tr = 25 años.....	63
Figura 27-Chaparrón de diseño Aproximación A, $\Delta t= 5$ min, duración= 85 min.	64
Figura 28-Curva Intensidad- Duración- Frecuencia, Aprox. B, Tr = 5 años.....	65
Figura 29-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 85$ min, Tr=5 años.	66
Figura 30-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 120$ min, Tr = 5 años.	66
Figura 32-Curva Intensidad- Duración- Frecuencia, Aprox. B, Tr = 25 años.....	67
Figura 33-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 85$ min, Tr=25 años.	68
Figura 34- Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 120$ min, Tr=25 años.	68
Figura 36-Intensidad media cincominutal para la serie 1996-2003 de la ciudad de Valencia (Albentosa, 2011).....	70
Figura 37-Chaparrón adimensionalizado, Aprox. C.....	71
Figura 38-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=5 años.....	73
Figura 39-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=10 años.....	74
Figura 40-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=15 años.....	74
Figura 41-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=20 años.....	75
Figura 43-Gráfica comparativa de métodos estadísticos para la obtención de caudales pico.	78
Figura 44-Gráfica comparativa de Aprox. A. con los ajustes AMS y POT-2.	79
Figura 45-Gráfica comparativa de Aprox. B. con los ajustes AMS y POT-2.	80
Figura 46-Gráfica comparativa de Aprox. C. con los ajustes AMS y POT-2.	81

Índice de Tablas

Tabla 1-Parámetros de infiltración según uso del suelo (Andrés, 2010).....	22
Tabla 2 -Serie de caudales pico máximos anuales en la cuenca objeto de estudio.....	28
Tabla 3-Función de distribución y periodos de retorno empíricos.	35
Tabla 4-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método AMS.....	40
Tabla 5-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método AMS.....	40
Tabla 6-Cuantiles de caudal pico en la cuenca de estudio. Método AMS.....	44
Tabla 7-Umbrales de caudal pico adoptados.	47
Tabla 8-Series de datos utilizados en el método POT-2.....	51
Tabla 9-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método POT-2.....	53
Tabla 10-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método POT-2.....	53

Tabla 11-Cuantiles de caudal pico en la cuenca de estudio. Método POT.....	57
Tabla 12-Comparación de cuantiles de caudal pico (m ³ /s) según los métodos AMS y POT-2...	58
Tabla 13-Valores de parámetros a, b y c para la expresión potencial de tres parámetros (adaptado de Vaskova, 2001).....	65
Tabla 14-Valores esperados de las marginales de intensidad en torno al pico, ciudad de Valencia (adaptado de Albentosa, 2011)	70
Tabla 15-Chaparrón adimensionalizado, Aprox. C.	71
Tabla 16-Valores de parámetros de escala, forma y localización, función GEV de intensidad máxima de evento (Albentosa, 2011)	72
Tabla 17-Cuantiles de intensidad de pico de evento para la ciudad de Valencia.	73
Tabla 18-Resultados de caudales pico en la cuenca de estudio obtenido por simulación de los chaparrones de proyecto.	76
Tabla 19-Resumen de caudales pico obtenidos por simulación y métodos AMS y POT-2.	76

CAPÍTULO I – Introducción.

1.1-Motivación del trabajo.

En la práctica ingenieril existen pautas establecidas para obtener y realizar la estimación de caudales pico, con las que se definen los parámetros iniciales de un diseño de una red de drenaje urbano. Para poder obtener un caudal de diseño acorde a las características del lugar, se debe realizar un estudio hidrológico, el cual depende de muchas variables, por ejemplo precipitaciones, tipo de suelo, calidad de datos, población, ordenamiento urbano etc. De esta forma el estudio hidrológico conducente a la estimación de caudales pico se suele llevar a cabo por medio de métodos hidrometeorológicos sencillos como lo es, por ejemplo, el método racional.

Al proceder de esta forma, lo habitual es asociar al caudal pico obtenido, el mismo período de retorno del de las condiciones pluviométricas que lo originan (por ejemplo, el nivel de recurrencia de la curva ID utilizada). Sin embargo, es bien conocido que pueden existir discrepancias significativas entre la frecuencia de ocurrencia de un determinado chaparrón y del caudal pico que origina en una determinada cuenca.

Es, como se ha apuntado, ésta la forma común de proceder, aún más en entornos urbanos, donde los registros largos de series de caudales son muy raros, y normalmente inexistentes. Es por ello que cabe preguntarse cuán cierta es la asunción anterior (asociar el mismo período de retorno a chaparrón y caudal pico) en las condiciones de diseño de una red de colectores en entorno urbano y cómo puede llegar a influir en ello el diseño del propio chaparrón de proyecto.

Este trabajo pretende analizar, en el entorno del marco normativo del Ayuntamiento de Valencia, si la aproximación tradicional de obtención de caudales pico por medio de métodos hidrometeorológicos sencillos dista mucho, en el rango de períodos de retorno normales en hidrología urbana, de los obtenidos por análisis estadístico directo de la serie histórica de caudales. Dado que no se dispone de ésta directamente, se obtendrá mediante simulación continua del registro de precipitaciones en la ciudad, para un período de 17 años.

Este trabajo contempla por tanto diferentes métodos estadísticos para la obtención de caudales pico de diseño, con el fin comparar si las pautas de diseño habituales son realmente acordes a la frecuencia de ocurrencia de dichos caudales pico.

1.2- Objetivos del trabajo.

El objetivo primordial de la presente tesina es realizar la comparación de las estimaciones de caudales pico en la red de colectores de una cuenca urbana en la ciudad de Valencia (caso de estudio), derivadas de distintos procedimientos estadísticos:

- Análisis directo de la serie de caudales pico obtenidos por simulación de la serie histórica de precipitaciones, por el procedimiento AMS (Anual Maximun Series)
- Análisis directo de la serie de caudales pico obtenidos por simulación de la serie histórica de precipitaciones, por el procedimiento POT (Peak Over Threshold)
- Obtención de caudales pico por transformación de chaparrones de proyecto (procedimiento habitual).

Todo ello se realizará en una cuenca de la red de colectores de la ciudad de Valencia, contando para ello con el modelo matemático de simulación y el registro pluviográfico continuo del periodo 1990-2006 que permitirá deducir la serie histórica de caudales pico en la cuenca.

Con esta serie de caudales pico se procederá al análisis de frecuencia de éstos por medio de los dos métodos tradicionalmente más utilizados con este objetivo: el método de series máximas (AMS) y el método de series de excedencias (POT) (Beguería Portugués ,2002 y Madsen, 1997).

Posteriormente, se obtendrán para ciertos chaparrones de proyecto con un nivel de recurrencia prefijado, los caudales pico correspondientes en la cuenca objeto de estudio. Para llevar a cabo esta comparativa, se emplearán diversas fuentes para la construcción de los hietogramas sintéticos: curva IDF propuesta por la Normativa para Obras de Saneamiento de la ciudad de Valencia (Ayuntamiento de Valencia, 2004), curva IDF potencial de tres parámetros ajustadas para la ciudad de Valencia (Vaskova, 2001) y hietogramas derivados del análisis de la estructura temporal de los chaparrones en el entorno de la fase de pico llevado a cabo por Albentosa (2011).

De este modo, se compararán los cuantiles obtenidos mediante análisis estadístico directo, por las vías AMS y POT, con los obtenidos por transformación de chaparrones de proyecto, extrayéndose para concluir las diferencias significativas entre ambos procedimientos.

CAPÍTULO II – Caso de Estudio.

2.1- Objetivo.

Para poder realizar el estudio se debe seleccionar una cuenca urbana en la que se tengan datos de series históricas de precipitaciones. Se realizará el análisis de la serie de lluvias disponibles para validar los datos facilitados por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ).

En el desarrollo de este capítulo se buscan y definen los siguientes objetivos:

- Presentar la cuenca de estudio.
- Validar y corregir en su caso la serie histórica de precipitaciones.
- Identificar y aislar eventos estadísticamente independientes de la serie histórica de lluvia.
- Presentar el modelo de simulación de drenaje urbano.
- Obtener la serie de caudales pico en la cuenca de estudio, y que será objeto de los análisis AMS y POT en los capítulos III y IV respectivamente.

2.2 Cuenca de Estudio.

La cuenca en la que se plantea el estudio pertenece a la red de drenaje de la ciudad de Valencia, tiene un total de 68.8 ha y drena la margen derecha de la avenida de Pío XII. La cuenca está situada en la cabecera de uno de los grandes ejes de drenaje de la ciudad, el colector Norte-Cauce, que vierte sus aguas a la dársena interior del puerto.



Figura 1-Cuenca Pío XII-Margen Derecha (Andrés, 2010)

El SIRA (Sistema de Información de la Red de Alcantarillado) del servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia brinda la información sobre la topología de la red, datos geométricos y datos y parámetros hidráulicos.

La red objeto de estudio tiene una longitud total de 13.39 km y en ella existen 565 pozos de registro y 562 tramos de colector con lo que se obtiene un promedio de un pozo cada 23.7 m.

Para la distribución de usos del suelo en la cuenca de cara a la estimación de los correspondientes parámetros de infiltración, se adoptan cuatro usos básicos:

- Áreas pavimentadas.
- Edificación de alta densidad.
- Edificación de baja densidad.
- Zonas verdes.

Estos usos los establece el Ciclo Integral del Agua en las directrices recogidas en la Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia (Ayuntamiento de Valencia, 2004).

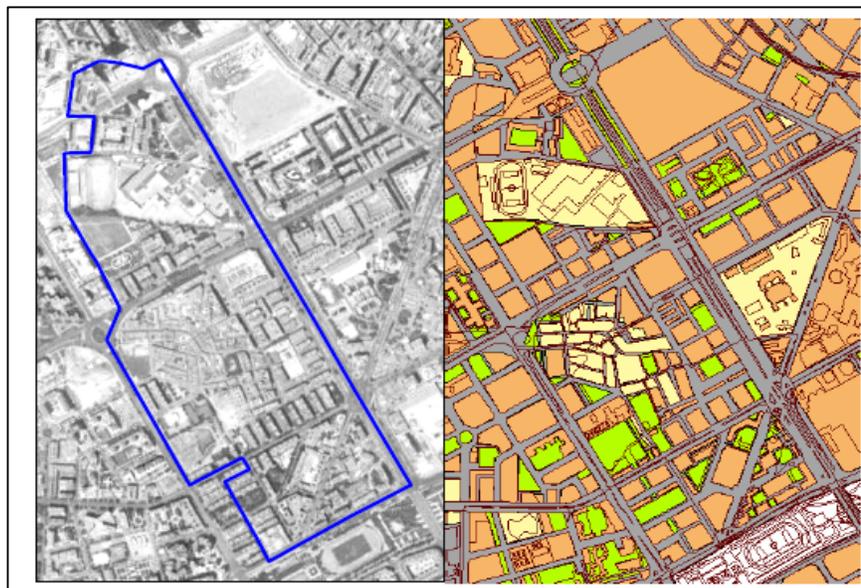


Figura 2-Usos del suelo en la cuenca objeto de estudio (Andrés, 2010)

2.3 Análisis de Datos Pluviométricos.

La serie de precipitaciones utilizada en este trabajo tiene una discretización temporal cinco-minutal. Los datos correspondientes a esta serie fueron facilitados por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) correspondientes a la estación pluviométrica sita en la ciudad de Valencia.

El SAIH constituye una red de recogida de datos de precipitación y de control de los caudales circulantes (niveles en embalses, cauces y canales, posiciones de compuertas,...) que cubre el territorio adscrito a la CHJ. El SAIH del Júcar fue el primero en implantarse en España y está en funcionamiento desde finales de 1989. Esta red de telemetría primitiva constaba de un total de 121 puntos de toma de datos; en julio del 2007 la red llegó a tener 186 puntos en servicio de recogida de datos de información hidrológica distribuidos por todo el ámbito territorial.

Los datos captados por los distintos sensores se registran en los puntos de control que transmiten su información vía radio y vía satélite al Centro de Proceso de Cuenca, situado en la sede de la Confederación en Valencia, donde se analiza y procesa la información recibida.

2.3.1 Análisis, corrección y validación de los datos.

Los datos registrados por los pluviómetros vienen con un código que informa del estado del pluviómetro durante el intervalo de la medición, los tres estados ya específicos son los siguientes:

- funcionamiento correcto con nomenclatura “A”
- funcionamiento incorrecto con nomenclatura “B”
- funcionamiento indeterminado con nomenclatura “C”

(*Andrés, 2010*) presenta porcentajes de cada uno de los estados de los pluviómetros, siendo así un 94.2% del tiempo en funcionamiento tipo “A”, teniendo en cuenta que los últimos 7 años dicho porcentaje fue de 99%. No obstante durante los primeros años el funcionamiento es de tipo “B” y “C” en un 15%-20% del tiempo. De igual forma en el estudio se corrigieron los datos por medio de una comparación de las estaciones INM-VIVEROS y CHJ-SAIH. Se presenta la grafica obtenida en la comparación (*Andrés, 2010*), concluyéndose que el periodo 1990-2006 es completamente válido para proceder con la caracterización pluviométrica.

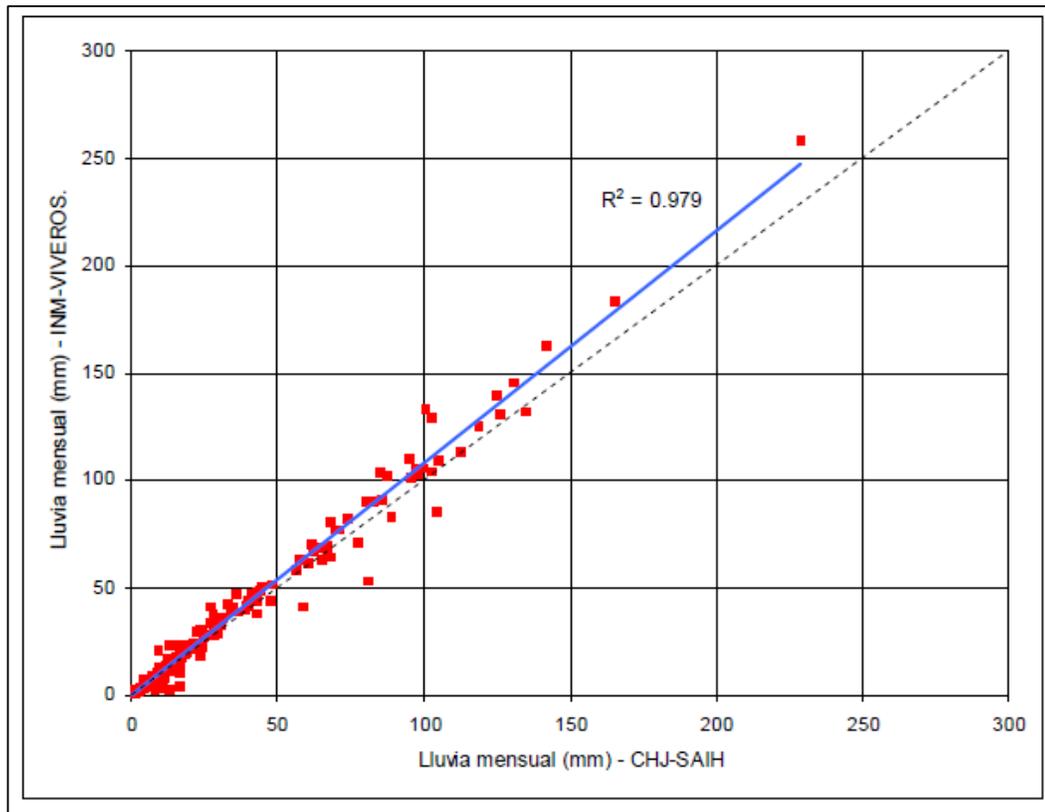


Figura 3-Comparación de totales mensuales SAIH - INH (Andrés, 2010)

2.3.2 Identificación de eventos independientes.

#

En un análisis estadístico es fundamental la separación de la serie continua de registros pluviométricos en eventos de precipitación independientes; sin embargo, se tienen diferentes puntos de vista como el meteorológico y el estadístico (Adams B. and Papa F., 2000). En la obtención de caudales pico para determinados periodos de retorno, se debe poder asociar una frecuencia de superación, por esto el tratamiento estadístico es el que se debe utilizar para establecer la independencia buscada en los eventos.

Para el aislamiento de las precipitaciones se deben establecer los criterios para definir cuando inician o terminan éstas. Para ello se deben analizar los intervalos de tiempo seco entre pulsos de lluvia, porque si éste fuera corto, existe la posibilidad de que los pulso de lluvia que lo acotan pertenezcan a un mismo evento, mientras que si se establece un periodo de tiempo más largo, la tendencia sería a pertenecer a eventos o episodios diferentes.

En la figura siguiente se presenta el proceso de análisis de la serie continua hasta la identificación de eventos independientes:

- La serie bruta registrada por el pluviómetro (a).

- La serie discretizada en intervalos de tiempo regulares (b) y donde se define la serie de duraciones de tiempo seco entre pulso de lluvia (t_b).
- Serie separada en eventos independientes (c).

Donde para que dos pulsos de lluvia pertenezcan a eventos independientes, su tiempo seco de separación debe superar cierto umbral crítico $t_{b\text{cri}}$ por determinar.

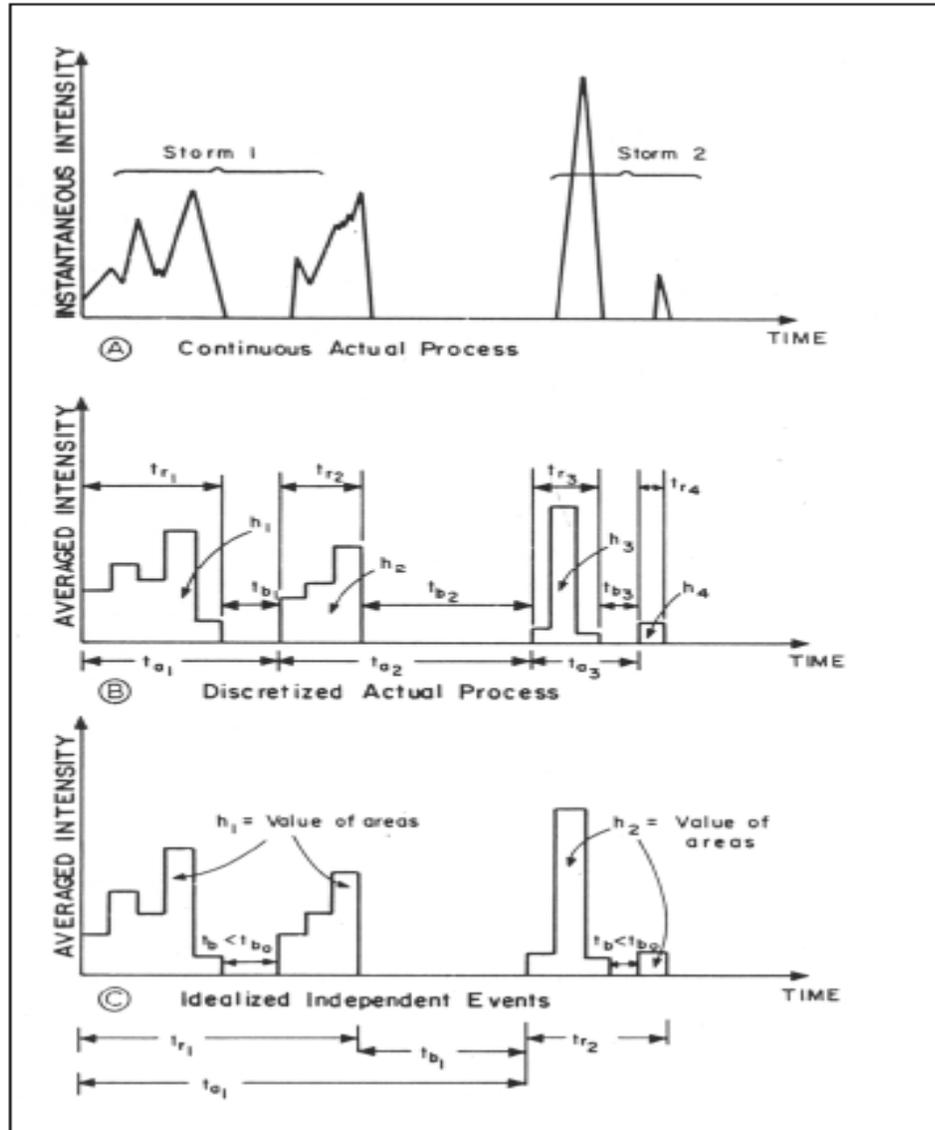


Figura 4-Definición de los parámetros de evento para la identificación de $t_{b\text{cri}}$

Para establecer la separación temporal mínima que definan dos eventos independientes (separación crítica) no hay un procedimiento establecido (Andrés, 2010). En su publicación básica (Restrepo-Posada y Eagleson, 1982) expone la manera de abordar el problema que consiste en asumir los eventos de precipitación como realizaciones estadísticamente independientes, de modo que la separación crítica $t_{b\text{cri}}$ será aquella que dé lugar a que la serie

de separación entre eventos t_b (tiempo seco entre pulso de lluvia) se rija mediante un proceso de Poisson, esto es, que esté distribuida exponencialmente. Para que los resultados sean estadísticamente significativos la serie deberá ser al menos de 10 años (Bonta y Rao, 1998), cuestión que en el caso analizado se cumple.

Si se asume por tanto que la variable de separación entre eventos t_b se distribuye exponencialmente:

$$f_{T_b}(t_b) = \beta e^{-\beta t_b} \quad t_b > 0 \quad [1]$$

Esto repercute en que

$$E[t_b] = \beta^{-1} \quad y \quad \sigma[t_b] = \beta^{-1} \quad [2]$$

Por lo que,

$$CV[t_b] = 1 \quad [3]$$

Teniendo esto obtendríamos un serie independiente de eventos. En la figura anterior se redefinen los mismos incorporando al evento de lluvia los periodos secos con duración $t_b < t_{\min}$; así mismo se trata de obtener el valor adecuado de t_{\min} de forma que la variable t_b se distribuya exponencialmente. La separación crítica t_{crit} sería el valor de t_{\min} y establece la base para la identificación de eventos de precipitación estadísticamente independientes.

Con la serie original se trata entonces de definir series para ciertos valores de t_{crit} y realizar el ajuste exponencial a cada una de las nuevas series. Aquel ajuste que se ciña más al modelo de Poisson será el que defina finalmente la separación crítica t_{crit} .

A partir de la serie de datos obtenida anteriormente se deduce fácilmente la serie de intervalos secos para poder determinar la separación crítica.

La función de distribución del modelo exponencial es:

$$F_s(s) = 1 - e^{-\beta s} \quad s > 0 \quad [4]$$

El estimador máximo verosímil el parámetro β de la función de distribución exponencial es:

$$\beta_{MLE} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n s} = [E(s)]^{-1} \quad [5]$$

Además para cada muestra para la que se realiza el ajuste se calcula el coeficiente de variación

de la misma:

$$CV(s) = \frac{\sigma(s)}{E(s)} \quad [6]$$

El ajuste que más se aproxime al modelo exponencial debe de tener un CV próximo a la unidad, propiedad esencial del modelo exponencial.

En el análisis realizado (*Andrés, 2010*) como primera iteración se lleva a cabo un ajuste con separación de 5 minutos, como la propia discretización de la muestra de precipitaciones. En sus resultados se identifica que en esta separación la distribución no se ajusta a una exponencial. En posteriores iteraciones se realiza un ajuste de valores crecientes obteniendo la deseada independencia para separaciones mínimas entre 18 y 24 horas. Al criterio del CV, se añaden además:

- Minimizar el índice de Kolmogorov-Smirnov.
- Maximizar el índice de Nash-Sutcliffe.

En el intervalo antes dicho, la separación de 22 horas es la que más se ajusta a las condiciones por lo tanto el autor la establece como separación crítica y la utiliza para la definición de los eventos estadísticamente independientes.

Con la separación establecida se obtuvieron 725 eventos independientes en los 17 años de los que 464 tienen un volumen superior a un milímetro. Estos son lo que conforman la muestra, dado que como se verá a continuación, el umbral de escorrentía más bajo en la cuenca es de 1 milímetro.

2.4 Modelo de simulación.

El modelo Infoworks CS permite la modelación de redes separativas de aguas pluviales y residuales, o bien la combinación de ambas en una red unitaria. La red debe contener toda la información necesaria para reproducir el sistema de drenaje: las subcuencas que drenan a los nodos (pozos en general) estando éstos unidos a su vez mediante conductos (o elementos especiales como bombas, vertederos, etc.). En el caso de una red separativa, es posible modelar la superposición de la red de pluviales junto con la de residuales en el mismo modelo.

Infoworks incorpora el motor de cálculo HydroWorks para la simulación del comportamiento de la red frente a numerosas situaciones. Toda la información que conforma el modelo se almacena en una base de datos que incorpora, por una parte, los parámetros, ecuaciones y datos en general que definen el modelo así como los resultados de cada una de las simulaciones que se lleven a cabo. La organización de la base de datos puede efectuarse directamente desde Infoworks CS, si bien, el programa se acompaña de un administrador específico de la base de datos (Infoworks Database Administrator) que permite una gestión mucho más eficiente de la misma. Se pueden además exportar dichas bases de datos a otros soportes (SWMM, por ejemplo) e incluso volcarlas directamente a un sistema de información geográfica.

Igualmente completa es la gestión de los resultados que va más allá de la propia visualización en el propio programa (diversos tipos de gráficos, perfiles y plantas dinámicas, etc); el programa incorpora un módulo de análisis estadístico que extrae datos de las simulaciones a partir de reglas y patrones definidos por el usuario (por ejemplo, los caudales que superan un cierto umbral y la frecuencia con que esto ocurre). Además, la exportación de los mismos a otros soportes (Excel) para su tratamiento posterior es inmediata.

Por último, señalar que el programa está concebido directamente en un entorno de SIG propio, pero que además, la conexión con sistemas de información geográfica comerciales (MapInfo, Arcview, ArcMap) es automática.

La figura (5) sintetiza las capacidades fundamentales del programa así como el proceso completo de construcción y simulación del modelo.

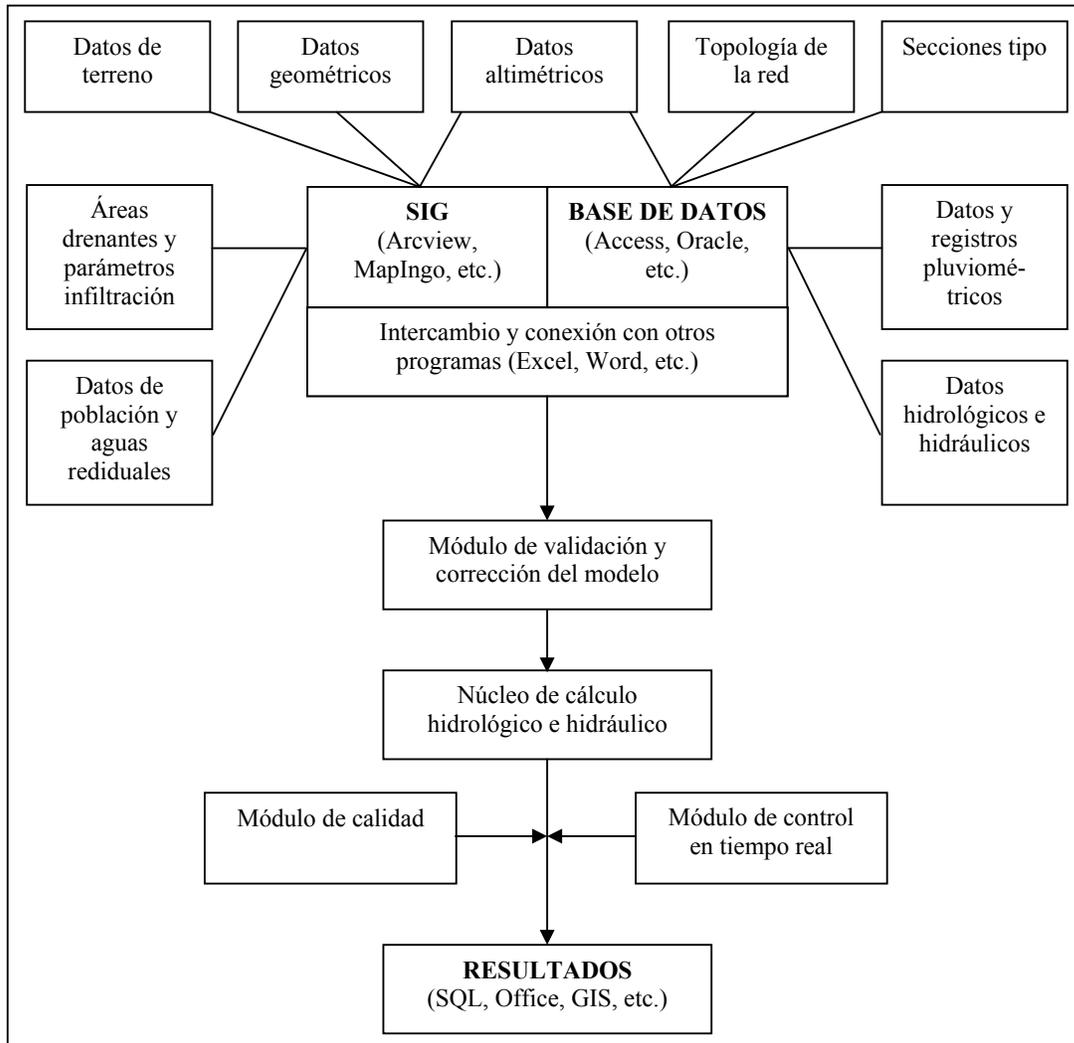


Figura 5-Diagrama del flujo del programa infoworks CS (adaptado de Martínez Marín, 2005)

2.4.1 Modelo de producción.

InfoWorks permite elegir entre un abanico bastante amplio de modelos de producción de escorrentía, entre los que cabe citar:

- Modelos de coeficiente de escorrentía.
- Modelo de infiltración constante.
- Modelo de Green y Ampt.
- Modelo de Horton.
- Modelo del US Soil Conservation Service.

Para la modelación utilizaremos el modelo del SCS muy aceptado y además de haber sido calibrado para la ciudad de Valencia (*González, 2001*). Este modelo tiene la ventaja de solo tener un parámetro con una representación de la realidad en entorno urbano muy buena.

La ecuación de continuidad es la base del modelo de infiltración del SCS:

$$v = E + F + P_0 \quad [7]$$

donde v es la precipitación bruta, P_0 el umbral de escorrentía, E la escorrentía acumulada y F la infiltración acumulada. Por otra parte, el modelo asume la siguiente relación empírica entre las variables anteriores:

$$\frac{F}{S} = \frac{E}{v - P_0} \quad [8]$$

donde S es la máxima infiltración acumulada que puede producirse en el suelo. Combinando ambas ecuaciones, se obtiene la ecuación básica del modelo de infiltración:

$$E = \frac{(v - P_0)^2}{v - P_0 + S} \quad [9]$$

Para poder utilizar el modelo en una simulación continua, es necesaria una forma diferencial de la ecuación anterior, es decir:

$$\frac{dE}{dt} = \frac{(v - P_0)(v - P_0 + 2S)}{(v - P_0 + S)^2} \frac{dv}{dt} \quad [10]$$

Los parámetros S y P_0 están relacionados por una expresión del tipo $P_0 = kS$, donde el valor más habitual del coeficiente es $k = 0.2$. Por tanto, la ecuación de infiltración queda:

$$E = \frac{(v - P_0)^2}{v - 4P_0} \quad [11]$$

El parámetro del modelo (ya sea S ó P_0) está relacionado con el índice adimensional conocido como número de curva (CN). Este índice representa la influencia combinada de los aspectos del suelo que determinan la infiltración:

- Tipo de suelo
- Uso del suelo (cubierta)
- Pendiente del suelo

➤ Estado antecedente de humedad

El CN varía entre 0 y 100, siendo este último valor el que corresponde a una escorrentía del 100%. La relación empírica entre el CN y los parámetros S y P₀ es la siguiente:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ [mm]} \qquad P_0 = \frac{5080}{CN} - 50.8 \text{ [mm]} \qquad [12]$$

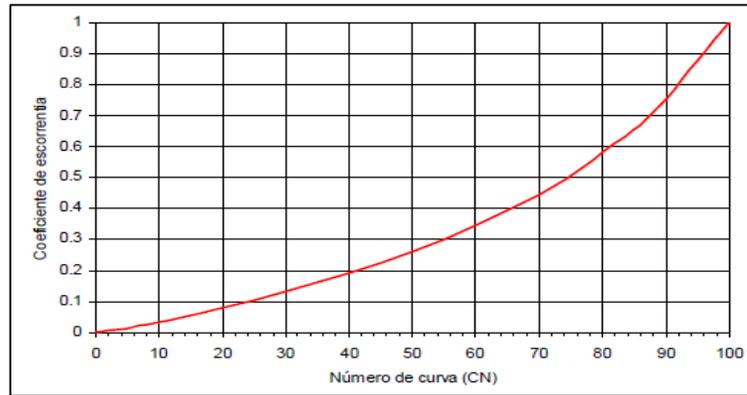


Figura 6-- Relación CN-C para Tr-25 años (Gonzalez,2001)

Como se ha comentado anteriormente, la Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia (Ayuntamiento de Valencia, 2004) recoge cuatro usos del suelo tipo para toda la ciudad. Con este modelo de infiltración se puede establecer la relación entre el número de curva (CN) y el coeficiente de escorrentía que le correspondería para la subcuenca tipo considerada en función de la frecuencia del evento (dado que el coeficiente de escorrentía depende del período de retorno). Para el período de retorno de 25 años, se tiene la relación que recoge la gráfica anterior (González, 2001), de modo que se pueden deducir los correspondientes valores de P₀ y S para los cuatro usos del suelo.

Para las cuatro tipologías de suelo contempladas en la normativa, los resultados son los que figuran en la siguiente tabla.

Uso del Suelo	S(mm)	P ₀ (mm)
Grandes zonas pavimentadas	5	1
Edificación de alta densidad	19	4
Edificación de baja densidad	89	18
Zonas verdes	351	70

Tabla 1-Parámetros de infiltración según uso del suelo (Andrés, 2010)

2.4.2 Modelo de propagación en superficie.

La lluvia neta que resulta tras el proceso de producción se propaga a lo largo de la superficie de las subcuencas, hasta llegar a los pozos de registro, puntos del modelo donde se incorpora a la red de colectores. La base de los modelos de propagación en las subcuencas está en la teoría de la onda cinemática; no obstante, en modelos pseudo – distribuidos como Infoworks, resulta conveniente emplear, en este nivel, aproximaciones que representen con suficiente grado de acierto el fenómeno físico. De entre las diferentes posibilidades que ofrece Infoworks, se ha modelado la propagación en superficies mediante embalse no lineal.

Este modelo de propagación depende exclusivamente de cuatro parámetros, todos ellos función del uso del suelo y de la morfología de la subcuenca, y por tanto de la clasificación en tipologías de suelo adoptada:

- Rugosidad media de la subcuenca (0.01 para zonas pavimentadas, 0.02 para zonas de edificación y 0.20 para zonas verdes). Cabe decir en este punto que con la discretización utilizada (subcuenca a escala de pozo de registro) el modelo es poco sensible a estos parámetros.
- Pendiente representativa de la subcuenca, obtenida de la del terreno asociado al tramo de dicha subcuenca.
- Área drenante de la subcuenca: este valor se obtiene a partir de la asignación a cada pozo, de su área tributaria mediante algoritmo de Thiessen.
- Ancho de las subcuencas: el modelo conceptualiza la subcuenca según dos planos inclinados con su línea de máxima pendiente normal al colector. Por tanto, este dato resulta de la propia área de la subcuenca y de la longitud de su tramo de colector asociado.

De este modo, el modelo resuelve la propagación en la cuenca haciendo la hipótesis de un embalse simple no lineal, cuyo coeficiente de descarga está directamente relacionado con los parámetros anteriores.

