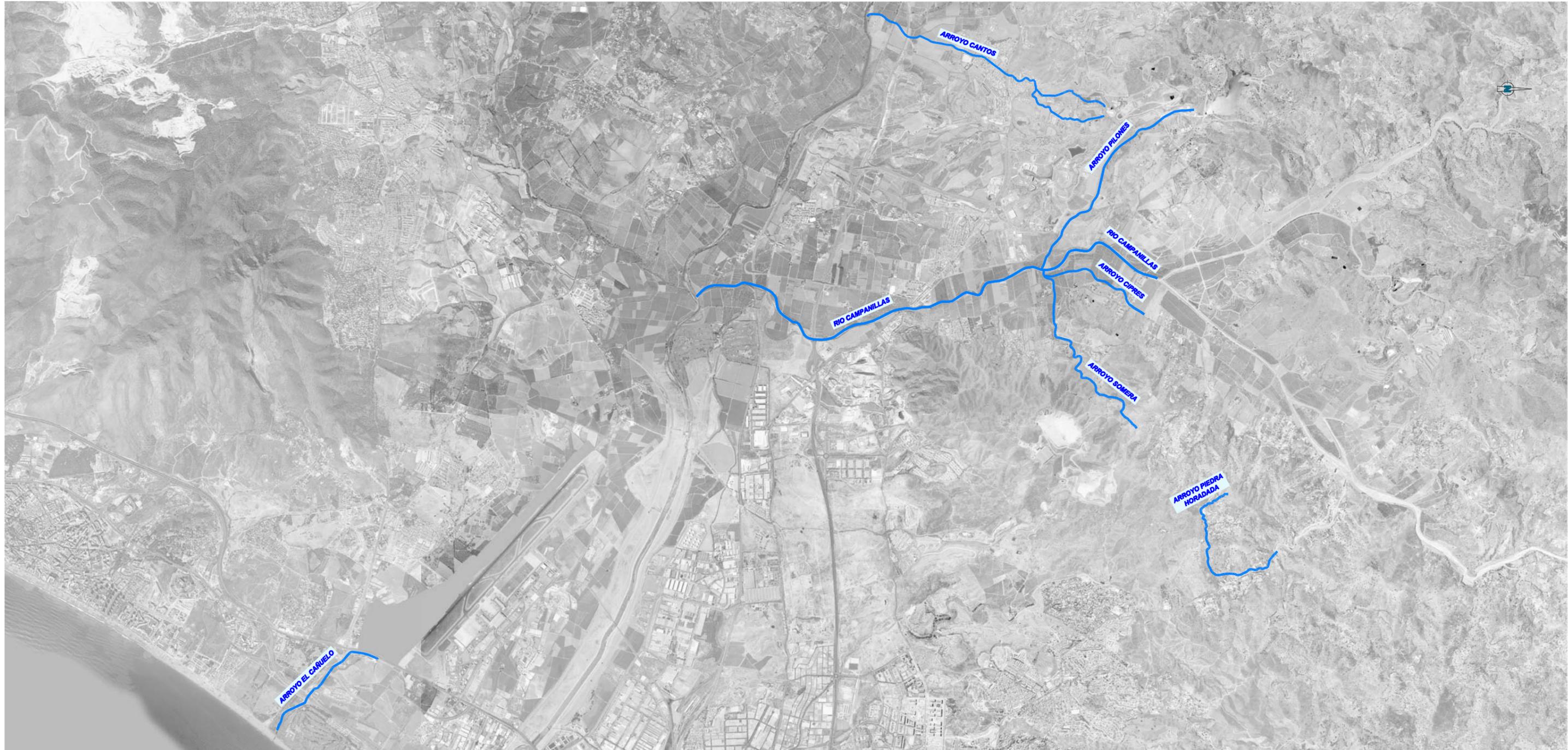


# DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRÁULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISIÓN.



**Ayuntamiento de Málaga**

Gerencia Municipal de Urbanismo, Obras e Infraestructuras



EL CONSULTOR:



**NARVAL Ingeniería, S.A.**  
Ingeniería civil, Urbanismo, Medio Ambiente



AUTORES DEL PROYECTO:

**INMACULADA BARQUERO ZAFRA**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos

**RAFAEL GALLEGU LÓPEZ**  
Ingeniero Caminos, Canales y Puertos

TOMO I DE II

**MEMORIA Y APÉNDICES**  
1, 2, 4 y 5

**FEBRERO 2008**

**INDICE**

<b>1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO</b> .....	<b>4</b>	<b>3.6.- MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO DE LA INSTRUCCIÓN</b> .....	<b>57</b>
<b>2.- DATOS DE PARTIDA</b> .....	<b>5</b>	3.6.1.- Planteamiento general.....	57
2.1.- INTRODUCCIÓN .....	5	3.6.2.- Fórmula de cálculo.....	57
2.2.- CARTOGRAFÍA EMPLEADA EN LA MODELIZACIÓN .....	5	3.6.3.- Coeficiente de escorrentía .....	58
2.3.- DATOS DE PRECIPITACIÓN .....	5	3.6.4.- Intensidad media de precipitación .....	59
2.4.- DATOS DE LA CUENCA .....	5	3.6.5.- Superficie.....	60
<b>3.- ESTUDIO HIDROLÓGICO</b> .....	<b>6</b>	3.6.6.- Factor reductor por área y coeficiente de uniformidad .....	60
3.1.- OBJETIVO DE LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA.....	6	3.6.7.- Caudales de referencia.....	61
3.2.- DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO.....	6	3.6.8.- Caudales de cálculo.....	62
3.2.1.- División en subcuencas.....	7	<b>3.7.- SIMULACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA DEL RÍO CAMPANILLAS</b> .....	<b>64</b>
3.2.2.- Caracterización morfológica .....	9	3.7.1.- Modelo matemático empleado.....	64
3.2.3.- Tiempo de concentración. ....	11	3.7.2.- Simulación hidrológica y modelación de elementos .....	64
3.3.- CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	11	3.7.3.- Modelo de infiltración e intercepción.....	65
3.3.1.- Vegetación y usos del suelo.....	12	3.7.4.- Modelo de transformación lluvia-escorrentía. ....	65
3.3.2.- Litología y permeabilidades en la zona superficial .....	15	3.7.5.- Modelo de propagación. ....	67
3.3.3.- Pendientes medias .....	19	3.7.6.- Tablas de salida.....	69
3.3.4.- Determinación del umbral de escorrentía.....	21	3.7.7.- Hidrogramas de salida. ....	72
3.4.- PRECIPITACION DE DISEÑO.....	29	<b>4.- ESTUDIO HIDRAÚLICO</b> .....	<b>94</b>
3.4.1.- Introducción .....	29	4.1.- OBJETO DEL ESTUDIO .....	94
3.4.2.- Estimación de la precipitación para diferentes períodos de retorno.....	34	4.2.- MODELO MATEMÁTICO DE CÁLCULO .....	95
3.4.3.- Precipitación Según la publicación Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular.....	39	4.2.1.- Datos Hidráulicos.....	95
3.4.4.- Conclusiones. Mapas de isolíneas .....	41	4.2.2.- Proceso de cálculo hidráulico .....	96
3.5.- AGUACERO DE DISEÑO .....	49	4.3.- CÁLCULOS CON HEC-RAS .....	96
3.5.1.- Consideraciones generales .....	49	4.3.1.- Descripción del programa .....	96
3.5.2.- Duración del aguacero de diseño.....	49	4.3.2.- Hipótesis y limitaciones del programa .....	97
3.5.3.- Distribución temporal de la lluvia.....	50	4.3.3.- Resultados de la simulación. ....	98
3.5.4.- Morfología de los hietogramas probables .....	50	<b>5.- CONCLUSIONES</b> .....	<b>99</b>
		5.1.- ANÁLISIS DE RIESGOS .....	99
		5.1.1.- Problemas de funcionamiento de obras de fábrica y embovedados .....	99
		5.1.2.- Problemas de inundación de márgenes .....	101
		5.2.- DELIMITACIÓN DE ZONAS DE RIESGO POR INUNDACIÓN .....	102
		5.3.- MEDIDAS DE CONSERVACIÓN Y POLICÍA.....	102

<b>APENDICES:</b> .....	<b>103</b>		
1.- DATOS PREVIOS .....	104		
1.1.- Fichas de los cauces.....	105		
1.2.- PGOU.....	106		
1.3.- Situación de estaciones meteorológicas.....	107		
1.4.- Estudio pluviométrico .....	108		
1.4.1.- Tablas resumen de precipitación máxima en 24 horas (con datos disponibles).....	109		
1.4.2.- Relleno de lagunas en las series de datos pluviométricos .....	111		
1.4.3.- Tabla resumen de precipitación máxima en 24 horas (con datos completados).....	119		
1.4.4.- Ajuste estadístico de diferentes funciones de distribución .....	121		
2.- ESTUDIO HIDROLOGICO .....	138		
2.1.- Cuenca de aportación .....	139		
2.2.- Usos del suelo.....	140		
2.3.- Litología.....	141		
2.4.- Permeabilidad superficial .....	142		
2.5.- Pendientes medias.....	143		
2.7.- Umbral de escorrentía y número de curva .....	145		
3.- ESTUDIO HIDRAULICO. RESULTADOS .....	146		
3.1.- Cuenca 1.10.2 y 1.11. Río Campanillas. T=10 años.....	147		
3.1.1.- Vista 3D arroyo .....	148		
3.1.2.- Perfil longitudinal.....	150		
3.1.3.- Perfiles transversales.....	156		
3.1.4.- Tablas de resultados.....	183		
3.2.- Cuenca 1.10.2 y 1.11. Río Campanillas. T=10 años.....	186		
3.2.1.- Vista 3D arroyo .....	187		
3.2.2.- Perfil longitudinal.....	189		
3.2.3.- Perfiles transversales.....	197		
3.2.4.- Tablas de resultados.....	246		
		3.3.- Cuenca 1.8.1. Arroyo Piedra Horadada. T=10 años .....	250
		3.3.1.- Vista 3D arroyo.....	251
		3.3.2.- Perfil longitudinal .....	253
		3.3.3.- Perfiles transversales .....	258
		3.3.4.- Tablas de resultados .....	268
		3.4.- Cuenca 1.10.1. Arroyo Pilonos. T=10 años.....	271
		3.4.1.- Vista 3D arroyo.....	272
		3.4.2.- Perfil longitudinal .....	274
		3.4.3.- Perfiles transversales .....	280
		3.4.4.- Tablas de resultados .....	300
		3.5.- Cuenca 1.10.3. Arroyo Ciprés. T=10 años .....	303
		3.5.1.- Vista 3D arroyo.....	304
		3.5.2.- Perfil longitudinal .....	307
		3.5.3.- Perfiles transversales .....	312
		3.5.4.- Tablas de resultados .....	341
		3.6.- Cuenca 1.10.4. Arroyo Somera. T=10 años .....	344
		3.6.1.- Vista 3D arroyo.....	345
		3.6.2.- Perfil longitudinal .....	347
		3.6.3.- Perfiles transversales .....	352
		3.6.4.- Tablas de resultados .....	365
		3.7.- Cuenca 2. Arroyo Cantos. T=10 años .....	368
		3.7.1.- Vista 3D arroyo.....	369
		3.7.2.- Perfil longitudinal .....	371
		3.7.3.- Perfiles transversales .....	375
		3.7.4.- Tablas de resultados .....	394
		3.8.- Cuenca 3. Arroyo Cañuelo. T=10 años .....	398
		3.8.1.- Vista 3D arroyo.....	399
		3.8.2.- Perfil longitudinal .....	401
		3.8.3.- Perfiles transversales .....	403
		3.8.4.- Tablas de resultados .....	406

3.9.-	Cuenca 1.10.2 y 1.11. Río Campanillas. T=500 años.....	408	3.15.-	Cuenca 3. Arroyo Cañuelo. T=500 años .....	620
3.9.1.-	Vista 3D arroyo .....	409	3.15.1.-	Vista 3D arroyo .....	621
3.9.2.-	Perfil longitudinal.....	411	3.15.2.-	Perfil longitudinal .....	623
3.9.3.-	Perfiles transversales.....	419	3.15.3.-	Perfiles transversales .....	625
3.9.4.-	Tablas de resultados.....	468	3.15.4.-	Tablas de resultados .....	628
3.10.-	Cuenca 1.8.1. Arroyo Piedra Horadada. T=500 años .....	471	4.-	DETERMINACION DE LAS ZONAS DE DOMINIO PUBLICO, ZONAS DE SERVIDUMBRE Y ZONAS DE POLICIA .....	630
3.10.1.-	Vista 3D arroyo .....	472	5.-	DETERMINACION DE LAS ZONAS CON PELIGRO DE INUNDACION PARA T=500 AÑOS.....	631
3.10.2.-	Perfil longitudinal .....	474			
3.10.3.-	Perfiles transversales .....	479			
3.10.4.-	Tablas de resultados .....	489			
3.11.-	Cuenca 1.10.1. Arroyo Pilonos. T=500 años .....	492			
3.11.1.-	Vista 3D arroyo.....	493			
3.11.2.-	Perfil longitudinal .....	495			
3.11.3.-	Perfiles transversales .....	501			
3.11.4.-	Tablas de resultados .....	521			
3.121.-	Cuenca 1.10.3. Arroyo Ciprés. T=500 años.....	524			
3.12.1.-	Vista 3D arroyo.....	525			
3.12.2.-	Perfil longitudinal .....	528			
3.12.3.-	Perfiles transversales .....	533			
3.12.4.-	Tablas de resultados .....	562			
3.13.-	Cuenca 1.10.4. Arroyo Somera. T=500 años.....	565			
3.13.1.-	Vista 3D arroyo.....	566			
3.13.2.-	Perfil longitudinal .....	568			
3.13.3.-	Perfiles transversales .....	573			
3.13.4.-	Tablas de resultados .....	586			
3.14.-	Cuenca 2. Arroyo Cantos. T=500 años.....	589			
3.14.1.-	Vista 3D arroyo.....	590			
3.14.2.-	Perfil longitudinal .....	592			
3.14.3.-	Perfiles transversales .....	596			
3.14.4.-	Tablas de resultados .....	616			

## 1.- INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El Ayuntamiento de Málaga está redactado la Revisión-Adaptación del Plan General de Ordenación Urbana de Málaga. El documento de Avance fue aprobado con fecha 1 de julio de 2.005. La Aprobación Inicial del PGOU tuvo lugar el 26 de julio de 2.006, tras un periodo de información pública.

Una vez realizadas las modificaciones que sean precisas a consecuencia del trámite de información pública y de los informes recabados, se procederá a la Aprobación Provisional. Previo a esta última, es necesario acometer la elaboración de un estudio complementario para definir los límites del dominio público hidráulico y sus zonas asociadas en los tramos de los cauces afectados por los desarrollos previstos en el PGOU revisado, con objeto no sólo de proteger dicho dominio, sino también de poder evitar o disminuir riesgos potenciales en áreas contiguas de propiedad privada.

El estudio que se incluye en el presente documento, comprende la margen izquierda del Guadalhorce desde el Campanillas al límite del término municipal, y el arroyo Cañuelo, y se ha estructurado en los siguientes puntos:

1) Análisis de antecedentes, donde se tratan entre otros, los siguientes puntos:

- Recopilación y análisis de información previa.
- Análisis topográfico general de la cuenca de aportación.
- Estudio de la geología general de la cuenca.
- Recopilación de información relativa a usos del suelo, pendientes del terreno y vegetación natural.

2) Estudio hidrológico, donde se analizan en detalle los siguientes apartados:

- Determinación de la precipitación de cálculo correspondiente para diferentes periodos de retorno, en función de las prescripciones técnicas de la Agencia Andaluza del Agua.
- Determinación del umbral de escorrentía o número de curva en su caso, y del coeficiente de escorrentía, a partir de la información obtenida en el análisis de antecedentes anterior.
- Estimación del caudal de avenida correspondiente para diferentes periodos de retorno, en función de las prescripciones de la Agencia Andaluza del Agua.

3) Estudio hidráulico donde se recogen los siguientes puntos de análisis:

- Estudio hidráulico para los caudales determinados en el estudio hidrológico.
- Delimitación del dominio público hidráulico, zona de servidumbre y zona de policía.
- Delimitación de la zona con riesgo de inundación para un periodo de retorno de 500 años.

En los siguientes apartados de la presente memoria, se incluye el desarrollo completo de los diferentes puntos citados en la presente introducción.

## 2.- DATOS DE PARTIDA

### 2.1.- INTRODUCCIÓN

Para el correcto estudio hidrológico-hidráulico de los arroyos objeto del presente estudio se requiere previamente de la definición de los siguientes datos:

- Cartografía vectorial.
- Datos de precipitación.
- Datos de la cuenca: geomorfológicos y geológicos del lugar, (pendientes, permeabilidad), cultivos y usos del suelo.

Seguidamente describimos la definición de los datos anteriores.

### 2.2.- CARTOGRAFÍA EMPLEADA EN LA MODELIZACIÓN

Se ha contado con la cartografía en formato digital aportada por el ICA a escala 1:10.000 de todo el término municipal. También se ha empleado la cartografía a escala 1:2.000 y 1:1.000, con curvas de nivel elevadas, aportada por la Gerencia Municipal de Urbanismo del Ayuntamiento de Málaga. Esta cartografía ha sido empleada en la modelización tridimensional de los cauces y sus márgenes, para la posterior simulación hidráulica.

### 2.3.- DATOS DE PRECIPITACIÓN

El estudio de las precipitaciones máximas diarias se ha llevado a cabo a partir de los registros existentes en las estaciones meteorológicas ubicadas en el interior o en las proximidades de las cuencas estudiadas. Los registros de precipitaciones máximas han sido obtenidos del Instituto Nacional de Meteorología.

Además, para cotejar los datos de las estaciones pluviométricas, se han considerado los datos de precipitación de la publicación "Maximas lluvias diarias en la España Peninsular" elaborada por el CEDEX para el Ministerio de Fomento.

### 2.4.- DATOS DE LA CUENCA

Para la simulación hidrológica se ha partido de la siguiente información:

- Mapa Geológico de España a escala 1:50.000 del Instituto Geológico y Minero de España.
- Mapa de Cultivos y Aprovechamientos del Ministerio de Agricultura a escala 1:50.000.
- Instrucción de Drenaje 5.2-IC "Drenaje superficial".
- Cartografía del ICA a escala 1:10000 y la cartografía a escala 1:2.000 y 1:1.000, con curvas de nivel elevadas, aportada por la Gerencia Municipal de Urbanismo del Ayuntamiento de Málaga para determinación de pendientes, delimitación de cuencas y trazado de cauces.
- Documento de Aprobación Inicial del Plan General de Ordenación Urbana.

### 3.- ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 3.1.- OBJETIVO DE LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA

El principal objetivo de la presente simulación hidrológica, es el obtener los diferentes caudales de avenidas, según diferentes períodos de retorno, para los cauces identificados en el presente estudio.

Los períodos de retorno que se han considerado en el presente estudio han sido los siguientes:

- 5 años.
- 10 años.
- 25 años.
- 50 años.
- 100 años.
- 500 años.

Para la determinación de dichos caudales, se ha seguido la metodología propuesta por la instrucción de carreteras 5.2-IC "Drenaje Superficial", y el método propuesto en la publicación "Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas", considerando como valor para el caudal de cálculo el mayor de los valores obtenidos. Al mismo tiempo se han tenido en cuenta las recomendaciones de la Agencia Andaluza del Agua tanto para el cálculo del caudal como para el coeficiente de escorrentía. En el caso del río Campanillas, debido a la magnitud de su cuenca y al elevado tiempo de concentración de la misma (casi 12 horas) se ha optado por emplear el método matemático propuesto por el Hidrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers, de extendido uso y sancionado por la práctica, realizado una simulación del proceso precipitación-escorrentía basado en el programa HEC-HMS.

Los caudales determinados en la presente simulación hidrológica son los que posteriormente se emplean para calcular las líneas de ocupación del agua para cada período de retorno.

#### 3.2.- DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO

Mediante tratamiento cartográfico de los cauces considerados en el presente estudio, se han determinado un total de 3 cuencas diferenciadas. Estas son las siguientes:

- Cuenca 1. Río Campanillas.
- Cuenca 2. Arroyo Cantos.
- Cuenca 3. Arroyo Cañuelo.

Para la delimitación de las cuencas y subcuencas se ha partido de las cartografía a escala 1:10.000 del ICA, además de la cartografía a escala 1:2.000 y 1:1.000 aportada por la Gerencia Municipal de Urbanismo del Ayuntamiento de Málaga.

En lo que se refiere a las pendientes del terreno, la cuenca del arroyo Campanillas tiene pendientes que oscilan entre un 7 y un 45% en su parte más alta. En su parte media tiene pendientes superiores al 45%, y en su parte más baja son inferiores al 15%. El resto de cuencas estudiadas presenta una pendiente de un 0 a un 7%, predominando los valores inferiores al 3%.

Por último, en lo que a cubierta vegetal se refiere, aunque la mayor parte de los tramos a estudiar están ocupadas por zonas urbanas o urbanizables, en lo que se refiere a las cuencas de aportación, en especial para el río Campanillas, existen gran variedad de usos del suelo, entre los que cabe distinguir los cítricos, coníferas, frutales, cultivos herbáceos, olivar, viñedos, matorral o pastizal.

### 3.2.1.- División en subcuencas

Como se dijo en la introducción, se han identificado un total de 3 cuencas diferenciadas, con características hidrológicas homogéneas dentro de cada unidad. La subdivisión de cuencas y subcuencas se ha realizado sobre cartografía a escala 1:10.000 y 1:2.000.

La superficie total de las cuencas estudiadas es de 29.260 Has, distribuidas de la siguiente manera:

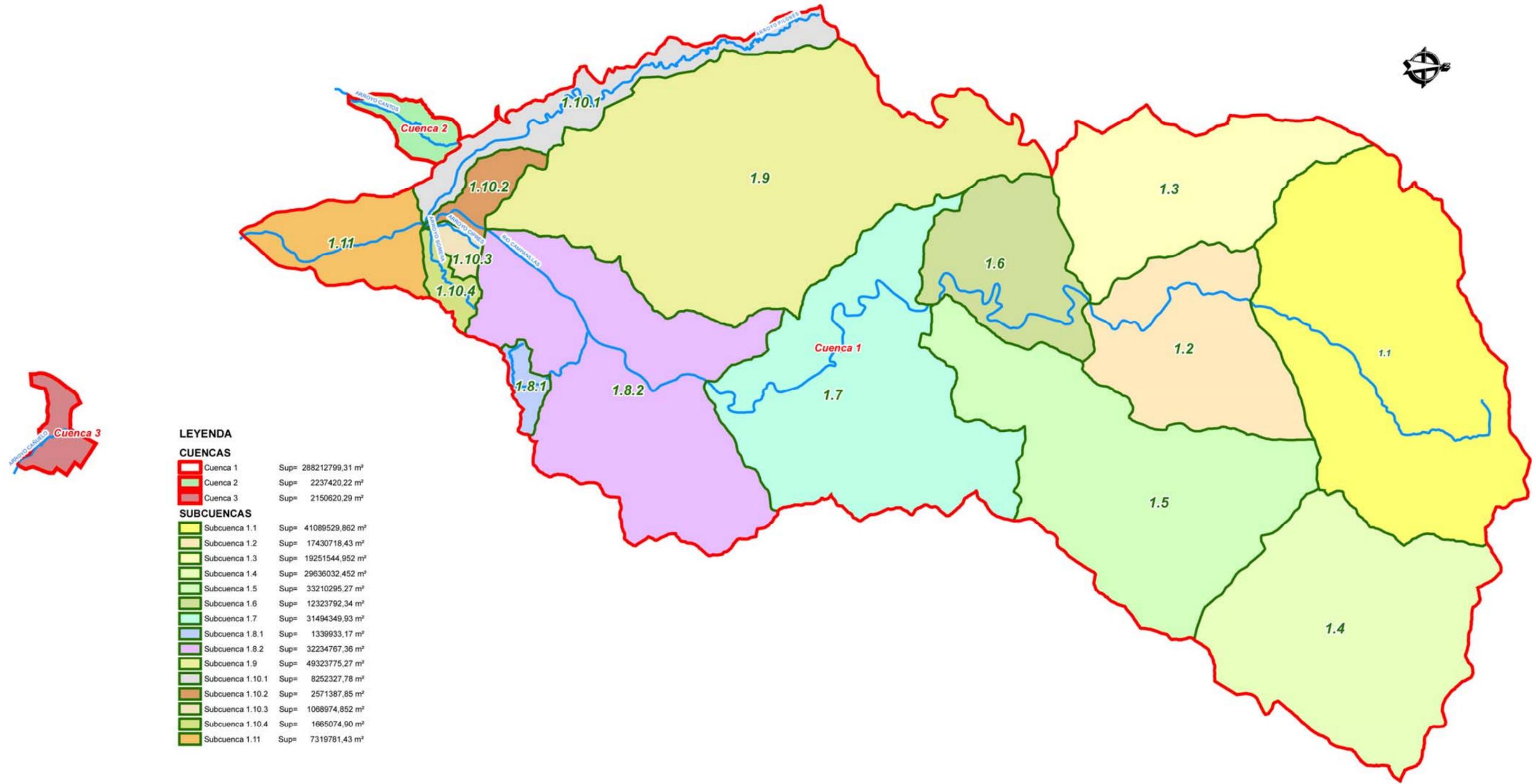
CUENCA	SUPERFICIE (Has)
C1 CAMPANILLAS	28.821,2
C2 Arroyo Cantos	223,7
C3 Arroyo Cañuelo	215,1
Total	29.260,0

En la siguiente figura y en el apéndice 2 del presente anejo, se puede observar gráficamente la distribución espacial de las cuencas y subcuencas consideradas en el estudio, así como la denominación adoptada para cada una de ellas.

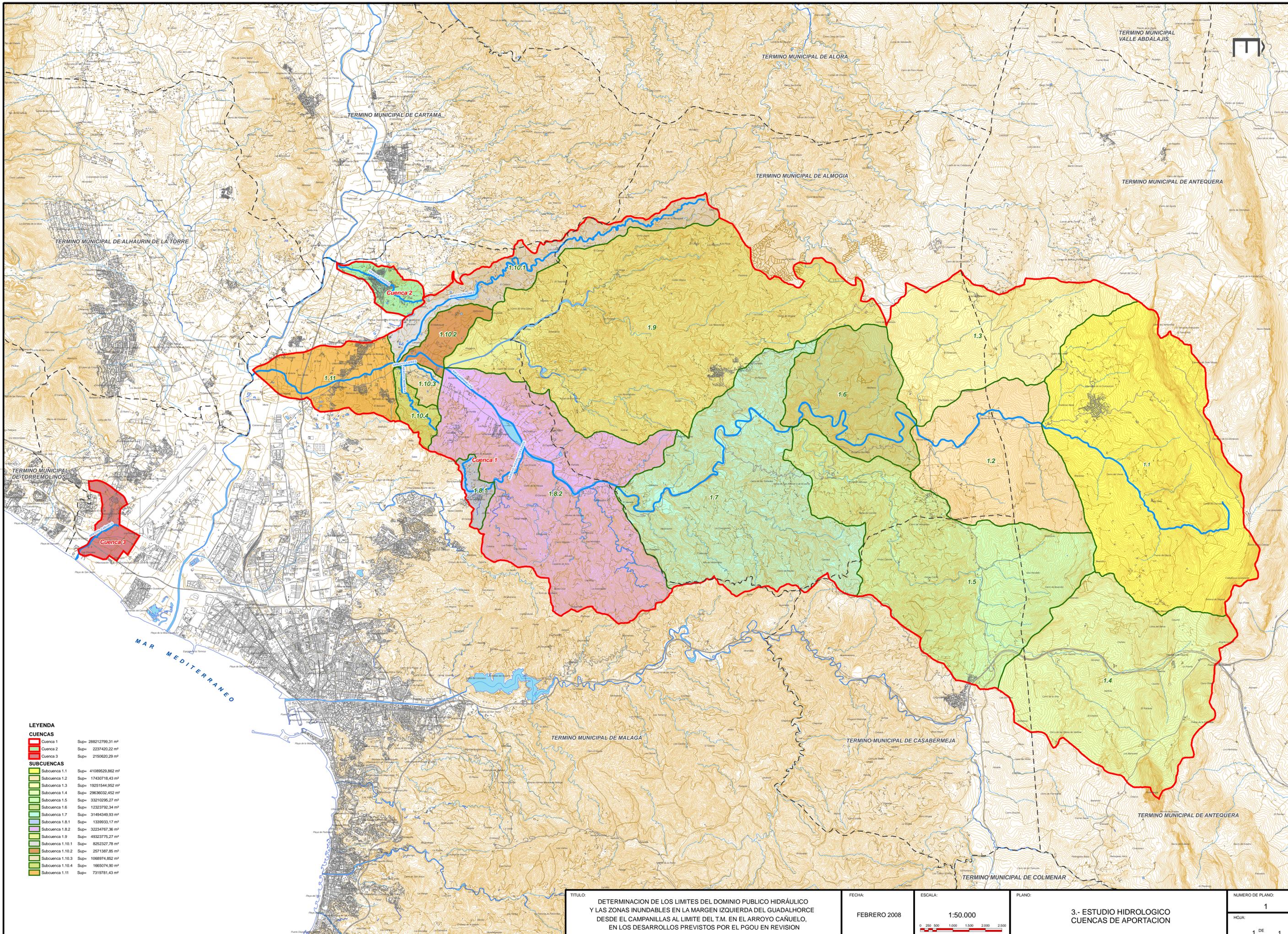
A continuación se recoge una tabla con la denominación de los arroyos así como el código identificativo que se ha empleado en el presente estudio. En el caso de los arroyos sin nombre definido se han designado con el código identificativo.

CÓDIGO			NOMBRE
1	1.1	C1.1	Cabecera río Campanillas
	1.2	C1.2	Río Campanillas
	1.3	C1.3	Arroyo de las Cañas
	1.4	C1.4	Cuenca alta del río Cauche
	1.5	C1.5	Cuenca baja del río Cauche
	1.6	C1.6	Río Campanillas
	1.7	C1.7	Río Campanillas
	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada
		C1.8.2	Río Campanillas
	1.9	C1.9	Arroyo Cupiana
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos
		C1.10.2	Río Campanillas
		C1.10.3	Arroyo Ciprés
		C1.10.4	Arroyo Somera
	1.11	C.1.11	Río Campanillas
		TOTAL	CAMPANILLAS
2	2	C2	Arroyo Cantos
3	3	C3	Arroyo Cañuelo

División en cuencas y subcuencas



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION



**LEYENDA**

**CUENCAS**

Cuenca 1	Sup: 288212799,31 m <sup>2</sup>
Cuenca 2	Sup: 2237420,22 m <sup>2</sup>
Cuenca 3	Sup: 2150620,29 m <sup>2</sup>

**SUBCUENCAS**

Subcuenca 1.1	Sup: 41089529,862 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.2	Sup: 17430718,43 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.3	Sup: 19251544,952 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.4	Sup: 2963632,452 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.5	Sup: 33210295,27 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.6	Sup: 12323792,34 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.7	Sup: 31494549,93 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.8.1	Sup: 1339933,17 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.8.2	Sup: 32234767,36 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.9	Sup: 49323775,27 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.10.1	Sup: 8252327,78 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.10.2	Sup: 2571387,85 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.10.3	Sup: 1068974,852 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.10.4	Sup: 1665074,90 m <sup>2</sup>
Subcuenca 1.11	Sup: 7319781,43 m <sup>2</sup>

TITULO: DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

FECHA: FEBRERO 2008

ESCALA: 1:50.000  
 0 250 500 1.000 1.500 2.000 2.500

PLANO: 3.- ESTUDIO HIDROLOGICO CUENCAS DE APORTACION

NUMERO DE PLANO: 1  
 HOJA: 1 DE 1

### 3.2.2.- Caracterización morfológica

Por otro lado, se han obtenido una serie de indicadores morfológicos para cada una de las cuencas y subcuencas analizadas. Los parámetros que se han determinado son los siguientes:

- **S:** Superficie en Has.
- **P:** Perímetro en km.
- **C.Sup:** Cota superior de la cuenca de aportación en m.
- **C.Inf:** Cota inferior de la cuenca de aportación en m.
- **L:** Longitud del cauce principal en km.
- **i:** Pendiente media del cauce principal en tantos por uno.