2.4.3 Propagación en la red.

En el último paso, el programa aborda la propagación en la red de colectores. En InfoWorks, un conducto se representa como un arco de longitud definida entre dos nodos (o pozos de registro). La condición de contorno entre un tramo y un nodo será, bien de tipo caída libre (nodo final de una red sin nivel impuesto), bien de tipo energía impuesta en el pozo en

cuestión. Por su parte, el gradiente hidráulico en un tramo de la red se define respecto de los niveles que alcanza el agua en los respectivos pozos que lo definen.

Las ecuaciones que gobiernan el fenómeno son las ecuaciones de Saint – Venant, que no son otras que las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento aplicadas al problema unidimensional del flujo en lámina libre:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [13]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0 \quad [14]$$

donde Q es el caudal, A es la sección transversal de la sección, g la aceleración de la gravedad, θ el ángulo del conducto con la horizontal, S_0 la pendiente geométrica del conducto y K la función de capacidad hidráulica de la sección. Estas ecuaciones son válidas tanto para el flujo en lámina libre como para el caso en que el conducto entrara en presión, estado que se resuelve haciendo uso del concepto de la ranura de Preissmann.

No obstante, si se conoce a priori que el conducto va a funcionar en presión (por ejemplo, en el caso de un sifón), el programa permite utilizar directamente las ecuaciones del flujo en presión:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [15]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0 \quad [16]$$

Estas ecuaciones son mucho más precisas que las completas de Saint – Venant en el caso de flujo en presión, puesto que no utilizan ni un flujo base para inicializarlas, ni la conceptualización de la ranura de Preissmann.

La resolución numérica de las ecuaciones se lleva a cabo discretizando cada tramo en N intervalos equiespaciados 20 veces el diámetro (o dimensión característica) del conducto. Las ecuaciones de Saint – Venant se aproximan con un esquema de Preissmann de 4 puntos, donde funciones y derivadas se aproximan por promedios ponderados de los valores en las cuatro esquinas de una ventana en el espacio (x, t):

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{\theta}{2}(f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{2}(f_{i+1}^n + f_i^n) \\ \frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x}(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x}(f_{i+1}^n - f_i^n) \\ \frac{\partial f}{\partial x} = \frac{1}{2\Delta t}(f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1} - f_{i+1}^n - f_i^n) \end{array} \right. \quad [17]$$

Donde $f_i^n = f(i\Delta x, n\Delta t)$

La naturaleza implícita del esquema elimina cualquier restricción en el incremento de tiempo Δt , resultando una estabilidad incondicional con $\theta \geq 0.5$. Infoworks utiliza por defecto un valor del parámetro $\theta=0.65$.

El esquema de cálculo asegura la interconexión entre puntos adyacentes del conducto, resultando, para cada tramo, un sistema de $2N-2$ ecuaciones. El sistema local de ecuaciones para un tramo se completa añadiendo la condición de contorno en cada uno de los extremos, siendo ésta en general una ecuación de la forma $\xi(Q_i, Y_i, Y_F) = 0$ donde Q_i e Y_i son el caudal y calado en el punto de cálculo, e el nivel que impone el nodo que controla el flujo.

Por último, el sistema de ecuaciones se completa con la ecuación de continuidad, que debe ser satisfecha en cada uno de los puntos internos de cálculo en que ha sido discretizado el

$$Q_L + \sum \beta_i Q_j = A_L \frac{\partial Y_L}{\partial t} \quad [18]$$

La estabilidad del cálculo, especialmente en los pasos de flujo en lámina libre a presión y viceversa, se garantiza utilizando el método de Newton – Raphson, método que por otra parte asegura una rápida convergencia a la solución.

2.5 Obtención de la serie de caudales pico.

Para la obtención de la serie de caudales pico se realizó la simulación (Infowoks CS) de los 464 eventos independientes extraídos de la serie pluviométrica 1990-2006 de intensidades 5-minutales de la ciudad de Valencia (pluviógrafo del SAIH de la Confederación Hidrográfica del Júcar).

En la simulación se obtuvieron 464 caudales pico correspondiente a cada evento (464 hidrogramas), siendo resultado de una serie de 17 años. Con dicha serie de simulaciones, se obtienen los caudales picos de cada uno de los eventos para realizar posteriormente el análisis

estadístico por el método de Series de máximos (AMS) y serie de excedencias (POT) en los capítulos III y IV respectivamente.

En las simulaciones se obtuvieron hidrogramas para cada uno de los eventos y con esto se hallaron los caudales picos correspondientes a cada uno de ellos. A continuación se presenta a modo de ejemplo el hidrograma obtenido en el punto de desagüe de la red para la simulación de la tormenta EV038 (7/10/1990). De éste se obtiene el correspondiente caudal pico, en este caso de $0.48 \text{ m}^3/\text{s}$

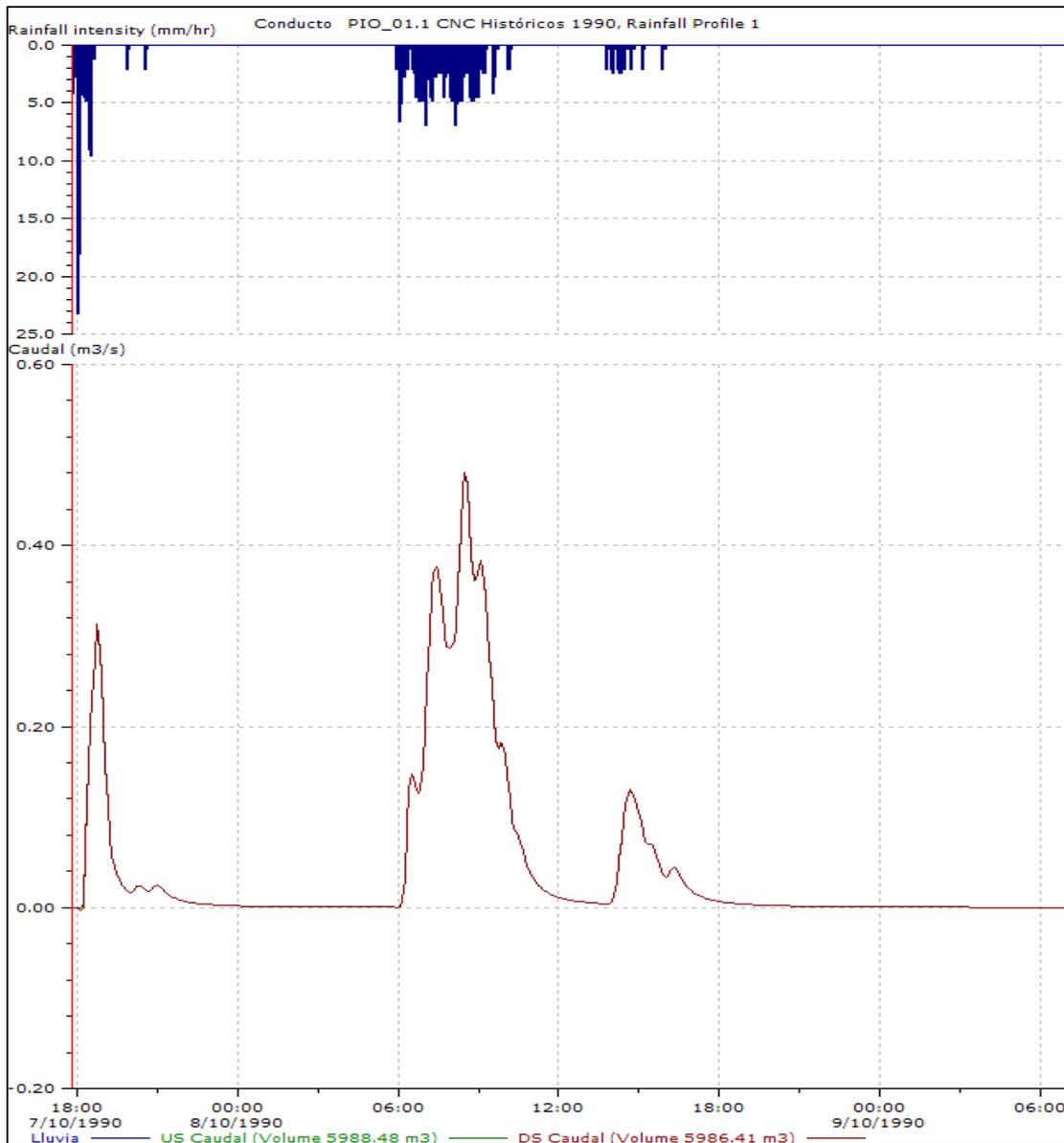


Figura 7-Hidrogramas generado por el evento EV038

CAPÍTULO III - Estimación de caudales pico por Análisis de Máximos Anuales (AMS).

3.1-Estimación de cuantiles por AMS.

3.1.1 Definición de periodo de retorno.

Para una serie de datos determinados de precipitaciones o de caudales máximos, el cálculo de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos mediante métodos paramétricos se basa en el ajuste de determinadas distribuciones de probabilidad mediante técnicas de estimación de parámetros.

Las distribuciones de probabilidad son funciones matemáticas que relacionan la magnitud de un evento con su probabilidad de ocurrencia. Por lo que el periodo de retorno es la frecuencia o recurrencia en un tiempo determinado (*Vaskova, 2001*).

El periodo de retorno de un evento de determinada magnitud puede definirse como el promedio del lapso de tiempo que ha de transcurrir entre dos repeticiones del mismo. Existe una estrecha relación entre la probabilidad y la frecuencia de un determinado evento, como muestra la siguiente igualdad:

$$Tr = \frac{1}{1 - F(x)} \quad [19]$$

Donde *Tr* es el periodo de retorno correspondiente a un evento de magnitud *x*, y $F(x \geq X)$ la probabilidad de que ocurra un evento de magnitud igual o superior a *X*

3.1.2 El método AMS.

En los procedimientos de análisis de series hidroclimáticas el método más utilizado por su simplicidad y facilidad dependiendo de una probabilidad obtenida en unas series de datos (precipitaciones, caudales) es el Análisis de Series Máximas (AMS en sus siglas en inglés) Con este método se pueden obtener valores de periodos de retorno determinados por medio de la utilización de funciones de distribución.

El método AMS parte de una serie de máximos anuales $x_1, x_2, x_3, x_n...$ siendo ésta una variable aleatoria vinculada a caudales o precipitaciones (extremos hidrológicos en general). La serie de datos forma parte de un determinado periodo de tiempo *t*.

Una función de distribución de probabilidad acumulada (en adelante función de distribución) denominada $F_x(x)$ se ajusta a la serie, con lo que se define la probabilidad de no excedencia para el valor x (valores de $x \geq 0$). A esta probabilidad de no excedencia x se le relaciona un periodo de retorno Tr de interés, para obtener los cuantiles deseados.

En el caso práctico objeto de la tesina, se trata por tanto de extraer el caudal pico máximo de cada uno de los 17 años de la serie para proceder a su análisis estadístico. A partir de los resultados de las simulaciones recogidos en el apéndice A, la mencionada serie de caudales pico máximos anuales es la que se recoge en la siguiente tabla.

Año	Qp
1990	3.6
1991	8.0
1992	16.0
1993	3.8
1994	9.2
1995	3.9
1996	2.1
1997	4.2
1998	2.0
1999	5.8
2000	7.8
2001	5.3
2002	8.4
2003	1.4
2004	11.2
2005	3.2
2006	6.1

Tabla 2 -Serie de caudales pico máximos anuales en la cuenca objeto de estudio.

3.2-Modelo Estadístico.

3.2.1 Funciones de distribución candidatas.

Son varias las funciones de distribución que se utilizan normalmente para determinar la probabilidad de evento de series de máximos o extremos las cuales se adaptan mejor a un caso u otro dependiendo del enfoque, parámetros y la calidad de los datos utilizados. En este caso se utilizaron ocho funciones diferentes para poder determinar cual es la más conveniente para representar la serie de caudales pico máximos anuales en la cuenca objeto de estudio.

Las funciones de probabilidad utilizadas se presentan de la siguiente forma:

- Función de densidad de probabilidad.

- Función de distribución de probabilidad acumulada.
- Definición de parámetros o restricciones.

Las funciones utilizadas son las que se exponen en los epígrafes siguientes.

3.2.1.1 Función Gumbel.

Es también conocida con el nombre de distribución de valores extremos tipo I. Este modelo representa la distribución límite del mayor valor de n valores x_i , independientes e idénticamente distribuidos con una distribución de tipo exponencial a medida que n crece indefinidamente (*Díaz Salas, 2011*).

Este modelo probabilístico es de la distribución de valores extremo, de tipo doblemente exponencial:

- Densidad de probabilidad:

$$f(x) = \lambda \theta e^{-\theta x} e^{-x e^{-\theta x}} \quad [20]$$

- Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{-\lambda e^{-\theta x}} \quad [21]$$

Donde el parámetro Θ es de escala y λ es el parámetro de forma.

3.2.1.2 Función GEV.

La distribución de Valores Extremos Generalizada (en inglés, Generalized Extreme Value, cuyas siglas son GEV), que también es conocida como la distribución de Fisher-Tippett, fue inicialmente introducida por Jenkinson en 1955 (*X.G. Lin*). En investigaciones más recientes

(Martins y Stedinger, 2000) expusieron que la probabilidad obtenida GEV están dentro de los valores representativos para la hidrología.

La Generalizada de los Valores Extremos (GEV) combina tres distribuciones en una sola función matemática como se presenta:

- Densidad de probabilidad:

$$f(x) = F(x) \left[\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\beta}{\alpha} (x - x_0)^{\frac{1}{\beta} - 1} \right) \right] \quad [22]$$

- Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{- \left[1 - \frac{\beta}{\alpha} (x - x_0)^{\frac{1}{\beta}} \right]} \quad [23]$$

Donde el parámetro β es de escala y λ es el parámetro de forma. x_0 es el parámetro de localización, tomando en cuenta que:

Si $\beta > 0$ entonces $x < (x_0 - \alpha/\beta)$

Si $\beta < 0$ entonces $x > (x_0 + \alpha/\beta)$

3.2.1.3 Función TCEV.

La función TCEV (en inglés, Two Component Extreme Value) caracterizada por tener como resultado la máxima de dos posibles poblaciones de extremos (García, 1998), que se caracterizan de esta forma:

- normales (invierno y primavera)
- fuera de lo normal (verano y otoño)

Las normales son más frecuentes pero con menos magnitud y las fuera de lo normal son menos frecuentes pero con más magnitud.

Las expresiones funcionales son las siguientes:

➤ Densidad de probabilidad:

$$f(x) = F(x) \left[\theta_1 \lambda_1 e^{(-\theta_1 x)} - \theta_2 \lambda_2 e^{(-\theta_2 x)} \right] \quad [24]$$

➤ distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{\left[-\lambda_1 e^{(-\theta_1 x)} - \lambda_2 e^{(-\theta_2 x)} \right]} \quad [25]$$

Donde el parámetro Θ_1 y λ_1 son parámetro de escala y de forma respectivamente de la población ‘normales’, y Θ_2 y λ_2 son parámetro de escala y de forma respectivamente de la población ‘fuera de lo normal’.

3.2.1.4 Función teórica SQRT-ET_{MAX}.

La obtención de esta función está basada en que cumpla las hipótesis (*Etoh y Murota, 1986*):

- que la duración y la intensidad máxima de una tormenta individual son variables estadísticas independientes entre sí,
- que la duración se distribuye según una variable exponencial y la intensidad máxima según una variable Gamma,
- que la cantidad de lluvia caída en una tormenta es proporcional al producto de la duración y la intensidad máxima de precipitación (*Junquera, 2000*)

Teniendo esto en cuenta, se obtienen las siguientes funciones de:

➤ Densidad de probabilidad:

$$f(x) = F(x) \left[\frac{k\alpha}{2} e^{(-\sqrt{\alpha x})} \right] \quad [26]$$

- Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{\left[-k(1 + \sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}} \right]} \quad [27]$$

Donde $k > 0$ este factor de forma y $\alpha > 0$ factor de escala.

3.2.1.5 Función Log-Gumbel.

Esta función también es conocida como la distribución de Fréchet, llamada así por Maurice Fréchet, quien escribió un artículo relacionado en el año 1927. Posteriormente, Fisher y Tippett en 1928 realizaron más trabajo y finalmente Gumbel en 1958 (*Koutsoyiannis, 2004*). La función log-Gumbel se aplica a los fenómenos extremos, tales como máximos anuales de un día de lluvias y las descargas de los ríos. Se obtiene de reemplazar la variable x por $\ln x$, así se obtiene la función acumulada de la distribución log Gumbel (*HidroEsta, 2001*). De esta forma obtenemos las funciones de:

- Densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{\lambda}{\theta} \left(\frac{\theta}{x} \right)^{\lambda+1} F(x) \quad [28]$$

- de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{\left(-\frac{\theta}{x} \right)^{\lambda}} \quad [29]$$

Donde el parámetro Θ es de posición y λ es parámetro de escala.

3.2.1.6 Función teórica de Pareto (GDP).

La función generalizada de Pareto GDP (en inglés, Generalized Pareto Distribution) inició su uso en las distribuciones de valores extremos debido a Pickands 1975 pero más recientemente fue difundida por Hosking (1987) y sus compañeros de trabajo (*Johnson L., Kotz, Balakrishnan, 1994*).

Las funciones utilizadas son las siguientes:

- Densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - k \frac{x - x_0}{\alpha} \right]^{\left(\frac{1}{k} - 1 \right)} \quad [30]$$

- Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = 1 - \left[1 - k \frac{x - x_0}{\alpha} \right]^{\left(\frac{1}{k} \right)} \quad [31]$$

Donde α es el parámetro de escala y k de forma. El parámetro x_0 es un parámetro de localización.

3.2.1.7 Función Exponencial.

Para la estimación de cuantiles, Robertson (1977) publica los procedimientos de estimación de cuantiles de la distribución exponencial en la que reduce los errores cuadráticos al mínimo (*Johnson L., Kotz, Balakrishnan, 1994*). Teniendo en cuenta que partimos de una serie de eventos hidrológicos como la ocurrencia de precipitación, y éstos pueden considerarse como procesos de Poisson estos eventos están descritos por una distribución exponencial (*Díaz Salas, 2011*).

Las funciones a utilizar son las siguientes:

➤ Densidad de probabilidad:

$$f(x) = \beta e^{\left[-\beta(x - x_0)\right]} \quad [32]$$

➤ Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = 1 - e^{\left[-\beta(x - x_0)\right]} \quad [33]$$

Con $x > x_0$ y $\beta > 0$. El parámetro x_0 de localización para esta práctica utilizaremos $X_0 = 0$.

3.2.1.8 Función log-Normal II.

Esta función fue estudiada por primera vez por Galtón en el año 1875 y, si bien no fue concebida como una ley para valores extremos, su marcada asimetría positiva permite lograr, en ciertos casos, un excelente ajuste de máximos.

Las funciones utilizadas son las siguientes:

➤ Densidad de probabilidad:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_y^2}} e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x) - u_y}{\sigma_y}\right)^2\right]} \quad [34]$$

➤ Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - u_y}{\sigma_y}\right)$$

Dónde Φ es la función de distribución acumulada normal estándar, el parámetros u_y la media y σ_y la varianza.

3.2.2 Función de distribución empírica.

Al momento de hacer un análisis estadístico con una serie de datos cuya función de distribución desconocemos podemos construir una función de distribución empírica. Esta función nos dará la probabilidad de obtener un valor menor o igual que uno dado a la vista de la serie que hemos obtenido.

Antes de construir la distribución empírica debemos escoger la función que vamos a utilizar para realizar la formulación de punteo. En este caso utilizaremos la función expuesta por Hazen 1914:

$$p(X \leq x_i) = \frac{i - 0.5}{n} \quad [36]$$

Donde **i** representa el número de orden que ocupa el valor “**x_i**” en la serie de datos ordenada en orden decreciente y “**n**” el número total de datos. De esta forma asignamos la probabilidad correspondiente a cada uno de los datos de esta serie

Año	Q max.	Hazen	Probabilidad	Tr empírico
1990	16.0	0.029	0.971	34.00
1991	11.2	0.088	0.912	11.33
1992	9.2	0.147	0.853	6.80
1993	8.4	0.206	0.794	4.86
1994	8.0	0.265	0.735	3.78
1995	7.8	0.324	0.676	3.09
1996	6.1	0.382	0.618	2.62
1997	5.8	0.441	0.559	2.27
1998	5.3	0.500	0.500	2.00
1999	4.2	0.559	0.441	1.79
2000	3.9	0.618	0.382	1.62
2001	3.8	0.676	0.324	1.48
2002	3.6	0.735	0.265	1.36
2003	3.2	0.794	0.206	1.26
2004	2.1	0.853	0.147	1.17
2005	2.0	0.912	0.088	1.10
2006	1.4	0.971	0.029	1.03

Tabla 3-Función de distribución y periodos de retorno empíricos.

Obteniendo una gráfica de este tipo:

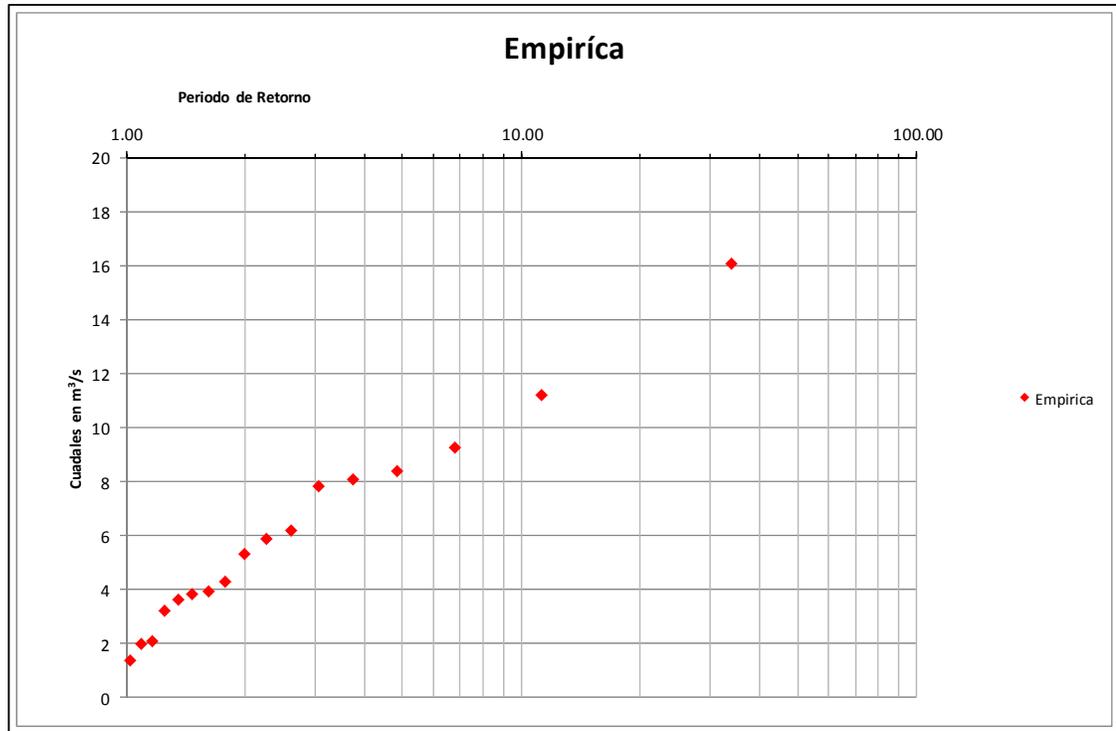


Figura 8-Función de distribución empírica. Método AMS

3.2.3 Estimación de parámetros.

3.2.3.1 Método máxima verosimilitud (ML).

El método de máxima verosimilitud conocido como método ML (por sus siglas en inglés, Maximun Likelihood) desarrollado por Fischer en 1912 es utilizado en hidrología por sus buenas propiedades estadísticas. El método ML se considera consistente, suficiente y asintóticamente no sesgado (Hann, 1979).

Este método se basa en la teoría estadística que afirma que los mejores estimadores de los parámetros de una función de distribución son aquellos que maximizan la probabilidad conjunta de ocurrencia de una muestra observada (Chow et al, 1994).

La función de verosimilitud es una función proporcional a la función de densidad de probabilidad conjunta, por lo tanto, si se maximiza se pueden encontrar los parámetros más adecuados para la función de distribución de probabilidad de la muestra. En el caso de tener una muestra de observaciones independientes e idénticamente distribuidas de una variable continua x_1, x_2, \dots, x_n se convierte en el producto de las probabilidades de ocurrencia de cada una de las observaciones (Botero, 2006).

$$L_x(\Theta) = \prod_{i=1}^n f_x(x_i, \Theta) \quad [37]$$

donde $f_x ()$ es la función de densidad de probabilidad de la variable aleatoria X y Θ es el conjunto de parámetros de la función de distribución.

3.2.3.2 La herramienta AFINS.

Para el ajuste de los parámetros de las funciones de distribución candidatas se utilizó el programa de libre distribución (*AFINS 2.0*, 2006). Se trata de un software que realiza el análisis de frecuencia de extremos utilizando Información sistemática y no sistemática. Tiene un interface amigable en el cual se pueden encontrar las funciones y obtener por medio del método de la máxima verosimilitud los parámetros óptimos.

La viñeta “Archivos” nos da la opción de cargar los datos con los que se realiza el análisis de frecuencias; una vez con los datos cargados el programa despliega la siguiente ventana:

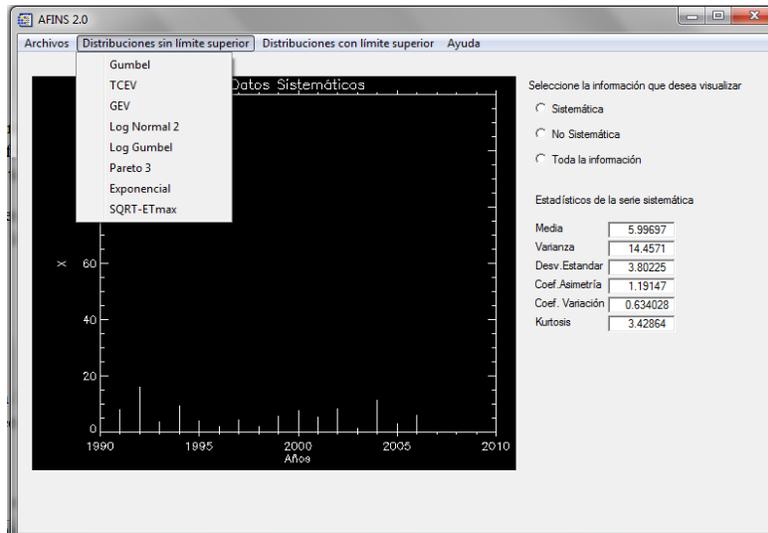


Figura 9-AFINS 2.0: menú inicial.

En la opción de “distribuciones sin límite superior” nos despliega las posibles funciones a utilizar y con ellas obtener los cuantiles para los periodos de retornos (5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000,10000). Además el programa brinda la grafica con el ajuste de probabilidad de la función utilizada como muestra la siguiente ventana:

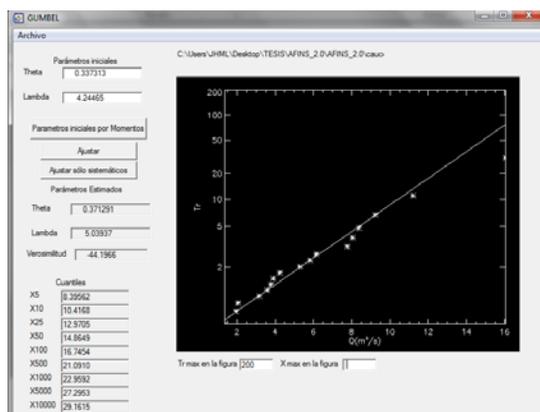


Figura 10-AFINS 2.0: gráfica resultado.

Los parámetros iniciales se pueden introducir por el usuario o bien el programa facilita el cálculo inicial por el método de los Momentos¹. Después de realizar el ajuste el programa brinda los parámetros ya ajustados para la función que se esté utilizando. El resultado que ofrece el programa como la verosimilitud de cada ajuste, es el mínimo de la función negativo del logaritmo neperiano de la función de verosimilitud.

Habiendo utilizado esta herramienta y entendiendo que en el diseño de una red de drenaje urbano los valores habituales de cuantiles no suelen superar periodos de retorno de 25 años, nos enfocaremos como referencia en los resultados de hasta 25 años brindados por el programa para el análisis de series máximas.

3.3-Resultados y discusión.

Para la obtención de resultados se elaboró una tabla de EXCEL (Hoja de Cálculo) con el modelo estadístico AMS conformado por las funciones de distribución (apartado 3.2.1), en la cual se obtuvieron los cuantiles a 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20, 25 años respectivamente. Para esto se utilizaron los parámetros brindados por los ajustes realizados en la herramienta AFINS que también sirvió como base de comparación de los resultados obtenidos.

En la Hoja de Cálculo se utilizó la herramienta interna “Buscar Objetivo” para la obtención de los cuantiles en cada una de las funciones de distribución y éstos fueron comparados con los obtenidos mediante la herramienta AFINS en los períodos de retorno de importancia para este trabajo.

En la hoja de cálculo se obtuvieron cuantiles con valores exactamente iguales a los obtenidos por AFINS. Habiendo realizado la comprobación, se procedió a realizar las gráficas representativas de cada ajuste y su tendencia con respecto a la distribución empírica (apartado 3.2.2), obteniendo como resultado la gráfica resumen que se presenta a continuación:

¹ Método sencillo pero no tan eficiente para estimar parámetros (Vaskova, 2001).

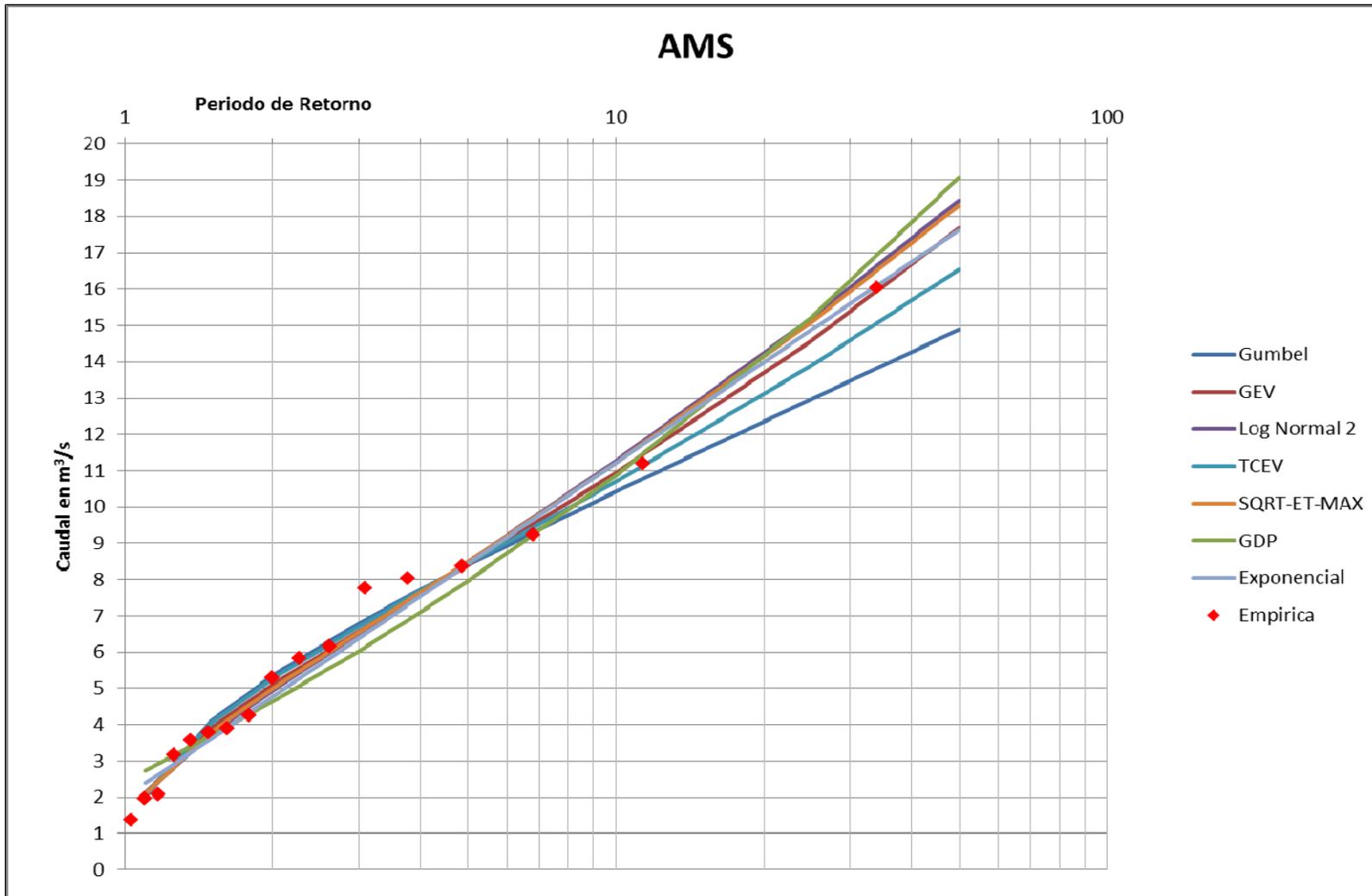


Figura 11-Comparación de la función empírica con los diferentes ajustes a la serie de caudales pico máximos anuales (método AMS).

Los valores de cuantiles (m^3/s) correspondientes a cada ajuste son los siguientes:

TR	Gumbel	GEV	Log Gumbel	Log Normal 2
1.1	2.0	2.1	2.0	2.1
1.5	4.1	3.9	3.4	3.8
2	5.3	5.1	4.5	4.9
3	6.8	6.6	6.3	6.5
4	7.7	7.6	7.9	7.6
5	8.4	8.4	9.3	8.5
10	10.4	10.9	14.9	11.2
20	12.4	13.6	23.5	14.2
25	13.0	14.6	27.2	15.2

Tabla 4-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método AMS

TR	TCEV	SQRT-ET-MAX	GDP	Exponencial
1.1	2.1	2.1	2.7	2.4
1.5	4.1	3.8	3.7	3.6
2	5.3	5.0	4.6	4.8
3	6.7	6.5	6.0	6.4
4	7.7	7.6	7.1	7.5
5	8.4	8.5	8.0	8.4
10	10.7	11.2	10.8	11.2
20	13.1	14.1	14.1	14.0
25	13.9	15.1	15.2	14.9

Tabla 5-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método AMS

Para cada una de las funciones se generó un gráfico para poder valorar cual es la que mejor se ajusta y tenga menos incertidumbre basado en la cantidad de parámetros utilizados para la obtención de las probabilidades de no excedencia.

Los criterios utilizados conjuntamente para seleccionar cual es la mejor función según el método AMS son:

- Análisis gráfico
- Criterio de parsimonia

Con estos criterios que abarcan la tendencia de las graficas y la incertidumbre relacionada a la cantidad de parámetros dependientes de la función, se realizaron las siguientes valoraciones:

- Tendencias de las graficas (valores de la derecha, hasta periodo de retorno de 25 años).

- Cantidad de parámetros para la obtención de probabilidad de no excedencia.
- Infravaloración o sobrevaloración de cuantiles en periodo de retorno de diseño.

En el análisis realizado para la determinación de la función que represente las series de caudales máximos se exponen las tres (Gumbel, TCEV, GEV) más importantes y representativas del modelo estadístico basado en las valoraciones anteriores.