CÓDIGO			NOMBRE	S (Ha)	Pe (m)	Pe (Km)	Z máx (m)	Z mín (m)	L (Km)	J (m/m)
1	1.1	C1.1	Cabecera río Campanillas	4109.0	28188.7	28.19	1176.00	410.00	9.55	0.080
	1.2	C1.2	Río Campanillas	1743.1	18494.5	18.49	410.00	320.00	5.36	0.017
	1.3	C1.3	Arroyo de las Cañas	1925.2	22288.0	22.29	960.00	320.00	10.02	0.064
	1.4	C1.4	Cuenca alta del río Cauche	2963.6	24096.7	24.10	910.00	480.00	7.21	0.060
	1.5	C1.5	Cuenca baja del río Cauche	3321.0	31101.1	31.10	480.00	226.00	16.23	0.016
	1.6	C1.6	Río Campanillas	1232.4	15632.4	15.63	320.00	226.00	8.27	0.011
	1.7	C1.7	Río Campanillas	3149.4	31863.2	31.86	226.00	90.00	10.50	0.013
	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	134.0	6355.4	6.36	237.00	90.00	2.32	0.063
		C1.8.2	Río Campanillas	3223.5	32187.3	32.19	90.00	40.00	7.27	0.007
	1.9	C1.9	Arroyo Cupiana	4932.4	38368.9	38.37	564.00	40.00	18.89	0.028
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonés	825.2	28101.7	28.10	794.00	30.00	15.65	0.049
		C1.10.2	Río Campanillas	257.1	8960.4	8.96	40.00	30.00	1.77	0.006
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	106.9	4875.9	4.88	194.00	30.00	2.28	0.072
		C1.10.4	Arroyo Somera	166.5	7123.8	7.12	250.00	30.00	3.42	0.064
	1.11	C.1.11	Río Campanillas	732.0	12623.7	12.62	30.00	10.00	5.10	0.004
		TOTAL	CAMPANILLAS	28821.2	96724.8	96.72	1176.00	10.00	47.82	0.024
2	2	C2	Arroyo Cantos	223.7	7328.2	7.33	68.00	16.00	3.70	0.014
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	215.1	8288.7	8.29	68.00	1.50	3.40	0.020

**3.2.3.- Tiempo de concentración.**

Otro concepto fundamental a la hora de analizar el caudal aportado por cada cuenca, es el tiempo de concentración de la misma, definido como el tiempo que tarda en llegar a la sección de salida la gota de agua de lluvia caída en el extremo hidráulicamente más alejado de la cuenca.

Este parámetro se determina mediante diferentes fórmulas empíricas. En nuestro caso, dada la enorme tradición existente, se ha empleado la fórmula de Témez que es además la que propone la instrucción de drenaje:

$$T_c = 0,3 \times \left( \frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Los valores obtenidos son los siguientes, expresados en horas:

CÓDIGO			NOMBRE	Tc (h)
1	1.1	C1.1	Cabecera río Campanillas	2.69
	1.2	C1.2	Río Campanillas	2.34
	1.3	C1.3	Arroyo de las Cañas	2.92
	1.4	C1.4	Cuenca alta del río Cauche	2.30
	1.5	C1.5	Cuenca baja del río Cauche	5.50
	1.6	C1.6	Río Campanillas	3.50
	1.7	C1.7	Río Campanillas	4.09
	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.96
		C1.8.2	Río Campanillas	3.49
	1.9	C1.9	Arroyo Cupiana	5.53
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	4.31
		C1.10.2	Río Campanillas	1.24
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	0.93
		C1.10.4	Arroyo Somera	1.29
	1.11	C.1.11	Río Campanillas	2.97
		TOTAL	CAMPANILLAS	11.48
2	2	C2	Arroyo Cantos	1.82
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	1.61

**3.3.- CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA**

Para determinar la respuesta de una cuenca a un determinado episodio lluvioso, se hace necesario obtener la lluvia que genera dicha escorrentía, es decir, la lluvia neta o exceso de lluvia.

En el caso de la instrucción de drenaje se define el coeficiente de escorrentía, que es la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria Pd, correspondiente a un determinado período de retorno, y el umbral de escorrentía Po a partir del cual se inicia ésta.

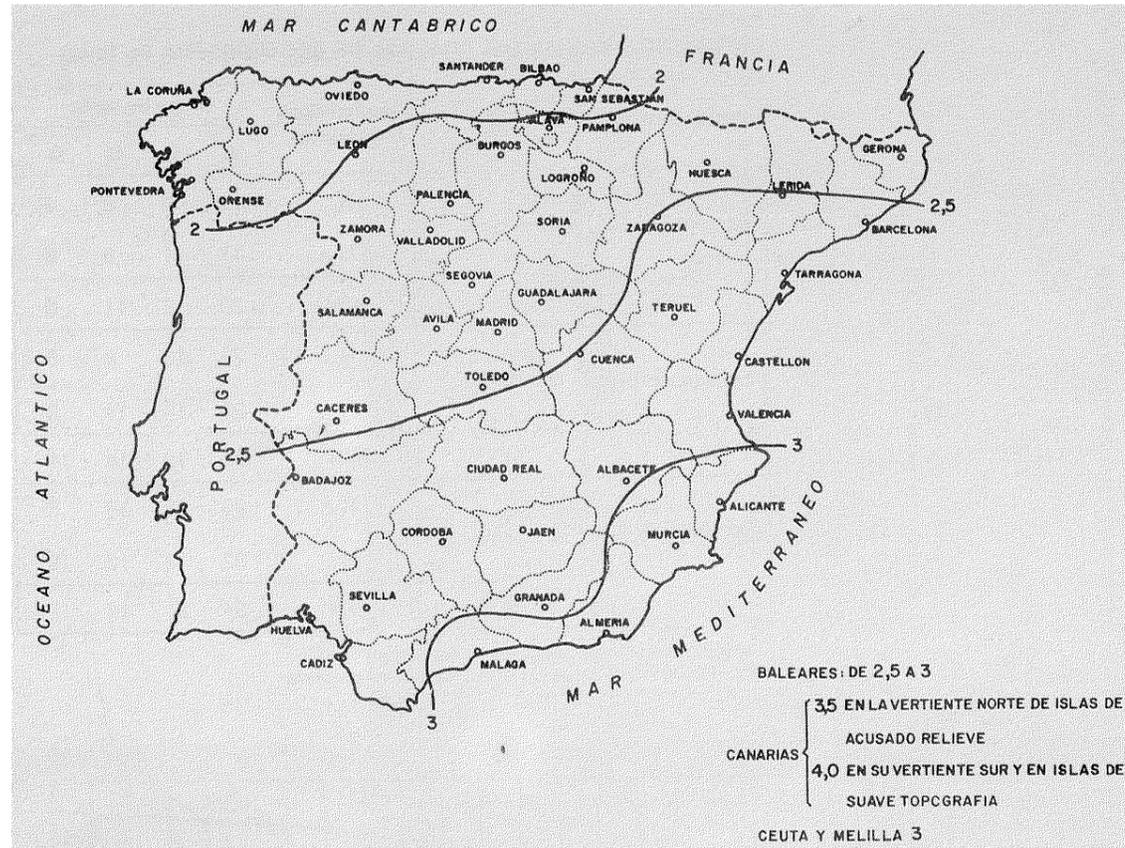
La fórmula propuesta por la instrucción es:

$$C = \frac{\left( \frac{P_d}{P_o} - 1 \right) \times \left( \frac{P_d}{P_o} + 23 \right)}{\left( \frac{P_d}{P_o} + 11 \right)^2}$$

siendo:

- C = coeficiente de escorrentía.
- Pd = precipitación máxima diaria.
- Po = umbral de escorrentía.

Para estimar Po se siguen las indicaciones recogidas en la citada instrucción, en función del grupo de suelo y uso del suelo. Dicho parámetro se afecta además por un coeficiente corrector en función de la situación geográfica de la cuenca, según la figura adjunta. En nuestro caso, se ha optado por tomar el valor 3,1 para dicho coeficiente corrector.



**Coeficiente corrector para el umbral de escorrentía.**

En cualquier caso, como paso previo y necesario para la definición del complejo hidrológico presente en el área de estudio, se hace necesario elaborar una serie de planos temáticos geográficos, con información de la vegetación y usos del suelo, la litología y permeabilidades del terreno, y las pendientes medias de las diferentes cuencas y subcuencas.

**3.3.1.- Vegetación y usos del suelo**

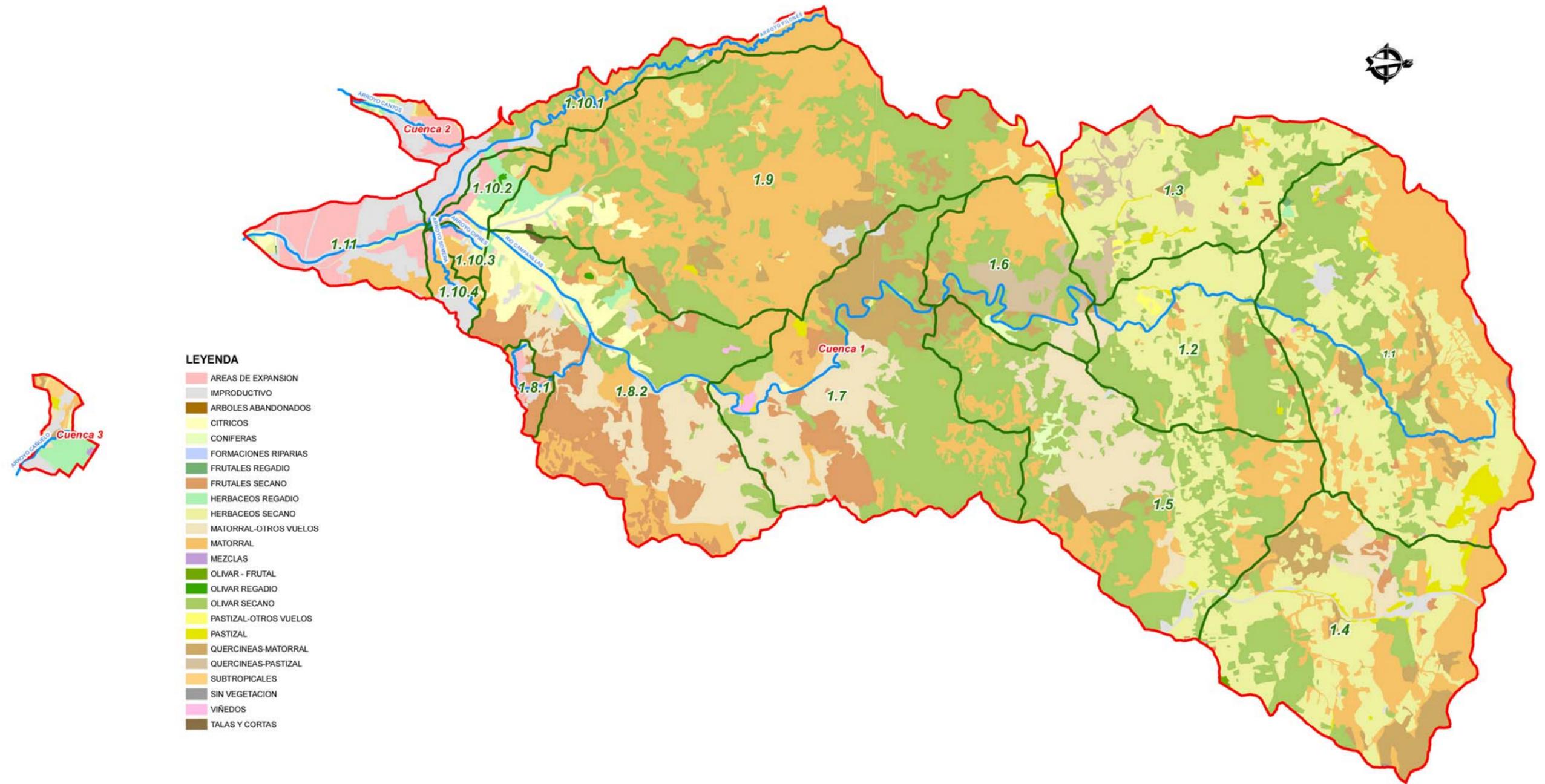
El aspecto fundamental considerado para la obtención del umbral de escorrentía es el tipo de cubierta del suelo, conjuntamente con el tipo de tratamiento en el caso de cultivos. La documentación básica de partida para la elaboración de este plano ha sido el “Mapa de Cultivos y Aprovechamientos del Ministerio de Agricultura”, a escala 1:50.000. El análisis se ha realizado para la situación futurible, en la que se considera que se ha completado el desarrollo urbano previsto por el Plan General de Ordenación Urbana.