Valoración 1: Se parte de una de las funciones más utilizadas en hidrología como es la función de distribución Gumbel y se obtiene el siguiente comportamiento gráfico:

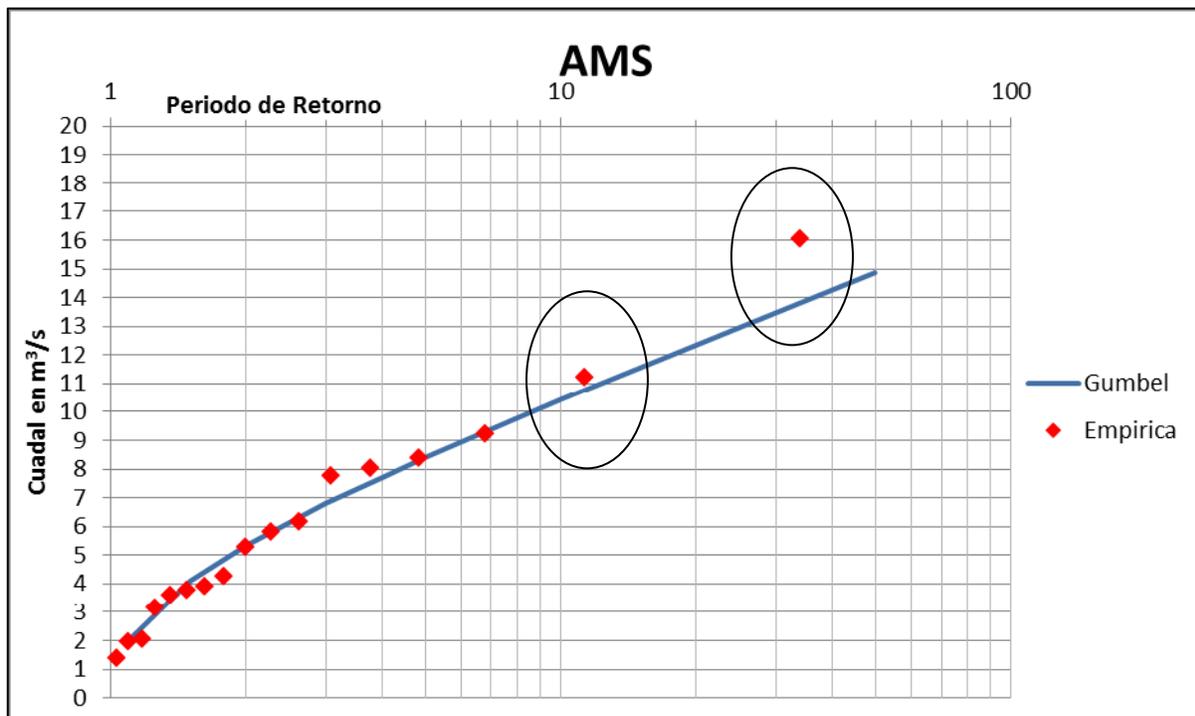


Figura 12-Ajuste Función Gumbel resultado del método AMS.

En la Figura (12) anterior se muestra que el ajuste Gumbel a partir de los $Tr = 5$ años hasta un poco antes de $Tr = 10$ es aceptable, pero en valores altos hacia la derecha la tendencia del ajuste ya no es tan buena, separándose considerablemente en $Tr = 20$ años e infravalorando para periodos de retorno próximos a los de diseño. Se concluye por tanto que la función de distribución Gumbel con su ajuste en esta serie de caudales máximos para los valores de periodo de retorno importantes es poco aceptable.

Valoración 2:

La función de distribución TCEV se ajusta de esta manera:

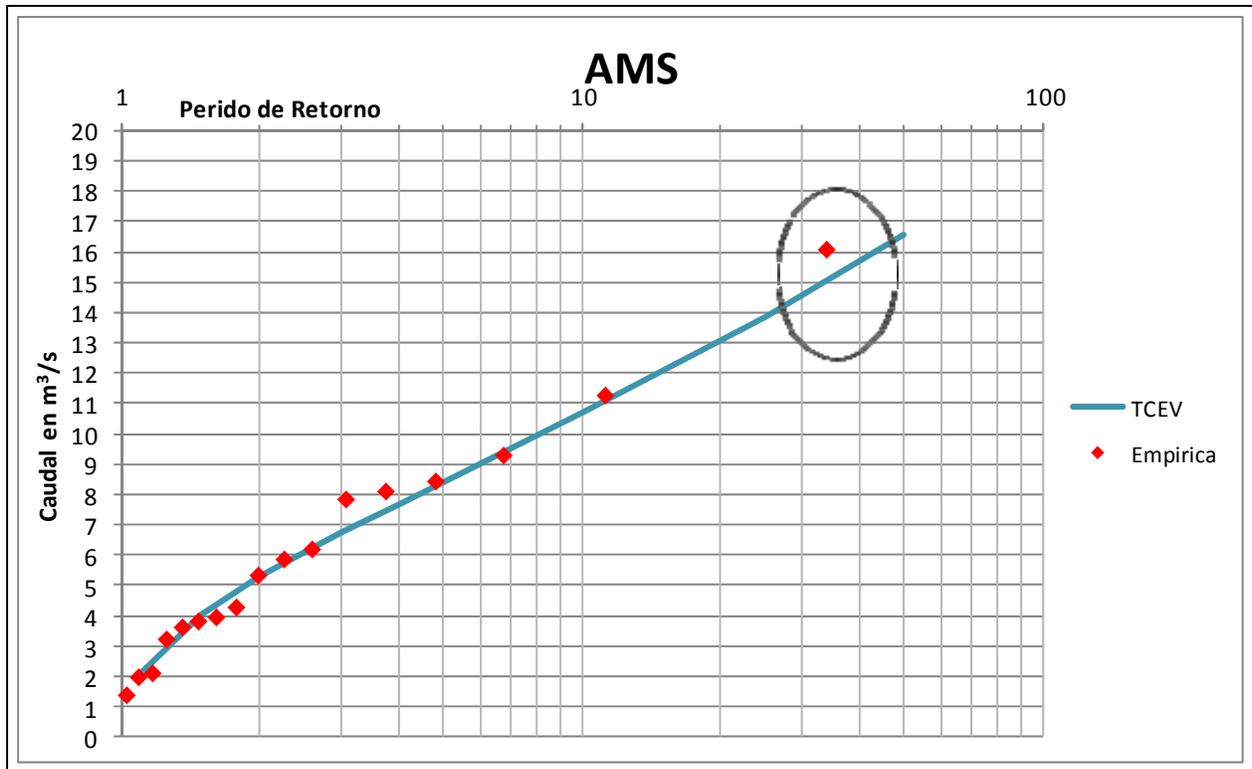


Figura 13-Ajuste Función TCEV resultado del método AMS.

Esta función tiene un comportamiento más ajustado a los valores de periodo de retorno menores de $Tr = 15$ años aun así el valor correspondiente a $Tr = 34$ años (valor de periodo de retorno alto para interés de diseño pero muestra la tendencia de la función para $Tr = 25$ años) no es el ajuste más deseado ya que queda infravalora ligeramente los caudales de diseño.

Resaltado que la función de distribución TCEV depende su ajuste de cuatro parámetros esto nos aumenta la incertidumbre, no obstante esta función se podría tomar como una función posible para representar el análisis.

Valoración 3:

La función de distribución GEV nos presenta un ajuste bastante acertado (gráfica siguiente) en el cual se puede observar que en los periodos de retorno de la derecha (altos) de esta serie se ajusta casi perfectamente y de igual forma en los Tr en torno a 5 años. La tendencia de este ajuste es la más representativa y la función en cuestión representa e incluye a la mayoría de los valores y periodos de retorno importante para el diseño de redes de drenaje urbano.

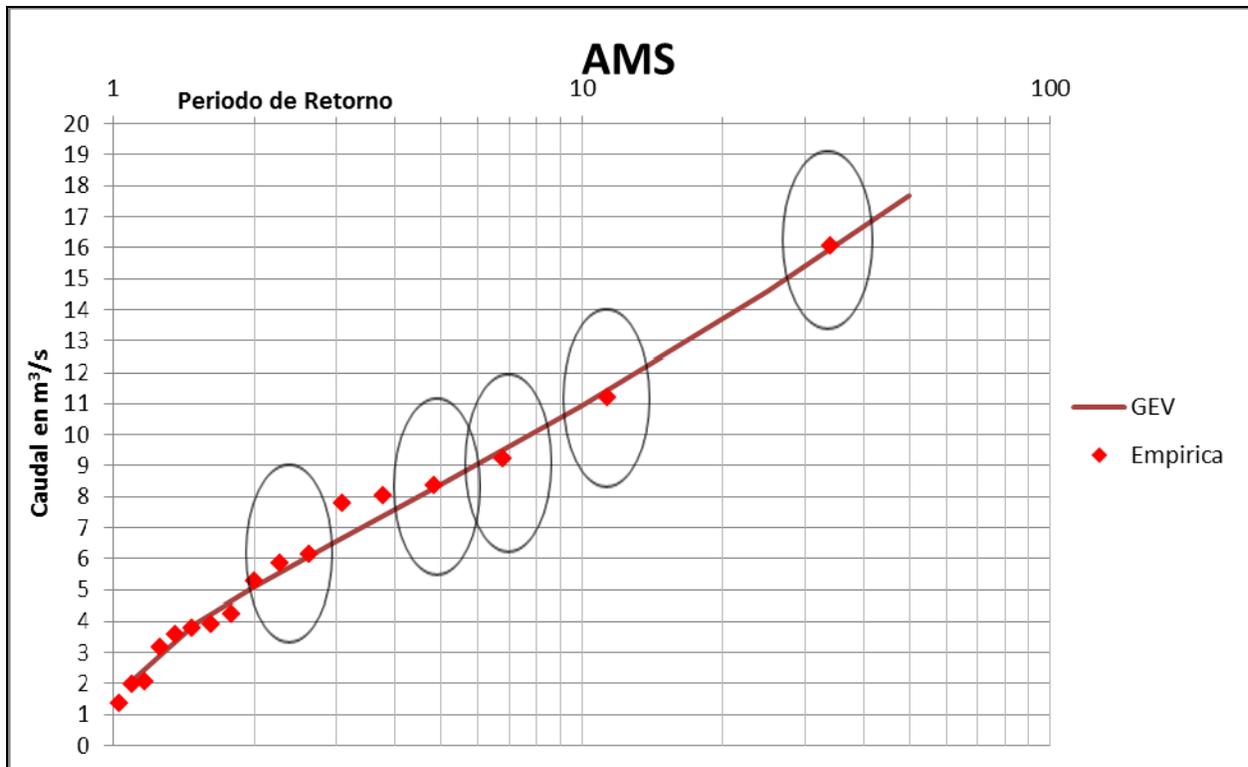


Figura 14-Ajuste Función GEV resultado del método AMS.

El resto de ajustes correspondientes al resto de funciones candidatas se desechan bien por no ofrecer ajustes tan acertados como las anteriores, bien por contar con un número elevado de parámetros.

3.4-Conclusión.

Dentro del análisis gráfico realizado encontramos tres funciones que se ajustan al análisis de series máximas anuales realizado, como se expuso anteriormente. La función Gumbel tiene una tendencia que no se ajusta a los periodos de retorno de diseño (infravalora los cuantiles en T_r de diseño) por lo que la función no es tomada en cuenta porque no cumple el objetivo primordial de este trabajo.

Las funciones TCEV y GEV son las que proporcionan los mejores ajustes al modelo estadístico empírico. Aun así, la función TCEV presenta un ajuste que infravalora los caudales máximos en periodos de retorno de diseño (valoración 2), además de depender de cuatro parámetros. El mejor ajuste para realizar el contraste es la función GEV, porque toma en cuenta valores de caudales dentro de periodos de retorno de diseño relevantes en este trabajo, además de depender de un parámetro menos que la TCEV. Por tanto, y dado que “*cuando dos teorías en igualdad de*

condiciones tienen las mismas consecuencias, la teoría más simple tiene más probabilidades de ser correcta que la compleja” (principio de parsimonia o Navaja de Ockham), se desestima el ajuste TCEV en beneficio del ajuste GEV.

Los caudales pico obtenidos para cada uno de los periodos de retorno en virtud de la función de distribución GEV son lo que se muestran en la siguiente tabla:

Tr(años)	Qp(m³/s)
1.1	2.1
1.5	3.9
2	5.1
3	6.6
4	7.6
5	8.4
10	10.9
20	13.6
25	14.6

Tabla 6-Cuantiles de caudal pico en la cuenca de estudio. Método AMS.

CAPÍTULO IV-Estimación de caudales pico por el método de Análisis de Series de Excedencias (POT)

4.1 Estimación de caudales por POT (Peaks over threshold).

En el análisis de frecuencia de una muestra, las series de excedencia o pico sobre un umbral es un enfoque hidrológico que nos permite basados en un nivel de truncamiento, obtener muestras más representativas para el análisis estadístico de valores extremos, con resultados más fiables.

En este sentido, las series de excedencias hacen un uso mucho más eficiente de la información contenida en las series originales, pues permiten incluir más de un evento por año si éste cumple el requisito para ser considerado extremo (*Udrizar Lezcano, 2011*).

El nivel de truncamiento (en adelante umbral) nos permite controlar el tamaño final de la muestra ya que fijamos niveles que sean representativos para el análisis, teniendo en cuenta que la muestras deben ser valores independientes para poder utilizar POT, en este caso, la muestra ya de antemano ha sido validada para esta condición fundamental (capitulo II) por lo que podemos utilizarla para este trabajo.

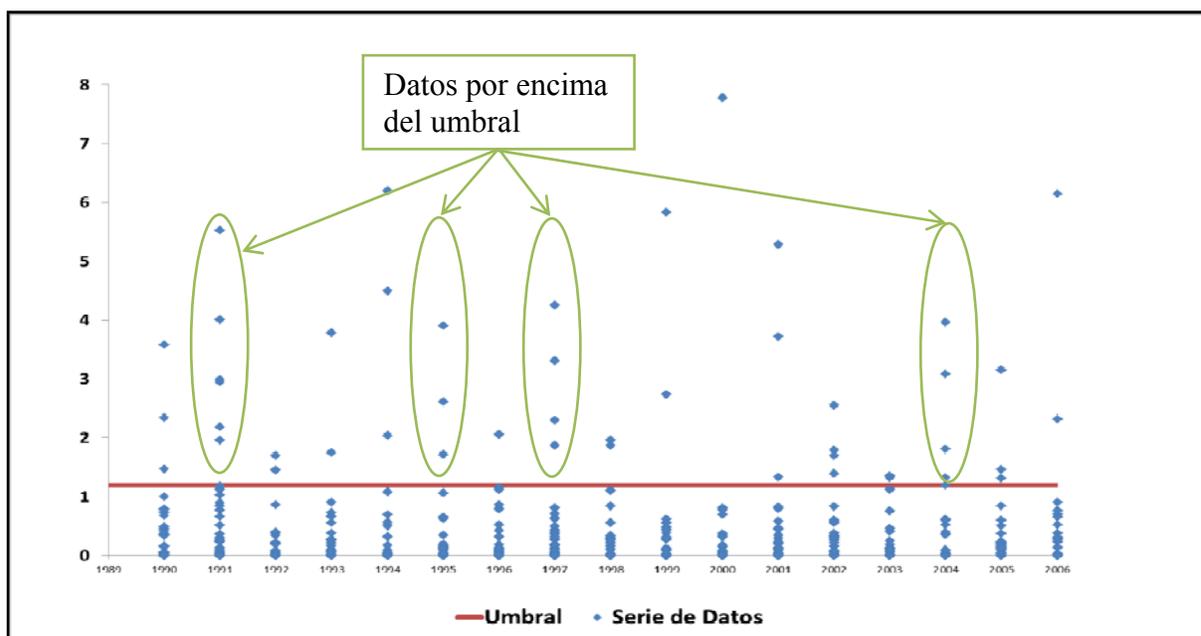


Figura 15- Ejemplo de valores por encima de un determinado umbral.

En la grafica anterior se ejemplifica como se podría marcar un umbral y cuales serían los datos que se tomarán en cuenta al momento de realizar el método.

4.1.1 Definición de Periodo de Retorno.

El periodo de retorno (capítulo 3) a utilizar debe de ser afectado en este caso por un índice de cruce (λ) cuya expresión es:

$$\lambda = \frac{n}{t} \quad [38]$$

Siendo n el numero de años de la serie y t el número de datos por encima del umbral.

Sabiendo que la expresión de periodo de retorno para series hidrológicas de máximos anuales es:

$$Tr = \frac{1}{1 - F(x)} \quad [39]$$

y que ésta debe de ser afectada por el índice de cruce (*Madsen,1997*), la expresión para obtener los cuantiles en el análisis **POT** es:

$$Tr = \frac{n}{t(1 - F(x))} \quad [40]$$

Siendo $F(x)$ la probabilidad de la función de distribución utilizada asociada al cuantil x .

4.1.2 Método POT.

4.1.2.1 Determinación de umbrales.

Con una serie de datos independientes (sección 2.3.3) la determinación del umbral es el paso esencial que determina el desarrollo del método. Para establecerlo no existe un método universal, ya que existen una gran cantidad de umbrales posibles como valores apropiados. Esto da la posibilidad de enfocar la decisión en función del trabajo que se esté realizando y formular el criterio más representativo del caso en que se aplique el método.

El criterio tiene que tener en cuenta no incluir valores que hagan más excesivamente grande la densidad de datos en la cola izquierda de la población, ya que esto puede afectar en las

tendencias de las funciones de distribución utilizadas al tratar de caracterizar extremos. Así que se busca mejorar la muestra de serie a trabajar con valores máximos para obtener resultados más fiables.

En este trabajo se inició con establecer los datos de caudales picos más altos y el menor de la muestra de 17 años; con esto se obtuvo un intervalo de valores en los que se puede aumentar la muestra y realizar el método con más datos representativos.

En el análisis realizado para la determinación del umbral se partió del reconocimiento del caudal máximo registrado anual en la cuenca, que es de 16.04 m³/s y el menor siendo 0 m³/s, lo que genera un rango amplio de establecimiento del umbral. No obstante, en un análisis más preciso de la muestra se pudo constatar que el rango más representativo de posibles umbrales está dentro del intervalo de 0.6 m³/s a 2 m³/s, admitiendo además como condición el obtener no menos del doble de la muestra de caudales pico máximos anuales (17 valores) usados en el método AMS.

Teniendo el intervalo de la muestra que nos daría un aumento de datos para el análisis se decidió tomar los siguientes umbrales:

Umbral (m ³ /s)	Número de Datos	Aumento relativo del número de datos
2.0	34	50%
1.2	54	69%
0.8	77	78%
0.6	106	84%

Tabla 7-Umbrales de caudal pico adoptados.

En las gráficas siguientes se representan la serie completa de caudales pico por año con los umbrales inicialmente adoptados:

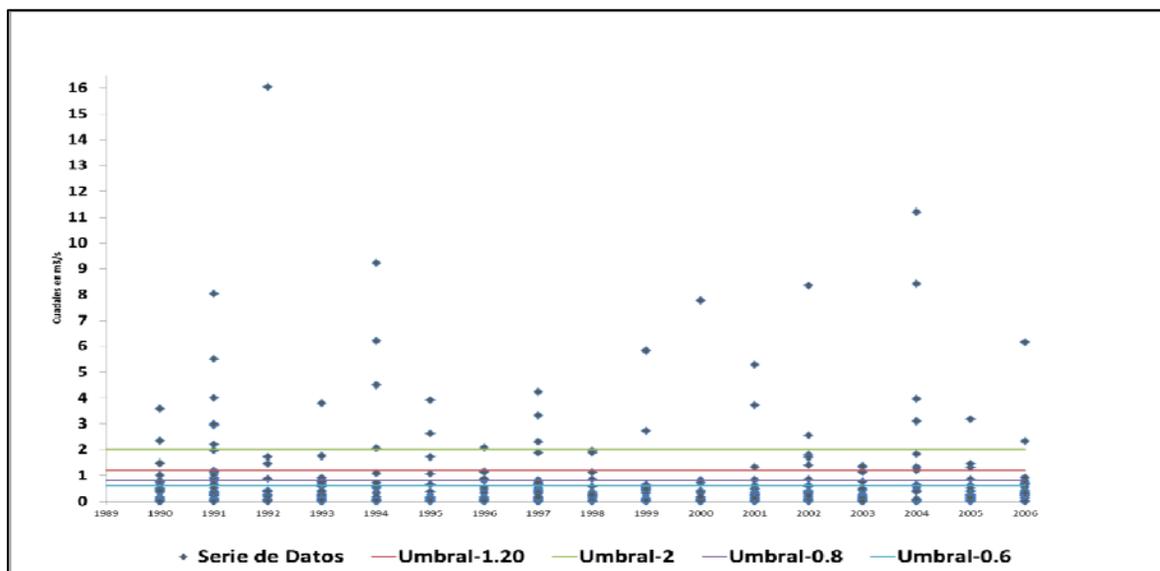


Figura 16-Umbrales adoptados. Rango completo de caudales pico.

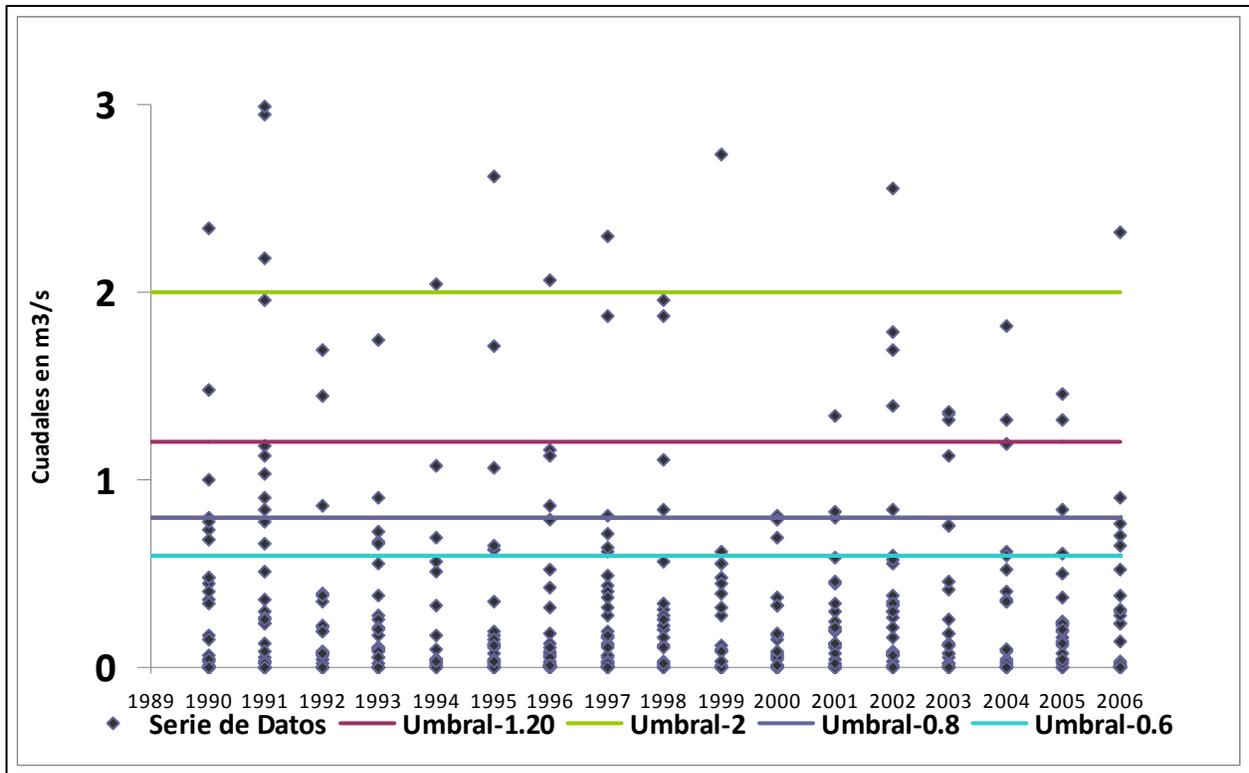


Figura 17-Umbrales adoptados. Rango bajo de caudales pico.

4.2 Modelo estadístico.

El procedimiento estadístico para realizar el análisis POT se enmarcó en casi todas las características del llevado a cabo con el enfoque AMS. Se utilizó la función empírica (sección 3.2.2) además de utilizar las mismas funciones de distribución (3.2.1), no así, el periodo de retorno que fue modificado (sección 4.1.1) para poder tener los resultados acorde al método POT.

La diferencia fundamental con el método AMS es que ahora la serie de caudales pico $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ la conforman los valores de caudal pico en toda la serie por encima de un determinado umbral preestablecido. Como se explicó anteriormente, al no ser los valores de la serie máximos anuales, el correspondiente periodo de retorno asociado a un determinado cuantil debe corregirse tal y como se presentó en el apartado 4.1.1.

El procedimiento pasa por tanto por la selección de la mejor función de distribución $F_x(x)$ a la población de caudales máximos de evento por encima de un determinado umbral por seleccionar para, en última instancia, deducir los cuantiles asociados a los periodos de retorno de interés.

4.2.1 Valores Significativos de Umbrales.

En el POT la determinación del umbral es básica para la obtención de los mejores resultados. En este caso ya teniendo los umbrales definidos se debe hacer el análisis de los datos que se añaden a la serie original por el truncamiento realizado, siempre con el objetivo de aumentar máximos a la serie.

Se debe analizar la calidad de datos añadidos a la serie con el objetivo de mejorar la muestra que se estará trabajando. Debe tenerse en cuenta que, por el hecho de que un umbral añade más datos, no necesariamente esto redundará en beneficios para el análisis, puesto que, relajar el umbral a la baja conllevará un aumento en la densidad de datos en la cola izquierda de la distribución que tenderá a distorsionar el ajuste de la función de extremos.

Siendo el objetivo caracterizar caudales pico de la serie, los valores que nos interesan son por tanto los mayores de la serie, por eso se fijan varios umbrales para poder discernir cual es el que más conviene al caso de estudio. Otro aspecto importante es que los datos agregados con este truncamiento tiendan a completar el rango alto de períodos de retorno (al menos por encima de periodo de retorno de 1 año).

Con los umbrales establecidos se obtuvieron las distribuciones empíricas para cada uno de ellos del mismo modo que en el análisis AMS pero con la ya citada corrección para la estimación del período de retorno, teniendo el comportamiento que se muestra en la siguiente grafica:

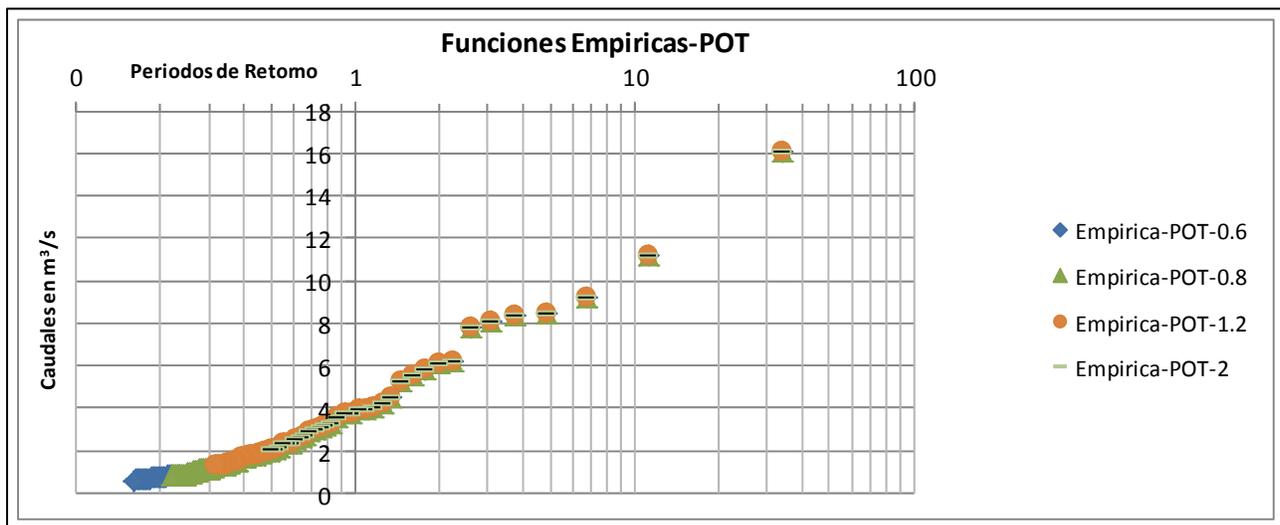


Figura 18-Función de distribución empírica según el umbral adoptado. Método POT.

En la gráfica anterior se puede ver el aumento generado en los datos a considerar. Éstos tienen más influencia en los periodos de retorno menores a un año, los cuales no son el objetivo de este trabajo, ya que lo que se busca es aumentar los máximos. En su caso se buscan valores correspondientes a T_r más altos, dentro de su importancia para el diseño de redes urbanas.

En la siguiente gráfica siguiente se muestran los dos umbrales que demuestran la diferencia entre ellos y así poder tomar una decisión de qué umbral es el más conveniente al trabajo:

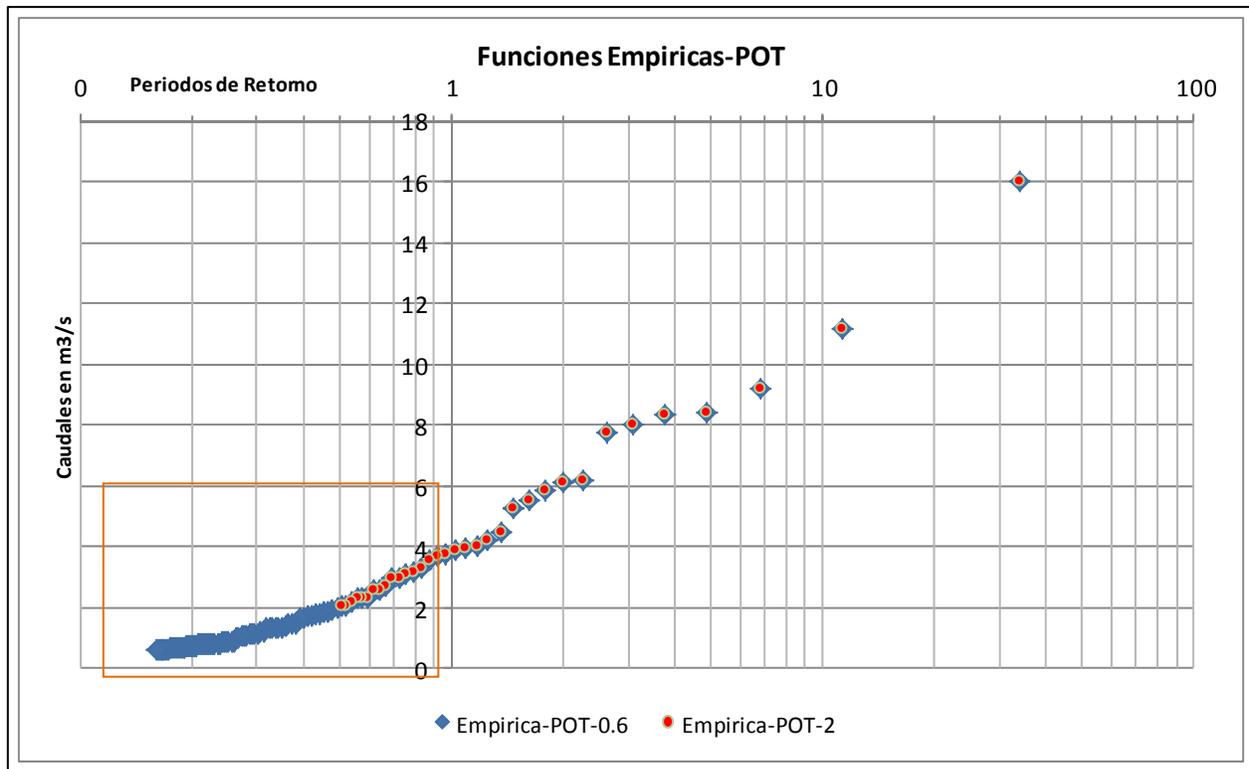


Figura 19-Función de distribución empírica para umbrales 2 y 0.6. Método POT.

Como se muestra en la gráfica, el aumento de datos al considerar el umbral de “0.6” llena la distribución de valores en la cola y el umbral de “2” en comparación de los umbrales “0.8” y “1.2” es el que menos datos aporta a la parte correspondiente a valores de periodo de retorno menores a un año. Además en la verificación de datos para determinar qué tipo de valores nos incluía cada uno de los umbrales, se determinó que el aumento era de un 35% de los valores mayores a $T_r=1$. Además, debe tenerse en cuenta que si se baja el umbral, lo que se modifica es el aumento de los datos de cola izquierda, y a su vez si se aumenta el umbral disminuía la cantidad de valores y esto incumpliría la condición de obtener por lo menos un aumento del doble de los datos (Apéndice C).

El umbral que cumple las condiciones establecidas y que aumenta los máximos de la serie dentro de los periodos de retorno mayores a $Tr = 1$, es el valor de $u = 2 \text{ m}^3/\text{s}$, y por tanto, es con este truncamiento con el que se realizará el análisis POT para la determinación de caudales pico.

4.2.2 Distribución Empírica POT-2.

El método de series de excedencias aplicado para obtener los resultados es el POT-2 (apartado 4.2.1). La serie de datos empíricos POT-2 utilizados son los siguientes, según se desprende de la selección de los caudales pico de evento en toda la serie que queden por encima del umbral de $2 \text{ m}^3/\text{s}$:

Año	Qp	Año	Qp
1990	2.3	1997	2.3
1990	3.6	1997	4.2
1991	2.9	1997	3.3
1991	2.2	1999	2.7
1991	3.0	1999	5.8
1991	8.0	2000	7.8
1991	5.5	2001	3.7
1991	4.0	2001	5.3
1992	16.0	2002	2.6
1993	3.8	2002	8.4
1994	2.0	2004	4.0
1994	4.5	2004	11.2
1994	9.2	2004	8.4
1994	6.2	2004	3.1
1995	3.9	2005	3.2
1995	2.6	2006	6.1
1996	2.1	2006	2.3

Tabla 8-Series de datos utilizados en el método POT-2

La serie tiene un total de 34 datos, el doble de la serie original. La gráfica de la serie empírica POT-2 es la siguiente:

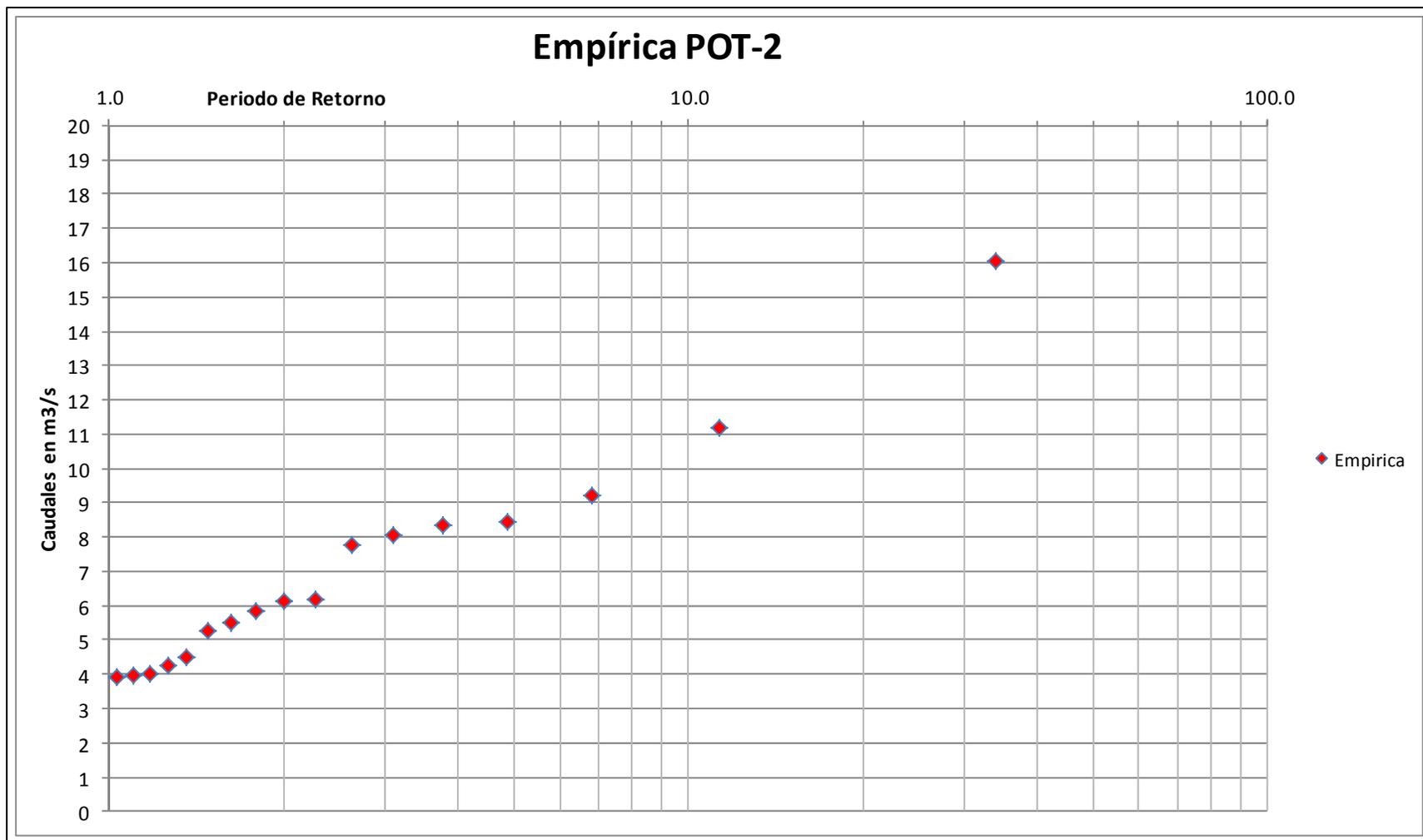


Figura 20-Función de distribución empírica (Método POT-2) para el rango de cuantiles de periodo de retorno superior a un año

4.3 Resultados del análisis POT.

El cálculo de los caudales pico por medio del análisis POT-2 para los periodos de retorno de 1.1, 1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 20 y 25 años, se obtuvo de la mismas funciones de la tabla de EXCEL (Hoja de Calculo) utilizada para el modelo AMS. En la tabla, fue afectada la formulación del periodo de retorno por el índice de cruce (apartado 4.1.1) para poder adaptar el cálculo al método POT.