Según el Mapa de Cultivos mencionado, se han identificado los siguientes cultivos:

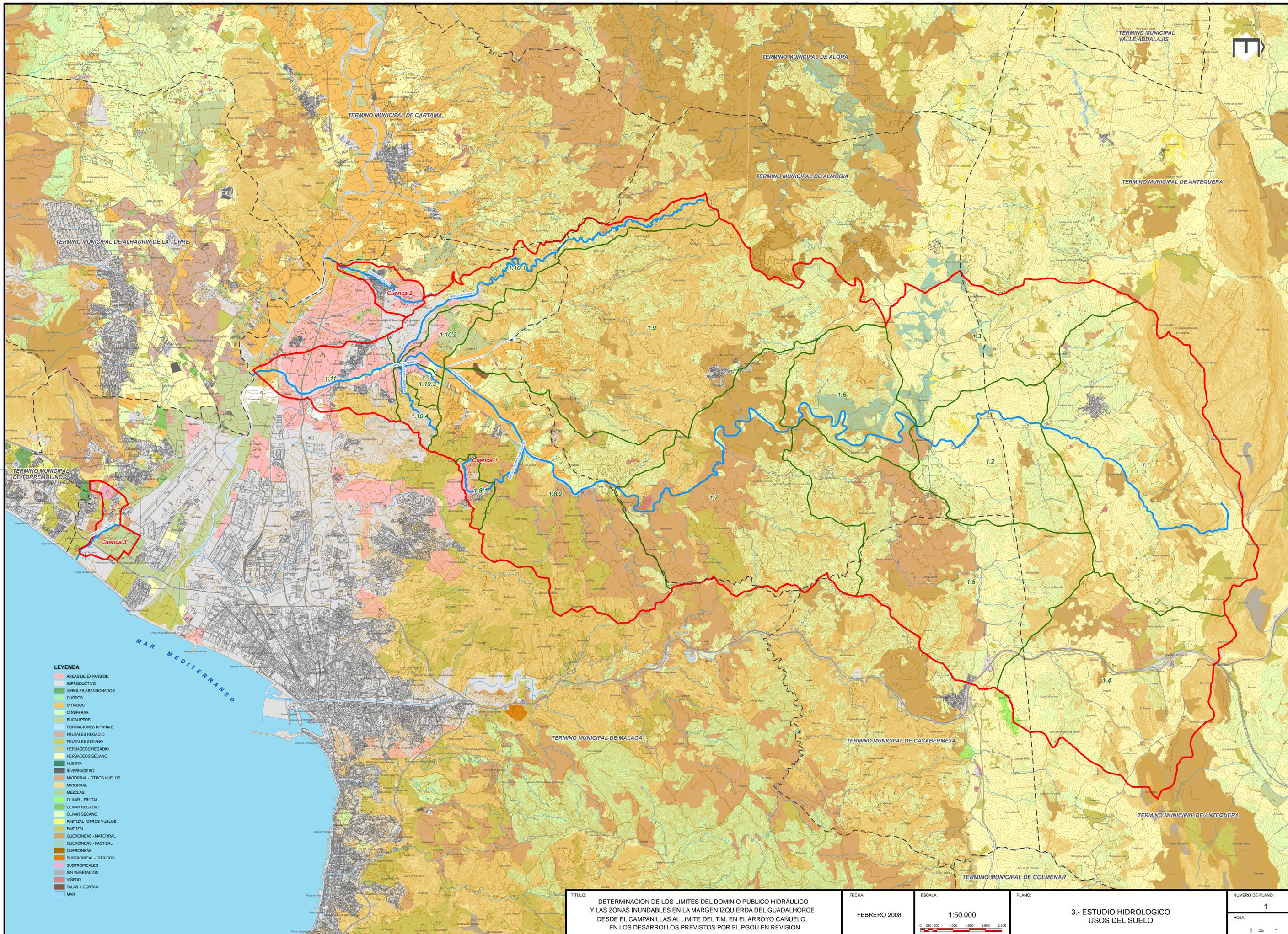
- Frutales secano.
- Frutales regadío.
- Cítricos.
- Coníferas.
- Herbáceos secano.
- Herbáceos regadío.
- Matorral.
- Olivar secano.
- Olivar regadío.
- Olivar frutal.
- Pastizal.
- Quercíneas-matorral.
- Quercíneas-pastizal.
- Viñedo.
- Subtopical.
- Talas y cortas.
- Árboles abandonados.
- Improductivo.

En las figuras adjuntas y en el apéndice 2 se muestra el plano de vegetación y usos de suelo que se ha utilizado en el presente estudio para obtener, conjuntamente con los planos de litología, permeabilidades y pendientes (analizados en sendos apartados a continuación), la distribución del umbral de escorrentía para cada subcuenca. En dicho mapa se han incluido también dentro de los usos las previsiones de desarrollo del nuevo PGOU.

Mapa de usos del suelo



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION



**3.3.2.- Litología y permeabilidades en la zona superficial**

Otro aspecto fundamental en el análisis de la lluvia neta en cada una de las subcuencas estudiadas es el análisis de la permeabilidad al agua que ofrecen los diferentes sustratos que conforman las cuencas de recepción.

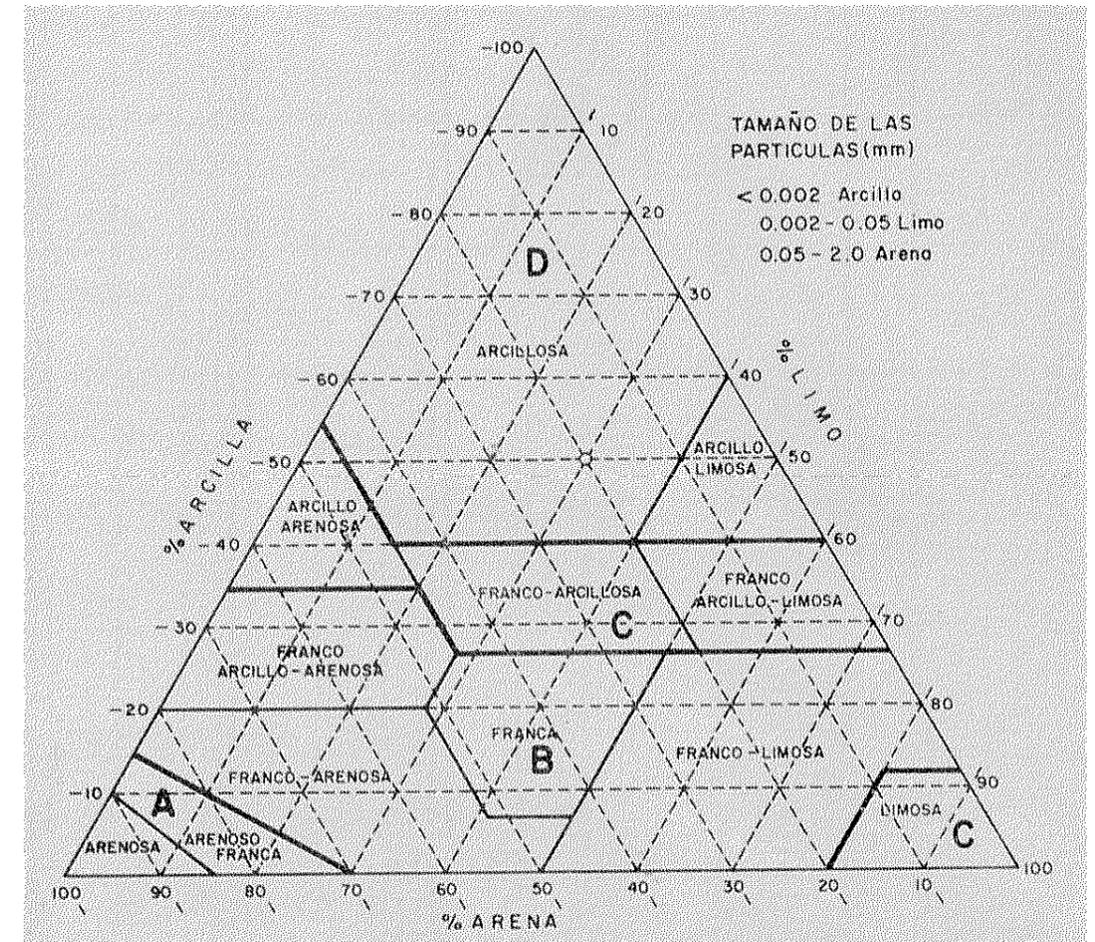
La documentación básica de partida para la obtención de esta información ha sido el Mapa Geológico de España a escala 1:50.000, elaborado por el instituto Geológico y Minero de España, fundamentalmente la hoja 1066 (Coín), 1053/67 (Málaga-Torremolinos), y parte de la hojas 1052 (Álora), 1038 (Ardales) y 1039 (Colmenar).

Desde un punto de vista hidrológico, nos interesa determinar la capacidad de infiltración del agua de lluvia, en función de la diferente naturaleza de los suelos presentes en las cuencas de estudio. Esta información se ha extraído del Mapa Hidrogeológico de España E = 1/200.000, hoja 83 Granada – Málaga. Además se ha consultado la bibliografía existente y el plano Medio Físico. Hidrogeología, del Documento de Aprobación Inicial del Plan General de Málaga.

Desde el punto de vista del comportamiento hidrológico se establecen cuatro tipos de sustrato distintos según sea su permeabilidad mayor o menor.

- TIPO DE SUELO A  
Es el que ofrece menor escorrentía. Incluye los suelos que presentan mayor permeabilidad, incluso cuando están saturados. Comprenden los terrenos profundos, sueltos, con predominio de arena o grava y con muy poco limo o arcilla.
- TIPO DE SUELO B  
Incluye los suelos de moderada permeabilidad cuando están saturados, comprendiendo los terrenos arenosos menos profundos que los del grupo anterior, aquellos otros de textura franco-arenosa de mediana profundidad y los francos profundos.

- TIPO DE SUELO C  
Incluye los suelos que ofrecen poca permeabilidad cuando están saturados, por presentar un estrato impermeable que dificulta la infiltración o porque, en conjunto, su textura es franco-arcillosa o arcillosa.
- TIPO DE SUELO D  
Es el que ofrece mayor escorrentía. Incluye los suelos que presentan gran impermeabilidad, tales como los terrenos muy arcillosos profundos con alto grado de tumefacción, los terrenos que presentan en la superficie o cerca de la misma una carga de arcilla muy impermeable y aquellos otros con subsuelo muy impermeable próximo a la superficie.



Textura de los diferentes tipos de suelo.

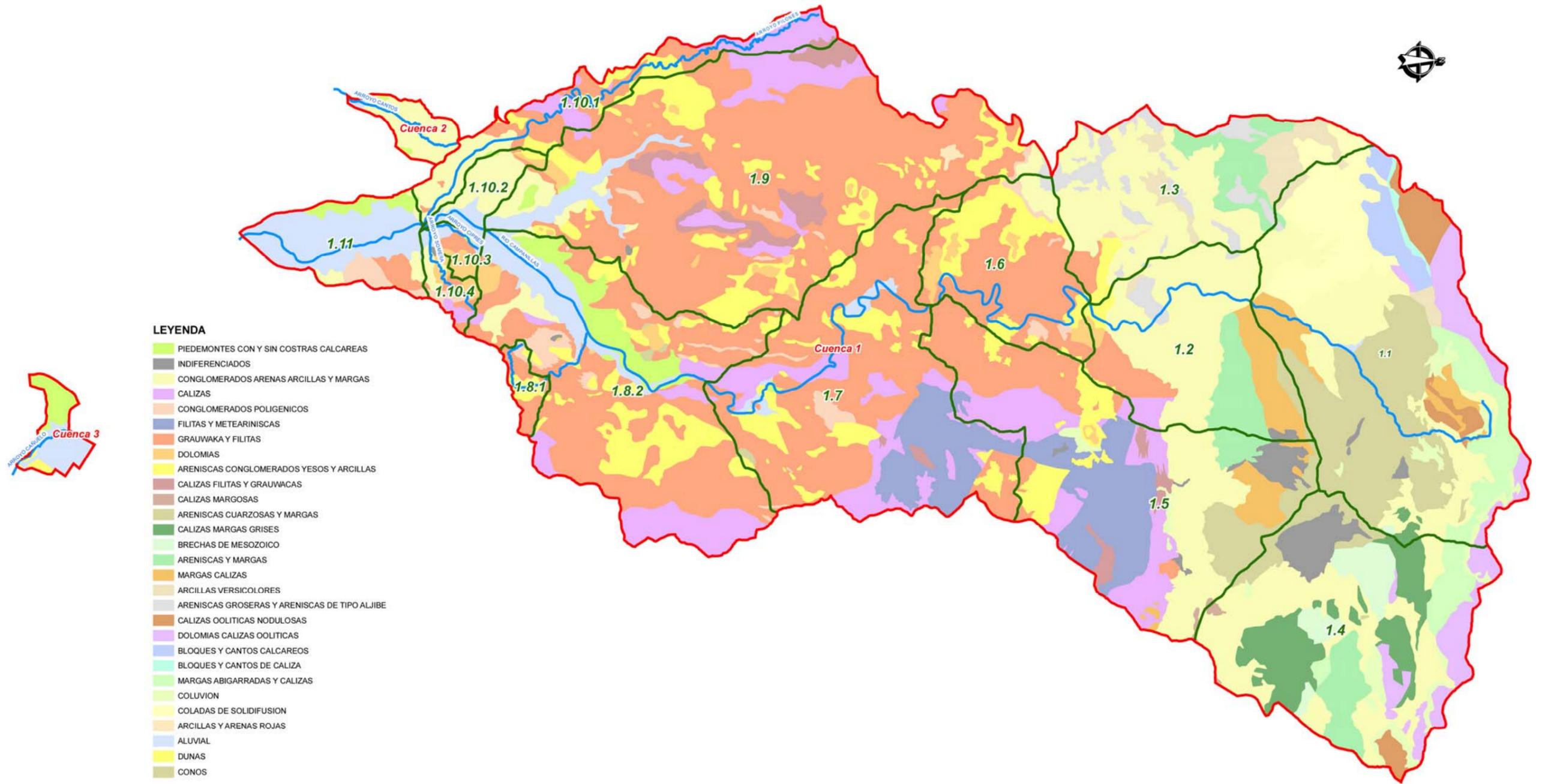
Para determinar que tipo de suelo se corresponde con cada grupo litológico, se ha empleado la correspondencia que aparece en el mapa hidrogeológico de España. De esta forma se establecen los siguientes grupos:

LITOLOGÍA	PERMEABILIDAD	CATEGORÍA
PIEDEMONTES CON Y SIN COSTRAS CALCÁREAS	Alta	B
INDIFERENCIADOS	Muy alta	A
CONGLOMERADOS, ARENAS, ARCILLAS Y MARGAS	Alta	B
CALIZAS	Alta	B
CONGLOMERADOS POLIGÉNICOS	Baja	D
FILITAS Y METAARENISCAS	Baja	D
GRAUWACAS Y FILITAS	Baja	D
DOLOMÍAS	Media	C
ARENISCAS, CONGLOMERADOS, YESOS Y ARCILLAS	Media	C
CALIZAS, FILITAS Y GRAUWACAS	Media	C
CALIZAS MARGOSAS	Media	C
ARENISCAS CUARZOSAS Y MARGAS	Media	C
CALIZAS Y MARGAS GRISES	Media	C
BRECHAS DE MESOZOICO	Media	C
ARENISCAS Y MARGAS	Media	C
MARGAS Y CALIZAS	Media	C
ARCILLAS VERSICOLORS	Baja	D
ARENISCAS GROSERAS Y ARENISCAS DE TIPO ALJIBE	Media	C
CALIZAS OOLÍTICAS NODULOSAS	Alta	B
DOLOMÍAS Y CALIZAS OOLÍTICAS	Media	C
BLOQUES Y CANTOS CALCÁREOS	Alta	B
BLOQUES Y CANTOS DE CALIZA	Alta	B