Los valores de cuantiles (m^3/s) correspondientes a cada ajuste son los siguientes:

TR	Gumbel	GEV	Log Gumbel	Log Normal 2
1.1	4.6	3.9	4.1	4.5
1.5	5.3	4.7	4.8	5.3
2	6.0	5.5	5.5	6.0
3	6.8	6.9	6.7	7.0
4	7.4	8.1	7.6	7.7
5	7.8	9.2	8.4	8.3
10	9.2	13.5	11.4	10.0
20	10.5	19.9	15.2	11.8
25	10.9	22.6	16.7	12.4

Tabla 9-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método POT-2

TR	TCEV	SQRT-ET-MAX	GDP	Exponencial
1.1	4.4	4.3	4.1	4.3
1.5	5.3	5.0	5.0	5.2
2	6.1	5.6	5.8	6.0
3	7.4	6.5	7.0	7.1
4	8.2	7.2	7.9	7.9
5	8.9	7.7	8.6	8.5
10	10.9	9.4	11.0	10.5
20	12.8	11.1	13.6	12.4
25	13.4	11.7	14.5	13.0

Tabla 10-Cuantiles de caudal pico (m^3/s) obtenidos por el método POT-2

Con los valores anteriores se procedió a realizar las gráficas representativas de cada ajuste y obtener la tendencia con respecto a la distribución empírica POT-2. La gráfica resumen es la que se presenta a continuación:

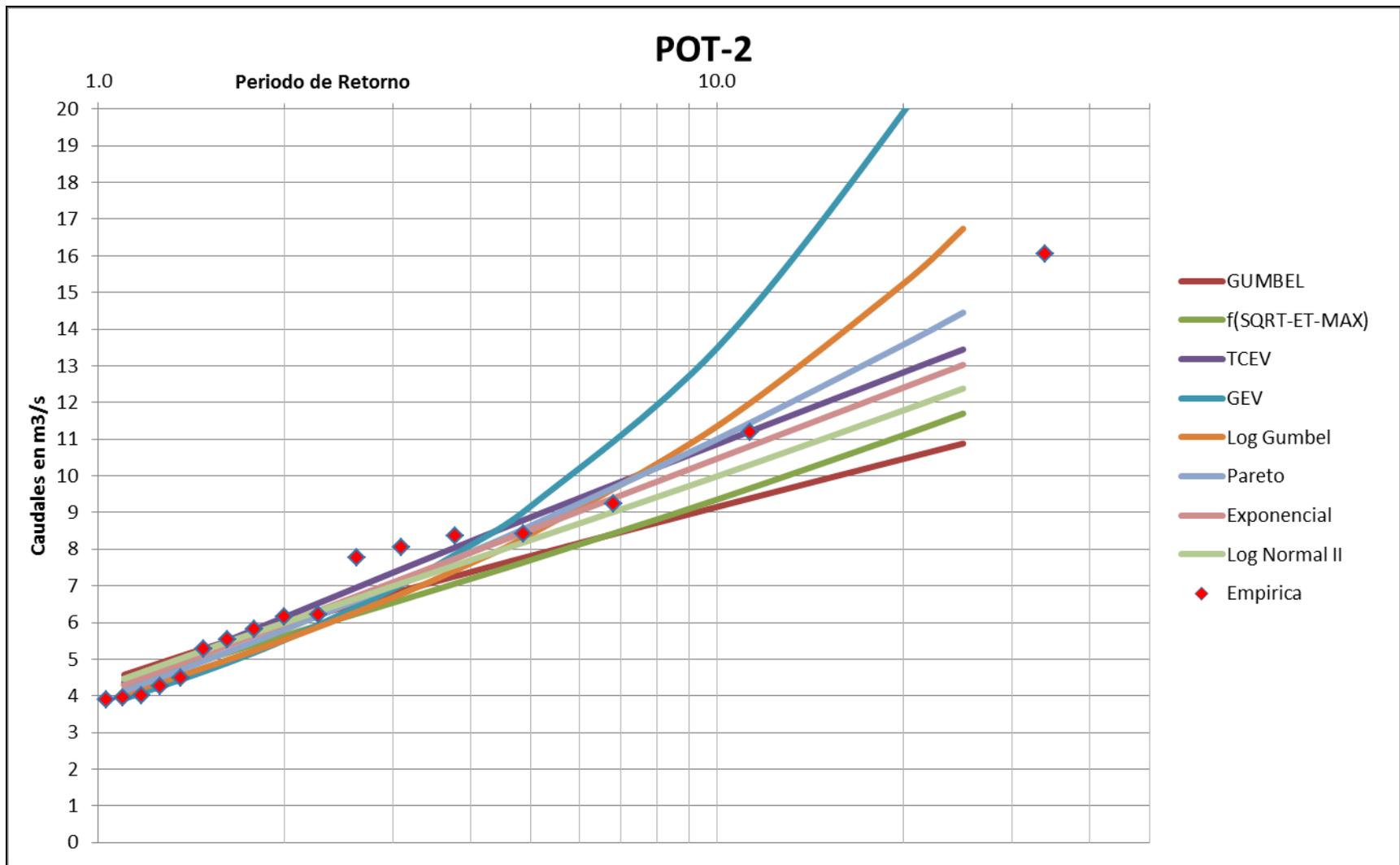


Figura 21— Comparación de la función empírica con los diferentes ajustes a la serie de caudales pico (método POT-2) para el rango de cuantiles de periodo de retorno superior a un año.

En un análisis similar al realizado para el análisis AMS, se determinó que en este caso, las funciones GDP y TCEV son las que mejor representan la serie. Se acompaña la discusión de las siguientes valoraciones.

Valoración 1: la grafica de la función TCEV es la siguiente:

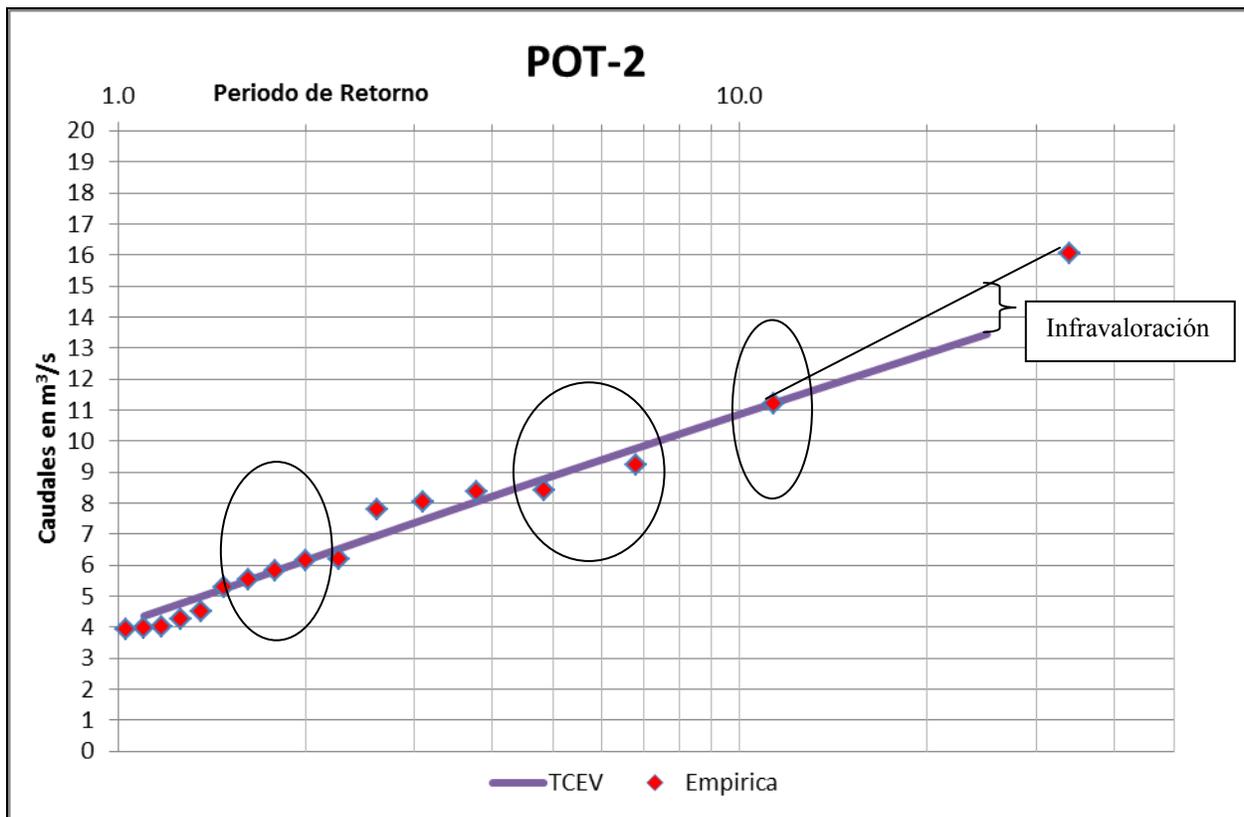


Figura 22-Función TCEV resultado del método POT-2.

La función TCEV demuestra un ajuste bastante variado para periodo de retorno bajo y altos como se resalta en la gráfica. El ajuste es aceptable en el rango de periodos de retorno hasta 10 años aproximadamente. No obstante, a partir de este valor, su tendencia a valores de diseño tiende a ir a menos o infravalorar los cuantiles.

Valoración 2: la grafica de la función GDP es la siguiente:

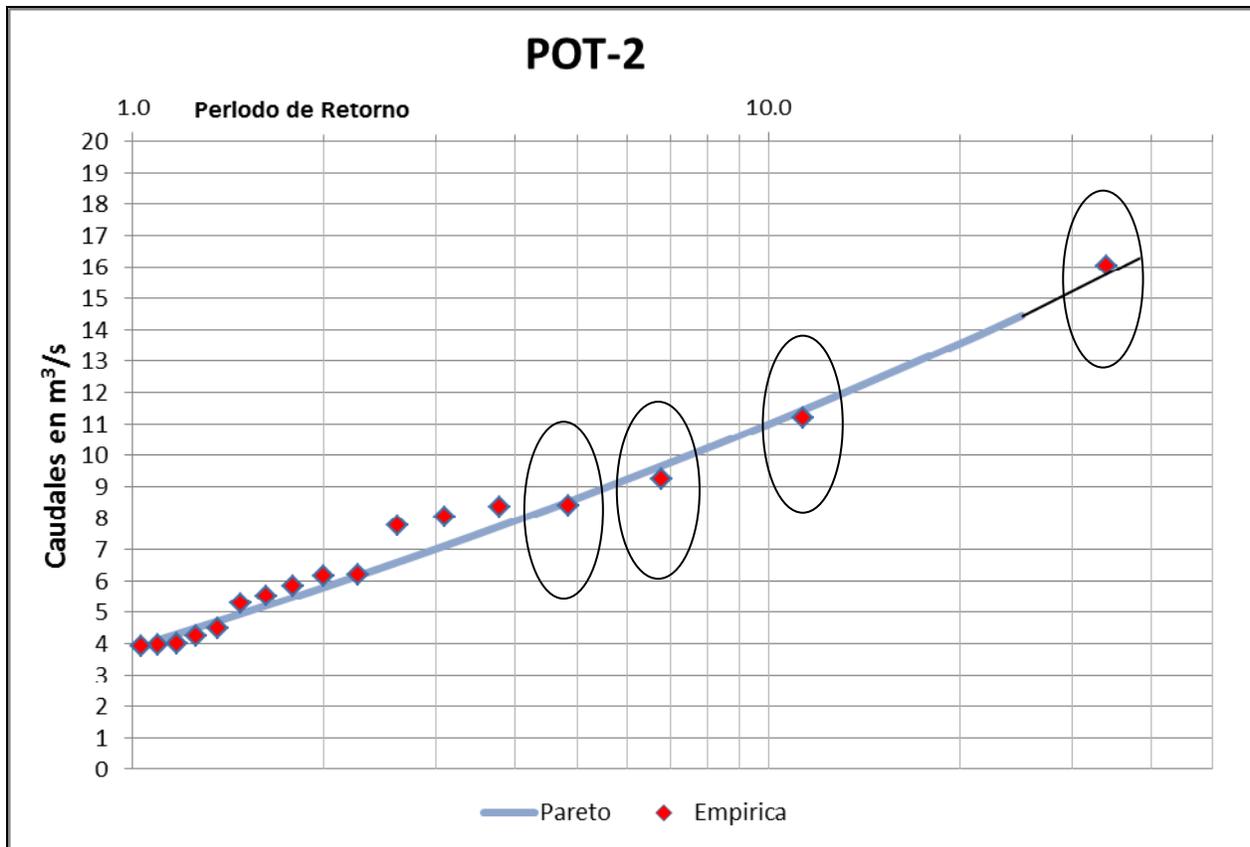


Figura 23-Función GDP resultado del método POT-2

La función GDP demuestra un ajuste consistente en toda su tendencia para periodos de retorno en torno a los de diseño, teniendo un comportamiento muy aceptable en todo el rango contemplado.

4.3.1 Conclusión.

En el análisis hecho para poder establecer el ajuste que mejor represente la serie de datos POT-2 se establecieron las mismas condiciones que para el método AMS (apartado 3.3). Basado en esto, se determina el siguiente:

- 1- La tendencia de la función TCEV tiende a infravalorar los caudales correspondientes a periodos de retorno en torno a los valores de diseño.
- 2- La función GDP presenta un mejor ajuste con lo que incluye de una manera más acertada cuantiles correspondientes a periodos de retorno de diseño.

En cuanto a los aspectos relativos a la incertidumbre asociada al ajuste:

- 1- La función TCEV depende de cuatro parámetros..
- 2- La función GDP depende de tres parámetros.

Establecidos los criterios de decisión, el análisis arroja como mejor opción la función de distribución Pareto (GDP) para la representación del método POT con un umbral establecido en $u = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ (apartado 4.2.1).

Los cuantiles de caudal pico obtenidos para cada uno de los periodos de retorno por la función de distribución GDP son lo que se muestran en la siguiente tabla:

Tr(años)	Qp(m3/s)
1.1	4.1
1.5	5.0
2.0	5.8
3.0	7.0
4	7.9
5	8.6
10	11.0
20	13.6
25	14.5

Tabla 11-Cuantiles de caudal pico en la cuenca de estudio. Método POT.

4.5 Comparación de estimaciones AMS/POT.

Uno de los objetivos del trabajo es realizar la comparación de las estimaciones de caudales pico por distintos métodos estadísticos, en este caso por el AMS y POT.

En este apartado se presentarán los caudales pico obtenidos por el método de series máximas anuales (AMS) y el método de series de excedencias (POT), además de su representación gráfica conjunta con objeto de identificar y comentar las diferencias en su caso.

En la siguiente tabla se resumen los caudales pico determinados por las funciones de distribución de probabilidad adoptadas para cada uno los métodos, para el método AMS la función GEV y para el método POT la función GDP.

Aplicando los dos métodos se justificaron en apartados precedentes los siguientes cuantiles de caudal pico asociados a los siguientes periodos de retorno:

Tr(años)	AMS	POT-2
	GEV	GDP
1.1	2.1	4.1
1.5	3.9	5.0
2	5.1	5.8
3	6.6	7.0
4	7.6	7.9
5	8.4	8.6
10	10.9	11.0
20	13.6	13.6
25	14.6	14.5

Tabla 12-Comparación de cuantiles de caudal pico (m³/s) según los métodos AMS y POT-2

En la tabla 12 se puede identificar que los caudales pico obtenidos para periodos de retorno mayores de 5 años son completamente similares con ambos métodos. No obstante, para valores de periodos de retorno pequeños, el método POT tiende a sobrestimar respecto de los cuantiles obtenidos según el método AMS.

La comparación muestra por tanto que los dos métodos dan caudales picos de igual magnitud, dentro del entorno de los periodos de retorno de diseño (25 años).

La representación gráfica conjunta de las dos funciones es la siguiente:

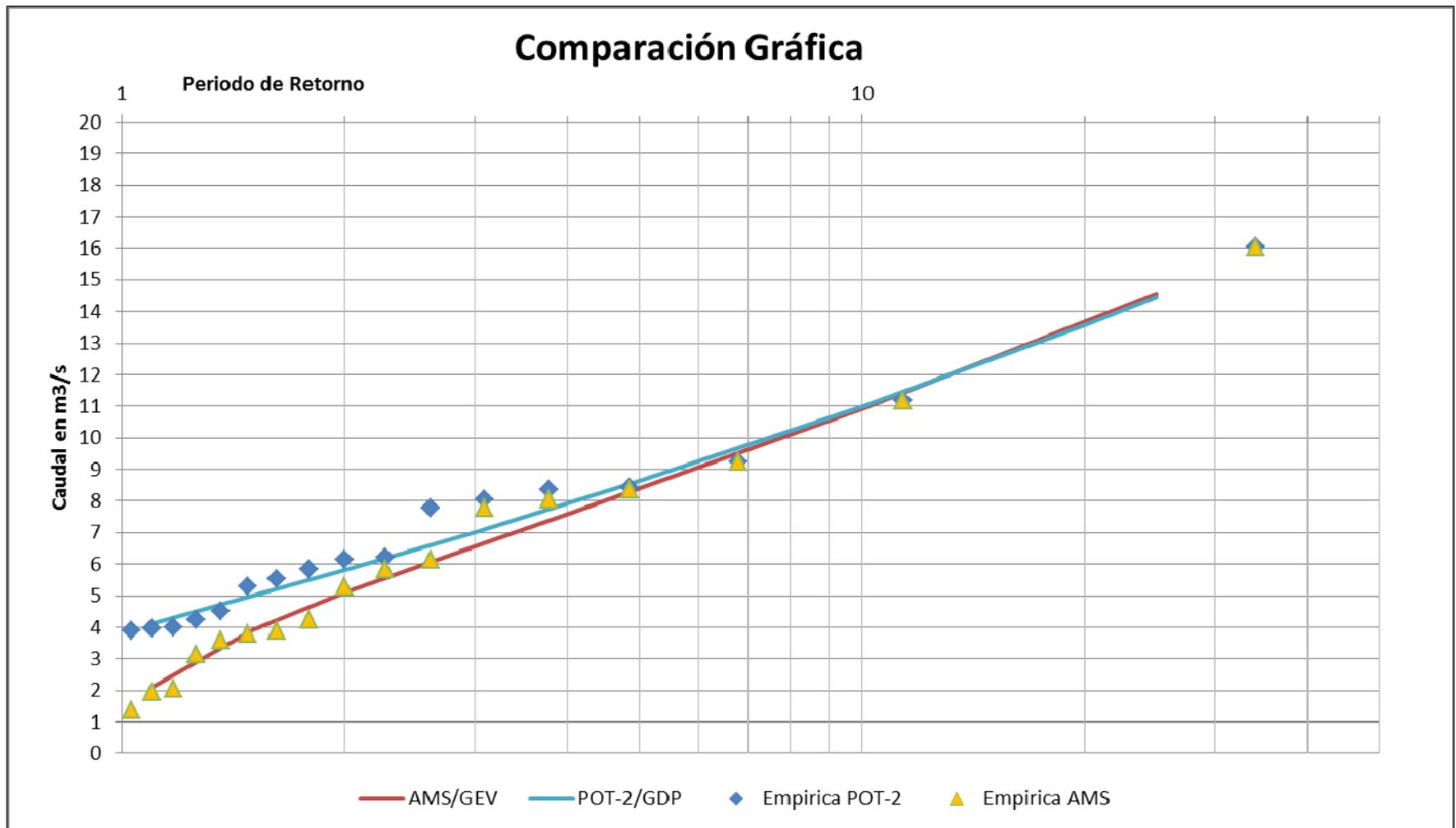


Figura 24-Comparación de resultados AMS/GEV y POT-2/GDP

Si se centra el análisis en el rango bajo de períodos de retorno (a efectos prácticos por debajo de 5 años), se advierten diferencias más significativas en la estimación de cuantiles por ambos métodos. No obstante, los resultados están en la línea de lo esperable; con el desarrollo del método POT, se ha completado el número de caudales pico considerados “altos”, en el rango de interés (períodos de retorno superiores a un año), por lo que, consecuentemente, la estimación final de cuantiles en el rango 1-5 años arroja valores superiores a los obtenidos con el método AMS que se limita a considerar el caudal pico máximo anual (aunque, por ejemplo, en el mismo año se produjese otro evento con un caudal pico sólo ligeramente inferior al seleccionado como máximo). En definitiva, el análisis POT que se presenta parece más realista para la estimación perseguida en la tesina, pues considera los caudales pico (por encima de un umbral) en el conjunto de la serie, no año a año. Esto, de cara a la estimación de su frecuencia de ocurrencia es, a juicio del autor, más realista y por tanto conveniente para la representación estadística del rango bajo de períodos de retorno.

CAPÍTULO V-Obtención de cuantiles de caudal pico por transformación de chaparrones de proyecto.

5.1 Introducción.

En la práctica ingenieril y el estudio o análisis hidrológico la forma más acostumbrada de incorporar la lluvia es mediante chaparrones de proyecto para determinados periodos de retorno (Tr) preestablecidos (García Bartual, Francés, 2011).

En este capítulo el objetivo que se persigue es la obtención de diferentes chaparrones de proyecto (obtenidos mediante la técnica de bloques alternos) asociados a diferentes periodos de retorno. Con ellos, se pueden obtener caudales pico en la cuenca objeto de estudio por medio de la simulación del proceso lluvia-escorrentía en la herramienta Infowokrs CS (apartado 2.4) y realizar la comparación con los métodos estadísticos AMS (capítulo 3) el POT (capítulo 4).

5.2 Aproximaciones.

Los hietogramas de bloques alternos van asociados a una determinada curva IDF (intensidad, duración, frecuencia), esto es, la expresión matemática que relaciona la intensidad media de los máximos aguaceros anuales en función de la duración considerada y su periodo de retorno (*Ayuntamiento de Valencia, 2004*).

Para obtener un hietograma de bloques alternos debemos tener en cuenta lo siguiente:

- Para cualquier intervalo de tiempo, la intensidad media es la más desfavorable por lo tanto se cumple la relación dada por la curva IDF.
- La altura de los bloques (intensidad en cada intervalo Δt) se definirán por:

- El mayor:

$$b_1 = i(\Delta t) \quad [41]$$

- Los dos mayores:

$$\frac{b_1 + b_2}{2} = i(2\Delta t) \quad [42]$$

- Los k mayores :

$$\frac{1}{k} \sum_{j=i}^k b_j = i(k\Delta t) \quad [43]$$

Despejando, la expresión para un bloque cualquiera resulta:

$$b_j = ki(k\Delta t) - (k-1)i[(k-1)\Delta t] \quad [44]$$

La colocación de los bloques es la siguiente:

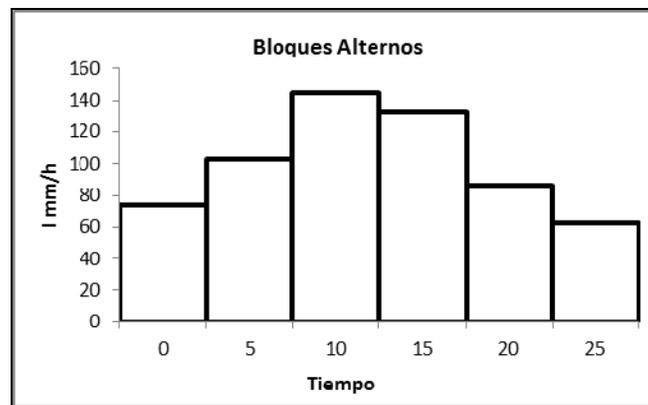


Figura 25-Chaparrón de diseño por el método de bloques alternos.

5.2.1 Aproximación A.

La aproximación “A” (en adelante Aprox. A) se basa en la curva IDF recomendada por la Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia, basada en una serie registrada en el pluviómetro de Viveros desde 1951 hasta 1993 que establece las siguientes condiciones o parámetros:

- El nivel de protección adoptado para las aguas es el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.
- Establece como relación de intensidad-duración (Tr = 25 años):

$$I = 157.2 - 2.645 \cdot d + 0.02662 \cdot d^2 - 0.0001122 \cdot d^3 \quad [45]$$

En la que “**d**” es igual a la duración de la lluvia en minutos e “**I**” es la intensidad de la lluvia en mm/h. La aplicación de la fórmula debe respetar ciertas restricciones:

- 1- Utilizarse en duraciones entre 10 y 99 minutos
- 2- Si el tiempo de concentración fuera menor de 10 minutos se adoptará como duración 10 minutos, en caso contrario la duración es la del tiempo de concentración.
- 3- Para la duración de 10 minutos el resultado es una intensidad de 133 mm/h.

La gráfica de la curva IDF es la siguiente.

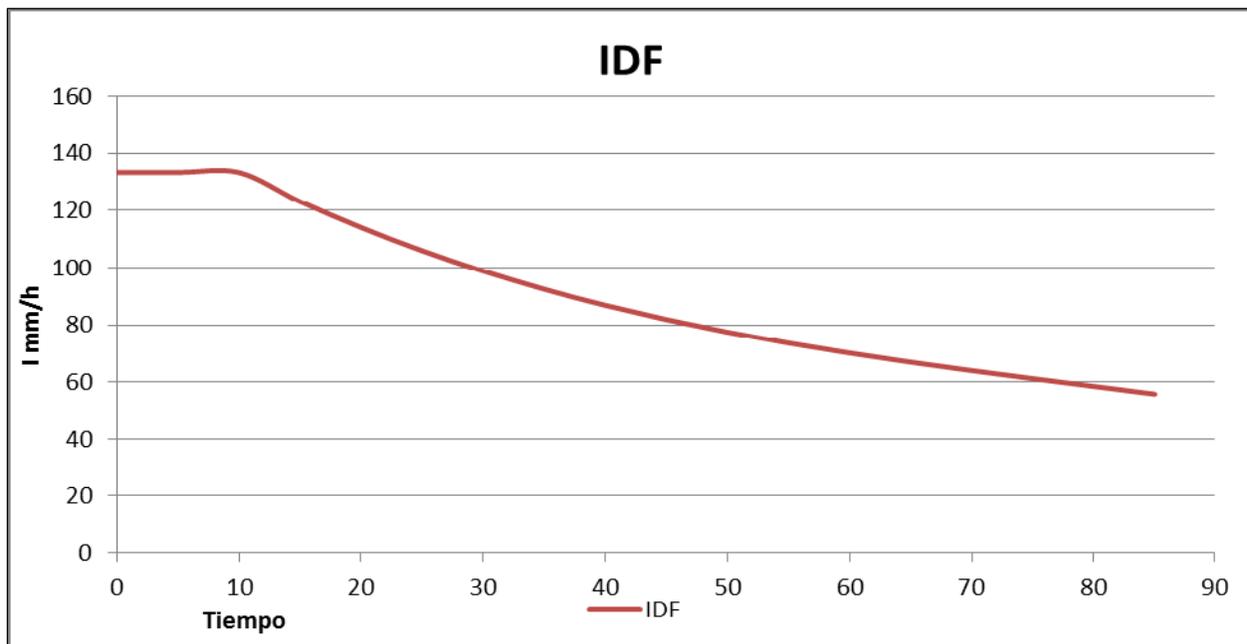


Figura 26-Curva intensidad- duración- frecuencia de Aprox. A, Tr = 25 años.

Por coherencia y comparabilidad con las aproximaciones B y C (ver apartados siguientes) se estableció una duración del chaparrón de 85 minutos.

El hietograma de bloques alternos es el siguiente.

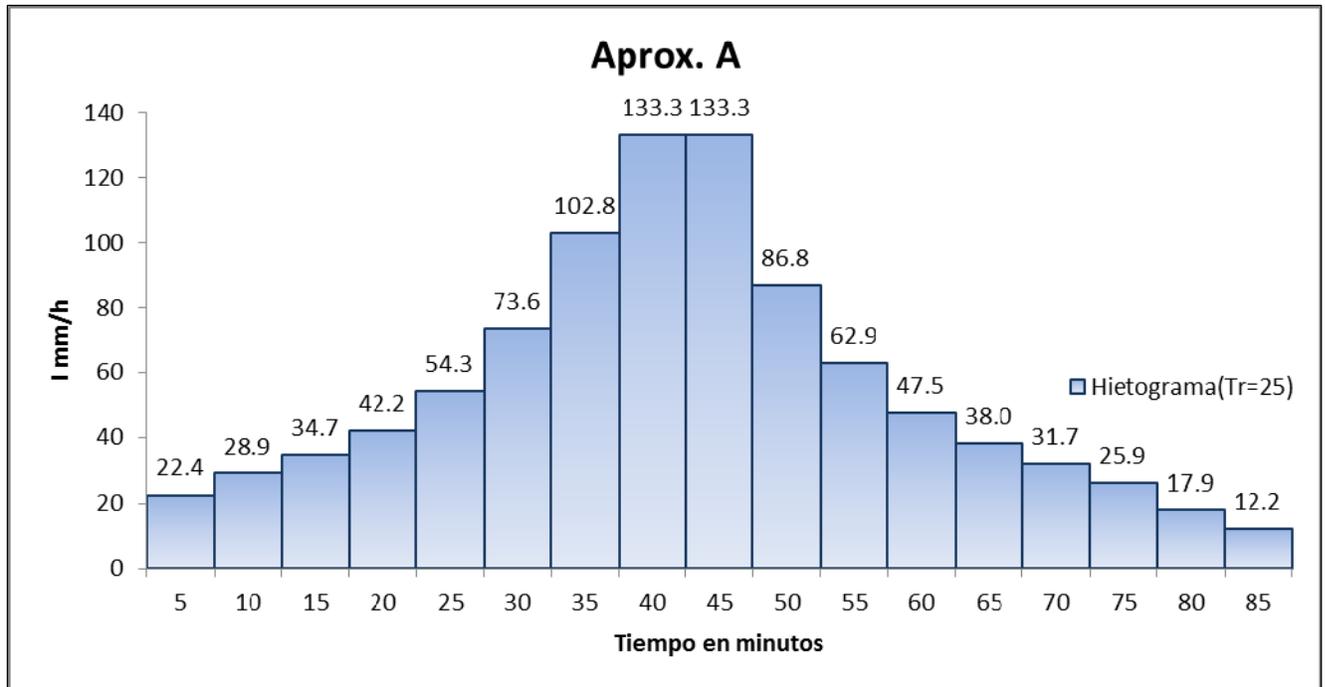


Figura 27-Chaparrón de diseño Aproximación A, $\Delta t = 5$ min, duración = 85 min.

5.2.2 Aproximación B

Para la obtención de la aproximación “B” (en adelante Aprox. B) se empleará la curva IDF ajustada a la expresión potencial de tres parámetros cuya expresión es:

$$i_{T,t} = \frac{a}{(b+t)^c} \quad [46]$$

Donde t es la duración del chaparrón en horas e $i_{T,t}$ la intensidad correspondiente en mm/h para dicha duración y un período de retorno T .

Los parámetros a , b y c para la ciudad de Valencia los obtiene (Vaskova, 2001) en el desarrollo de su tesis doctoral. Los valores de los parámetros a , b y c para la ciudad de Valencia asociados a los periodos de retorno de 5 y 25 años son:

Valencia			
Tr	a	b	c
5	76.70	0.72	1.03
25	98.30	0.51	0.84

Tabla 13-Valores de parámetros a, b y c para la expresión potencial de tres parámetros (adaptado de Vaskova, 2001)

Se estableció igualmente una duración de 85 minutos para el chaparrón de proyecto. Además, se construyen bajo esta aproximación chaparrones de 120 y 180 minutos de duración, relacionados a periodos de retorno de 5 y 25 años con objeto de analizar la sensibilidad de los cuantiles de caudal pico obtenidos frente a la duración del chaparrón.

La curva IDF para 5 años de período de retorno se representa en la siguiente figura.

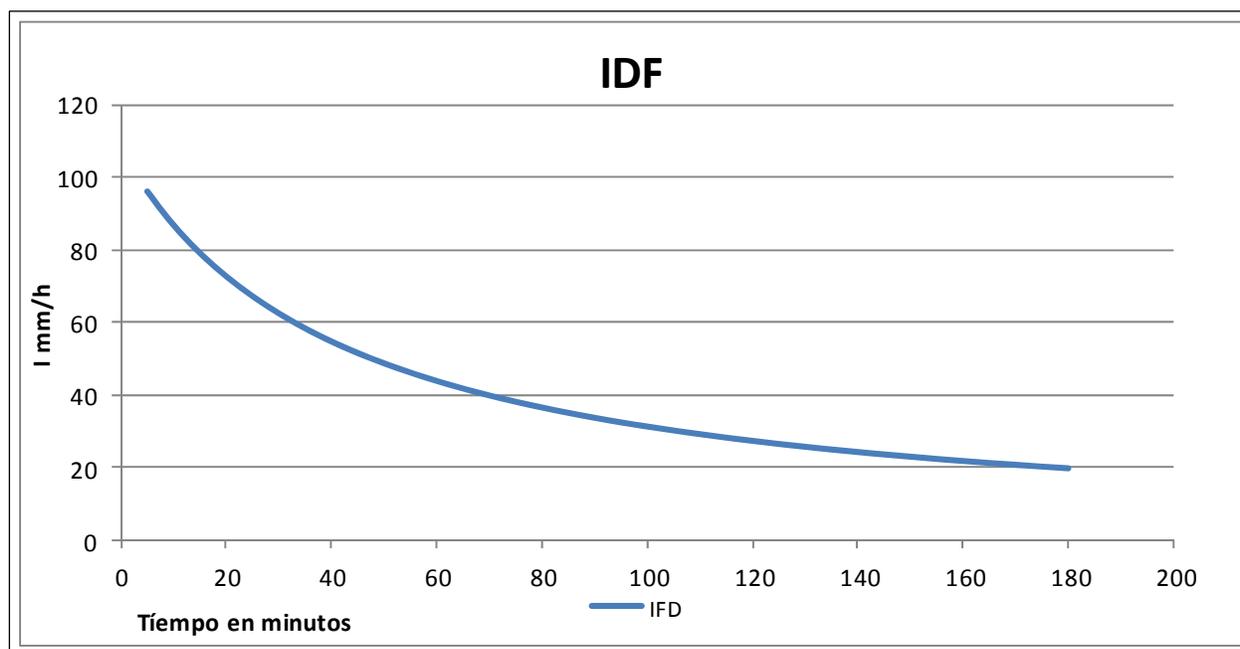


Figura 28-Curva Intensidad- Duración- Frecuencia, Aprox. B, Tr = 5 años

A partir de ella, se construyen según la metodología de bloques alternos los chaparrones de proyecto de duración 85, 120 y 180 minutos, cuyos hietogramas se muestran a continuación.

Duración 85 minutos, Tr = 5 años

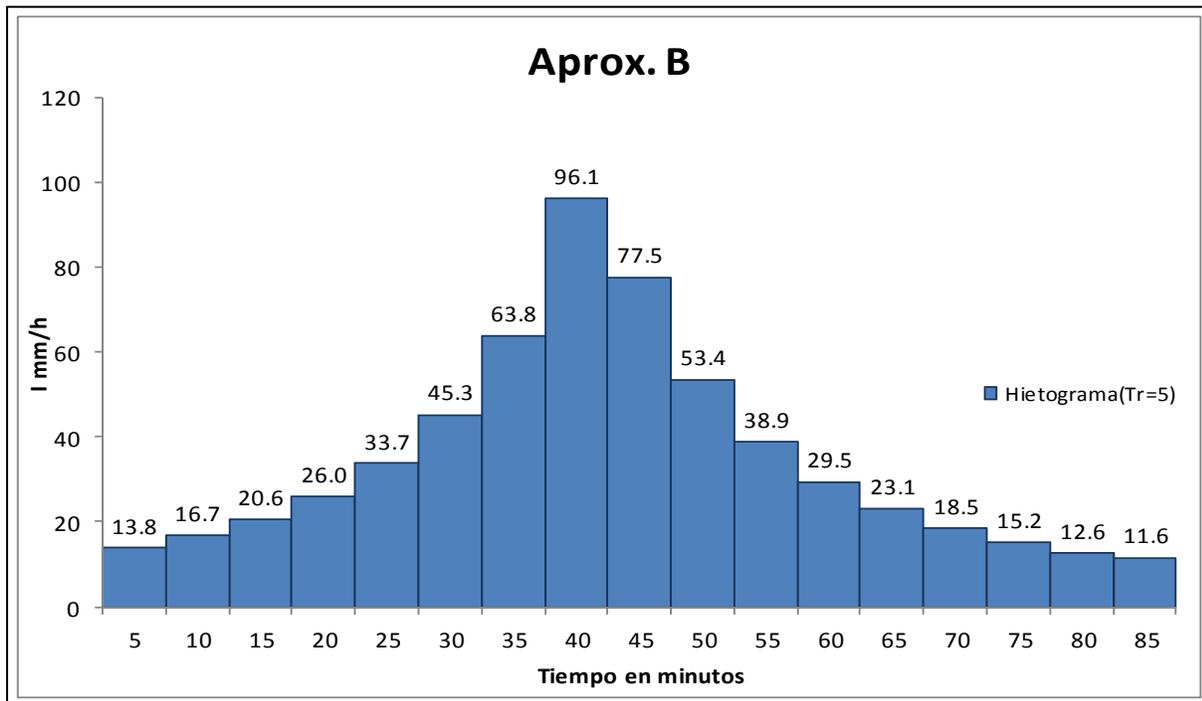


Figura 29-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 85$ min, Tr=5 años.

Duración 120 minutos, Tr = 5 años

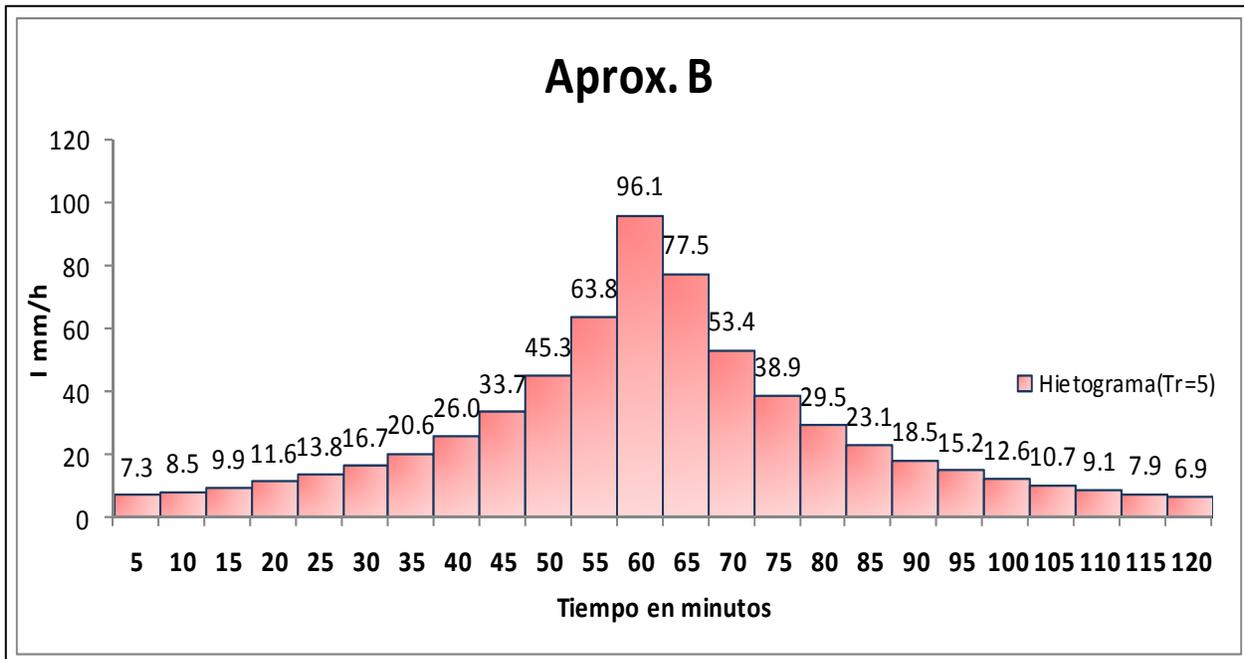


Figura 30-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 120$ min, Tr = 5 años.

Duración 180 minutos, Tr = 5 años

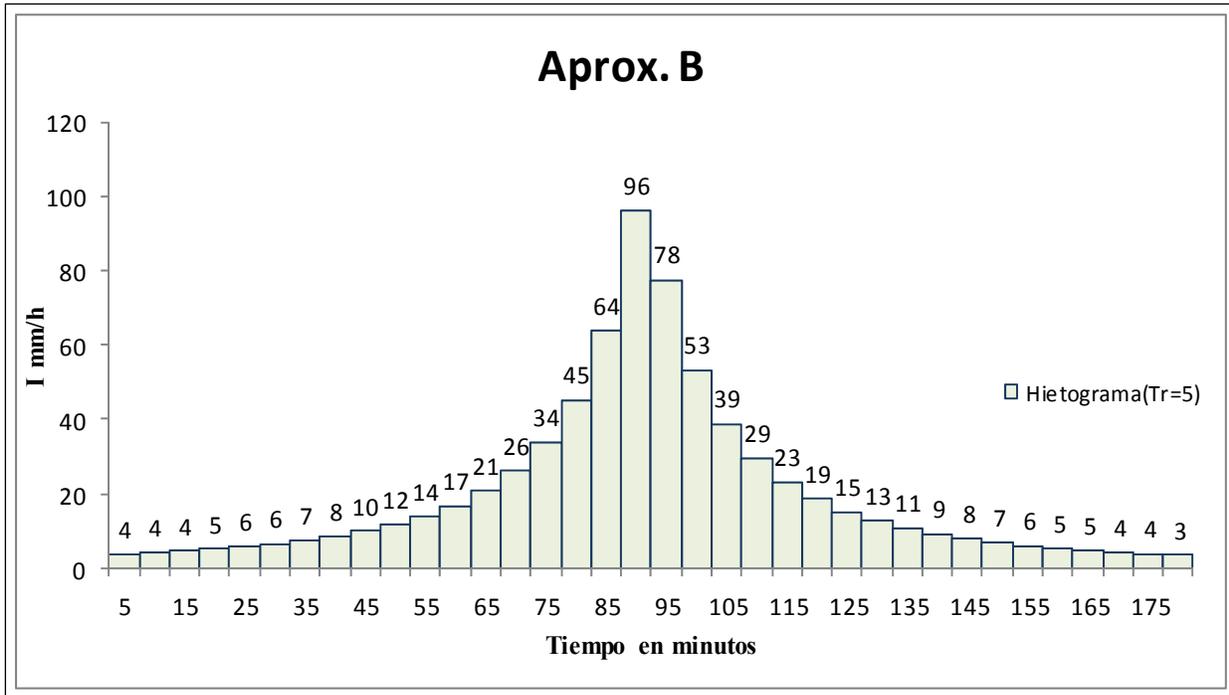


Figura 31-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 180$ min, $Tr=5$ años.

La curva IDF para 25 años de período de retorno se representa en la siguiente figura.

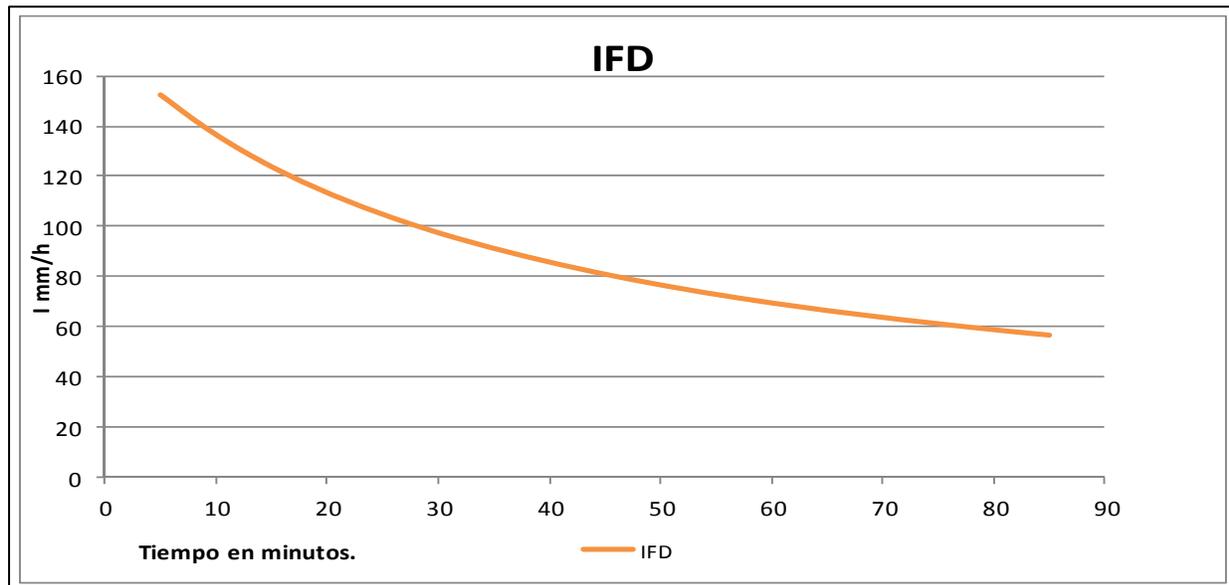


Figura 32-Curva Intensidad- Duración- Frecuencia, Aprox. B, $Tr = 25$ años

A partir de ella, se construyen del mismo modo según la metodología de bloques alternos los chaparrones de proyecto de duración 85, 120 y 180 minutos, cuyos hietogramas se muestran a continuación.

Duración 85 minutos, Tr = 25 años

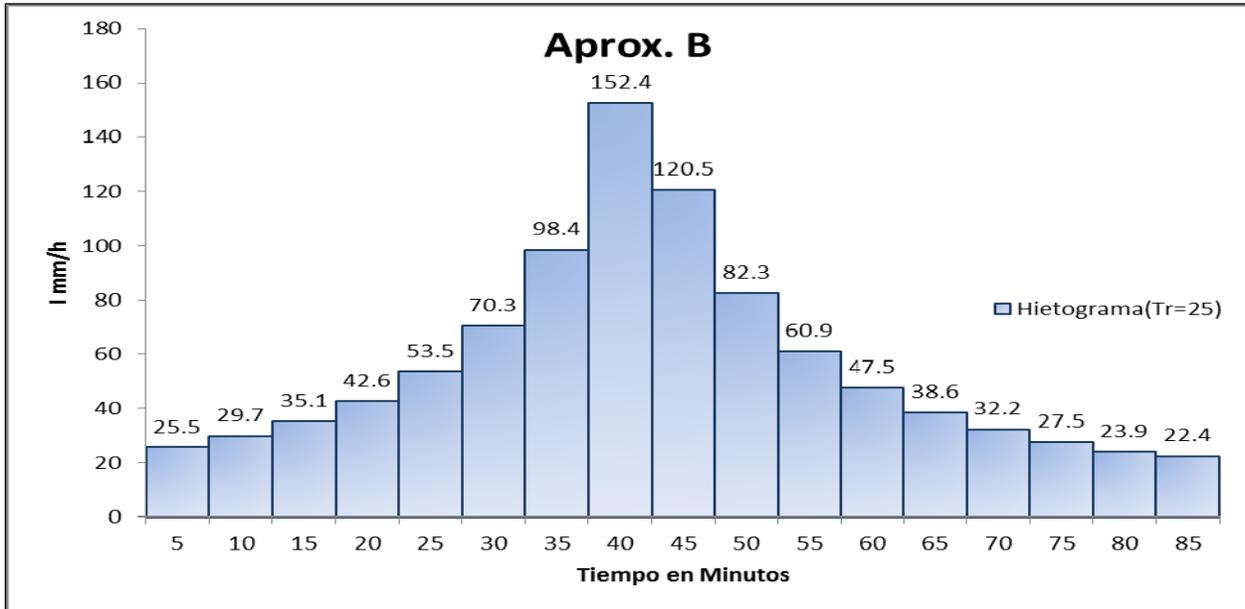


Figura 33-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 85$ min, $Tr=25$ años.

Duración 120 minutos, Tr = 25 años

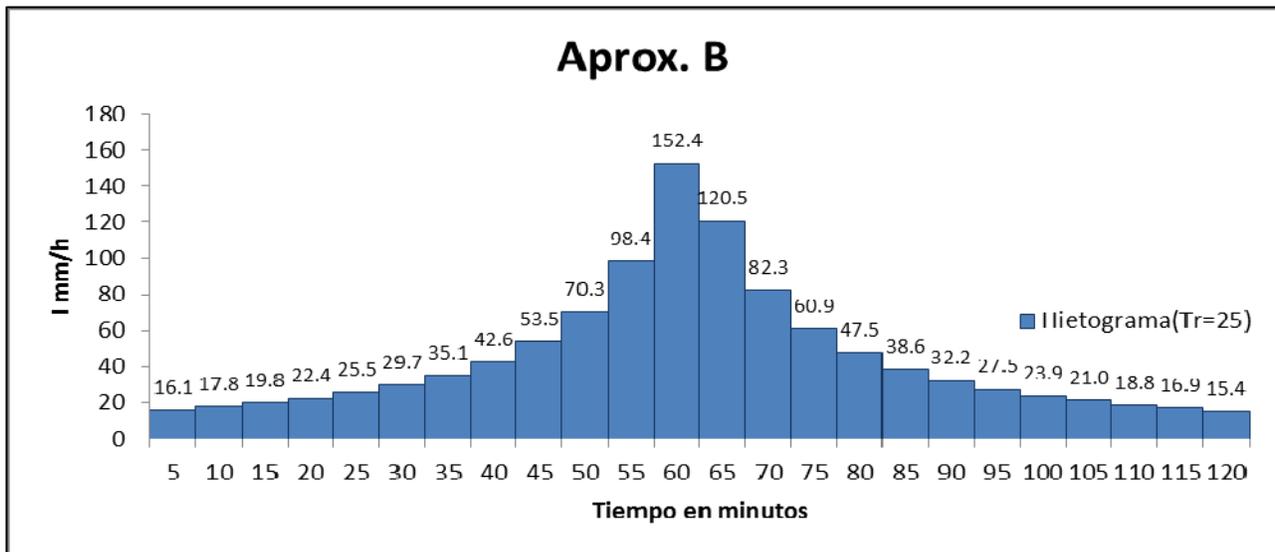


Figura 34- Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 120$ min, $Tr=25$ años.

Duración 180 minutos, Tr = 25 años

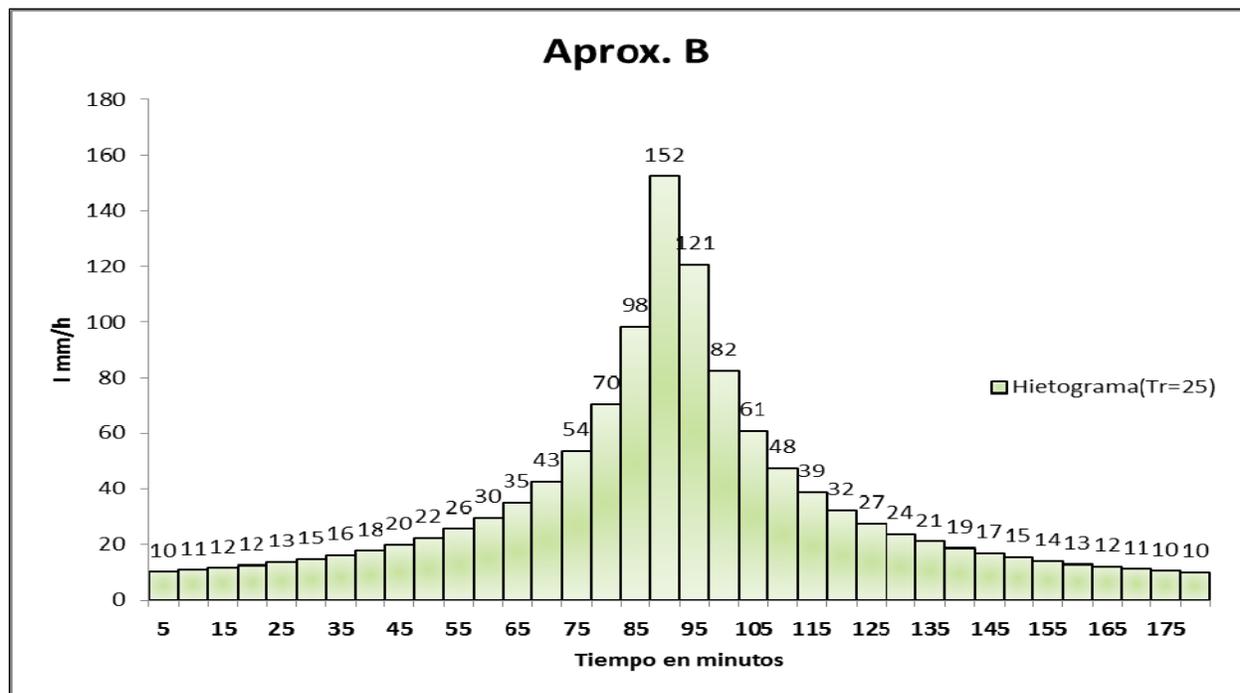


Figura 35-Chaparrón de diseño Aproximación B, $\Delta t= 180$ min, $Tr=25$ años.

Como se aprecia en los hietogramas anteriores y en virtud del método empleado en la construcción de los mismos, aumentar la duración del chaparrón no modifica la fase de pico de los mismos, sino que prolonga las fases de ascenso y recesión de los mismos. El objeto de esta consideración es analizar en qué medida influye en la generación del caudal pico un suelo más o menos saturado cuando acontece la fase de pico.

5.2.3 Aproximación C.

Por último, se construyen chaparrones de proyecto según los resultados alcanzados por (Albentosa, 2011), que analiza la fase álgida de los eventos de lluvia en la escala cinco-minutal (la más pequeña disponible en los registros de las series históricas analizadas). El objetivo que persigue en su investigación es disponer de un modelo que permita simular cómo llueve durante la fase de pico para, de este modo, poder construir un hietograma sintético con una probabilidad de ocurrencia preestablecida.

En su estudio, Albentosa demuestra que el comportamiento observado en los momentos de las marginales de las variables analizadas y en sus autocorrelaciones indica claramente la división de los pluviogramas en tres fases que denomina preaviso, fase de pico y réplicas posteriores al agotamiento. Además, la fase de pico (definida como el intervalo en el cual la intensidad es superior, comparable dentro de un orden de magnitud con la del pico), tiene una forma bien definida y característica (figura 36), con una duración del orden de ± 40 minutos alrededor del pico.

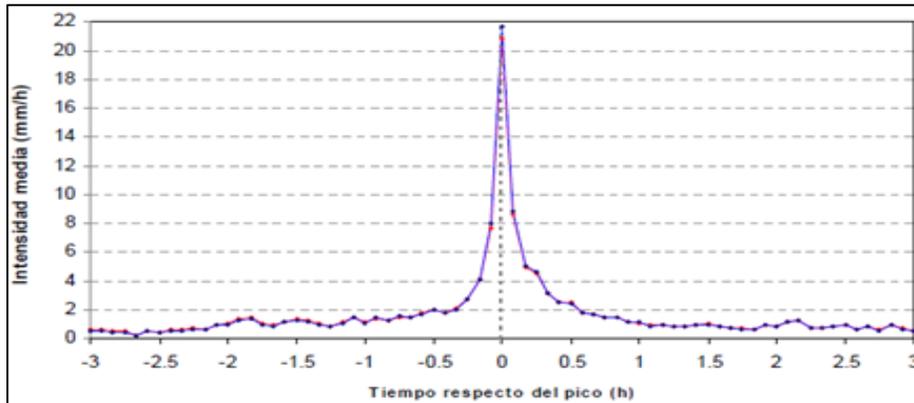


Figura 36-Intensidad media cincominutal para la serie 1996-2003 de la ciudad de Valencia (Albentosa, 2011).

Los valores esperados de la intensidad de pico en el entorno de éste (± 40 minutos) que definen la estructura característica mencionada son los que se recogen en la siguiente tabla.

t (min)	Valor esperado de intensidad (mm/h)
5	1.4
10	2
15	2.1
20	2.5
25	2.7
30	3.6
35	4.8
40	8.8
45 (PICO)	20.7
50	10
55	6.1
60	4.3
65	3.5
70	2.9
75	2.9
80	2.3
85	1.7

Tabla 14-Valores esperados de las marginales de intensidad en torno al pico, ciudad de Valencia (adaptado de Albentosa, 2011)

La idea que se propone para la obtención de los hietogramas según esta aproximación C es adoptar esta estructura característica de la lluvia en su fase alrededor del pico, por lo que, a partir de los valores anteriores, se define un hietograma adimensionalizado con el valor esperado de la intensidad de pico, que posteriormente se reescalará para obtener los chaparrones asociados a distintos periodos de retorno.

t (min)	Valor esperado de intensidad (mm/h)	Valor adimensionalizado al pico
5	1.4	0.0676
10	2	0.0966
15	2.1	0.1014
20	2.5	0.1208
25	2.7	0.1304
30	3.6	0.1739
35	4.8	0.2319
40	8.8	0.4251
45 (PICO)	20.7	1.0000
50	10	0.4831
55	6.1	0.2947
60	4.3	0.2077
65	3.5	0.1691
70	2.9	0.1401
75	2.9	0.1401
80	2.3	0.1111
85	1.7	0.0821

Tabla 15-Chaparrón adimensionalizado, Aprox. C.

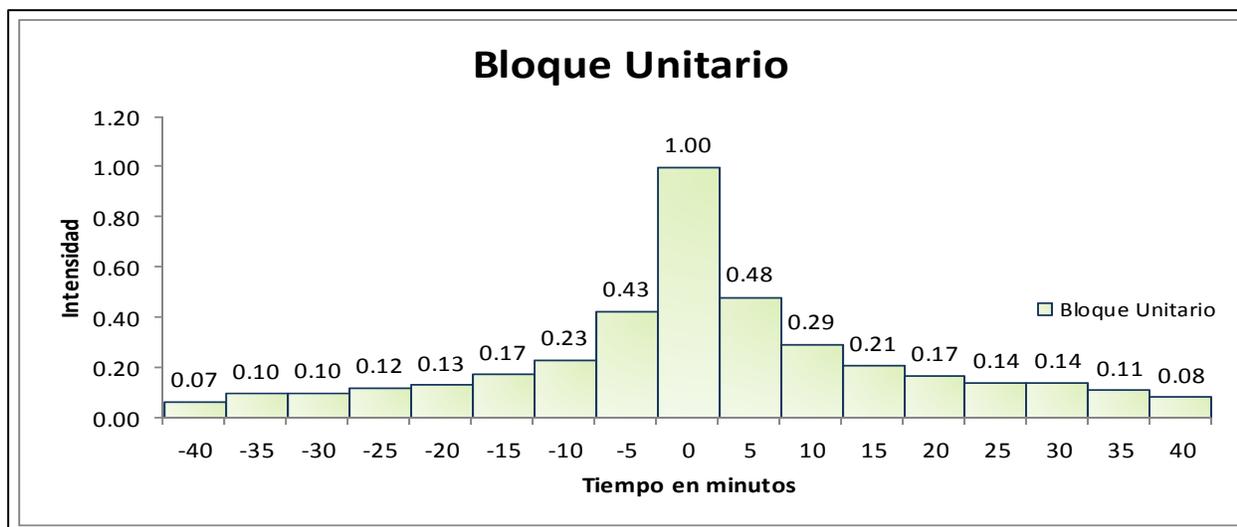


Figura 37-Chaparrón adimensionalizado, Aprox. C.

Para escalar el chaparrón anterior, se recurre a la función marginal de las intensidades de pico, también caracterizada en (Albentosa, 2011).

La obtención de la función de distribución marginal de la intensidad pico cinco minutil de evento para la ciudad de Valencia por medio de una serie de datos de 13 años (1996-2003) se realizó con 345 eventos independientes con los que se determinó que la función GEV era la mejor para representar la mencionada distribución marginal de la intensidad pico cinco-minutil de evento (Albentosa, 2011).

Recuérdense las expresiones funcionales del modelo GEV presentadas en el capítulo 3:

➤ Densidad de probabilidad:

$$f(x) = F(x) \left[\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\beta}{\alpha} (x - x_0)^{\frac{1}{\beta} - 1} \right) \right] \quad [48]$$

➤ Función de distribución o de probabilidad acumulada:

$$F(x) = e^{- \left[1 - \frac{\beta}{\alpha} (x - x_0)^{\frac{1}{\beta}} \right]} \quad [49]$$

Donde el parámetro β es de escala y λ es el parámetro de forma. x_0 es el parámetro de localización, tomando en cuenta que:

Si $\beta > 0$ entonces $x < (x_0 - \alpha/\beta)$

Si $\beta < 0$ entonces $x > (x_0 + \alpha/\beta)$

Los parámetros de escala, forma y localización para la serie de Valencia, según el trabajo de (Albentosa, 2011) son los que se recogen en la siguiente tabla.

Parámetros	
β	-0.32
α	11.00
X_0	9.83

Tabla 16-Valores de parámetros de escala, forma y localización, función GEV de intensidad máxima de evento (Albentosa, 2011)

Para la correcta asociación del período de retorno a la frecuencia asociada a un determinado cuantil de intensidad pico, debe considerarse el índice de cruce λ (Apartado 4.1.1), esto es el resultado de la división entre el número de eventos de la serie (345) y el número de años (13) de la misma. El índice de cruce resultante es igual a **26.5** eventos/año.

Los resultados de cuantiles de intensidad pico de evento por medio del ajuste de la función GEV son:

Tr	F(x)	Intensidad de pico (mm/h)
5	0.9925	139.52
10	0.9962	180.39
15	0.9975	208.83
20	0.9981	231.36
25	0.9985	250.32

Tabla 17-Cuantiles de intensidad de pico de evento para la ciudad de Valencia.

Así, los hietogramas obtenidos para los diferentes periodos de retorno son los siguientes.

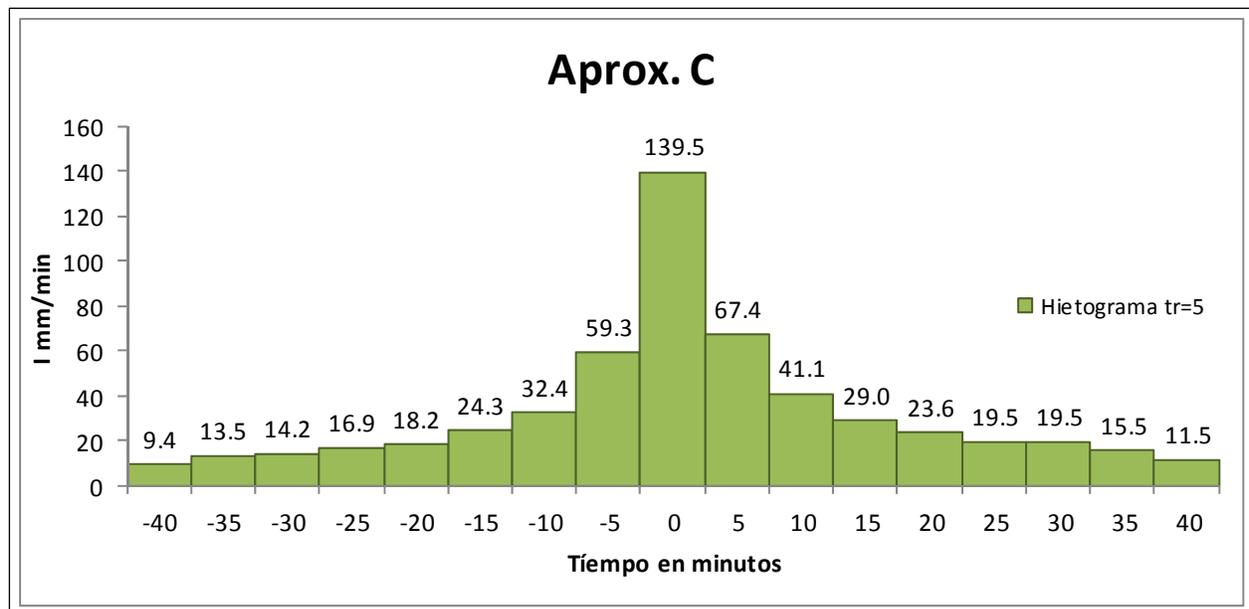


Figura 38-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=5 años.

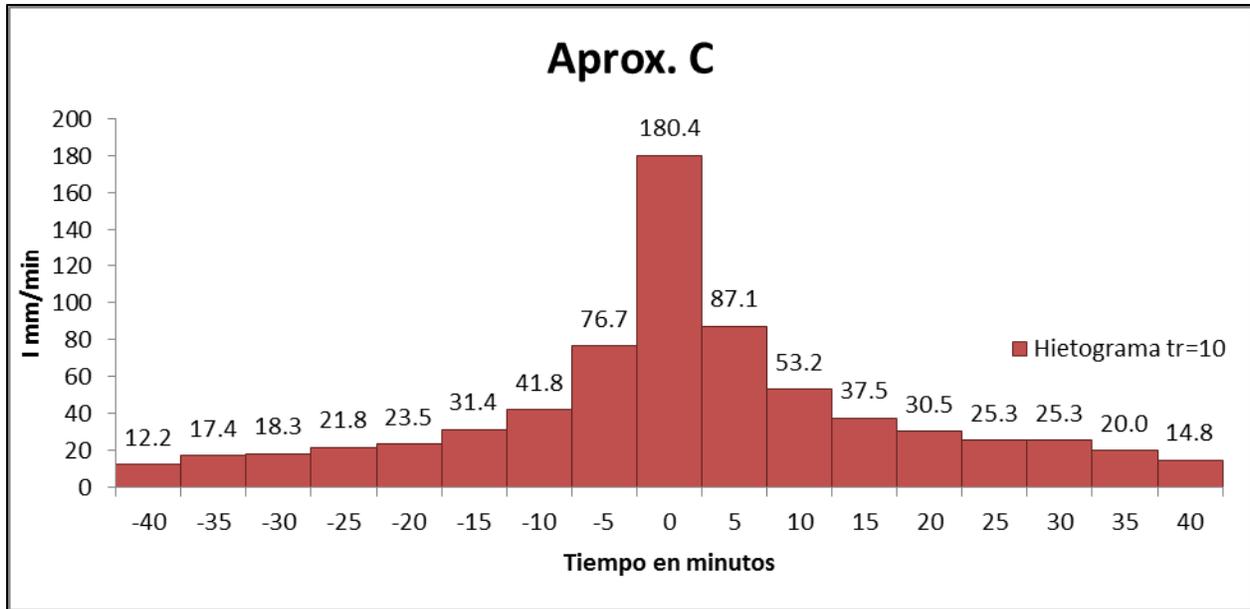


Figura 39-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=10 años.

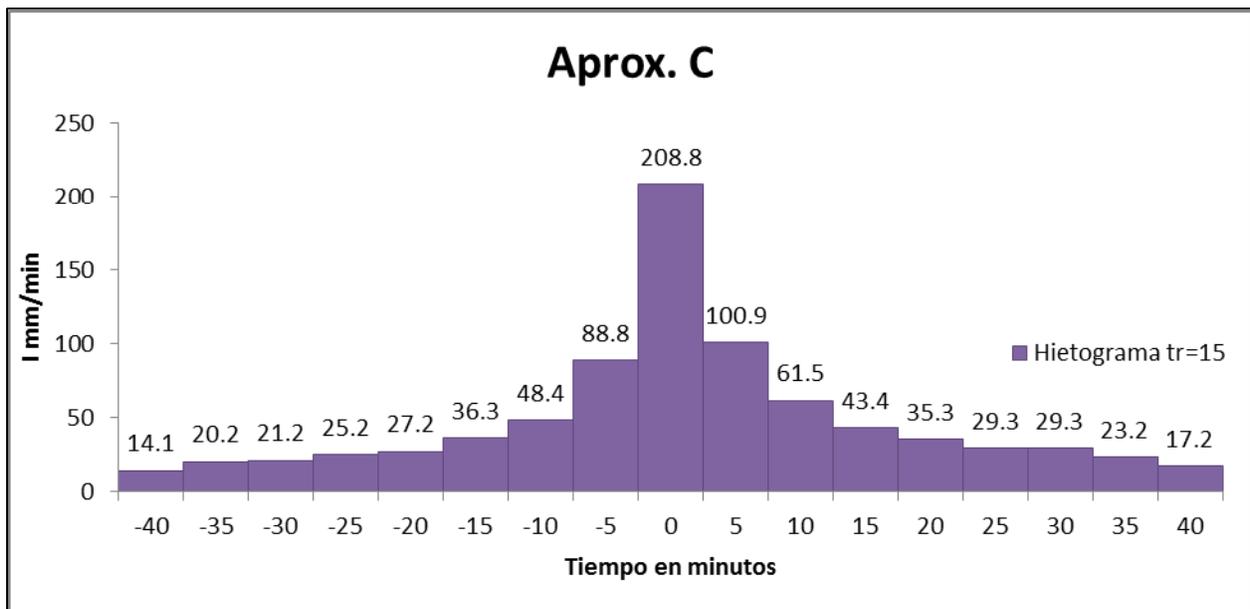


Figura 40-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=15 años.

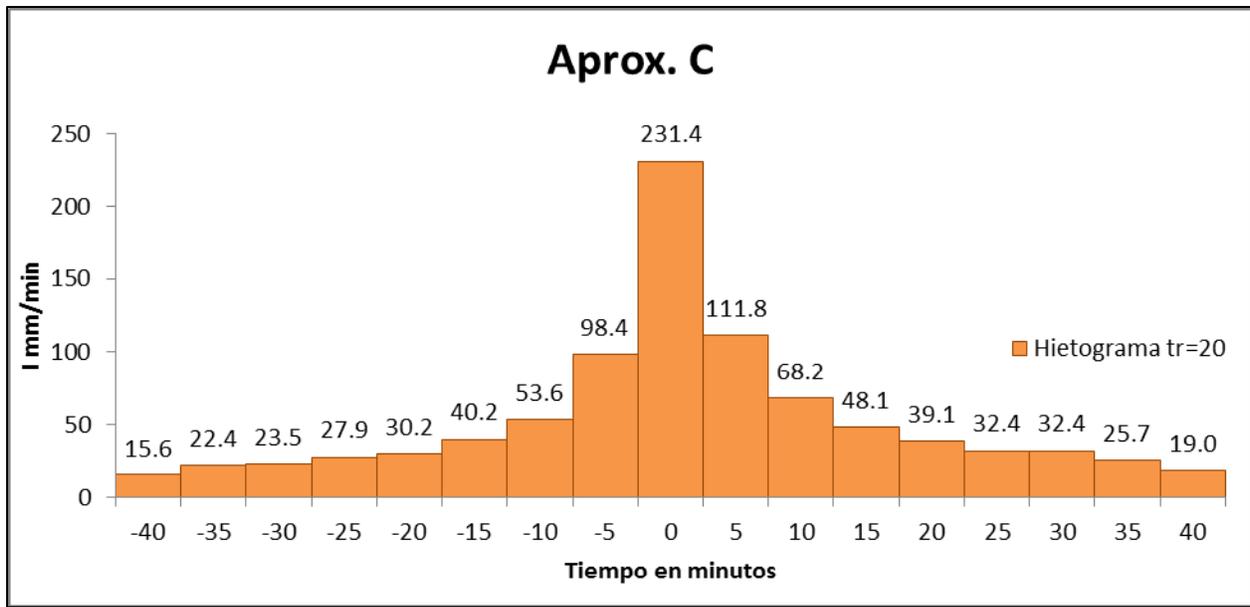


Figura 41-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=20 años.