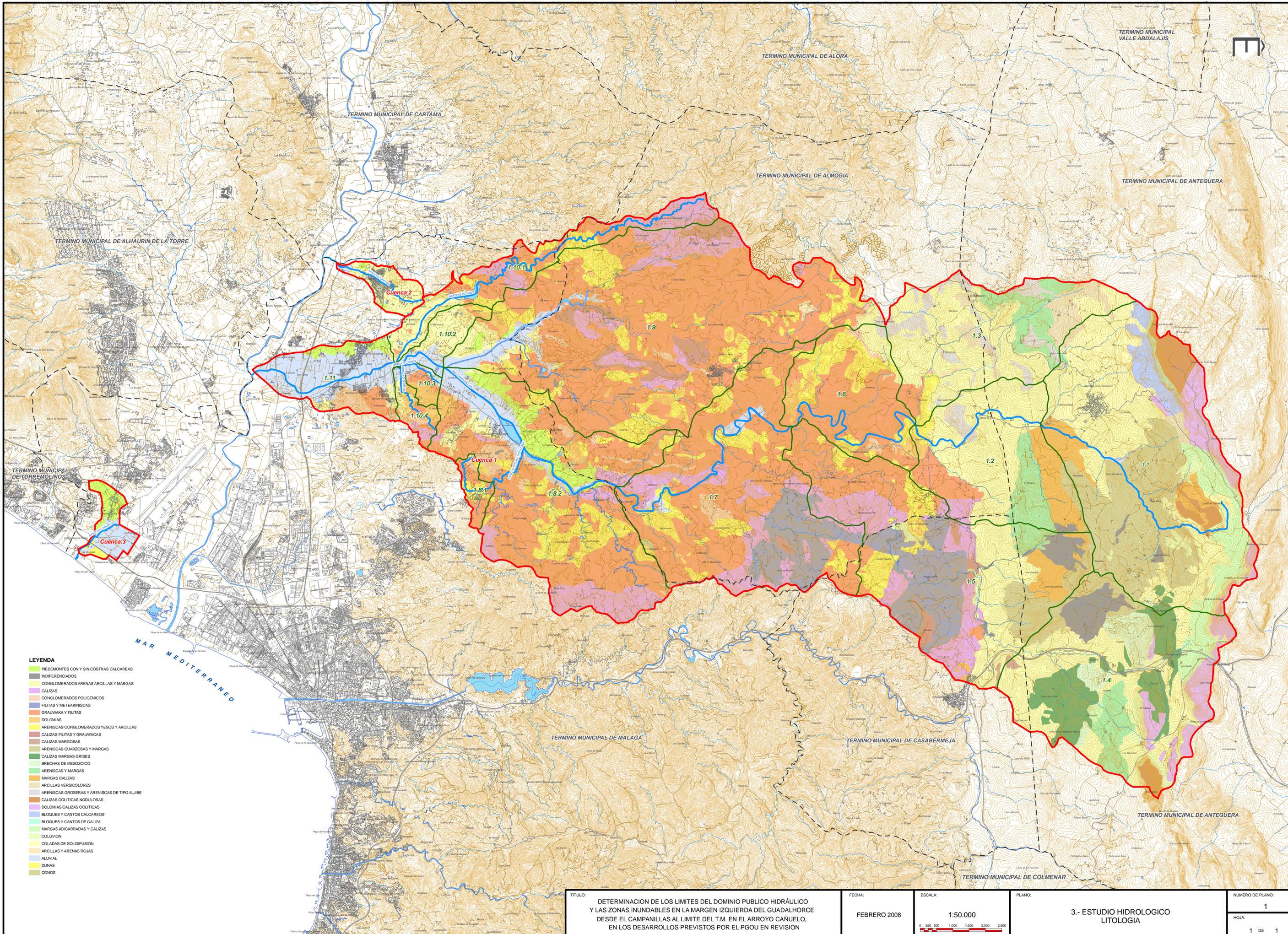
LITOLOGÍA	PERMEABILIDAD	CATEGORÍA
MARGAS ABIGARRADAS Y CALIZAS	Media	C
COLUVIÓN	Muy alta	A
COLADAS DE SOLIDIFLUXIÓN	Media	C
ARCILLAS Y ARENAS ROJAS	Alta	B
ALUVIAL	Muy alta	A
DUNAS	Muy alta	A
CONOS	Muy alta	A

En las figuras adjuntas y en el apéndice 2 se muestran los planos de litología y de permeabilidades superficiales.

Litología



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION



- LEYENDA**
- PIEDIMONTES CON Y SIN COSTRAS CALCAREAS
  - INDIFERENCIADOS
  - CONGLOMERADOS ARENAS ARCILLAS Y MARGAS
  - CALIZAS
  - CONGLOMERADOS POLIGENICOS
  - FILITAS Y METEORICAS
  - GRAUWAKA Y FILITAS
  - DOLOMITAS
  - ARENISCAS CONGLOMERADOS YESOS Y ARCILLAS
  - CALIZAS FILITAS Y GRAUWAKAS
  - CALIZAS MARGOSAS
  - ARENISCAS CUARZOSAS Y MARGAS
  - CALIZAS MARGAS GRISES
  - BRECHAS DE MESOZOICO
  - ARENISCAS Y MARGAS
  - MARGAS CALIZAS
  - ARCILLAS VERSICOLORES
  - ARENISCAS GROSERAS Y ARENICAS DE TIPO ALJIBE
  - CALIZAS OOLITICAS NODULOSAS
  - DOLOMITAS CALIZAS OOLITICAS
  - BLOQUES Y CANTOS CALCAREOS
  - BLOQUES Y CANTOS DE CALIZA
  - MARGAS ABIGARRADAS Y CALIZAS
  - COLLUVION
  - COLADAS DE SOLIDIFUSION
  - ARCILLAS Y ARENAS ROJAS
  - ALUVIAL
  - DUNAS
  - CONOS

TITULO: DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

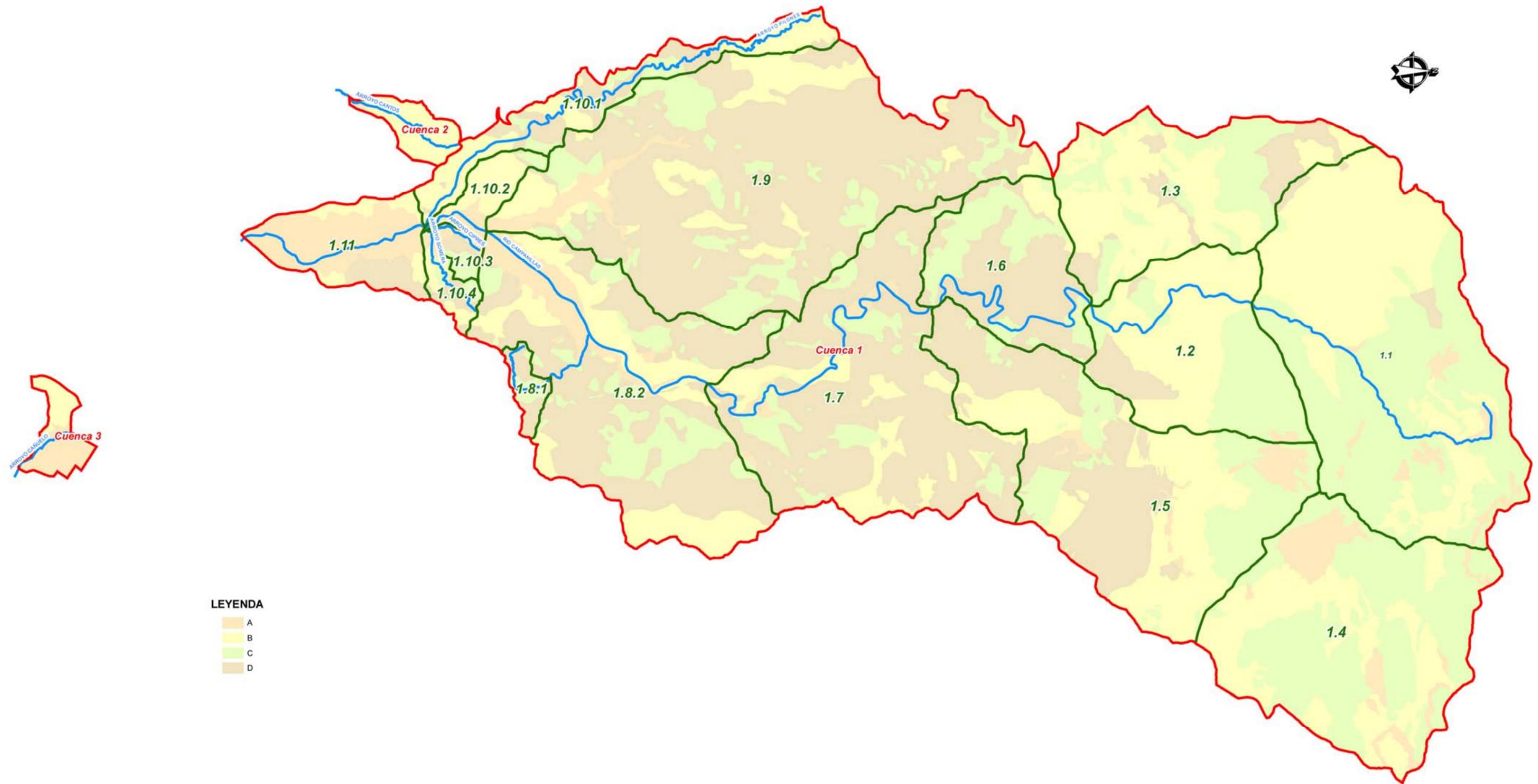
FECHA: FEBRERO 2008

ESCALA: 1:50.000  
 0 250 500 1.000 1.500 2.000 2.500

PLANO: 3.- ESTUDIO HIDROLOGICO LITOLOGIA

NUMERO DE PLANO: 1  
 HOJA: 1 DE 1

### Permeabilidad superficial



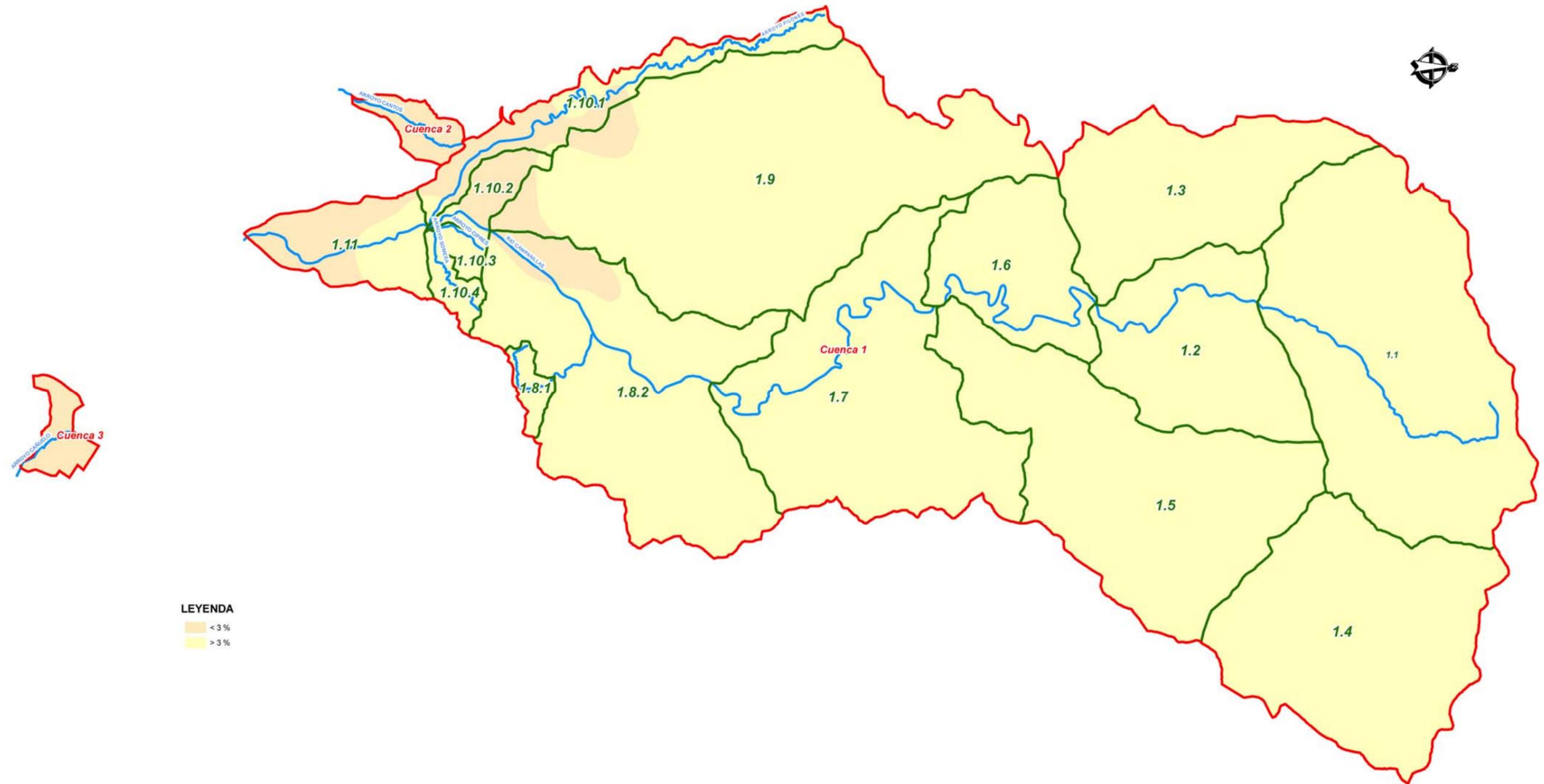
### 3.3.3.- Pendientes medias

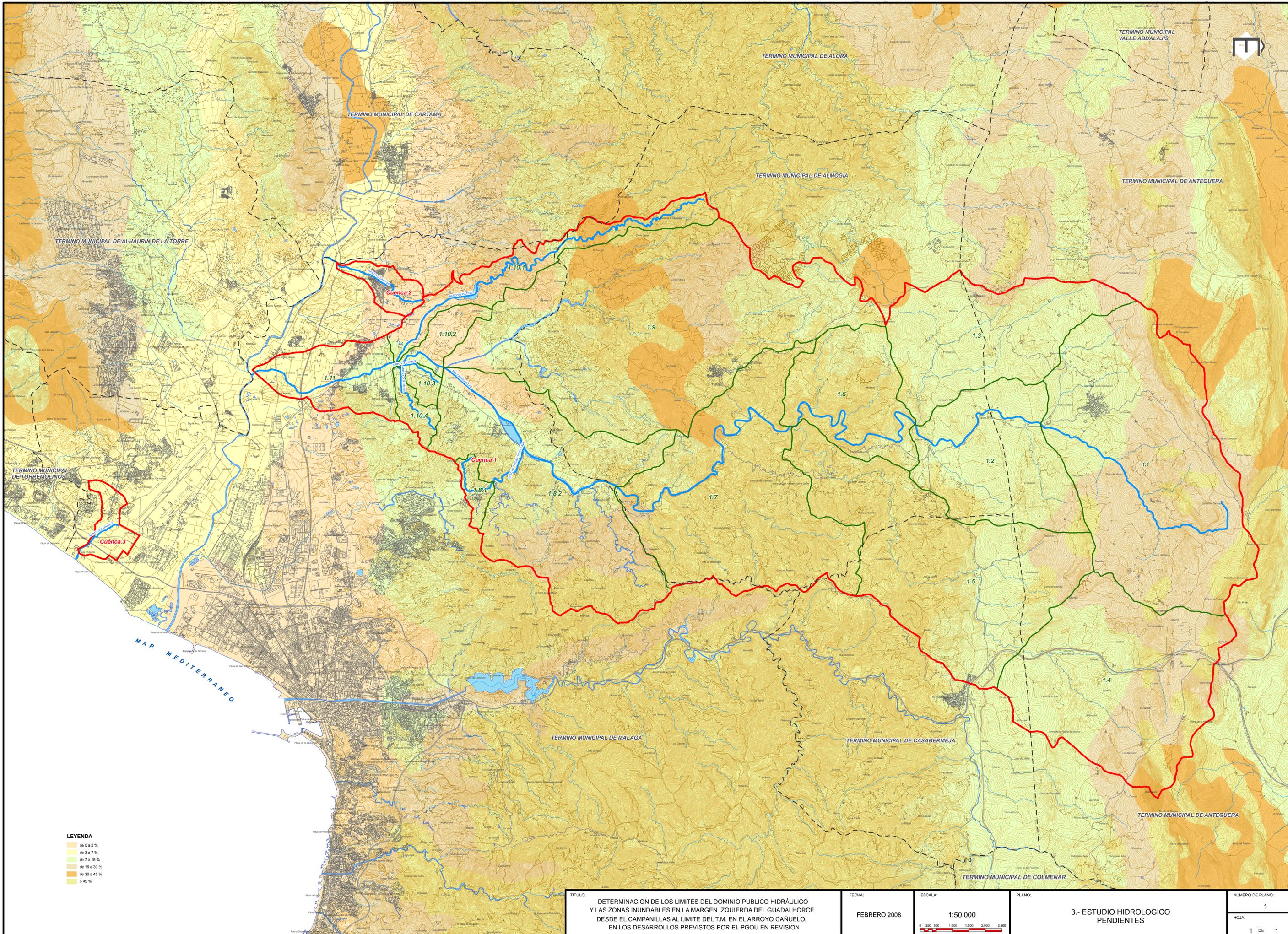
La pendiente es el tercer factor que actúa como condicionante de la respuesta del terreno frente a aguaceros. La incidencia de la pendiente presenta diversas facetas, siendo quizás las más importantes las relativas al control que ejerce sobre:

- El desarrollo de los suelos y, en consecuencia, su capacidad de retención de agua de lluvia, que es lógicamente mayor en las zonas llanas que en las inclinadas.
- La tasa de infiltración que, para suelos del mismo tipo, es mayor cuanto menor es la pendiente.
- La velocidad del flujo superficial en laderas y cauces y, por lo tanto, el tiempo de concentración de la cuenca.