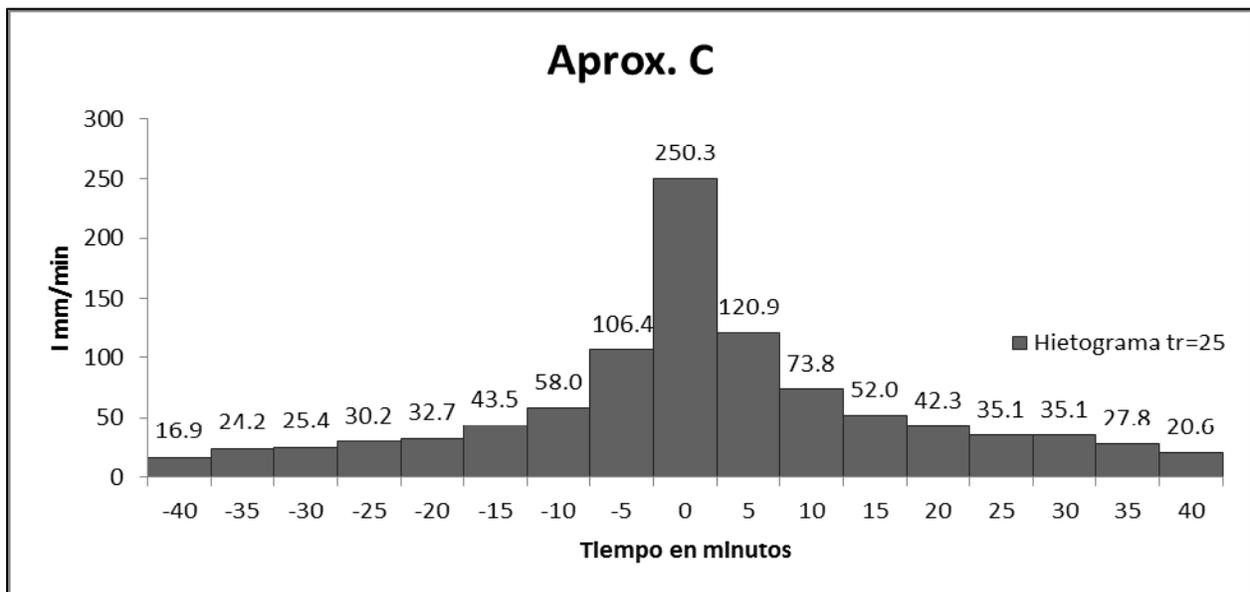


Figura 42-Chaparrón de diseño Aprox. C, duración= 85 min, Tr=25 años.

5.3 Simulaciones y Resultados

Los chaparrones de proyecto definidos anteriormente se utilizan como input para realizar las correspondientes simulaciones en la cuenca de estudio en el modelo en Infoworks CS presentado

en el capítulo 2, con objeto de obtener los caudales pico asociados en cada caso al período de retorno asociado al hietograma sintético. Los resultados obtenidos de las simulaciones para cada uno de los chaparrones de diseño son los que se sintetizan en la siguiente tabla.

	Aproximación A	Aproximación B			Aproximación C
Duración del chaparrón (min)	85	85	120	180	85
Tr(años)	Qp(m ³ /s)				
1.5	—	—	—	—	4.1
2	—	—	—	—	5.0
3	—	—	—	—	6.3
4	—	—	—	—	7.5
5	—	7.88	8.25	8.5	8.4
10	—	—	—	—	11.6
15	—	—	—	—	13.6
20	—	—	—	—	15.1
25	13.6	13.6	14.0	14.3	16.3

Tabla 18-Resultados de caudales pico en la cuenca de estudio obtenido por simulación de los chaparrones de proyecto.

5.4 Comparación con AMS/POT.

En este apartado se comparan los resultados de los métodos AMS y POT con los caudales pico obtenido por las simulaciones de chaparrones de proyecto, que se sintetizan en la siguiente tabla:

	Aproximación A	Aproximación B			Aproximación C	AMS	POT-2
Duración del chaparrón (min)	85	85	120	180	85		
Tr	Qp(m ³ /s)						
1.5	—	—	—	—	4.1	3.9	5
2	—	—	—	—	5.0	5.1	5.8
3	—	—	—	—	6.3	6.6	7
4	—	—	—	—	7.5	7.6	7.9
5	—	7.9	8.3	8.5	8.4	8.4	8.6
10	—	—	—	—	11.6	10.9	11
15	—	—	—	—	13.6	12.5	12.5
20	—	—	—	—	15.1	13.6	13.6
25	13.6	13.6	14.0	14.3	16.3	14.6	14.5

Tabla 19-Resumen de caudales pico obtenidos por simulación y métodos AMS y POT-2.

Dentro de las restricciones de duración establecidas para cada aproximación, los caudales pico que se pueden valorar conjuntamente en la tabla, son los asociados a periodo de retorno de 5 y 25

años. En estos periodos de retorno se puede decir que los valores obtenidos por simulación y por los análisis AMS y POT son muy próximos, cuando no prácticamente idénticos, excepto en el caso de la aproximación C para $T_r = 25$ años que sobrestima ligeramente en comparación a las otras aproximaciones y los métodos AMS y POT-2.

La evaluación gráfica conjunta de todos los resultados dará un mejor enfoque de la comparación de los métodos estadísticos con los resultados obtenidos por simulación.

La gráfica con los ajustes y los caudales obtenidos por simulación es la siguiente:

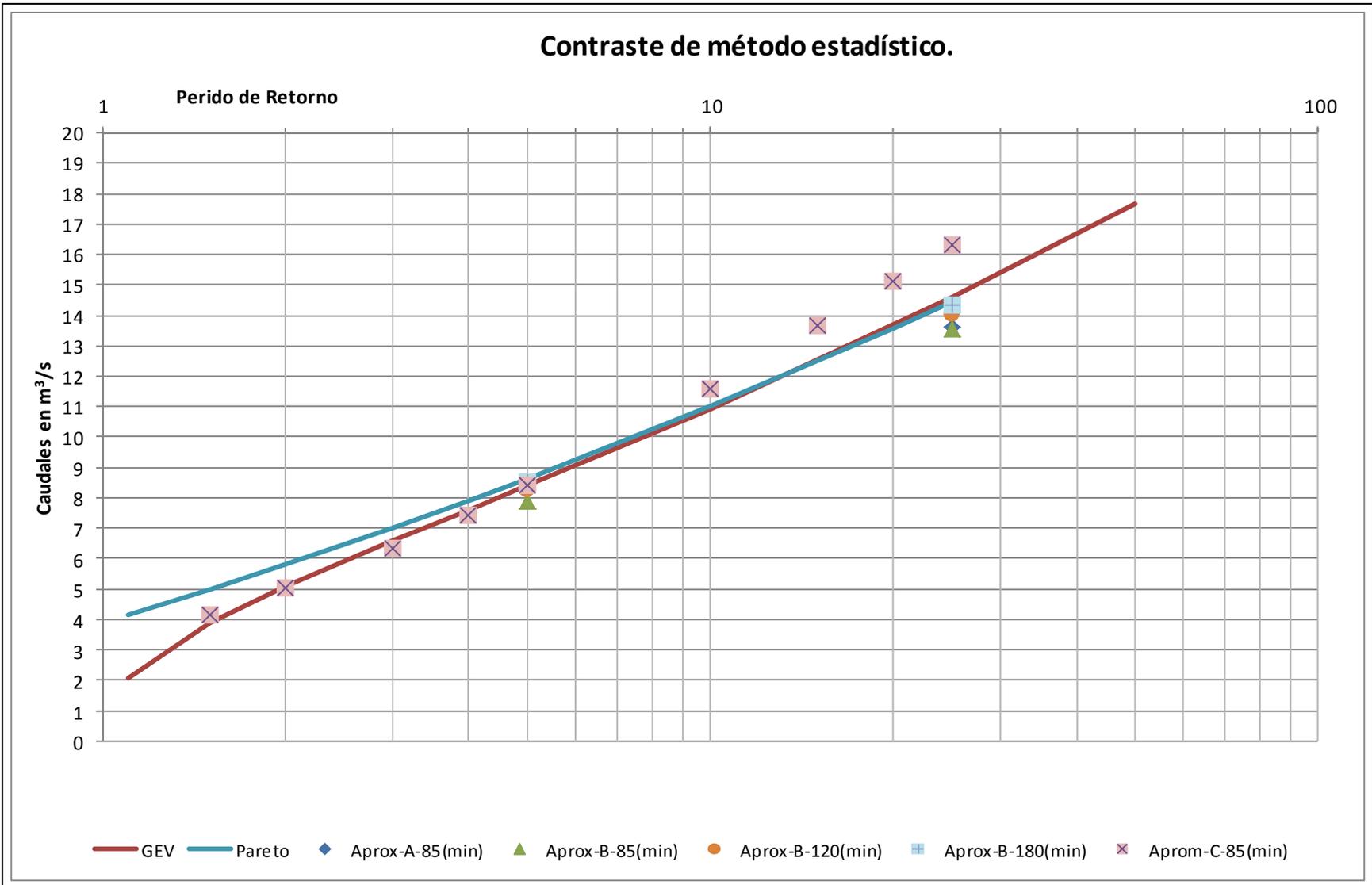


Figura 43-Gráfica comparativa de métodos estadísticos para la obtención de caudales pico.

Para valorar la obtención de caudales pico se separan los ajustes con las aproximaciones individualmente.

1. Aproximación A en comparación con los ajustes AMS y POT-2:

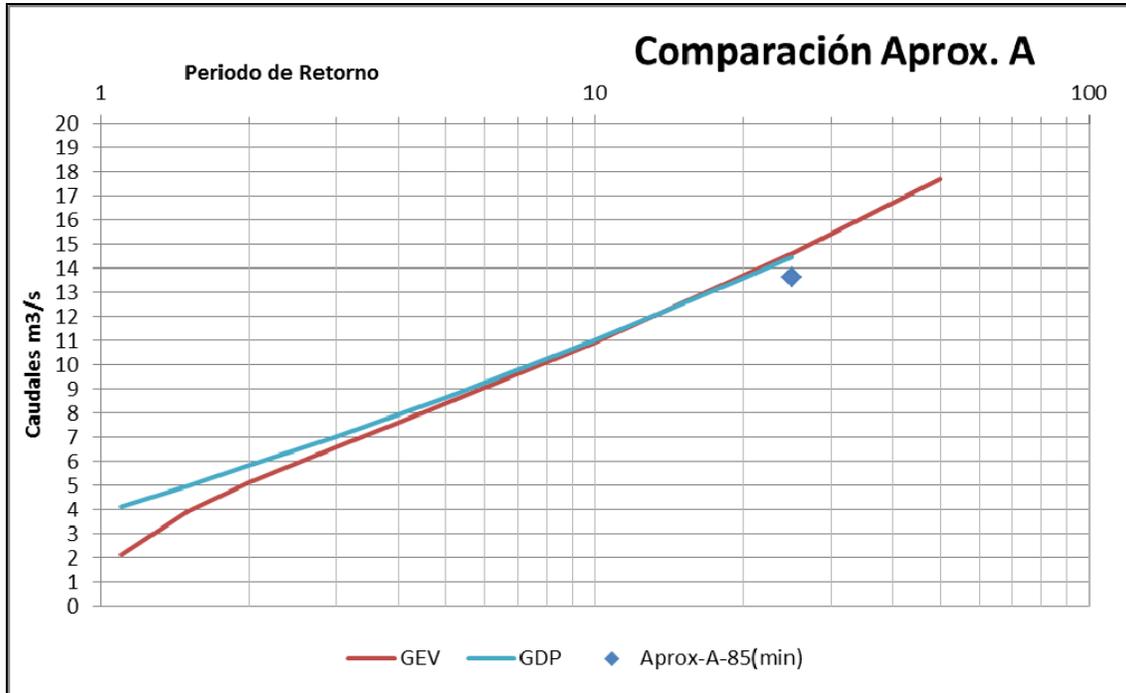


Figura 44-Gráfica comparativa de Aprox. A. con los ajustes AMS y POT-2.

La Aprox. A es la representación de la Normativa para Obras de Saneamiento de la Ciudad de Valencia para un periodo de retorno de 25 años. La aprox. A infravalora ligeramente el cuantil de 25 años en un 7% a comparación a los ajustes estadísticos, no obstante esta diferencia este dentro de los estándares estadísticos aceptables.

2. Aproximación B en comparación con los ajustes AMS y POT-2:

La Aprox.B (figura 45, siguiente página) da la posibilidad de realizar una valoración para los periodos de retorno de 5 y 25 años para cada una de las duraciones consideradas.. Se pueden resaltar los siguientes comentarios:

- Para los chaparrones de diseño con una duración 85 y 120 minutos la aproximación tiende a infravalorar ligeramente el cuantil, pero dentro de parámetros aceptables.
- La aproximación para una duración de 180 min se posiciona bastante acertada en los ajustes respecto a los resultados del análisis AMS/POT.

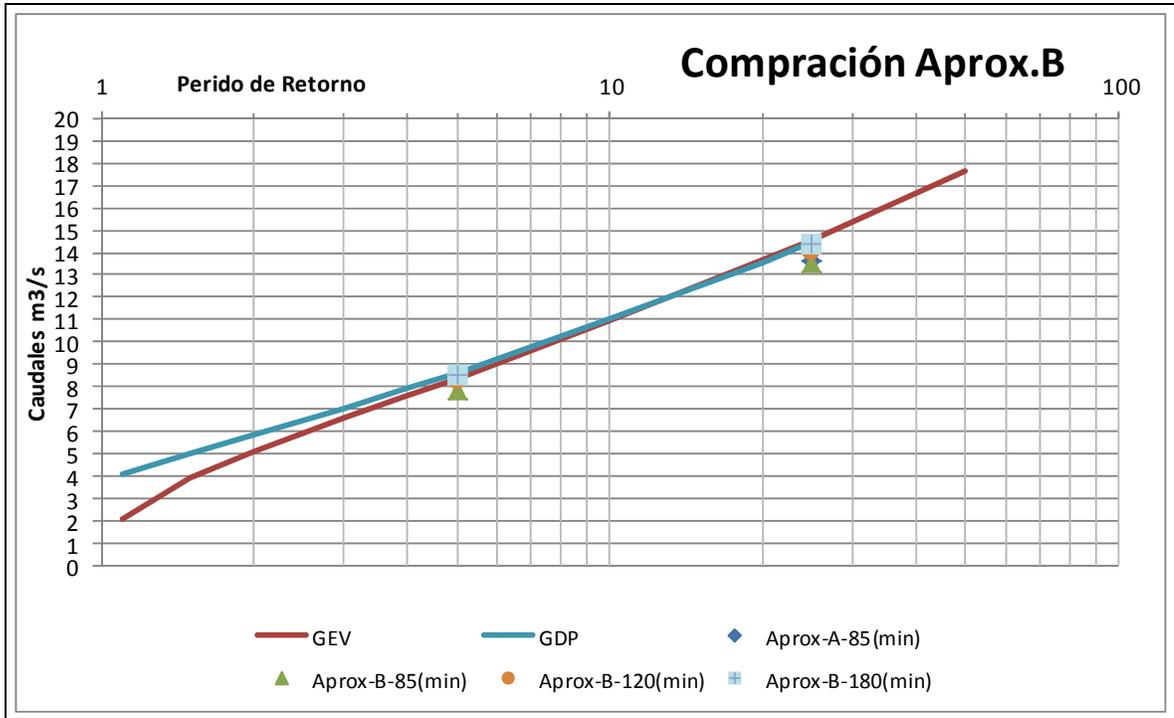


Figura 45-Gráfica comparativa de Aprox. B. con los ajustes AMS y POT-2.

3. Aproximación C en comparación con los ajustes AMS y POT-2:

La Aprox. C. (figura 46) en la valoración de su ajuste a los métodos AMS y POT-2 se puede establecer lo siguiente:

1. Para cuantiles bajos ($Tr < 10$ años) los cuantiles obtenidos por simulación se ajustan muy satisfactoriamente a los predichos por el modelo AMS.
2. Para cuantiles altos ($Tr > 10$ años) tiende a sobrevalorar los cuantiles respecto de los predichos por los modelos obtenidos en base a los análisis AMS y POT.

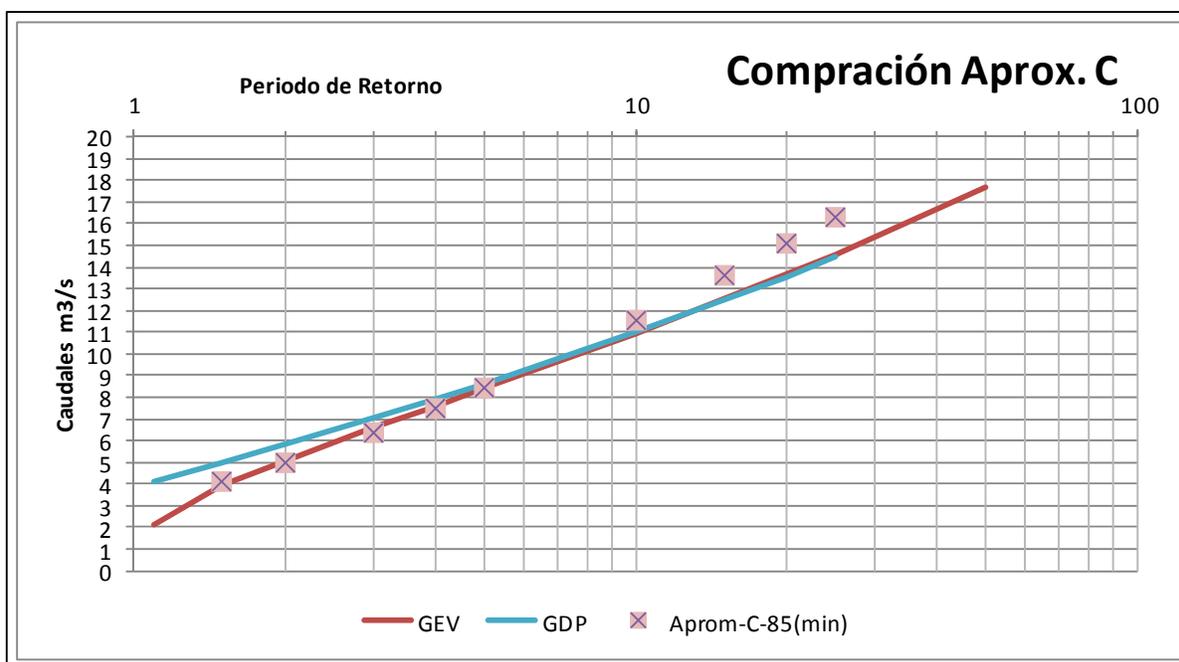


Figura 46-Gráfica comparativa de Aprox. C. con los ajustes AMS y POT-2.

5.5. Conclusión.

Los resultados obtenidos en este capítulo permiten sintetizar tres conclusiones fundamentales que se resumen en lo siguiente:

1. La obtención de caudales pico para periodos de retorno de 25 años a partir de chaparrones de proyecto deducidos de la curva IDF de la Normativa del Ayuntamiento de Valencia arroja resultados aceptables, aunque los infravalora ligeramente. Probablemente, si se resolviera la restricción de su duración máxima y se reformulara en un rango más amplio que permitiera construir hietogramas de duraciones mayores, se resolvería esta pequeña desviación en los términos en que se comenta a continuación.
2. La obtención de caudales pico a partir de las curvas IDF potenciales de tres parámetros según los resultados de Vaskova (2001) conducen igualmente a resultados muy satisfactorios, tanto más como la duración del chaparrón se acerca a las 3 horas, esto es, favoreciendo que el suelo se encuentre más saturado cuando se produce la fase de pico del chaparrón.
3. La obtención de caudales pico a partir de los chaparrones de proyecto contemplados por Albentosa (2011) reproducen perfectamente el rango de periodos de retorno medios y bajos (por debajo de 10 años) según el análisis AMS pero tienden a producir valores sobrevalorados para los periodos de retorno más próximos a 25 años.

CAPÍTULO VI-Conclusiones.

El contraste estadístico realizado en este trabajo tiene como base una serie de datos de 17 años (464 eventos) correspondientes a una cuenca secundaria de cabecera del colector Norte Cauce de la ciudad de Valencia. En el proceso se obtuvieron conclusiones independientes de cada una de las etapas del trabajo y las comparaciones entre los métodos estadísticos y aproximaciones llevadas a cabo.

6.1 - Sobre la estimación de cuantiles por medio del método AMS.

El análisis de frecuencias de caudales pico mediante el método AMS, después de una comparación de las dos mejores funciones representativas del método (TCEV, GEV), concluye que la función GEV es la de mejor ajuste, porque toma en cuenta valores de caudal dentro de periodos de retorno de diseño relevantes, además de depender de un parámetro menos que la TCEV.

6.2 - Sobre la estimación de cuantiles por medio del método POT.

Para el método POT se realizaron diferentes valoraciones encaminadas a encontrar el mejor ajuste. Como primer paso se establece el mejor umbral que cumpla las bases de decisión y mejore la cantidad de datos, siendo el umbral igual a $u = 2 \text{ m}^3/\text{s}$ (apartado 4.2.1), el que aportara mayor cantidad de valores de máximos (+35 %) y menos distorsiona la cola izquierda de la distribución.

Establecido el umbral de trabajo se concluye que la función Pareto (GDP) es el mejor ajuste, presentando al representar de una manera más acertada cuantiles correspondientes a periodos de retorno de diseño (entorno de los 25 años), además de depender de menos parámetros que la segunda mejor representación de ajuste, que nuevamente es la función TCEV.

6.3 - Sobre la comparación de los métodos AMS y POT.

En la comparación de las estimaciones de caudales pico por distintos métodos estadísticos, en este caso por el AMS y POT, se concluye lo siguiente:

- 1- La comparación muestra que los dos métodos dan caudales picos de igual magnitud, dentro del entorno de los periodos de retorno de diseño (25 años).

- 2- El análisis POT parece más realista para la estimación de cuantiles, pues considera los caudales pico (por encima de un umbral) en el conjunto de la serie, no año a año como lo hace el método AMS.
- 3- Partiendo de este trabajo se puede decir que para la estimación de frecuencia de ocurrencia el método POT, es más realista y por tanto conveniente para la representación estadística del rango bajo de períodos de retorno.

6.4 - Sobre la comparación del método AMS, POT y la transformación de chaparrones de diseño.

Las comparaciones de los diferentes métodos estadísticos en conjunto, nos permiten sintetizar tres conclusiones fundamentales que se resumen en lo siguiente:

1. La obtención de caudales pico para períodos de retorno de 25 años a partir de chaparrones de proyecto deducidos de la curva IDF de la Normativa del Ayuntamiento de Valencia arroja resultados aceptables, aunque los infravalora ligeramente. Probablemente, si se resolviera la restricción de su duración máxima y se reformulara en un rango más amplio que permitiera construir hietogramas de duraciones mayores, se resolvería esta pequeña desviación en los términos en que se comenta a continuación.
2. La obtención de caudales pico a partir de las curvas IDF potenciales de tres parámetros según los resultados de Vaskova (2001) conducen igualmente a resultados muy satisfactorios, tanto más como la duración del chaparrón se acerca a las 3 horas, esto es, favoreciendo que el suelo se encuentre más saturado cuando se produce la fase de pico del chaparrón.
3. La obtención de caudales pico a partir de los chaparrones de proyecto contemplados por Albentosa (2011) reproducen perfectamente el rango de periodos de retorno medios y bajos (por debajo de 10 años) según el análisis AMS, pero tienden a producir valores sobrevalorados para los períodos de retorno más próximos a 25 años.

Referencias.

- 1) AFINS 2.0 (2006): Análisis de frecuencia de extremos con información sistemática y no sistemática, desarrollado por: Dr. Blanca Adriana Botero Hernández. Director del proyecto: Félix Francés García, Grupo de investigación de hidráulica e hidrología. Departamento de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica, Universidad politécnica de valencia (UPV).
- 2) Albentosa Hernandez, D. Eduardo, 2011, Análisis de la estructura estocástica fina de los eventos de precipitación en el entorno del pico, Programa de doctorado Depto. de Hidráulica y Medio Ambiente, UPV.
- 3) Andrés Domenech, Igancio (2010), Evaluación probabilística de indicadores de eficiencia para el dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta para el control de la contaminación de escorrentías urbanas, Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad politécnica de Valencia.
- 4) Beguería Portugués Santiago (2002): Revisión de métodos paramétricos para la estimación de la probabilidad de ocurrencia de eventos extremos en Climatología e Hidrología: El uso de series de excedencias y su comparación con las series de máximos anuales. Instituto Pirenaico de Ecología, Zaragoza.
- 5) Díaz Salas, Abelardo Manrique (2011), “Modelo Probabilístico Y Regional de las Descargas Máximas Instantáneas del Rio Santa en la Región ANCASH, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Universidad los Ángeles de Chimbote
- 6) Francés García, Félix (1998), Utilización de la Función de Distribución de Probabilidad TCEV con Información no Sistemática Dentro de un Análisis Regional Aplicación a los Rios Jucar y Turia.
- 7) Garcia Bartual Rafael, Frances Garcia Felix, 2011, Representación espacio-temporal de la intensidad de lluvia para generación de escenarios de crecida de elevado periodo de retorno, Instituto de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (IIAMA). Área de Hidráulica e Hidrología. Universidad Politécnica de Valencia.
- 8) Hann, 1979, Statistical methods in Hidrology. The Iowa State University Press.
- 9) HidroEsta, 2001, Software para cálculos hidrológicos, desarrollado por: Máximo Villón Bejar, Ingeniero agrícola, especialista en ingeniería de recursos de aguas y suelos y computación, Escuela Ingeniería Agrícola. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica

- 10) Jenkinson, A.F.(1955), The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological elements, Quarterly Journal of the Royal Meteorological.
- 11) Koutsoyiannis ,Demetris Koutsoyiannis, 2004, Statistics of extremes and estimation of extreme Rainfall: I. Theoretical investigation, Department of Water Resources, Faculty of Civil Engineering, National Technical University of Athens.
- 12) Maggio, G.E.(1995), Análisis Estadístico de Valores Extremos, Aplicaciones en Hidrología, Noldor S.R.L Buenos Aires, Argentina.
- 13) Madsen, Henrik (1997), Comparison of annual maximum series and partial duration series methods for modeling extreme hydrologic events, Department of Hydrodynamics and Water Resources, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark.
- 14) Martins, E. S. y J. R. Stedinger, 2000, Generalized Maximum Likelihood Pareto-Poisson Flood Risk Analysis for Partial Duration Series, en Water Resources Research.
- 15) Martin-rosales W. (1996), Precipitaciones máximas en el campo de Dalia y vertiente meridional de la sierra de Gardor(Almería), Facultad de Ciencias, Geogaceta, Granada.
- 16)
- 17) MOPU, 1990, Instrucción 5.2.-IC Drenaje superficial, Ministerios de Obras públicas y urbanismo, Madrid.
- 18) L. Johnson Norman, Kotz Samuel, Balakrishnan N, 1994, Continuous Univariate Distributions, Second Edition, Volumen 1.
- 19) Lezcano Udrizar, M. Sandra (2011), Análisis de Métodos de Determinación de Vientos Extremos, Laboratorio de Aerodinámica-Facultad de Ingeniería, Universidad del Nordeste, Argentina.
- 20) Restrepo-Posada Pedro J. and S. Eagleson Peter (1982), Identification of Independent Rainstorms, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute Of Technology, Cambridge.
- 21) S.H.Muhaisen Omar (2006), Simulación basada en la teoría de valor extreme y copula para la estimación de caudales en sistema de sanitaria. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Granada.

- 22) Santos Joao Filipe, Portela Maria Manuela, Pulido-Calvo Inmaculada, 2011, Regional Frequency Analysis of Droughts in Portugal, Water Resour Manage, Dpto. Ingeniería ESTIG, Instituto Politécnico de Beja, Portugal.
- 23) Takeharu Etoh, Murota Akira & Nakamishi Massamori (1986), SQRT-Exponential Type Distribution of Maximun, Hydrologic frequency modeling, Proceedings of the internacional symposium on flood frequency and risk analyses.
- 24) Vasková, Ilona 2001, Tesis Doctoral: Calculo de las curvas de intensidad-duración-frecuencia mediante la incorporación de las propiedades de escala y de dependencia temporales. Universidad Politécnica de Valencia.
- 25) X.G. Lin, (no Ref.) Statistical Modelling of Severe Wind Gust, Risk Modelling Project, Minerals and Geohazards Division, Geoscience Australia, Canberra, Australia.
- 26) Zorraquino Junquera, Carlos (2000), Estudio de la función SQRT-ET_{MAX}, Tesina de especialidad, Universidad Politecnica de Catalunya.

Apéndice A.

Serie histórica de caudales pico en la
cuenca de estudio.

Apéndice A.

Serie histórica de caudales pico en la cuenca de estudio.

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1990	EV002	0.44912	1/4/90 2:55 PM
1990	EV003	2.34234	1/7/90 7:45 PM
1990	EV004	0.16619	1/10/90 7:30 AM
1990	EV005	0.48324	1/11/90 9:40 PM
1990	EV006	0.00000	1/28/90 9:05 PM
1990	EV008	0.04474	3/3/90 3:50 AM
1990	EV013	0.15016	4/1/90 11:51 PM
1990	EV014	0.02784	4/6/90 3:15 AM
1990	EV015	0.36257	4/9/90 11:10 AM
1990	EV016	0.00833	4/14/90 1:20 AM
1990	EV018	0.00013	5/2/90 2:46 AM
1990	EV019	0.00028	5/10/90 3:05 PM
1990	EV020	3.57795	5/23/90 7:15 PM
1990	EV021	0.73359	5/27/90 11:46 PM
1990	EV022	0.04754	6/5/90 7:45 PM
1990	EV026	0.00224	7/6/90 3:30 PM
1990	EV028	0.00000	7/29/90 3:26 AM
1990	EV029	0.00000	8/2/90 3:25 AM
1990	EV031	0.79418	9/9/90 10:26 AM
1990	EV033	0.06261	9/25/90 3:55 PM
1990	EV034	0.00000	9/30/90 6:20 AM
1990	EV036	0.34173	10/2/90 8:10 PM
1990	EV037	0.67774	10/4/90 1:05 AM
1990	EV038	0.48255	10/8/90 8:30 AM
1990	EV039	1.47529	10/10/90 10:35 AM
1990	EV040	0.00000	10/13/90 4:10 AM
1990	EV043	0.40018	10/22/90 9:50 AM
1990	EV044	1.00196	11/9/90 11:45 AM
1990	EV045	0.00000	11/10/90 3:45 PM
1990	EV046	0.04367	11/24/90 11:40 PM
1990	EV047	0.78056	12/16/90 10:40 PM
1990	EV048	0.00000	12/25/90 9:25 PM
1991	EV050	0.23364	1/14/91 12:50 PM
1991	EV051	1.18244	1/20/91 9:10 PM
1991	EV052	2.94653	1/23/91 10:40 AM
1991	EV053	0.77344	2/2/91 8:00 PM
1991	EV055	2.18366	2/20/91 12:01 AM
1991	EV057	0.03013	3/6/91 7:05 PM
1991	EV058	0.30302	3/13/91 8:05 PM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1991	EV059	0.89976	3/24/91 1:55 AM
1991	EV060	1.95787	4/16/91 11:56 PM
1991	EV061	0.26972	5/17/91 11:00 AM
1991	EV062	0.05129	6/1/91 8:05 AM
1991	EV063	0.12898	6/4/91 4:25 PM
1991	EV064	0.23289	6/10/91 2:20 PM
1991	EV065	0.03719	6/28/91 12:30 PM
1991	EV066	0.08727	7/2/91 11:10 PM
1991	EV067	0.00000	7/26/91 11:40 AM
1991	EV068	0.00000	7/28/91 7:35 PM
1991	EV069	1.12350	8/11/91 8:30 AM
1991	EV070	0.00066	8/12/91 10:10 PM
1991	EV071	0.84364	8/14/91 2:40 PM
1991	EV072	2.98450	9/3/91 8:15 AM
1991	EV073	8.04276	9/6/91 12:46 PM
1991	EV074	0.25609	9/11/91 10:35 PM
1991	EV075	1.02805	9/13/91 1:35 PM
1991	EV076	0.00000	9/25/91 7:35 PM
1991	EV078	5.52603	10/4/91 8:56 PM
1991	EV080	0.00246	10/11/91 2:55 AM
1991	EV081	0.65701	10/23/91 3:50 AM
1991	EV083	0.36370	11/29/91 5:35 PM
1991	EV084	0.00000	12/1/91 2:40 AM
1991	EV085	0.02256	12/2/91 11:15 AM
1991	EV086	0.50856	12/4/91 12:40 PM
1991	EV087	0.00371	12/10/91 7:20 PM
1991	EV088	4.01106	12/14/91 1:15 AM
1992	EV091	0.00274	1/21/92 10:40 PM
1992	EV093	0.02132	1/24/92 9:00 AM
1992	EV094	0.07120	1/30/92 11:36 PM
1992	EV096	0.86172	2/19/92 8:25 AM
1992	EV099	0.21764	3/2/92 9:40 AM
1992	EV100	0.00000	3/4/92 3:20 PM
1992	EV104	0.22603	4/1/92 11:46 AM
1992	EV108	0.00000	4/22/92 3:00 PM
1992	EV109	0.39793	5/3/92 5:50 AM
1992	EV110	0.07506	5/31/92 6:21 AM
1992	EV111	0.08917	6/9/92 2:10 PM
1992	EV112	16.03784	6/15/92 4:35 PM
1992	EV114	0.04096	6/21/92 3:00 AM
1992	EV115	0.00000	6/22/92 7:05 PM
1992	EV116	0.19454	7/10/92 4:10 PM
1992	EV117	0.00000	8/9/92 12:10 AM
1992	EV118	0.34762	9/9/92 5:40 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1992	EV120	0.06650	9/26/92 11:05 AM
1992	EV121	0.07251	10/8/92 1:50 PM
1992	EV122	1.45106	10/12/92 6:15 PM
1992	EV124	0.18715	10/19/92 6:50 AM
1992	EV125	0.38255	10/30/92 1:35 PM
1992	EV127	1.69603	12/25/92 12:11 AM
1992	EV128	0.00296	12/29/92 3:21 PM
1993	EV129	0.10602	2/1/93 6:26 AM
1993	EV130	3.78298	2/4/93 2:15 PM
1993	EV134	0.00013	2/24/93 11:45 PM
1993	EV135	0.09923	2/27/93 5:55 AM
1993	EV136	0.09654	3/10/93 12:15 AM
1993	EV137	0.16718	3/14/93 4:40 PM
1993	EV138	0.55636	3/24/93 11:50 PM
1993	EV140	0.10554	4/20/93 1:30 PM
1993	EV141	0.27365	4/21/93 7:40 PM
1993	EV142	0.25643	4/25/93 6:30 PM
1993	EV143	0.21468	4/29/93 1:35 PM
1993	EV145	0.38070	5/14/93 1:26 PM
1993	EV146	0.00000	5/25/93 9:00 PM
1993	EV150	0.05779	7/1/93 11:51 PM
1993	EV153	0.00000	8/3/93 10:05 AM
1993	EV154	0.67150	8/6/93 8:45 PM
1993	EV155	0.01739	8/14/93 9:40 PM
1993	EV156	0.90097	9/3/93 6:46 PM
1993	EV157	0.00358	9/19/93 12:55 AM
1993	EV158	0.66231	9/22/93 5:35 PM
1993	EV160	0.20443	9/27/93 5:46 PM
1993	EV161	0.00000	10/5/93 10:01 PM
1993	EV162	0.00275	10/14/93 12:26 PM
1993	EV163	1.74947	10/27/93 8:20 AM
1993	EV164	0.00458	10/31/93 8:45 AM
1993	EV166	0.72783	11/4/93 4:45 PM
1993	EV167	0.09498	11/12/93 1:20 PM
1993	EV169	0.08775	11/25/93 8:50 PM
1993	EV170	0.05061	12/14/93 12:30 PM
1994	EV173	0.00000	2/3/94 8:50 AM
1994	EV174	0.09437	3/1/94 5:51 AM
1994	EV177	0.32485	4/16/94 2:00 PM
1994	EV178	0.50594	4/19/94 8:10 PM
1994	EV182	0.02129	5/14/94 3:40 PM
1994	EV183	2.04227	6/21/94 5:00 PM
1994	EV185	0.00714	7/31/94 3:35 AM
1994	EV189	0.04325	9/13/94 2:45 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1994	EV190	4.49598	9/23/94 4:50 PM
1994	EV191	9.22708	9/27/94 10:45 PM
1994	EV193	0.17406	10/6/94 3:55 AM
1994	EV194	1.07848	10/9/94 4:20 PM
1994	EV195	6.19972	10/14/94 2:00 AM
1994	EV196	0.04558	10/15/94 2:25 PM
1994	EV197	0.00128	10/17/94 4:21 PM
1994	EV198	0.56223	10/27/94 1:30 PM
1994	EV199	0.69467	11/4/94 8:45 AM
1994	EV201	0.04185	11/29/94 4:30 AM
1994	EV203	0.02830	12/2/94 1:30 PM
1995	EV205	0.34921	2/22/95 2:40 AM
1995	EV206	0.00000	3/11/95 9:56 AM
1995	EV207	1.71155	3/14/95 3:10 PM
1995	EV208	0.01487	3/30/95 1:00 PM
1995	EV209	0.00000	4/20/95 8:25 PM
1995	EV210	0.10834	4/23/95 10:25 AM
1995	EV211	0.00000	4/24/95 7:00 PM
1995	EV213	0.12656	6/11/95 6:36 AM
1995	EV215	0.03019	7/5/95 1:15 AM
1995	EV216	0.00258	8/8/95 7:00 AM
1995	EV217	0.02190	8/10/95 8:15 AM
1995	EV219	0.00357	8/21/95 9:01 PM
1995	EV220	0.16535	8/31/95 8:50 PM
1995	EV221	1.06037	9/2/95 5:36 PM
1995	EV222	3.90843	9/4/95 6:35 PM
1995	EV223	0.19474	9/16/95 8:30 PM
1995	EV224	0.11229	9/18/95 6:26 PM
1995	EV226	0.07786	9/26/95 1:55 AM
1995	EV228	0.14748	10/5/95 7:46 PM
1995	EV230	0.62793	10/11/95 4:40 PM
1995	EV231	0.03977	11/5/95 4:45 PM
1995	EV238	0.00376	12/8/95 4:00 AM
1995	EV239	2.61422	12/10/95 4:55 AM
1995	EV240	0.11380	12/16/95 2:15 AM
1995	EV241	0.02948	12/27/95 4:05 PM
1995	EV242	0.65171	12/30/95 8:36 PM
1996	EV244	0.18148	1/9/96 8:45 PM
1996	EV247	0.08136	1/18/96 2:30 AM
1996	EV249	0.00197	1/23/96 3:45 AM
1996	EV250	0.02012	1/29/96 8:55 AM
1996	EV251	0.42661	2/1/96 1:30 AM
1996	EV253	0.03691	2/11/96 1:40 AM
1996	EV254	0.06291	2/14/96 6:35 PM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1996	EV255	0.12984	2/27/96 9:01 AM
1996	EV257	0.07395	3/10/96 8:36 AM
1996	EV258	0.00977	3/14/96 3:00 AM
1996	EV259	0.04895	3/26/96 3:21 AM
1996	EV260	0.00909	4/1/96 3:20 PM
1996	EV261	0.00000	4/6/96 8:10 PM
1996	EV262	0.00000	4/7/96 9:35 PM
1996	EV263	0.31718	4/22/96 3:40 PM
1996	EV264	0.00000	4/30/96 1:01 PM
1996	EV266	1.15639	5/6/96 5:55 PM
1996	EV267	0.01312	5/9/96 9:51 PM
1996	EV268	0.00000	7/3/96 10:25 AM
1996	EV273	1.12552	8/29/96 5:45 AM
1996	EV274	0.00021	9/3/96 10:35 AM
1996	EV275	2.05909	9/9/96 9:10 AM
1996	EV279	0.01165	10/14/96 7:51 PM
1996	EV280	0.79073	11/14/96 9:35 PM
1996	EV281	0.10827	12/5/96 11:50 AM
1996	EV282	0.85787	12/8/96 12:21 PM
1996	EV283	0.00031	12/14/96 7:01 AM
1996	EV286	0.52003	12/30/96 2:05 AM
1996	EV287	0.00654	12/31/96 3:45 PM
1997	EV288	0.27688	1/3/97 6:25 AM
1997	EV289	0.16379	1/8/97 6:55 AM
1997	EV291	0.06652	1/16/97 1:31 PM
1997	EV292	0.00000	1/20/97 11:26 PM
1997	EV293	0.00253	1/22/97 11:00 PM
1997	EV294	0.81210	1/24/97 12:05 PM
1997	EV295	0.43301	1/28/97 10:45 PM
1997	EV296	0.00000	1/31/97 8:05 AM
1997	EV297	0.04908	2/3/97 10:25 AM
1997	EV298	0.62186	2/7/97 10:40 AM
1997	EV299	0.06699	3/25/97 9:45 AM
1997	EV301	0.16131	4/9/97 4:06 AM
1997	EV302	0.49332	4/17/97 8:05 PM
1997	EV306	0.18756	5/25/97 4:11 AM
1997	EV307	0.63624	5/31/97 9:41 PM
1997	EV308	0.39937	6/4/97 5:46 PM
1997	EV310	0.12381	6/18/97 9:05 PM
1997	EV311	0.00015	6/28/97 8:15 PM
1997	EV312	0.03416	7/3/97 11:20 PM
1997	EV313	0.00256	7/9/97 9:20 PM
1997	EV315	0.37092	7/23/97 8:30 PM
1997	EV316	0.00000	8/6/97 8:40 PM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1997	EV317	2.29749	8/10/97 10:20 PM
1997	EV318	0.02961	8/25/97 8:51 PM
1997	EV320	4.24917	9/15/97 7:35 PM
1997	EV321	3.31062	9/18/97 12:50 PM
1997	EV323	1.86954	9/26/97 10:36 AM
1997	EV324	0.71024	9/29/97 7:50 AM
1997	EV325	0.00144	10/1/97 2:51 PM
1997	EV326	0.32152	10/5/97 11:20 PM
1997	EV328	0.01399	10/28/97 10:10 PM
1997	EV329	0.01548	11/3/97 1:46 PM
1997	EV331	0.02160	11/13/97 2:55 PM
1997	EV332	0.01613	11/21/97 10:05 AM
1997	EV334	0.12147	12/4/97 8:45 PM
1997	EV335	0.00037	12/12/97 6:50 PM
1997	EV337	0.10668	12/18/97 2:10 AM
1997	EV340	0.17229	1/1/98 6:00 AM
1998	EV341	0.31249	1/24/98 3:20 AM
1998	EV342	0.01495	1/26/98 8:05 AM
1998	EV344	1.96014	1/29/98 4:31 PM
1998	EV345	0.00000	2/2/98 10:01 PM
1998	EV346	0.20744	2/4/98 2:05 PM
1998	EV351	0.11320	3/31/98 9:25 PM
1998	EV354	0.21992	4/29/98 11:20 AM
1998	EV355	0.83993	5/2/98 2:55 AM
1998	EV356	0.00022	5/3/98 9:30 PM
1998	EV359	0.55981	5/14/98 9:55 AM
1998	EV360	0.00456	5/21/98 4:06 AM
1998	EV361	1.10462	5/27/98 6:31 PM
1998	EV363	0.02893	6/16/98 1:25 AM
1998	EV365	0.33946	8/2/98 6:40 AM
1998	EV367	0.15620	8/18/98 6:10 PM
1998	EV369	0.27543	9/23/98 3:20 PM
1998	EV370	0.01781	9/28/98 12:45 PM
1998	EV372	0.10464	10/4/98 4:25 PM
1998	EV376	0.25479	11/5/98 3:35 AM
1998	EV377	1.87252	12/3/98 4:50 PM
1999	EV380	2.73314	1/1/99 1:15 AM
1999	EV382	0.00000	1/22/99 1:20 PM
1999	EV387	0.47524	3/13/99 4:10 AM
1999	EV388	0.55557	3/15/99 3:05 PM
1999	EV389	0.27834	3/24/99 11:25 AM
1999	EV390	0.00467	4/15/99 11:55 PM
1999	EV391	0.02671	4/28/99 10:36 AM
1999	EV393	0.00000	5/7/99 2:40 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
1999	EV398	0.00013	6/22/99 8:45 PM
1999	EV399	0.01128	6/30/99 7:40 PM
1999	EV400	0.39399	7/27/99 7:55 PM
1999	EV401	0.11926	7/31/99 9:00 PM
1999	EV405	5.82805	9/5/99 10:00 PM
1999	EV406	0.55650	9/14/99 8:35 PM
1999	EV407	0.09697	9/19/99 1:10 PM
1999	EV409	0.62142	10/6/99 4:10 PM
1999	EV411	0.31384	10/12/99 9:20 AM
1999	EV412	0.08826	10/17/99 7:05 PM
1999	EV413	0.08359	10/20/99 6:30 PM
1999	EV414	0.00013	10/27/99 1:36 PM
1999	EV415	0.44628	11/10/99 11:05 PM
1999	EV417	0.00066	12/15/99 3:35 AM
1999	EV418	0.03301	12/29/99 6:05 PM
2000	EV420	0.04352	1/10/00 8:50 AM
2000	EV421	0.69576	1/16/00 12:05 AM
2000	EV423	0.00198	1/26/00 6:25 AM
2000	EV426	0.32584	3/20/00 10:00 PM
2000	EV427	0.37656	3/23/00 2:50 PM
2000	EV428	0.00000	3/28/00 7:55 AM
2000	EV431	0.07006	4/16/00 5:35 PM
2000	EV432	0.00012	4/27/00 12:45 PM
2000	EV434	0.80483	5/10/00 10:00 AM
2000	EV436	0.06439	5/21/00 3:25 PM
2000	EV437	0.78648	6/9/00 10:35 PM
2000	EV442	0.14960	8/30/00 9:11 PM
2000	EV444	0.32491	9/28/00 5:40 PM
2000	EV445	0.00156	10/12/00 10:50 AM
2000	EV447	7.77335	10/24/00 1:00 AM
2000	EV448	0.05100	10/31/00 7:55 AM
2000	EV453	0.00000	11/24/00 6:35 PM
2000	EV455	0.00615	12/7/00 2:10 AM
2000	EV456	0.17159	12/21/00 11:15 AM
2000	EV457	0.00000	12/22/00 10:10 PM
2000	EV458	0.08625	12/24/00 2:55 PM
2000	EV460	0.01454	12/27/00 2:00 AM
2000	EV462	0.17600	12/30/00 5:05 PM
2001	EV463	0.12718	1/12/01 9:05 PM
2001	EV464	0.04091	1/15/01 10:15 AM
2001	EV465	0.00000	1/18/01 8:35 AM
2001	EV466	0.00013	1/28/01 7:20 AM
2001	EV467	1.33526	2/14/01 1:00 PM
2001	EV469	0.00196	2/18/01 11:30 PM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
2001	EV470	0.00000	2/24/01 8:10 AM
2001	EV472	0.11358	3/7/01 10:05 PM
2001	EV474	0.44960	4/18/01 8:35 AM
2001	EV475	0.19641	4/20/01 7:15 AM
2001	EV476	0.79902	5/1/01 12:05 PM
2001	EV477	0.00807	5/9/01 7:05 AM
2001	EV482	0.13226	6/11/01 3:51 AM
2001	EV485	0.00000	8/10/01 3:00 AM
2001	EV488	0.20470	9/2/01 6:56 AM
2001	EV489	3.71675	9/6/01 12:45 AM
2001	EV491	5.28162	9/20/01 2:46 AM
2001	EV492	0.10874	9/22/01 7:40 PM
2001	EV495	0.29260	9/28/01 10:45 PM
2001	EV496	0.34519	10/9/01 8:00 PM
2001	EV497	0.00193	10/11/01 4:50 AM
2001	EV498	0.45856	10/13/01 7:20 AM
2001	EV499	0.24353	10/18/01 3:25 AM
2001	EV500	0.01377	10/20/01 3:10 AM
2001	EV502	0.07846	11/5/01 6:20 PM
2001	EV503	0.58570	11/15/01 4:41 PM
2001	EV505	0.00192	12/9/01 12:30 AM
2001	EV506	0.00224	12/11/01 10:40 AM
2001	EV507	0.01855	12/15/01 7:40 PM
2001	EV508	0.82537	12/19/01 2:26 PM
2001	EV509	0.21210	12/23/01 8:05 PM
2001	EV510	0.12364	1/2/02 7:26 AM
2002	EV511	0.55553	1/4/02 9:00 AM
2002	EV512	0.07728	1/9/02 10:36 AM
2002	EV518	0.32509	3/4/02 5:15 PM
2002	EV520	0.03389	3/13/02 6:25 PM
2002	EV522	0.34914	3/16/02 11:20 PM
2002	EV523	0.06042	3/29/02 9:11 AM
2002	EV524	0.38182	4/2/02 11:55 AM
2002	EV526	0.08972	4/6/02 11:40 PM
2002	EV528	0.83874	4/11/02 7:05 PM
2002	EV529	0.29954	5/3/02 12:05 AM
2002	EV530	2.55319	5/7/02 5:20 PM
2002	EV531	0.07904	5/11/02 4:30 AM
2002	EV533	0.26470	6/6/02 11:45 PM
2002	EV535	8.36138	7/1/02 1:10 AM
2002	EV536	0.60098	7/13/02 4:10 PM
2002	EV537	0.00017	8/1/02 6:00 AM
2002	EV539	1.39197	8/10/02 9:40 AM
2002	EV540	0.00142	8/22/02 11:40 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
2002	EV541	0.57697	8/24/02 11:45 AM
2002	EV542	1.79227	8/27/02 12:31 PM
2002	EV543	1.69546	9/2/02 6:46 PM
2002	EV545	0.15894	9/17/02 3:36 PM
2002	EV546	0.06624	9/21/02 8:50 AM
2002	EV547	0.33604	10/2/02 8:25 PM
2002	EV548	0.29321	10/9/02 3:50 AM
2002	EV550	0.01167	11/15/02 1:21 PM
2002	EV552	0.00346	11/24/02 9:21 AM
2002	EV554	0.06863	12/10/02 5:30 AM
2002	EV558	0.21250	12/19/02 9:35 PM
2003	EV560	0.25362	1/9/03 8:00 PM
2003	EV562	0.00000	1/31/03 12:16 PM
2003	EV563	0.05651	2/8/03 3:35 AM
2003	EV565	0.02128	2/15/03 11:40 AM
2003	EV566	0.07178	2/20/03 12:05 AM
2003	EV568	0.41187	2/26/03 6:31 AM
2003	EV571	0.11179	3/28/03 12:00 AM
2003	EV572	1.34612	3/30/03 12:20 PM
2003	EV573	0.02381	4/3/03 12:40 AM
2003	EV574	1.32205	4/16/03 3:30 AM
2003	EV575	0.12845	4/19/03 6:35 PM
2003	EV578	1.12625	5/6/03 9:50 PM
2003	EV579	0.07791	5/16/03 9:40 PM
2003	EV581	0.00000	6/5/03 9:15 AM
2003	EV585	0.00000	8/21/03 5:25 PM
2003	EV586	0.11782	9/5/03 8:05 AM
2003	EV587	0.75467	9/6/03 9:45 PM
2003	EV589	0.17711	9/23/03 12:41 PM
2003	EV591	1.36088	10/14/03 8:55 PM
2003	EV594	0.45622	10/25/03 4:00 PM
2003	EV595	0.00132	10/28/03 3:06 PM
2003	EV596	0.00882	10/31/03 11:50 AM
2003	EV598	0.11369	11/17/03 3:56 AM
2003	EV601	0.00000	12/6/03 11:55 PM
2003	EV602	0.75287	12/9/03 1:25 AM
2003	EV603	0.00000	12/10/03 3:35 AM
2004	EV604	0.01104	1/24/04 11:25 AM
2004	EV606	0.35421	2/20/04 8:40 PM
2004	EV607	0.40298	2/25/04 8:40 PM
2004	EV608	0.00013	3/11/04 6:41 PM
2004	EV609	0.00000	3/14/04 7:11 AM
2004	EV612	3.96203	3/28/04 10:36 AM
2004	EV614	0.36222	4/10/04 10:50 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
2004	EV616	0.62067	4/16/04 4:50 AM
2004	EV617	0.00000	4/22/04 11:30 AM
2004	EV618	0.04301	4/29/04 1:20 AM
2004	EV619	0.02989	5/1/04 8:10 PM
2004	EV620	0.51727	5/3/04 1:45 PM
2004	EV621	1.81601	5/11/04 3:50 PM
2004	EV624	11.19576	6/14/04 5:10 AM
2004	EV625	0.09491	6/19/04 6:15 AM
2004	EV626	0.00015	7/7/04 9:31 AM
2004	EV628	8.42262	9/3/04 2:20 AM
2004	EV630	1.32195	9/7/04 5:55 PM
2004	EV631	0.01811	9/11/04 7:35 PM
2004	EV634	0.60045	10/21/04 3:30 PM
2004	EV635	0.08142	10/27/04 11:10 PM
2004	EV636	0.00000	10/31/04 4:50 PM
2004	EV637	0.00000	11/4/04 11:15 PM
2004	EV639	0.00000	11/29/04 6:20 AM
2004	EV640	1.19635	12/1/04 6:10 PM
2004	EV641	0.35272	12/8/04 5:41 AM
2004	EV642	3.08781	12/12/04 10:20 PM
2004	EV643	0.09402	12/14/04 7:40 PM
2005	EV647	0.04171	1/29/05 10:25 PM
2005	EV648	0.84506	2/8/05 9:11 AM
2005	EV649	0.00000	2/15/05 10:01 AM
2005	EV651	0.23341	2/23/05 10:50 AM
2005	EV655	0.15787	3/23/05 11:56 PM
2005	EV656	0.14357	4/2/05 10:35 PM
2005	EV657	0.60193	4/4/05 12:40 AM
2005	EV658	0.22472	4/8/05 6:35 PM
2005	EV661	0.00000	5/2/05 2:15 PM
2005	EV663	0.19268	5/13/05 8:00 PM
2005	EV664	0.24369	5/16/05 9:35 PM
2005	EV665	0.37298	6/22/05 11:20 PM
2005	EV667	0.00000	7/4/05 7:35 PM
2005	EV668	0.02842	7/8/05 6:10 AM
2005	EV670	0.50408	8/1/05 11:16 PM
2005	EV673	0.23920	9/7/05 11:55 PM
2005	EV674	3.15538	9/17/05 4:46 PM
2005	EV675	0.11300	9/25/05 11:30 PM
2005	EV676	0.02240	10/6/05 10:15 PM
2005	EV679	0.20458	10/14/05 1:15 PM
2005	EV683	1.31524	11/11/05 5:56 AM
2005	EV684	1.46187	11/14/05 12:26 PM
2005	EV685	0.07374	11/20/05 7:05 AM

Año	Simulación	Caudal Máximo (m3/s)	Tiempo de Máximo (absoluto)
2005	EV686	0.03912	11/23/05 5:46 AM
2005	EV688	0.13265	12/20/05 7:55 PM
2006	EV690	0.70339	1/10/06 6:20 PM
2006	EV692	0.13579	1/28/06 1:20 AM
2006	EV693	0.23747	1/30/06 3:00 PM
2006	EV695	0.65215	2/26/06 9:05 PM
2006	EV699	0.00000	4/16/06 10:55 PM
2006	EV700	0.01324	4/23/06 5:21 AM
2006	EV701	0.29452	5/3/06 5:40 PM
2006	EV702	0.03234	5/5/06 7:25 AM
2006	EV705	0.00000	5/29/06 5:25 PM
2006	EV706	0.76541	6/1/06 7:10 AM
2006	EV707	0.00946	6/3/06 8:20 AM
2006	EV708	0.00000	6/10/06 1:50 AM
2006	EV709	0.23262	6/17/06 10:00 PM
2006	EV710	0.00000	7/27/06 1:20 PM
2006	EV712	0.52111	8/31/06 2:35 AM
2006	EV713	0.28154	9/12/06 11:56 PM
2006	EV714	0.00000	9/14/06 6:50 AM
2006	EV715	0.38187	9/23/06 2:45 PM
2006	EV716	6.14676	10/18/06 6:20 PM
2006	EV717	0.02209	10/20/06 6:35 PM
2006	EV718	0.90593	11/4/06 3:40 PM
2006	EV719	2.31395	11/8/06 2:05 AM
2006	EV720	0.00196	11/17/06 7:51 AM
2006	EV721	0.00000	12/1/06 7:10 AM
2006	EV722	0.00197	12/6/06 8:10 AM
2006	EV724	0.31007	12/20/06 9:05 AM
2006	EV725	0.00000	12/23/06 6:01 PM

Apéndice B.

Método AMS (Annual Maximum Series).

Apéndice B.

Resultados obtenidos por el Método de series de máximos (AMS).

Formulación Empírica:

Q max.	Hanzen	Probabilidad	T empírico
16.0	0.029	0.971	34.00
11.2	0.088	0.912	11.33
9.2	0.147	0.853	6.80
8.4	0.206	0.794	4.86
8.0	0.265	0.735	3.78
7.8	0.324	0.676	3.09
6.1	0.382	0.618	2.62
5.8	0.441	0.559	2.27
5.3	0.500	0.500	2.00
4.2	0.559	0.441	1.79
3.9	0.618	0.382	1.62
3.8	0.676	0.324	1.48
3.6	0.735	0.265	1.36
3.2	0.794	0.206	1.26
2.1	0.853	0.147	1.17
2.0	0.912	0.088	1.10
1.4	0.971	0.029	1.03

Tabla B-1 – Función de distribución empírica.

Funciones de distribución candidatas utilizadas en el método AMS:

GUMBEL		
θ	0.371291	AFINS
λ	5.03937	

Q m ³ /s	F(Gumbel)	Probabilidad
16.04	0.9870	1%
11.20	0.9241	8%
9.23	0.8488	15%
8.36	0.7977	20%
8.04	0.7754	22%
7.77	0.7549	25%
6.15	0.5979	40%
5.83	0.5605	44%
5.28	0.4921	51%
4.25	0.3533	65%
3.91	0.3071	69%
3.78	0.2903	71%
3.58	0.2632	74%
3.16	0.2098	79%
2.06	0.0957	90%
1.96	0.0877	91%
1.36	0.0478	95%

Tr (años)	GUMBEL	Q(m ³ /s)
1.1	0.0915	2.0
1.5	0.3333	4.1
2	0.5000	5.3
3	0.6667	6.8
4	0.7500	7.7
5	0.8000	8.4
10	0.9000	10.4
20	0.9500	12.4
25	0.9600	13.0

Tabla B-2 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Gumbel.

SQRT-ET _{MAX}		
α	4.01037	AFINS
k	11.122	

Q m ³ /s	F(SQRT-ET _{MAX})		Probabilidad
16.04	0.0030	0.9675	3%
11.20	0.0095	0.9000	10%
9.23	0.0162	0.8355	16%
8.36	0.0208	0.7939	21%
8.04	0.0228	0.7759	22%
7.77	0.0248	0.7593	24%
6.15	0.0416	0.6294	37%
5.83	0.0464	0.5970	40%
5.28	0.0562	0.5353	46%
4.25	0.0826	0.3989	60%
3.91	0.0946	0.3491	65%
3.78	0.0996	0.3304	67%
3.58	0.1084	0.2995	70%
3.16	0.1300	0.2357	76%
2.06	0.2188	0.0877	91%
1.96	0.2304	0.0771	92%
1.36	0.3226	0.0277	97%

Tr (años)	SQRT-ET _{MAX}	Q m ³ /s
1.1	0.0911	2.1
1.5	0.3334	3.8
2	0.5000	5.0
3	0.6667	6.5
4	0.7500	7.6
5	0.8000	8.5
10	0.9000	11.2
20	0.9500	14.1
25	0.9600	15.1

Tabla B-3 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función SQRT-ET_{MAX}.

TCEV			
$\theta 1$	0.425412	$\theta 2$	0.2036
$\lambda 1$	5.0443	$\lambda 2$	0.458277

Q m ³ /s	F(TCEV)		Probabilidad
16.04	-0.0230	0.9773	2%
11.20	-0.0900	0.9139	9%
9.23	-0.1696	0.8440	16%
8.36	-0.2274	0.7966	20%
8.04	-0.2539	0.7758	22%
7.77	-0.2789	0.7566	24%
6.15	-0.5002	0.6064	39%
5.83	-0.5626	0.5697	43%
5.28	-0.6897	0.5017	50%
4.25	-1.0204	0.3605	64%
3.91	-1.1633	0.3124	69%
3.78	-1.2211	0.2949	71%
3.58	-1.3221	0.2666	73%
3.16	-1.5588	0.2104	79%
2.06	-2.4021	0.0905	91%
1.96	-2.4985	0.0822	92%
1.36	-3.1747	0.0418	96%

Tr (años)	TCEV	Q m ³ /s
1.1	0.0910	2.1
1.5	0.3336	4.1
2	0.5000	5.3
3	0.6667	6.7
4	0.7500	7.7
5	0.8000	8.4
10	0.9000	10.7
20	0.9500	13.1
25	0.9600	13.9

Tabla B-4 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función TCEV.

GEV			
α	2.50581	β	-0.158184
X_0	4.14918	AFINS	

Q m ³ /s	F(GEV)		Probabilidad
16.04	0.0290	0.9714	3%
11.20	0.0977	0.9070	9%
9.23	0.1724	0.8416	16%
8.36	0.2252	0.7983	20%
8.04	0.2492	0.7794	22%
7.77	0.2719	0.7620	24%
6.15	0.4720	0.6238	38%
5.83	0.5290	0.5892	41%
5.28	0.6463	0.5240	48%
4.25	0.9610	0.3825	62%
3.91	1.1017	0.3323	67%
3.78	1.1593	0.3137	69%
3.58	1.2613	0.2833	72%
3.16	1.5062	0.2218	78%
2.06	2.4461	0.0866	91%
1.96	2.5604	0.0773	92%
1.36	3.4005	0.0334	97%

Tr (años)	GEV	Q m ³ /s
1.1	0.0909	2.1
1.5	0.3333	3.9
2	0.5000	5.1
3	0.6667	6.6
4	0.7500	7.6
5	0.8000	8.4
10	0.9000	10.9
20	0.9500	13.6
25	0.9600	14.6

Tabla B-5 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función GEV.

Log Gumbel		
θ	3.56846	AFINS
λ	1.57462	

Q m ³ /s	f(Log Gumbel)		Probabilidad
16.04	0.0938	0.9104	9%
11.20	0.1652	0.8477	15%
9.23	0.2240	0.7993	20%
8.36	0.2616	0.7698	23%
8.04	0.2781	0.7572	24%
7.77	0.2935	0.7457	25%
6.15	0.4247	0.6539	35%
5.83	0.4619	0.6301	37%
5.28	0.5393	0.5831	42%
4.25	0.7596	0.4678	53%
3.91	0.8665	0.4204	58%
3.78	0.9122	0.4016	60%
3.58	0.9958	0.3694	63%
3.16	1.2138	0.2971	70%
2.06	2.3770	0.0928	91%
1.96	2.5687	0.0766	92%
1.36	4.5628	0.0104	99%

Tr (años)	Log Gumbel	Q(m ³ /s)
1.1	0.0909	2.0
1.5	0.3333	3.4
2	0.5000	4.5
3	0.6667	6.3
4	0.7500	7.9
5	0.8000	9.3
10	0.9000	14.9
20	0.9500	23.5
25	0.9600	27.2

Tabla B-6 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Log Gumbel.

Pareto			
k	-0.17471	AFINS	2.45
α	2.96051		

Q m ³ /s	F(Pareto)		Probabilidad
16.04	1.8018	0.9656	3%
11.20	1.5161	0.9076	9%
9.23	1.3999	0.8542	15%
8.36	1.3488	0.8197	18%
8.04	1.3300	0.8046	20%
7.77	1.3141	0.7906	21%
6.15	1.2182	0.6768	32%
5.83	1.1993	0.6467	35%
5.28	1.1671	0.5871	41%
4.25	1.1062	0.4387	56%
3.91	1.0861	0.3766	62%
3.78	1.0787	0.3517	65%
3.58	1.0666	0.3085	69%
3.16	1.0416	0.2082	79%
2.06	0.9769	-0.1429	114%
1.96	0.9711	-0.1828	118%
1.36	0.9357	-0.4626	146%

Tr (años)	Pareto	Q(m ³ /s)
1.1	0.0909	2.7
1.5	0.3333	3.7
2	0.5000	4.6
3	0.6667	6.0
4	0.7500	7.1
5	0.8000	8.0
10	0.9000	10.8
20	0.9500	14.1
25	0.9600	15.2

Tabla B-7 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función GDP.

Exponencial			Xo
β	0.250189	AFINS	2

Q m ³ /s	F(Exponencial)		Probabilidad
16.04	3.5121	0.9702	3%
11.20	2.3007	0.8998	10%
9.23	1.8081	0.8360	16%
8.36	1.5915	0.7964	20%
8.04	1.5118	0.7795	22%
7.77	1.4444	0.7641	24%
6.15	1.0375	0.6457	35%
5.83	0.9577	0.6162	38%
5.28	0.8210	0.5600	44%
4.25	0.5627	0.4303	57%
3.91	0.4775	0.3796	62%
3.78	0.4461	0.3599	64%
3.58	0.3948	0.3262	67%
3.16	0.2891	0.2510	75%
2.06	0.0148	0.0147	99%
1.96	-0.0100	-0.0100	101%
1.36	-0.1599	-0.1734	117%

Tr (años)	Exponencial	Q(m3/s)
1.1	0.0909	2.4
1.5	0.3333	3.6
2	0.5000	4.8
3	0.6667	6.4
4	0.7500	7.5
5	0.8000	8.4
10	0.9000	11.2
20	0.9500	14.0
25	0.9600	14.9

Tabla B-8 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Exponencial.

Log Normal II			
Uy	1.59896	AFINS	Media(x)
Sy	0.640821		5.99698

F(Log Normal II)

Q m ³ /s	Z	P	Probabilidad
16.04	1.8351	0.9668	3%
11.20	1.2743	0.8987	10%
9.23	0.9725	0.8346	17%
8.36	0.8187	0.7935	21%
8.04	0.7581	0.7758	22%
7.77	0.7049	0.7596	24%
6.15	0.3386	0.6325	37%
5.83	0.2555	0.6001	40%
5.28	0.1019	0.5405	46%
4.25	-0.2376	0.4061	59%
3.91	-0.3680	0.3564	64%
3.78	-0.4189	0.3376	66%
3.58	-0.5059	0.3065	69%
3.16	-0.7020	0.2414	76%
2.06	-1.3681	0.0857	91%
1.96	-1.4449	0.0744	93%
1.36	-2.0143	0.0220	98%

Tr (años)	Log Normal II	Z	Q(m ³ /s)
1.1	0.0909	-1.3352	2.1
1.5	0.3333	-0.4307	3.8
2	0.5000	0.0000	4.9
3	0.6667	0.4307	6.5
4	0.7500	0.6745	7.6
5	0.8000	0.8416	8.5
10	0.9000	1.2816	11.2
20	0.9500	1.6449	14.2
25	0.9600	1.7507	15.2

Tabla B-9 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Log Normal II.

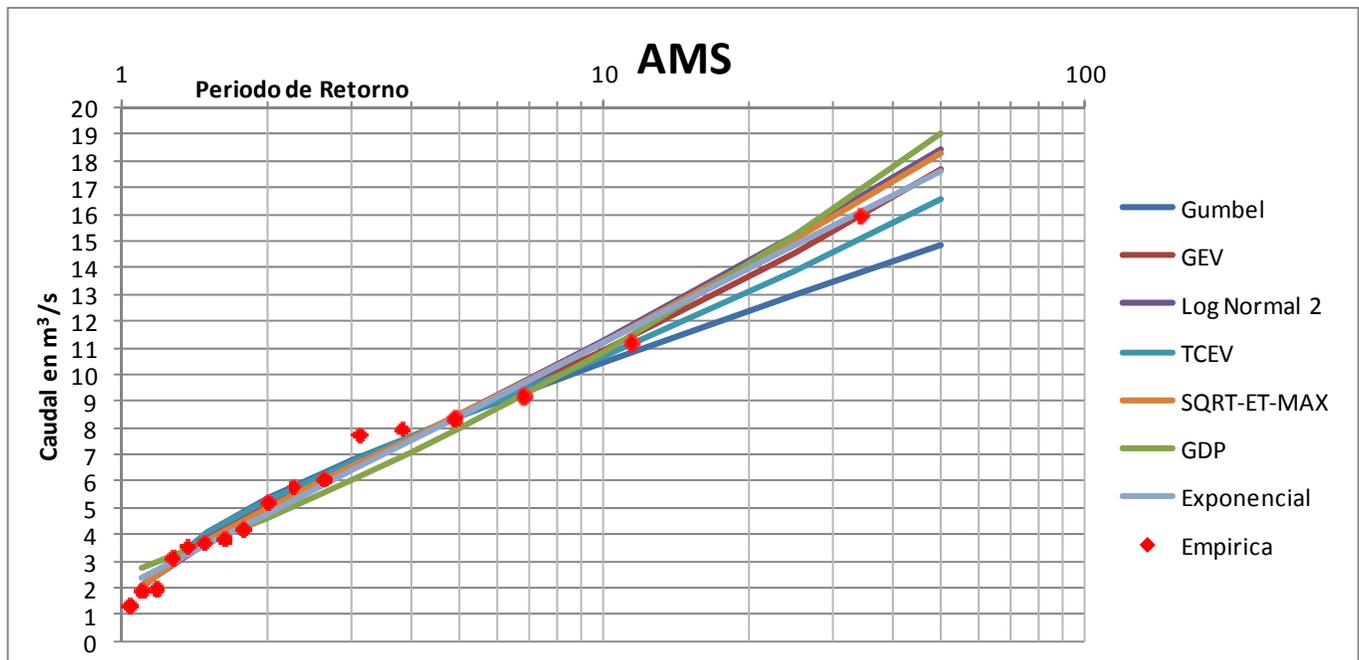


Figura B-1 – Gráfica resumen de Caudales Pico y Periodos de Retorno del Método AMS, Funciones de distribución Candidatas.

Apéndice C.

Método POT (Peaks Over Threshold).

Apéndice C.

Resultados obtenidos por el Método Series de Excedencia. (POT).

Formulación Empírica:

Q max	Hanzen	Probabilidad	Tr empírico
16.0	0.015	0.985	34.0
11.2	0.044	0.956	11.3
9.2	0.074	0.926	6.8
8.4	0.103	0.897	4.9
8.4	0.132	0.868	3.8
8.0	0.162	0.838	3.1
7.8	0.191	0.809	2.6
6.2	0.221	0.779	2.3
6.1	0.250	0.750	2.0
5.8	0.279	0.721	1.8
5.5	0.309	0.691	1.6
5.3	0.338	0.662	1.5
4.5	0.368	0.632	1.4
4.2	0.397	0.603	1.3
4.0	0.426	0.574	1.2
4.0	0.456	0.544	1.1
3.9	0.485	0.515	1.0
3.8	0.515	0.485	1.0
3.7	0.544	0.456	0.9
3.6	0.574	0.426	0.9
3.3	0.603	0.397	0.8
3.2	0.632	0.368	0.8
3.1	0.662	0.338	0.8
3.0	0.691	0.309	0.7
2.9	0.721	0.279	0.7
2.7	0.750	0.250	0.7
2.6	0.779	0.221	0.6
2.6	0.809	0.191	0.6
2.3	0.838	0.162	0.6
2.3	0.868	0.132	0.6
2.3	0.897	0.103	0.6
2.2	0.926	0.074	0.5
2.1	0.956	0.044	0.5
2.0	0.985	0.015	0.5

Tabla C-1 – Función de distribución empírica.