La consideración de este parámetro se ha realizado por tratamiento de la cartografía vectorial a escala 1:10.000. En el tratamiento final de la información se ha tenido en cuenta solamente si la pendiente es superior o inferior al 3%, valor límite propuesto por la Instrucción para pasar de un tramo a otro en la determinación del umbral de escorrentía. En el caso del método del número de curva, el valor límite establecido es el 2%. Dicha información se muestra en la figura adjunta y en el apéndice 2.

Pendiente media del terreno





**LEYENDA**

Light yellow	de 0 a 2%
Yellow	de 3 a 7%
Light green	de 7 a 15%
Green	de 15 a 30%
Dark green	de 30 a 45%
Brown	> 45%

TITULO: DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRÁULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

FECHA: FEBRERO 2008

ESCALA: 1:50.000  
 0 250 500 1.000 1.500 2.000 2.500

PLANO: 3.- ESTUDIO HIDROLOGICO PENDIENTES

NUMERO DE PLANO: 1  
 HOJA: 1 DE 1

### **3.3.4.- Determinación del umbral de escorrentía**

Como ya se ha indicado anteriormente, los elementos esenciales que permiten cuantificar la intercepción, la retención, la infiltración y finalmente la escorrentía, son la permeabilidad del suelo, dependiente sobre todo de sus características litológicas y edafológicas, las características de la cubierta vegetal, esencialmente la vegetación y la forma de uso del terreno, y finalmente la pendiente media del terreno.

Por otra parte, es esencial también para la aplicación del método en una tormenta dada, el conocimiento del estado de saturación del suelo antes de dicha tormenta, a cuyos efectos se consideran tres condiciones características, denominadas respectivamente AMC I, II o III. De ellas, la condición I equivale a suelo muy seco, y no es en absoluto habitual en este tipo de estudios, ya que reduce extraordinariamente el coeficiente de escorrentía, situando los resultados del lado de la inseguridad. La condición tipo III representa la situación más adversa, caracterizada por una situación de cinco días de precipitaciones significativas previamente a la presentación de la tormenta de diseño. La condición del tipo II responde a una situación intermedia, equivalente a un estado medio de humedad con anterioridad a la presentación de la tormenta.

Una vez establecidos sobre la cartografía los límites de las áreas homogéneas en lo que se refiere a la combinación suelo/cubierta, se ha procedido a realizar una triple intersección de los planos de usos del suelo, permeabilidad y pendiente. En dicha intersección se han generado varios polígonos, a cada uno de los cuales le corresponde un umbral de escorrentía o un número de curva, en función del método que se esté aplicando. Dicho número está especificado en las tablas publicadas por la Instrucción de Drenaje y por el SCS, y quedan recogidas en la publicación del CEDEX "Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas".

En las tablas adjuntas se muestra la forma de asignar el parámetro correspondiente según el tipo de complejo suelo-vegetación, el estado de la cubierta vegetal, las labores agrícolas y la humedad del suelo. En cuanto a la cubierta vegetal, se establecen distintas clases en sus condiciones hidrológicas, con graduaciones de pobres a buenas para la infiltración.

Cuanto más denso es el cultivo, mejor es su condición hidrológica para la infiltración, y en consecuencia, menor es el valor del número representativo de la escorrentía. Y en cuanto a la forma de tratar la tierra, si la pendiente es superior al 2%, en el caso del SCS, y del 3% en el caso de la Instrucción, y las faenas agrícolas se ejecutan sin tener en cuenta la misma, la escorrentía será más elevada, mientras que si se labra por curvas de nivel o la pendiente es inferior al 2-3 %, la escorrentía será moderada, y si además, los cultivos se disponen en terrazas abiertas con buen drenaje y buena conservación del suelo, se favorecerá la infiltración.

El valor representativo de la escorrentía para cada subcuenca ha de ser único, por lo que se ha realizado una media ponderada de dicha característica en función del área de cada polígono individual que se generó anteriormente y que pertenecen a la misma subcuenca.

A continuación se exponen las tablas que permiten seleccionar el valor representativo de la escorrentía para los dos métodos utilizados.

En cualquier caso, en las cuencas en las que se ha aplicado el método de la Instrucción, se han seguido las recomendaciones de la Agencia Andaluza del Agua, no considerándose valores superiores a 20-25 mm para el umbral de escorrentía.

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	≥3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	≥3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	≥3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12

Nota: N: denota cultivo según las curvas de nivel.  
R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

**Obtención del umbral de escorrentía según la instrucción de drenaje.**

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Rotación de cultivos pobres	≥3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	≥3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	≥3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	≥3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, Monte bajo, etc.)	Muy clara	40	17	8	5	
	Clara	60	24	14	10	
	Media	*	34	22	16	
	Espesa	*	47	31	23	
	Muy espesa	*	65	43	33	
Notas: 1. N: denota cultivo según las curvas de nivel. R: denota cultivo según la línea de máxima pendiente. 2. *: denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida. 3. Las zonas abancaladas se incluirán entre las de pendiente menor del 3 por 100.						
Tipo de terreno	Pendiente (%)	Umbral de escorrentia (mm)				
Rocas permeables	≥3	3				
	<3	5				
Rocas impermeables	≥3	2				
	<3	4				
Firmes granulares sin pavimento		2				
Adoquinados		1,5				
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1				

**Obtención del umbral de escorrentía según la instrucción de drenaje (continuación).**

Cubierta del Suelo		Número correspondiente a los grupos hidrológicos del suelo				
Clase	Laboreo	Condiciones Hidrológicas para la infiltración	A	B	C	D
barbecho y c. herbáceos de secano	-	-	77	86	91	94
Cultivos leñosos	R	Pobres	72	81	88	91
	R	Buenas	67	78	85	89
	C	Pobres	70	79	84	88
	C	Buenas	65	75	82	86
	C-T	Pobres	66	74	80	82
Huertos	C-T	Buenas	62	71	78	81
	R	Pobres	65	76	84	88
	R	Buenas	63	75	83	87
	C	Pobres	63	74	82	85
	C	Buenas	61	73	81	84
Otros cultivos herbáceos en regadío	C-T	Pobres	61	72	79	82
	C-T	Buenas	59	70	78	81
	R	Pobres	66	77	84	88
	R	Buenas	58	72	81	85
	C	Pobres	64	75	83	85
Pastizales (prados naturales)	C	Buenas	55	69	78	83
	C-T	Pobres	63	73	80	83
	C-T	Buenas	51	67	76	80
	-	Pobres	68	79	86	89
	-	Regulares	49	69	79	84
Prados permanentes	-	Buenas	39	61	74	80
	-	Pobres	47	67	81	88
	C	Regulares	25	59	75	83
	C	Buenas	6	35	70	79
	-	-	30	58	71	78
Montes con pastos (ganadero-forestal)	-	Pobres	45	66	77	83
	-	Regulares	36	60	73	79
	-	Buenas	25	55	70	77
Bosques (forestales)	-	Muy Pobres	56	75	86	91
	-	Pobres	46	68	78	84
	-	Regulares	36	60	70	76
	-	Buenas	26	52	63	69
	-	Muy Buenas	15	44	54	61
caserio	-	-	59	74	82	86
camino tierra	-	-	72	82	87	89
camino firme	-	-	74	84	90	92

Obtención del número de curva según el SCS, en AMC II.

Los coeficientes empleados en nuestro caso, extraídos de las tablas anteriores, han sido los siguientes:

- Para el caso del método propuesto por la Instrucción de Drenaje, los umbrales iniciales de escorrentía adoptados, antes de aplicar el coeficiente corrector, han sido los siguientes:

UMBRAL DE ESCORRENTÍA						
CÓDIGO	A	B	C	D	PTE	USO
CI	24	15	9	7	>3%	Cítricos
	25	19	14	11	<3%	
CN	25	24	14	10	>3%	Coníferas
	25	24	14	10	<3%	
FP	25	24	14	10	>3%	Formaciones riparias
	25	24	14	10	<3%	
FR	24	15	9	7	>3%	Frutales regadío
	25	19	14	11	<3%	
FS	24	15	9	7	>3%	Frutales secano
	25	19	14	11	<3%	
HR	25	18	11	9	>3%	Herbáceos regadío
	25	21	14	12	<3%	
HS	25	18	11	9	>3%	Herbáceos secano
	25	21	14	12	<3%	
IM	1.0	1.0	1.0	1.0	>3%	Improductivo
	1.0	1.0	1.0	1.0	<3%	
M-OV	25	17	8	5	>3%	Matorral-Otros vuelles
	25	17	8	5	<3%	
MA	25	17	8	5	>3%	Matorral
	25	17	8	5	<3%	
OF	24	15	9	7	>3%	Olivar-Frutal
	25	19	14	11	<3%	

UMBRAL DE ESCORRENTÍA						USO
CÓDIGO	A	B	C	D	PTE	
OR	24	15	9	7	>3%	Olivar-Regadío
	25	19	14	11	<3%	
OS	24	15	9	7	>3%	Olivar-Secano
	25	19	14	11	<3%	
P-OV	24	14	8	6	>3%	Pastizal-Otros vuelos
	25	20	12	7	<3%	
PA	24	14	8	6	>3%	Pastizal
	25	20	12	7	<3%	
Q-M	25	24	14	10	>3%	Quercíneas-Matorral
	25	24	14	10	<3%	
Q-P	25	24	14	10	>3%	Quercíneas-Pastizal
	25	24	14	10	<3%	
VI	25	15	9	7	>3%	Viñedos
	25	19	14	11	<3%	
ZT	24	15	9	7	>3%	Talas y cortas
	25	19	14	11	<3%	
AE	2	2	2	2	>3%	Áreas de expansión
	2	2	2	2	<3%	
AA	25	24	14	10	>3%	Árboles
	25	24	14	10	<3%	
ME	24	15	9	7	>3%	Mezclas
	25	19	14	11	<3%	
SV	3	3	3	3	>3%	Sin vegetación
	3	3	3	3	<3%	
ST	24	15	9	7	>3%	Subtropicales
	25	19	14	11	<3%	

- Para el caso del método del número de curva (en el caso de la cuenca del río Campanillas) se han tenido en cuenta los siguientes criterios:

- \* Dentro de los cultivos alineados con condiciones hidrológicas buenas, se han incluido todos los cultivos leñosos (frutales de secano, cítricos, olivos y viñedos)
- \* Dentro de los cultivos densos con condiciones hidrológicas buenas, se incluyen frutales de regadío y los cultivos herbáceos
- \* El pastizal mediterráneo se ha incluido dentro de los pastizales con condiciones hidrológicas regulares.
- \* Dentro de los montes con pastos con condiciones hidrológicas pobres se incluye el matorral.
- \* Dentro de los bosques con condiciones hidrológicas regulares se han incluido las zonas cartografiadas como formaciones arbóreas de coníferas y quercíneas.
- \* Dentro de los bosques con condiciones hidrológicas muy buenas se han incluido las zonas improductivas que se corresponden con cauces naturales o formaciones riparias.
- \* A las zonas improductivas correspondientes a áreas pavimentadas y núcleos urbanos se les ha incluido dentro de superficies impermeables.
- \* Las zonas sin vegetación se han incluido dentro de las superficies recientemente catalogadas.
- \* Las talas y cortas se han considerado espacios abiertos con malas condiciones de cubierta (>50%).

\* Para determinar los valores del número de curva se han considerado características hidrológicas tipo R (es decir, las faenas agrícolas se ejecutan sin tener en cuenta la pendiente), ya que la mayoría de las pendientes de la cuenca son mayores al 2%. Como dichas pendientes medias oscilan entre el 2 y el 45%, se ha considerado un “coeficiente de minoración” del número de curva para tener en cuenta esta gran oscilación y para asemejar el modelo lo más posible a la realidad, de modo que se afecte al número de curva de la siguiente manera:

PENDIENTE MEDIA	NÚMERO DE CURVA CORREGIDO
>45%	CN'= CN
30-45%	CN'= CN * 0.98
15-30%	CN'= CN * 0.96
7-15%	CN'= CN * 0.94
3-7%	CN'= CN * 0.94

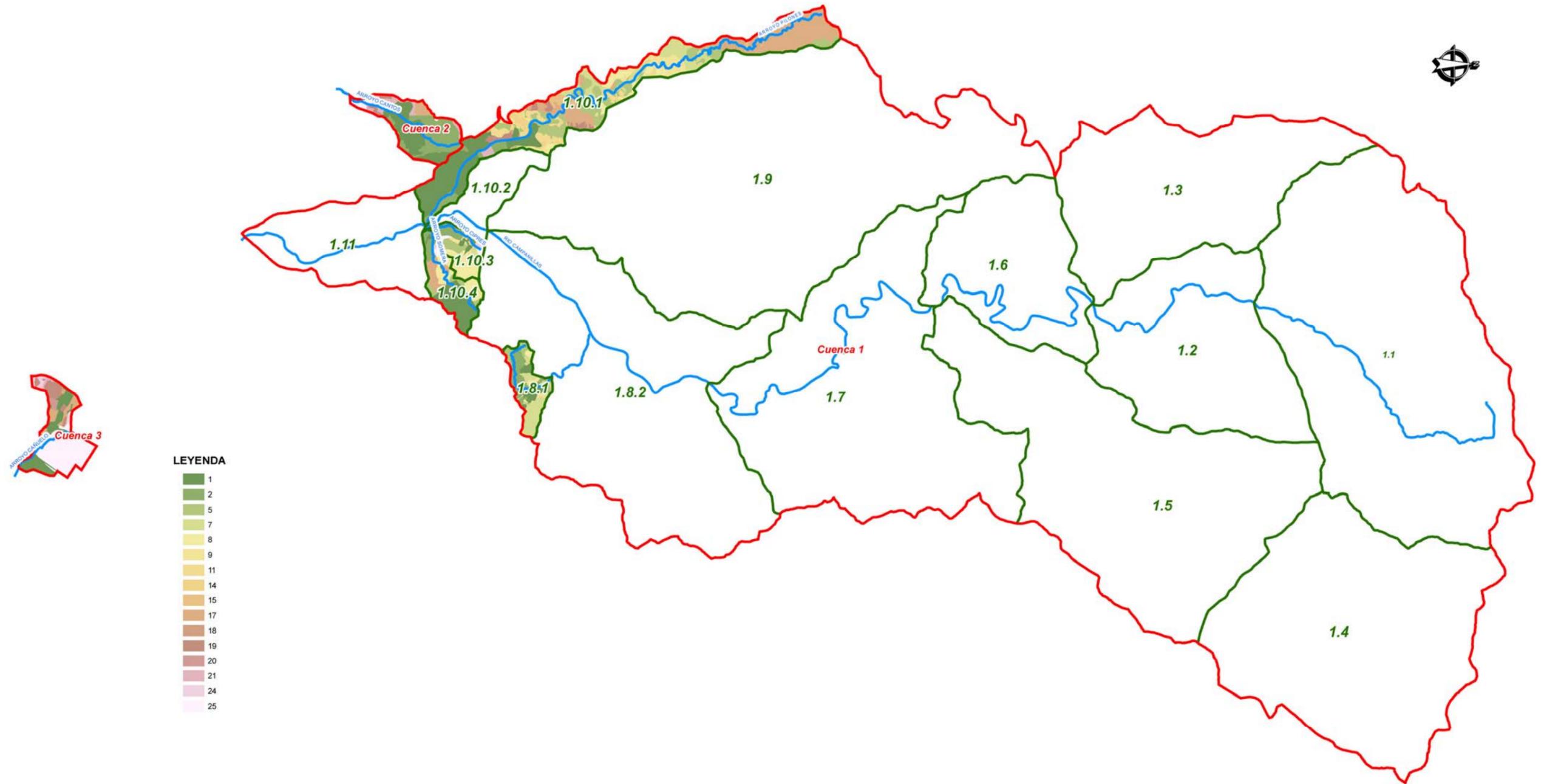
Teniendo en cuenta todos los factores anteriormente expuestos se obtienen las siguientes tablas de número de curva para cada una de las condiciones de humedad:

NÚMERO DE CURVA CONDICIONES HUMEDAD II					
CÓDIGO	A	B	C	D	USO
CI	67	78	85	89	Cítricos
CN	36	60	70	76	Coníferas
FP	15	44	56	61	Formaciones riparias
FR	58	72	81	85	Frutales regadío
FS	67	78	85	89	Frutales secano
HR	58	72	81	85	Herbáceos regadío
HS	58	72	81	85	Herbáceos secano
IM	98	98	98	98	Improductivo

NÚMERO DE CURVA CONDICIONES HUMEDAD II					
CÓDIGO	A	B	C	D	USO
M-OV	45	66	77	83	Matorral-Otros vuelos
MA	45	66	77	83	Matorral
OF	67	78	85	89	Olivar-Frutal
OR	67	78	85	89	Olivar-Regadío
OS	67	78	85	89	Olivar-Secano
P-OV	49	69	79	84	Pastizal-Otros vuelos
PA	49	69	79	84	Pastizal
Q-M	36	60	72	77	Quercíneas-Matorral
Q-P	43	65	76	80	Quercíneas-Pastizal
VI	67	78	85	89	Viñedos
ZT	69	79	86	89	Talas y cortas
AE	95	95	95	95	Áreas de expansión
AA	36	60	70	76	Árboles
ME	85	93	97	98	Mezclas
SV	92	97	98	99	Sin vegetación
ST	85	93	97	98	Subtropicales

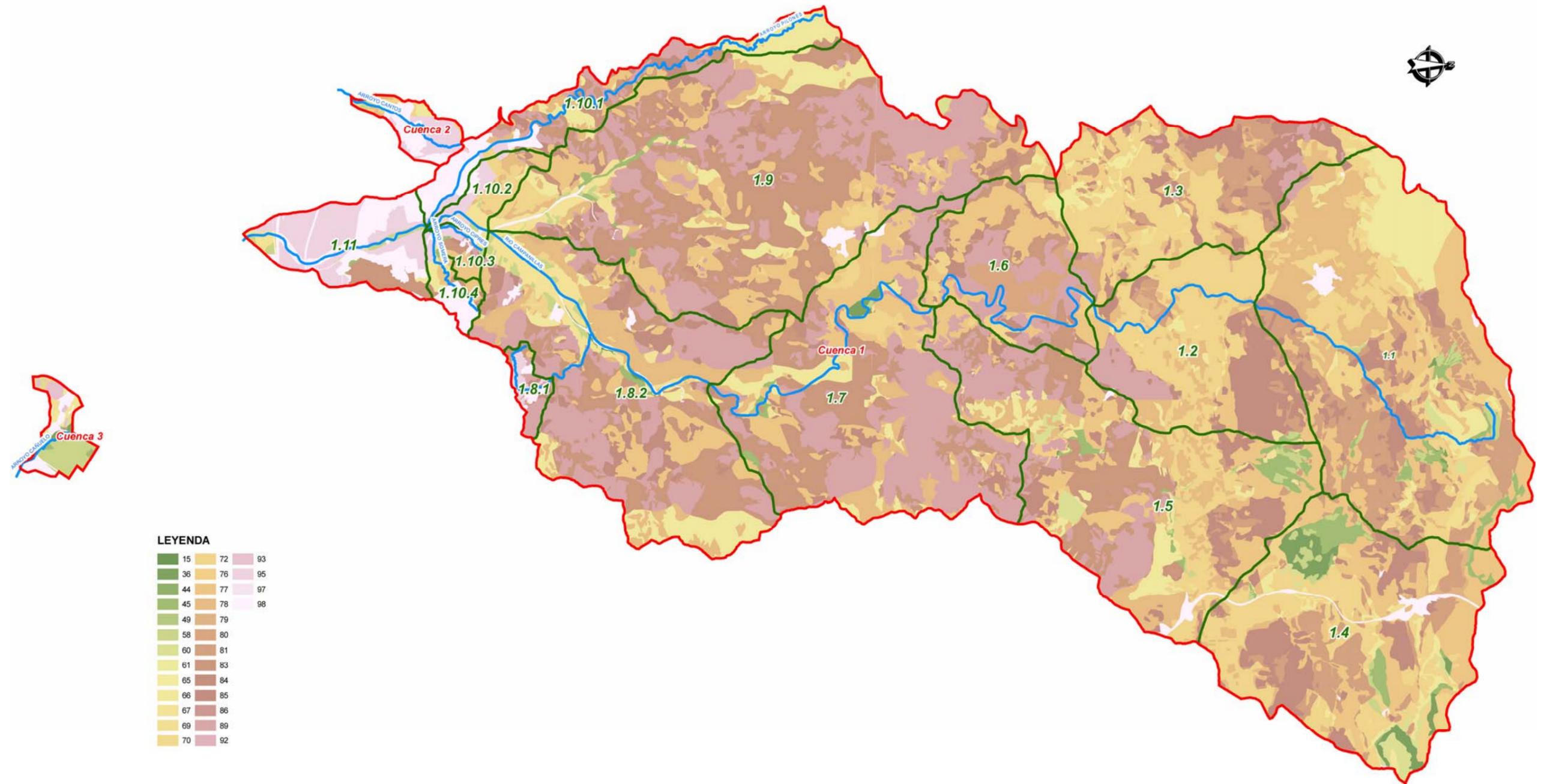
Las siguientes figuras muestran la intersección entre los mapas temáticos considerados: uso del suelo, pendiente y permeabilidad superficial, es decir, el valor del umbral de escorrentía sin corregir o del número de curva, en su caso.

Intersección entre el uso del suelo, pendiente y permeabilidad. Umbral de escorrentía



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

Intersección entre el uso del suelo, pendiente y permeabilidad. Número de curva



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

El último paso es obtener el umbral de escorrentía o número de curva ponderado para cada subcuenca, que se empleará finalmente para el cálculo del caudal en cada caso.

Los resultados finales obtenidos tras la ponderación areal de cada polígono individual identificado para cada subcuenca ha sido la siguiente:

CUENCA	NUMERO DE CURVA CN
1.1	75
1.2	78
1.3	77
1.4	73
1.5	78
1.6	82
1.7	82
1.8	81
1.9	82
1.10.1	82
1.10.2	80.70
1.10.3	81.30
1.10.4	86.40
1.11	92.30

CUENCA			UMBRAL DE ESCORRENTÍA Po (mm)
1	1.8	C1.8.1	4.90
	1.10	C1.10.1	9.10
		C1.10.3	8.20
		C1.10.4	5.90
2	2	C2	6.30
3	3	C3	17.60

### 3.4.- PRECIPITACION DE DISEÑO

#### 3.4.1.- Introducción

La estimación de la avenida de diseño necesita de un estudio pluviométrico que determine a nivel diario y horario los aguaceros probables para diferentes períodos de retorno dados. Los trabajos realizados en este caso han consistido en:

- Estudio de precipitaciones máximas diarias.
- Definición del aguacero de diseño.
- Establecimiento de las intensidades máximas.

Para ello, ha sido necesario realizar las siguientes tareas:

- Identificar las estaciones pluviométricas existentes en la zona de influencia del estudio.
- Recopilar y depurar los datos de lluvia existentes en dichas estaciones.
- Analizar estadísticamente los registros.
- Trazar las isolíneas de igual precipitación.

El estudio de las precipitaciones máximas diarias se ha llevado a cabo a partir de los registros existentes en las estaciones meteorológicas ubicadas en el interior o en las proximidades de las cuencas estudiadas. Los registros de precipitaciones máximas han sido obtenidos del Instituto Nacional de Meteorología. En la tabla que se incluye a continuación se adjunta el código de la estación, el nombre de la misma, el tipo de estación (P o TP, si se trata de una estación pluviométrica o termopluviométrica respectivamente), las coordenadas geográficas (longitud y latitud), la altura de la estación, y el periodo para el que existen series de datos.

CODIGO	NOMBRE	TIPO	GEOGRAFICAS		COTA (m)	PERÍODO
			LAT	LONG		
6145	ALJAIMA	P	36°44'05"N	04°40'22"W	50	1955-2004
6152E	ANTEQUERA 'CORTIJO ROBLEDO'	TP	36°56'30"N	04°25'2"W	700	1970-2002
6153	ALMOGIA	P	36°49'35"N	04°32'27"W	365	1949-2004
6154	ALMOGIA LOS LLANES	P	36°49'10"N	04°29'57"W	130	1961-2004
6155A	MALAGA 'AEROPUERTO'	TP	36°40'00"N	04°29'17"W	7	1942-2004
6157	CASABERMEJA	P	36°53'30"N	04°25'47"W	540	1962-2005
6160	CASABERMEJA VENTA PINEDA	P	36°52'20"N	04°27'37"W	695	1966-2005
6170	PANTANO DEL AGUJERO	P	36°46'25"N	04°25'57"W	100	1961-2005

Se han considerado estas estaciones, por cumplir con los siguientes condicionantes o combinación de ellos:

- Estar relativamente próximas a la zona por donde discurrirá la traza.
- Tener series de datos superiores o iguales a 15 años.
- Permitir el relleno de lagunas o la ampliación de las series de datos debido a su homogeneidad y buena correlación.

En el apéndice 1.3 se incluye un plano con la situación de las estaciones meteorológicas consideradas. El listado con los valores de precipitación máxima en 24 horas para las estaciones consultadas, se encuentra en el apéndice 1.4. A continuación no obstante se incluye un resumen anual de precipitaciones máximas diarias, según los datos disponibles en el Instituto Nacional de Meteorología.

**Datos disponibles de precipitaciones máximas en 24 horas**

AÑO	ESTACION							
	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
1943								68.0
1944								44.8
1945								79.0
1946								85.8
1947								86.0
1948								34.0
1949								53.0
1950								36.0
1951								42.0
1952								35.0
1953		82.6						75.0
1954		42.0						37.0
1955	249.2	193.6						71.0
1956	47.0							104.4
1957	45.0							313.0
1958								60.9
1959	45.0	47.8						90.0
1960	50.0							60.0
1961	78.0		43.7			67.0		73.1
1962	75.0	151.2	89.3			75.0		97.2
1963	90.0	88.1	101.0			51.0		68.7
1964	98.0							46.5
1965	52.5		39.5	40.0		38.0		51.5
1966	35.0	76.1	49.0	40.3		34.0		52.0
1967	60.5		89.8	99.0	85.0			62.0
1968	45.0	56.6	52.3	51.5	46.2	58.5		53.0
1969	83.0	86.2		92.0				151.0
1970	52.0	85.0	56.4	42.0	45.0	59.0		92.6
1971	86.0	58.0	33.6	50.0	63.0	55.5	37.1	76.0
1972	58.0		39.0		41.0		42.6	54.0
1973				64.0	50.0		54.1	69.8
1974		37.9	33.1	30.0	28.5	48.0	30.4	72.5

AÑO	ESTACION							
	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
1975		39.7	50.1	55.0	39.5	53.0	40.9	55.5
1976	42.0	111.0	78.7	90.0			60.5	76.6
1977	45.0	41.0	40.5		34.5		36.5	48.4
1978	35.0		55.1		80.0		49.1	93.8
1979	73.0		91.2		96.0	81.4	48.4	121.5
1980			83.0					59.2
1981	35.0		31.2		33.3	30.0		34.2
1982	46.0		95.0		102.0	88.4		147.1
1983	55.5	69.9	76.0		76.0	80.7	44.6	82.9
1984	77.5		60.0		62.0	89.0	50.3	126.6
1985						27.8		28.7
1986	98.0	85.5	51.0		88.0		43.1	62.8
1987	83.5	89.7	84.5		86.5	50.0	95.4	73.4
1988	69.0		49.5		45.0		44.4	38.6
1989		115.5					159.4	140.2
1990	38.5						35.6	36.6
1991								57.2
1992					40.0	38.0	34.6	37.2
1993	56.5	48.5			71.7		44.2	32.6
1994	42.5	27.5	44.9		58.5	102.4	43.1	97.3
1995		71.6			50.8		46.3	63.6
1996		66.0	57.5	90.5	90.0	47.0	76.0	66.3
1997	99.0		73.5		103.5		78.7	83.0
1998		61.0					80.4	92.2
1999	41.5	37.0	27.0	37.0	26.5	35.5	46.8	41.4
2000		74.2			77.0		68.2	77.9
2001	50.0	60.0	105.0		62.5	52.0	62.4	53.5
2002	42.0	37.5	54.0	59.0	46.0	56.0		69.4
2003	90.0	62.0	55.5	65.0				84.9
2004								102.1
2005								

Para poder realizar un tratamiento homogéneo de la información, se ha realizado una labor de relleno de lagunas, para poder contar así con series continuas de datos.

Se ha llevado a cabo por tanto un análisis de las series de datos, comprobando su homogeneidad, según los criterios establecidos por el Instituto Nacional de Meteorología en una publicación llamada Estadística (Aplicada a la Hidrometeorología).

Los criterios estadísticos para la reducción y homogeneización de serie de datos son por tanto los siguientes:

Se parte de una estación completa A que suministra buenos datos y otra incompleta B con carencia de algunos datos. La serie A tiene datos de n años = n<sub>1</sub> + n<sub>2</sub> siendo n<sub>1</sub> el número de años que la estación B tiene datos. Se quiere conocer si B es homogénea con A y en su caso ampliarla, rellenar lagunas o corregir datos. A partir de ahora denominaremos a cada uno de los datos de la estación A, A<sub>i</sub> y a cada uno de los datos de la estación B, B<sub>i</sub>.

Para aceptar la estación A como patrón se debe cumplir la relación:

$$\frac{\sum (b_i - \lambda a_i)^2}{\sum b_i^2} < 1$$

donde:

$$\lambda = \frac{\sum B_i}{\sum A_i}$$

Desarrollando y simplificando obtenemos que:

$$m = \frac{\sum a_i b_i}{\sum a_i^2} > \frac{\lambda}{2}$$

Los datos de lluvia ausentes en la estación B serán los de la estación A multiplicados por el coeficiente λ, siempre que se cumpla la expresión anterior.

Por último se ha estudiado la existencia de una posible correlación lineal entre estaciones, es decir, se ha analizado la posibilidad de que los datos o variables puedan adaptarse a una línea recta. Correlación es la medida de la dependencia entre los valores o datos pertenecientes a una determinada variable.