Valores de Umbrales para el método POT

Umbral (m ³ /s)	Número de Datos	Aumento relativo del número de datos
2.0	34	50%
1.2	54	69%
0.8	77	78%
0.6	106	84%

Tabla C-2 Umbrales de caudal pico adoptados.

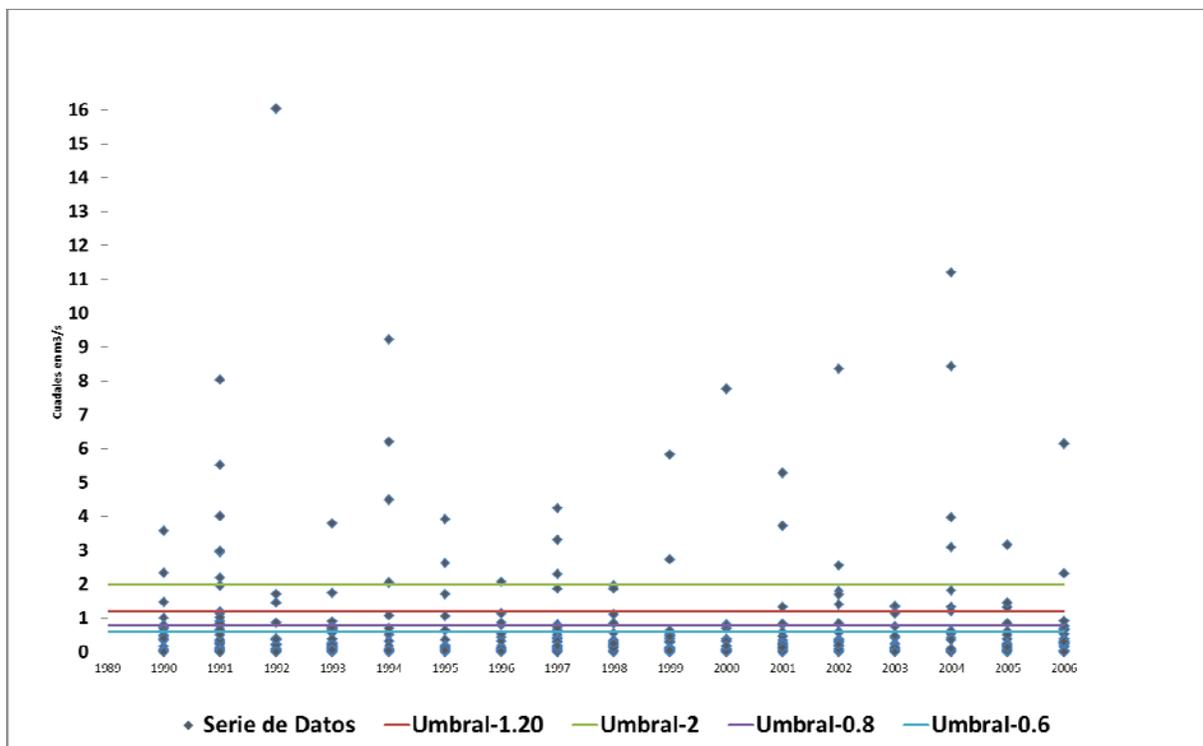


Figura C-1 –Umbrales adoptados. Rango completo de caudales pico

Funciones de distribución candidatas utilizadas en el método POT:

Gumbel		
θ	0.53929	AFINS
λ	7.14223	

Q m ³ /S	F(Gumbel)	Probabilidad
16.04	0.9987	0%
11.20	0.9831	2%
9.23	0.9519	5%
8.42	0.9268	7%
8.36	0.9244	8%
8.04	0.9109	9%
7.77	0.8977	10%
6.20	0.7771	22%
6.15	0.7714	23%
5.83	0.7348	27%
5.53	0.6958	30%
5.28	0.6611	34%
4.50	0.5314	47%
4.25	0.4857	51%
4.01	0.4399	56%
3.96	0.4304	57%
3.91	0.4199	58%
3.78	0.3951	60%
3.72	0.3820	62%
3.58	0.3545	65%
3.31	0.3018	70%
3.16	0.2718	73%
3.09	0.2590	74%
2.98	0.2397	76%
2.95	0.2327	77%
2.73	0.1948	81%
2.61	0.1748	83%
2.55	0.1649	84%
2.34	0.1327	87%
2.31	0.1287	87%
2.30	0.1263	87%
2.18	0.1108	89%
2.06	0.0951	90%
2.04	0.0931	91%

Tr	Gumbel	Q m ³ /s
1.1	0.5457	4.6
1.5	0.6667	5.3
2	0.7500	6.0
3	0.8333	6.8
4	0.8750	7.4
5	0.9000	7.8
10	0.9500	9.2
20	0.9750	10.5
25	0.9800	10.9

Tabla C-2 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Gumbel.

SQRT-ET _{MAX}		
α	8.1442	AFINS
k	32.5628	

Q m ³ /s	F(SQRT-ET _{MAX})		Probabilidad
16.04	0.0001	0.9956	0%
11.20	0.0008	0.9758	2%
9.23	0.0017	0.9473	5%
8.42	0.0023	0.9264	7%
8.36	0.0024	0.9245	8%
8.04	0.0028	0.9135	9%
7.77	0.0031	0.9029	10%
6.20	0.0066	0.8053	19%
6.15	0.0068	0.8006	20%
5.83	0.0080	0.7698	23%
5.53	0.0094	0.7361	26%
5.28	0.0107	0.7054	29%
4.50	0.0166	0.5823	42%
4.25	0.0192	0.5354	46%
4.01	0.0221	0.4865	51%
3.96	0.0228	0.4761	52%
3.91	0.0236	0.4644	54%
3.78	0.0254	0.4366	56%
3.72	0.0265	0.4216	58%

Q m ³ /s	F(SQRT-ET _{MAX})		Probabilidad
3.58	0.0290	0.3895	61%
3.31	0.0344	0.3260	67%
3.16	0.0382	0.2887	71%
3.09	0.0399	0.2724	73%
2.98	0.0428	0.2478	75%
2.95	0.0440	0.2388	76%
2.73	0.0511	0.1895	81%
2.61	0.0556	0.1634	84%
2.55	0.0582	0.1504	85%
2.34	0.0681	0.1090	89%
2.31	0.0696	0.1039	90%
2.30	0.0704	0.1009	90%
2.18	0.0769	0.0817	92%
2.06	0.0849	0.0631	94%
2.04	0.0860	0.0608	94%

Tr	F(SQRT-ET _{MAX})	Q m ³ /s
1.1	0.5451	4.3
1.5	0.6667	5.0
2	0.7500	5.6
3	0.8333	6.5
4	0.8750	7.2
5	0.9000	7.7
10	0.9500	9.4
20	0.9750	11.1
25	0.9800	11.7

Tabla C-3 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función SQRT-ET_{MAX}.

TCEV			
$\theta 1$	1.31098	$\theta 2$	0.360815
$\lambda 1$	21.2865	$\lambda 2$	2.58457

Q m ³ /s	F(TCEV)		Probabilidad
16.04	-0.0079	0.9921	1%
11.20	-0.0455	0.9555	4%
9.23	-0.0927	0.9115	9%
8.42	-0.1241	0.8833	12%
8.36	-0.1269	0.8808	12%
8.04	-0.1425	0.8672	13%
7.77	-0.1572	0.8545	15%
6.20	-0.2823	0.7541	25%
6.15	-0.2881	0.7497	25%
5.83	-0.3258	0.7219	28%
5.53	-0.3671	0.6927	31%
5.28	-0.4053	0.6668	33%
4.50	-0.5690	0.5661	43%
4.25	-0.6389	0.5278	47%
4.01	-0.7187	0.4874	51%
3.96	-0.7369	0.4786	52%
3.91	-0.7576	0.4688	53%
3.78	-0.8094	0.4451	55%
3.72	-0.8390	0.4322	57%
3.58	-0.9062	0.4041	60%
3.31	-1.0602	0.3464	65%
3.16	-1.1679	0.3110	69%
3.09	-1.2198	0.2953	70%
2.98	-1.3059	0.2709	73%
2.95	-1.3398	0.2619	74%
2.73	-1.5556	0.2111	79%
2.61	-1.6977	0.1831	82%
2.55	-1.7777	0.1690	83%
2.34	-2.0974	0.1228	88%
2.31	-2.1463	0.1169	88%
2.30	-2.1754	0.1136	89%
2.18	-2.3912	0.0915	91%
2.06	-2.6609	0.0699	93%
2.04	-2.7003	0.0672	93%

Tr	TCEV	Q(m3/s)
1.1	0.5454	4.4
1.5	0.6667	5.3
2	0.7499	6.1
3	0.8333	7.4
4	0.8750	8.2
5	0.9000	8.9
10	0.9500	10.9
20	0.9750	12.8
25	0.9800	13.4

Tabla C-4 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función TCEV.

GEV			
α	1.27831	β	-0.58872
X_0	3.17812	AFINS	

Q(m ³ /s)	F(GEV)		Probabilidad
16.04	0.0374	0.9633	4%
11.20	0.0724	0.9302	7%
9.23	0.1042	0.9010	10%
8.42	0.1241	0.8833	12%
8.36	0.1259	0.8817	12%
8.04	0.1357	0.8731	13%
7.77	0.1450	0.8650	14%
6.20	0.2274	0.7966	20%
6.15	0.2314	0.7934	21%
5.83	0.2580	0.7726	23%
5.53	0.2879	0.7498	25%
5.28	0.3164	0.7287	27%
4.50	0.4468	0.6397	36%
4.25	0.5061	0.6029	40%
4.01	0.5761	0.5621	44%
3.96	0.5924	0.5530	45%
3.91	0.6111	0.5427	46%
3.78	0.6587	0.5175	48%

Q(m ³ /s)	F(GEV)		Probabilidad
3.72	0.6863	0.5034	50%
3.58	0.7504	0.4722	53%
3.31	0.9043	0.4048	60%
3.16	1.0180	0.3613	64%
3.09	1.0748	0.3414	66%
2.98	1.1719	0.3098	69%
2.95	1.2112	0.2979	70%
2.73	1.4763	0.2285	77%
2.61	1.6666	0.1889	81%
2.55	1.7798	0.1687	83%
2.34	2.2830	0.1020	90%
2.31	2.3679	0.0937	91%
2.30	2.4194	0.0890	91%
2.18	2.8302	0.0590	94%
2.06	3.4226	0.0326	97%
2.04	3.5175	0.0297	97%

Tr	GEV	Q(m ³ /s)
1.1	0.5455	3.9
1.5	0.6667	4.7
2	0.7500	5.5
3	0.8333	6.9
4	0.8750	8.1
5	0.9000	9.2
10	0.9500	13.5
20	0.9750	19.9
25	0.9800	22.6

Tabla C-5 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función GEV.

Log Gumbel		
θ	3.29242	AFINS
λ	2.39949	

Q m ³ /S	F(Log Gumbel)		Probabilidad
16.04	0.0224	0.9779	2%
11.20	0.0530	0.9483	5%
9.23	0.0844	0.9191	8%
8.42	0.1050	0.9003	10%
8.36	0.1069	0.8987	10%
8.04	0.1173	0.8893	11%
7.77	0.1273	0.8805	12%
6.20	0.2190	0.8033	20%
6.15	0.2236	0.7997	20%
5.83	0.2540	0.7757	22%
5.53	0.2886	0.7493	25%
5.28	0.3217	0.7249	28%
4.50	0.4735	0.6228	38%
4.25	0.5422	0.5815	42%
4.01	0.6227	0.5365	46%
3.96	0.6413	0.5266	47%
3.91	0.6626	0.5155	48%
3.78	0.7166	0.4884	51%
3.72	0.7476	0.4735	53%
3.58	0.8191	0.4408	56%
3.31	0.9869	0.3727	63%
3.16	1.1074	0.3304	67%
3.09	1.1664	0.3115	69%
2.98	1.2657	0.2820	72%
2.95	1.3052	0.2711	73%
2.73	1.5632	0.2095	79%
2.61	1.7393	0.1757	82%
2.55	1.8407	0.1587	84%
2.34	2.2636	0.1040	90%
2.31	2.3308	0.0972	90%
2.30	2.3711	0.0934	91%
2.18	2.6786	0.0687	93%
2.06	3.0840	0.0458	95%
2.04	3.1453	0.0431	96%

Tr	Log Gumbel	Q(m ³ /s)
1.1	0.5455	4.1
1.5	0.6667	4.8
2	0.7500	5.5
3	0.8333	6.7
4	0.8750	7.6
5	0.9000	8.4
10	0.9500	11.4
20	0.9750	15.2
25	0.9800	16.7

Tabla C-6 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Log Gumbel.

Pareto			
k	-0.12377	AFINS	2.1
λ	2.45448		

Q m ³ /S	F(Pareto)		Probabilidad
16.04	1.7028	0.9864	1%
11.20	1.4587	0.9527	5%
9.23	1.3594	0.9163	8%
8.42	1.3188	0.8931	11%
8.36	1.3157	0.8911	11%
8.04	1.2997	0.8797	12%
7.77	1.2861	0.8690	13%
6.20	1.2067	0.7809	22%
6.15	1.2041	0.7770	22%
5.83	1.1880	0.7514	25%
5.53	1.1728	0.7241	28%
5.28	1.1604	0.6995	30%
4.50	1.1208	0.6021	40%
4.25	1.1084	0.5645	44%
4.01	1.0964	0.5245	48%
3.96	1.0939	0.5157	48%
3.91	1.0912	0.5059	49%
3.78	1.0849	0.4822	52%
3.72	1.0815	0.4691	53%

Q m ³ /S	F(Pareto)		Probabilidad
3.58	1.0745	0.4405	56%
3.31	1.0610	0.3804	62%
3.16	1.0532	0.3422	66%
3.09	1.0498	0.3248	68%
2.98	1.0446	0.2971	70%
2.95	1.0427	0.2866	71%
2.73	1.0319	0.2242	78%
2.61	1.0259	0.1868	81%
2.55	1.0229	0.1669	83%
2.34	1.0122	0.0935	91%
2.31	1.0108	0.0830	92%
2.30	1.0100	0.0769	92%
2.18	1.0042	0.0334	97%
2.06	0.9979	-0.0168	102%
2.04	0.9971	-0.0238	102%

Tr	Pareto	Q(m ³ /s)
1.1	0.5453	4.1
1.5	0.6665	5.0
2	0.7499	5.8
3	0.8333	7.0
4	0.8750	7.9
5	0.9000	8.6
10	0.9500	11.0
20	0.9750	13.6
25	0.9800	14.5

Tabla C-7 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función GDP.

Exponencial			Xo
β	0.35798	AFINS	2.1

Q m ³ /S	F(Exponencial)		Probabilidad
16.04	4.9895	0.9932	1%
11.20	3.2561	0.9615	4%
9.23	2.5514	0.9220	8%
8.42	2.2634	0.8960	10%
8.36	2.2414	0.8937	11%
8.04	2.1274	0.8809	12%
7.77	2.0309	0.8688	13%
6.20	1.4676	0.7695	23%
6.15	1.4487	0.7651	23%
5.83	1.3346	0.7367	26%
5.53	1.2265	0.7067	29%
5.28	1.1390	0.6798	32%
4.50	0.8577	0.5759	42%
4.25	0.7694	0.5367	46%
4.01	0.6841	0.4955	50%
3.96	0.6666	0.4865	51%
3.91	0.6474	0.4766	52%
3.78	0.6025	0.4525	55%
3.72	0.5788	0.4394	56%
3.58	0.5291	0.4109	59%
3.31	0.4334	0.3517	65%
3.16	0.3778	0.3146	69%
3.09	0.3536	0.2979	70%
2.98	0.3166	0.2714	73%
2.95	0.3030	0.2614	74%
2.73	0.2267	0.2028	80%
2.61	0.1841	0.1681	83%
2.55	0.1622	0.1498	85%
2.34	0.0868	0.0831	92%
2.31	0.0766	0.0737	93%
2.30	0.0707	0.0683	93%
2.18	0.0299	0.0295	97%
2.06	-0.0146	-0.0148	101%
2.04	-0.0207	-0.0209	102%

Tr	Exponencial	Q(m3/s)
1.1	0.5454	4.3
1.5	0.6667	5.2
2	0.7499	6.0
3	0.8333	7.1
4	0.8750	7.9
5	0.9000	8.5
10	0.9500	10.5
20	0.9750	12.4
25	0.9800	13.0

Tabla C-8 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Exponencial.

Log Normal II			
Uy	1.43726	AFINS	Media(x)
Sy	0.525318		4.89328

F(Log Normal II)

Q m ³ /S	Z	P	Probabilidad
16.04	2.5464	0.9946	1%
11.20	1.8623	0.9687	3%
9.23	1.4941	0.9324	7%
8.42	1.3205	0.9067	9%
8.36	1.3066	0.9043	10%
8.04	1.2326	0.8911	11%
7.77	1.1678	0.8785	12%
6.20	0.7372	0.7695	23%
6.15	0.7208	0.7645	24%
5.83	0.6195	0.7322	27%
5.53	0.5182	0.6978	30%
5.28	0.4321	0.6672	33%
4.50	0.1255	0.5499	45%
4.25	0.0180	0.5072	49%
4.01	-0.0918	0.4634	54%
3.96	-0.1152	0.4542	55%
3.91	-0.1411	0.4439	56%
3.78	-0.2032	0.4195	58%
3.72	-0.2368	0.4064	59%

Q m ³ /S	Z	P	Probabilidad
3.58	-0.3093	0.3786	62%
3.31	-0.4571	0.3238	68%
3.16	-0.5485	0.2917	71%
3.09	-0.5897	0.2777	72%
2.98	-0.6545	0.2564	74%
2.95	-0.6789	0.2486	75%
2.73	-0.8220	0.2055	79%
2.61	-0.9067	0.1823	82%
2.55	-0.9516	0.1706	83%
2.34	-1.1157	0.1323	87%
2.31	-1.1389	0.1274	87%
2.30	-1.1525	0.1246	88%
2.18	-1.2493	0.1058	89%
2.06	-1.3611	0.0867	91%
2.04	-1.3767	0.0843	92%

Tr	Log Normal II	Z	Q(m ³ /s)
1.1	0.5455	0.1142	4.5
1.5	0.6667	0.4307	5.3
2	0.7500	0.6745	6.0
3	0.8333	0.9674	7.0
4	0.8750	1.1503	7.7
5	0.9000	1.2816	8.3
10	0.9500	1.6449	10.0
20	0.9750	1.9600	11.8
25	0.9800	2.0537	12.4

Tabla C-9 – Resultados y Caudales Pico obtenidos por la función Log Normal II.

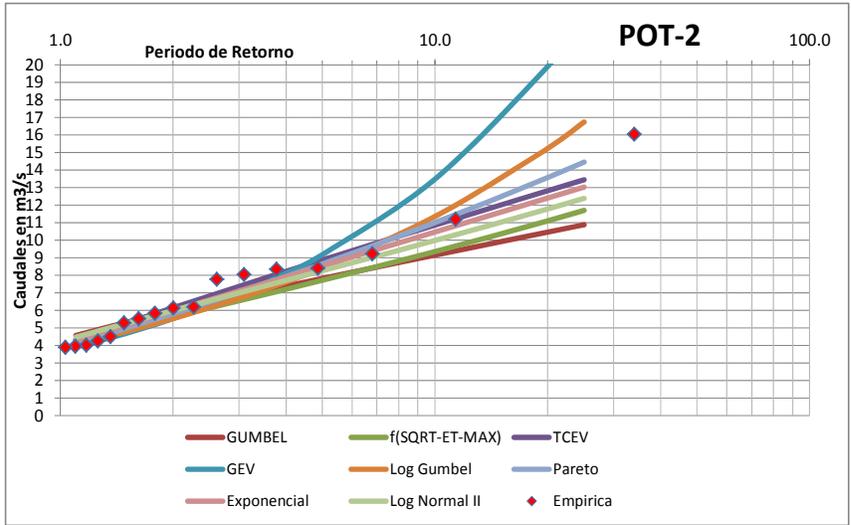


Figura C-2 – Gráfica resumen de Caudales Pico y Periodos de Retorno del Método POT, Funciones de distribución Candidatas.

Apéndice D.

Hidrogramas obtenidos en Simulación.

Apéndice D.

Hidrograma obtenido por la Simulación de la Aproximación A:

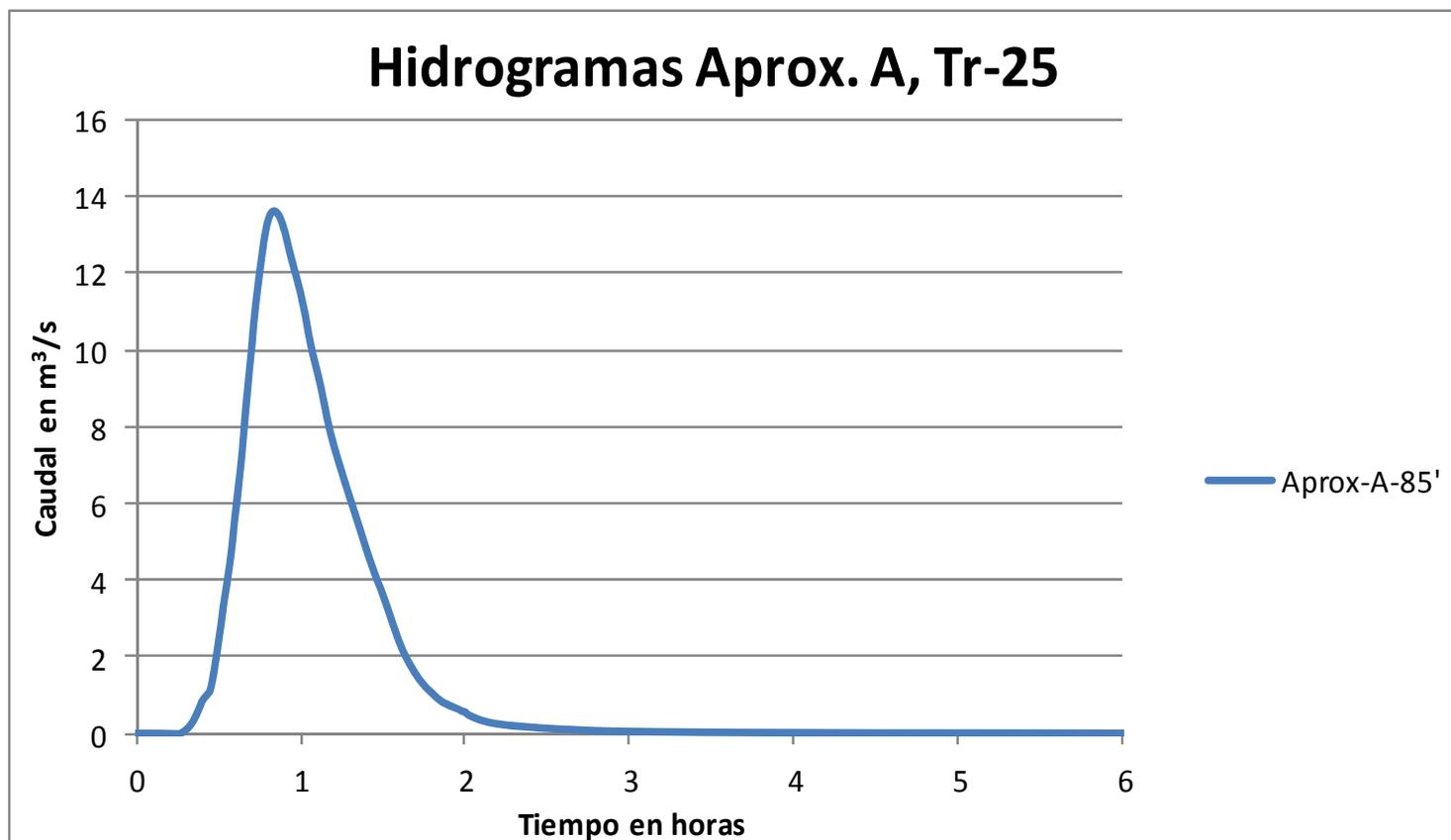


Figura D-1 – Hidrograma para un $Tr = 25$ años, Aproximación A, duración 85 minutos.

Hidrograma obtenido por la Simulación de la Aproximación B:

Tr = 5 años, duración 85, 120,180 minutos

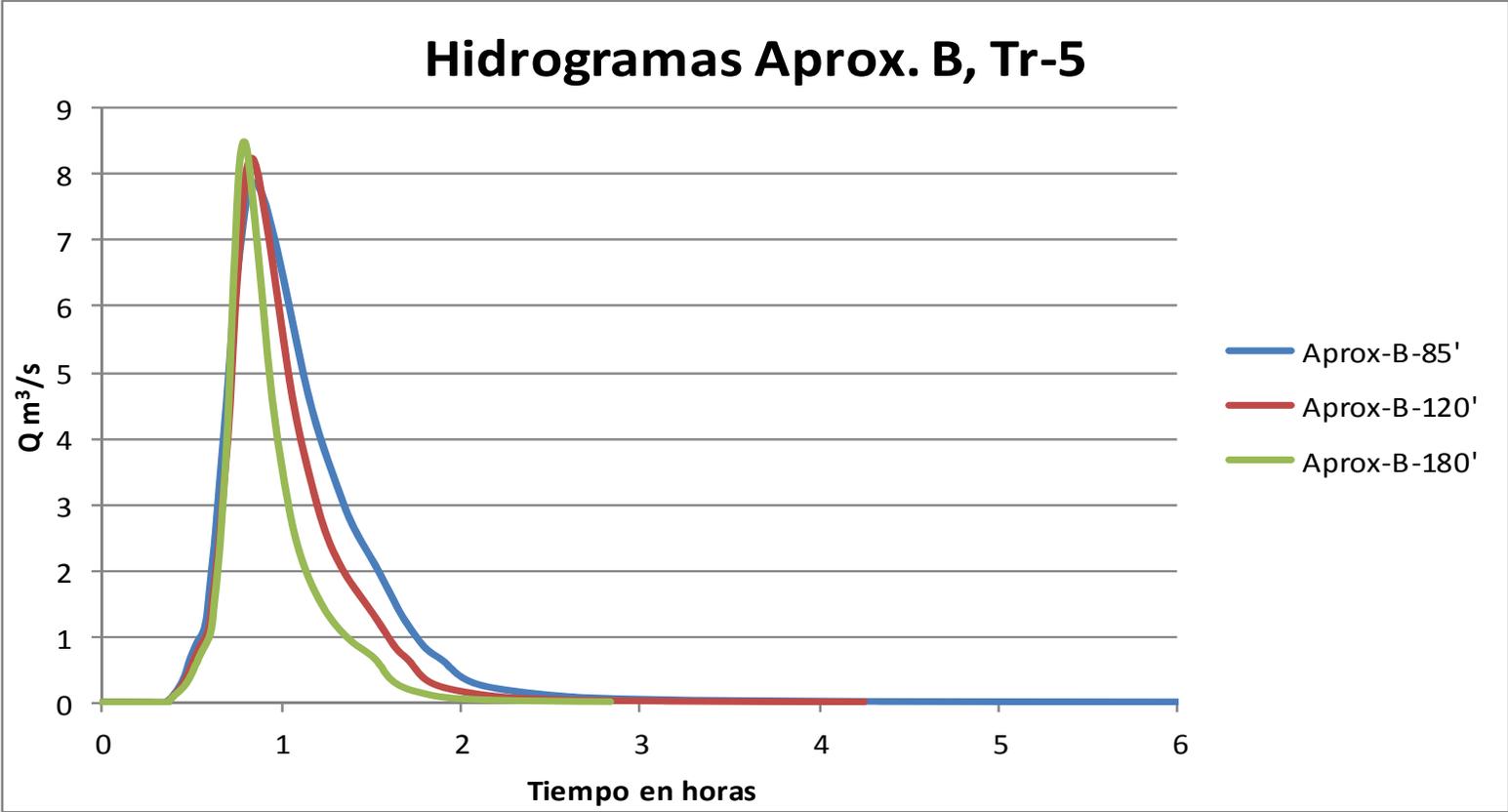


Figura D-2 – Hidrograma para un Tr = 5 años, Aproximación B, duración 85, 120,180 minutos.

Tr = 25 años, duración 85, 120,180 minutos

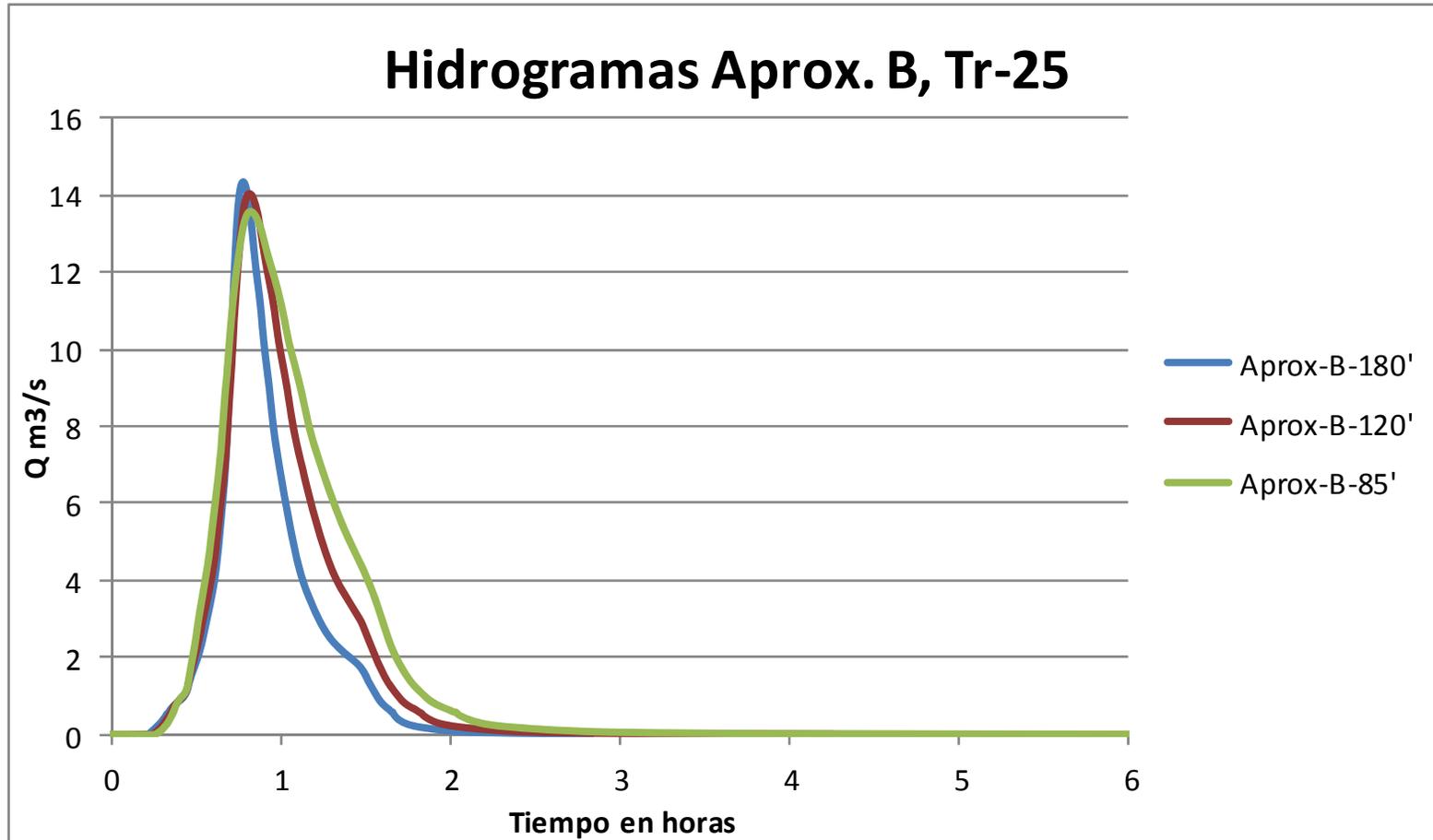


Figura D-3 – Hidrograma para un Tr =25 años, Aproximación B, duración 85, 120,180 minutos.

Hidrograma obtenido por la Simulación de la Aproximación C:

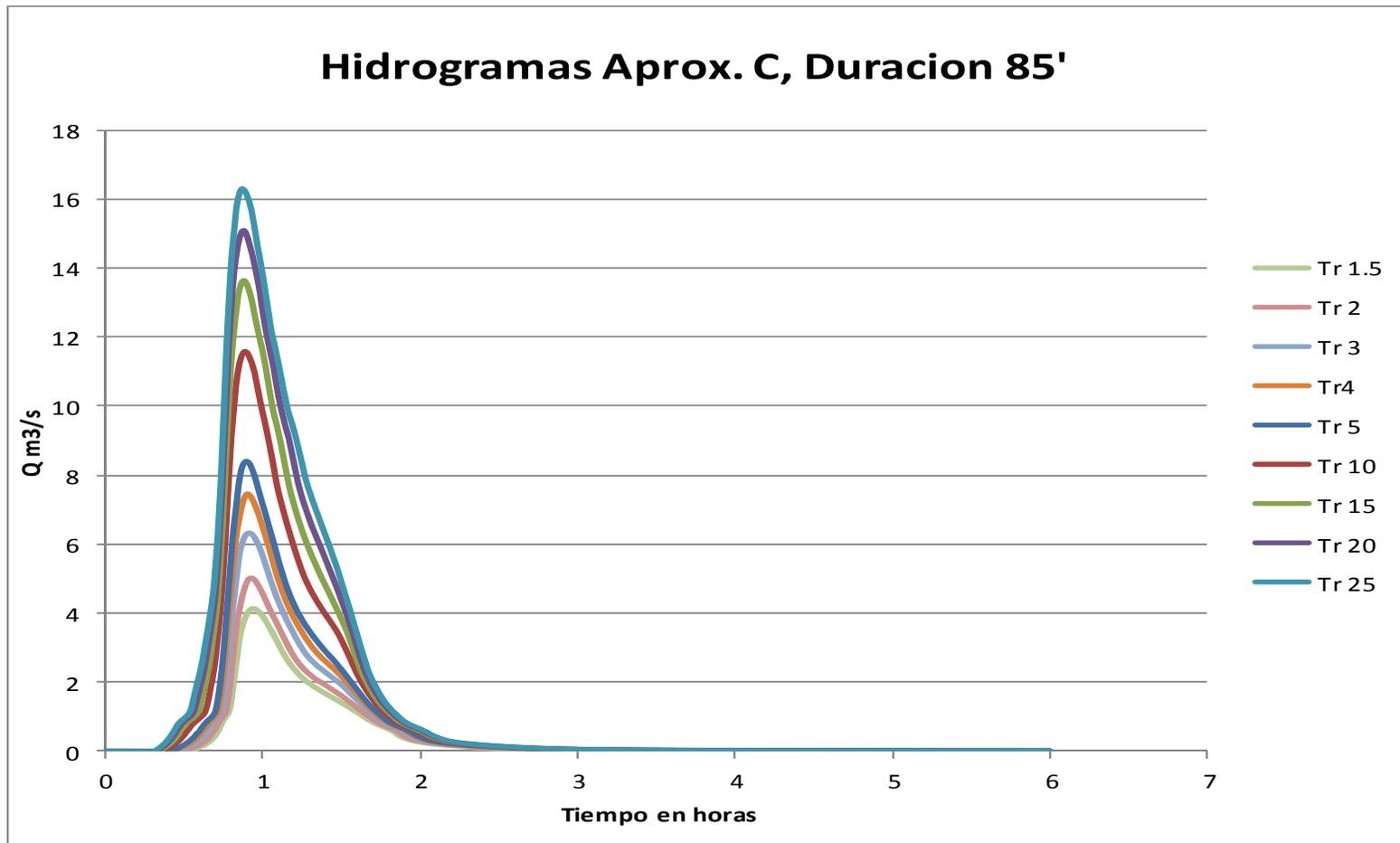


Figura D-4 – Hidrograma para una duración 85 minutos, Aproximación C, Tr=1.5, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20,25 años.