El coeficiente de correlación responde a la fórmula:

$$r = \frac{\sum (y_i - \bar{y})(x_i - \bar{x})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} = \frac{\sum x_i y_i - N \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{(\sum x_i^2 - N \bar{x}^2)(\sum y_i^2 - N \bar{y}^2)}} = \frac{N \sum x_i y_i - N \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{(N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2)(N \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2)}}$$

Según Chaddock, si el coeficiente de correlación es inferior a 0,3 existe entre los datos poca relación y de significado dudoso. Entre 0,3 y 0,5 la relación es moderada; entre 0,5 y 0,7 la relación es aceptable; entre 0,7 y 0,9 la relación es estrecha y entre 0,9 y 1 la relación es muy estrecha.

La recta de correlación será de la forma  $y = mx + n$  siendo:

$$m = \frac{N \sum (x_i y_i) - \sum x_i \sum y_i}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

$$n = \frac{N \sum (x_i y_i) - \sum x_i y_i}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

En el apéndice 1.4 se incluyen los cálculos realizados para el relleno de lagunas. En todos los casos se ha empleado como estación patrón la estación 6155A Málaga 'Aeropuerto', por ser la que dispone de una serie de datos más larga y más fiable. Para el resto se observa que se cumplen los criterios de dependencia.

Los resultados obtenidos para la precipitación máxima en 24 horas, una vez rellenadas las lagunas, se resumen en la siguiente tabla:

**Datos rellenados de precipitaciones máximas en 24 horas**

AÑO	ESTACION							
	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
1943								68.0
1944								44.8
1945								79.0
1946								85.8
1947								86.0
1948								34.0
1949								53.0
1950								36.0
1951								42.0
1952								35.0
1953		82.6						75.0
1954		42.0						37.0
1955	249.2	193.6						71.0
1956	47.0	101.9						104.4
1957	45.0	305.4						313.0
1958	49.4	120.0						60.9
1959	45.0	47.8						90.0
1960	50.0	58.5						60.0
1961	78.0	121.5	43.7			67.0		73.1
1962	75.0	151.2	89.3			75.0		97.2
1963	90.0	88.1	101.0			51.0		68.7
1964	98.0	45.4	52.8			51.5		46.5
1965	52.5	50.3	39.5	40.0		38.0		51.5
1966	35.0	76.1	49.0	40.3		34.0		52.0
1967	60.5	71.1	89.8	99.0	85.0	82.0		62.0
1968	45.0	56.6	52.3	51.5	46.2	58.5		53.0

AÑO	ESTACION							
	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
1969	83.0	86.2	125.8	92.0	131.3	119.0		151.0
1970	52.0	85.0	56.4	42.0	45.0	59.0		92.6
1971	86.0	58.0	33.6	50.0	63.0	55.5	37.1	76.0
1972	58.0	52.7	39.0	45.5	41.0	51.0	42.6	54.0
1973	56.6	68.1	58.1	64.0	50.0	55.0	54.1	69.8
1974	60.0	37.9	33.1	30.0	28.5	48.0	30.4	72.5
1975	45.0	39.7	50.1	55.0	39.5	53.0	40.9	55.5
1976	42.0	111.0	78.7	90.0	66.6	60.4	60.5	76.6
1977	45.0	41.0	40.5	40.8	34.5	55.0	36.5	48.4
1978	35.0	91.5	55.1	79.0	80.0	120.0	49.1	93.8
1979	73.0	118.6	91.2	102.4	96.0	81.4	48.4	121.5
1980	49.2	57.8	83.0	49.9	70.0	58.0	45.9	59.2
1981	35.0	33.4	31.2	28.8	33.3	30.0	26.5	34.2
1982	46.0	143.5	95.0	123.9	102.0	88.4	114.0	147.1
1983	55.5	69.9	76.0	69.8	76.0	80.7	44.6	82.9
1984	77.5	123.5	60.0	106.7	62.0	89.0	50.3	126.6
1985	28.0	29.0	33.0	40.5	42.5	27.8	22.3	28.7
1986	98.0	85.5	51.0	52.9	88.0	54.6	43.1	62.8
1987	83.5	89.7	84.5	61.8	86.5	50.0	95.4	73.4
1988	69.0	67.5	49.5	32.5	45.0	77.5	44.4	38.6
1989	180.0	115.5	160.0	118.1	121.9	135.8	159.4	140.2
1990	38.5	39.5	30.5	30.8	31.8	42.5	35.6	36.6
1991	69.0	55.8	58.0	67.0	72.5	60.1	44.3	57.2
1992	43.0	36.3	33.5	40.0	40.0	38.0	34.6	37.2
1993	56.5	48.5	70.0	78.0	71.7	40.0	44.2	32.6
1994	42.5	27.5	44.9	82.0	58.5	102.4	43.1	97.3
1995	68.0	71.6	81.5	65.0	50.8	50.1	46.3	63.6
1996	72.0	66.0	57.5	90.5	90.0	47.0	76.0	66.3
1997	99.0	81.0	73.5	104.0	103.5	65.4	78.7	83.0
1998	74.8	61.0	76.8	77.7	80.2	77.0	80.4	92.2
1999	41.5	37.0	27.0	37.0	26.5	35.5	46.8	41.4

AÑO	ESTACION							
	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
2000	63.2	74.2	76.0	90.0	77.0	61.4	68.2	77.9
2001	50.0	60.0	105.0	59.5	62.5	52.0	62.4	53.5
2002	42.0	37.5	54.0	59.0	46.0	56.0		69.4
2003	90.0	62.0	55.5	65.0	82.0	73.0		84.9
2004	82.8	99.6	85.0	86.0	88.8	113.8		102.1

En el anterior proceso de relleno de lagunas, se han tenido en cuenta a parte de los criterios estadísticos, los datos disponibles para los años incompletos, de forma que si para un año incompleto el valor obtenido según los criterios de relleno es inferior a los registros de ese año, se toma el mayor de los registros anotados para el año incompleto.

Con los anteriores valores, se ha procedido a realizar el ajuste estadístico de las diferentes distribuciones extremas propuestas, según el apartado que se incluye a continuación.

**3.4.2.- Estimación de la precipitación para diferentes períodos de retorno**

Para estimar la lluvia correspondiente a un determinado período de retorno, la metodología de trabajo empleada se basa, fundamentalmente, en un ajuste de la ley de distribución de frecuencias a la serie anual disponible de valores máximos diarios, obteniéndose como resultado los valores extremos que cabría esperar para distintos períodos de retorno.

Existen diversas funciones de distribución de frecuencias para analizar estadísticamente las series de valores extremos, pero no hay una base teórica firme que apoye el uso exclusivo de una determinada. De entre ellas, las distribuciones de valores extremos más citadas en la bibliografía científica son: TCEV, GEV, LP3, GUMBEL y SQRT – ET<sub>MAX</sub>. En este trabajo se han empleado únicamente las funciones Gumbel, SQRT-ET<sub>MAX</sub>, y LP3. La función GUMBEL ha resultado ser propensa a infraestimar los períodos de retornos altos, mientras que la función SQRT-ET<sub>MAX</sub> ha presentado valores superiores para períodos de retorno elevados. Por el contrario la función LP3 no ha presentado ajustes estables. En este último caso, valores elevados en los datos observados, producen un ajuste final desproporcionado para períodos de retorno altos, dado el elevado peso específico que adquieren las observaciones más extremas.

A continuación se resume la expresión matemática de la función de distribución, F(x), la función de densidad, f(x), y el dominio de definición de la variable independiente, x, y de los diferentes parámetros de las funciones propuestas:

$$\begin{aligned} &\text{Gumbel } (\alpha, \beta) \\ &F(x) = e^{-e^{\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}} \\ &f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\left[\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right) + e^{-\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}\right]} \\ &-\infty < x < +\infty \quad ; \quad \beta > 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{SQRT – ET}_{\text{MAX}}(\alpha, \beta) \\ &F(x) = e^{-\left[\beta(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}\right]} \\ &f(x) = \frac{\alpha}{2} \beta e^{-\left[\sqrt{\alpha x} + \beta(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}\right]} \\ &x \geq 0 \quad ; \quad \alpha > 0 \quad ; \quad \beta > 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{LP3 } (\alpha, \beta, \gamma) \\ &F(x) = \frac{1}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \int_{e^\alpha}^x \frac{1}{x} e^{-\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1} dx \\ &f(x) = \frac{\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1}}{x \cdot \beta \cdot \Gamma(\gamma)} e^{-\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)} \\ &x \geq e^\alpha \quad ; \quad \beta > 0 \quad ; \quad \gamma > 0 \end{aligned}$$

El siguiente paso en el análisis ha consistido en estimar el valor de los parámetros de cada una de las distribuciones teóricas propuestas, y ver si éstas se ajustan a la distribución histórica. Pero antes de proceder a realizar dicho análisis se ha supuesto que la serie es homogénea, es decir, todas las observaciones son independientes y la serie es una muestra extraída de una única población.

Para el cálculo de los parámetros pueden utilizarse dos métodos principalmente: el método de los momentos o el de máxima verosimilitud. El primero de ellos es, en general, más rápido de aplicar, pero debido a que no se han eliminado datos que pudieran ser anómalos, se puede producir una mala estimación de los parámetros a causa del gran peso de datos excéntricos, por lo que se ha preferido utilizar el método de máxima verosimilitud a expensas de un mayor tiempo de cómputo, pero dicho tiempo compensa con creces una mejor estimación de los parámetros.

Este método se basa en hacer máxima la probabilidad conjunta,  $L$ , de obtener una muestra de  $n$  valores independientes de una variable  $X(x_1, x_2, \dots, x_n)$  partiendo de la función de densidad de una observación  $X_i$   $P(X_i | \alpha, \beta, \lambda, \dots)$ , siendo  $\alpha, \beta, \lambda, \dots$ , los parámetros de la distribución:

$$L = \prod_{i=1}^{i=n} P(X_i | \alpha, \beta, \lambda, \dots)$$

Esta función, conocida como verosimilitud, se hace máxima para los valores de los parámetros. Para hallar tal máximo se calcula, si existe, la derivada de dicha función y se hallan los valores de los parámetros que anulen dicha derivada. Cuando su resolución no sea fácilmente computable, o si el cálculo de la derivada no es posible, por no existir, se utiliza un método de optimización con restricciones y que no necesite el cálculo de derivadas.

Con tal fin, se ha empleado para realizar el ajuste un programa propio desarrollado en Mathematica. Seguidamente se procede a mostrar el logaritmo neperiano de la función de verosimilitud de las distribuciones teóricas propuestas, el cual habrá que maximizar para obtener una adecuada estimación de los parámetros. Esto es posible debido a que dichos parámetros hacen máximo tanto a la función de verosimilitud como a su logaritmo neperiano.

$$\text{Gumbel } (\alpha, \beta): \ln L = \sum_{\forall_i} \ln f(x_i) = - \sum_{\forall_i} \left[ \left( \frac{x_i - \alpha}{\beta} \right) + e^{-\left( \frac{x_i - \alpha}{\beta} \right)} + \ln \beta \right]$$

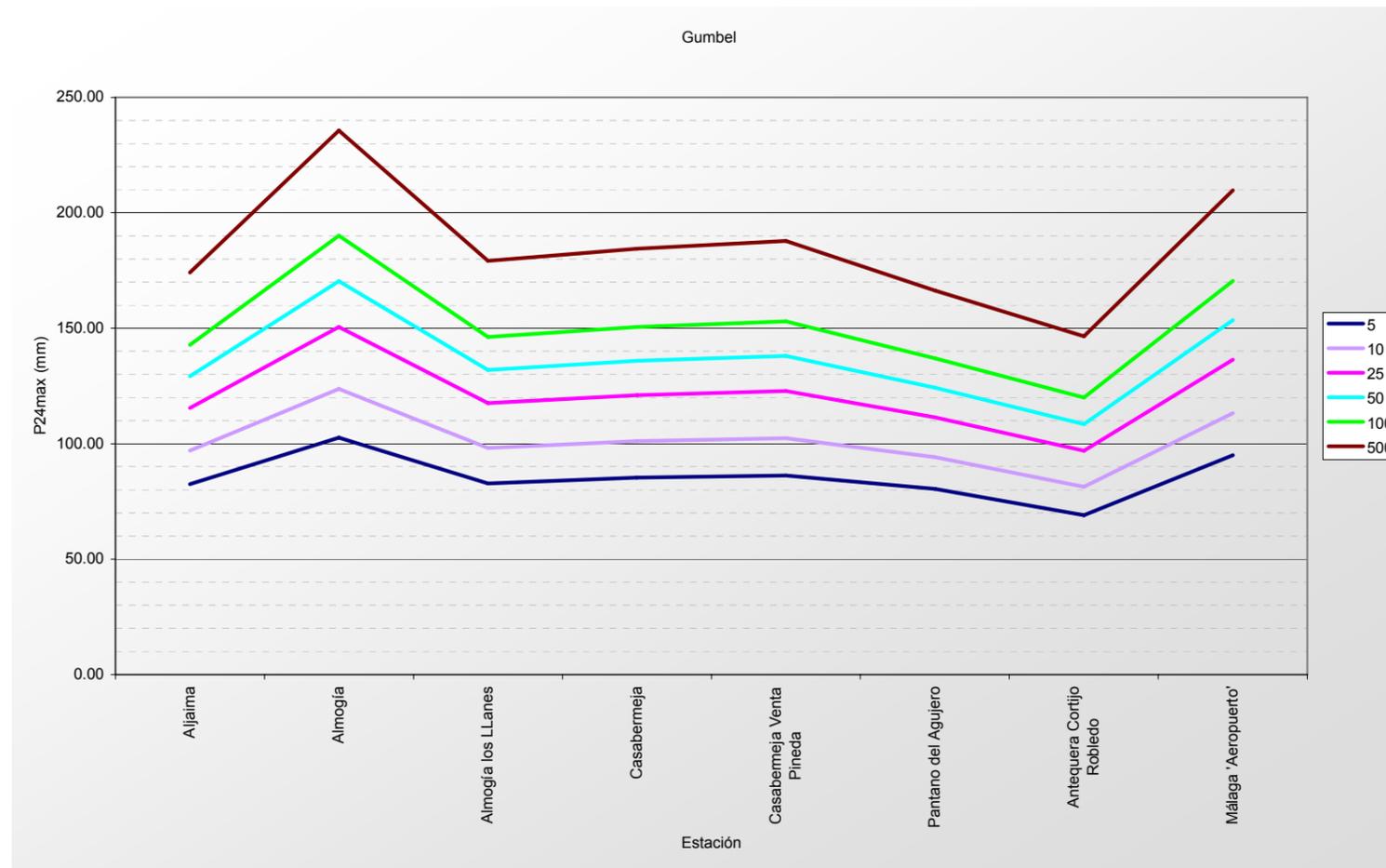
$$\text{SQRT-ET}_{\text{MAX}} (\alpha, \beta): \ln L = \sum_{\forall_i} \ln f(x_i) = \sum_{\forall_i} \left\{ \ln \left( \frac{\alpha \beta}{2} \right) - \left[ \sqrt{\alpha x_i} + \beta (1 + \sqrt{\alpha x_i}) e^{-\sqrt{\alpha x_i}} \right] \right\}$$

$$\text{LP3 } (\alpha, \beta, \gamma): \ln L = \sum_{\forall_i} \ln f(x_i) = \sum_{\forall_i} \left\{ (\gamma - 1) \cdot \ln \left( \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta} \right) - \ln(x_i + \beta + \Gamma(\gamma)) - \left( \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta} \right) \right\}$$

En el apéndice 1.4 se incluye un listado completo de los cálculos realizados. A modo de resumen se incluyen a continuación las tablas y figuras resumen de los valores finales obtenidos para cada estación, en función de los períodos de retorno considerados

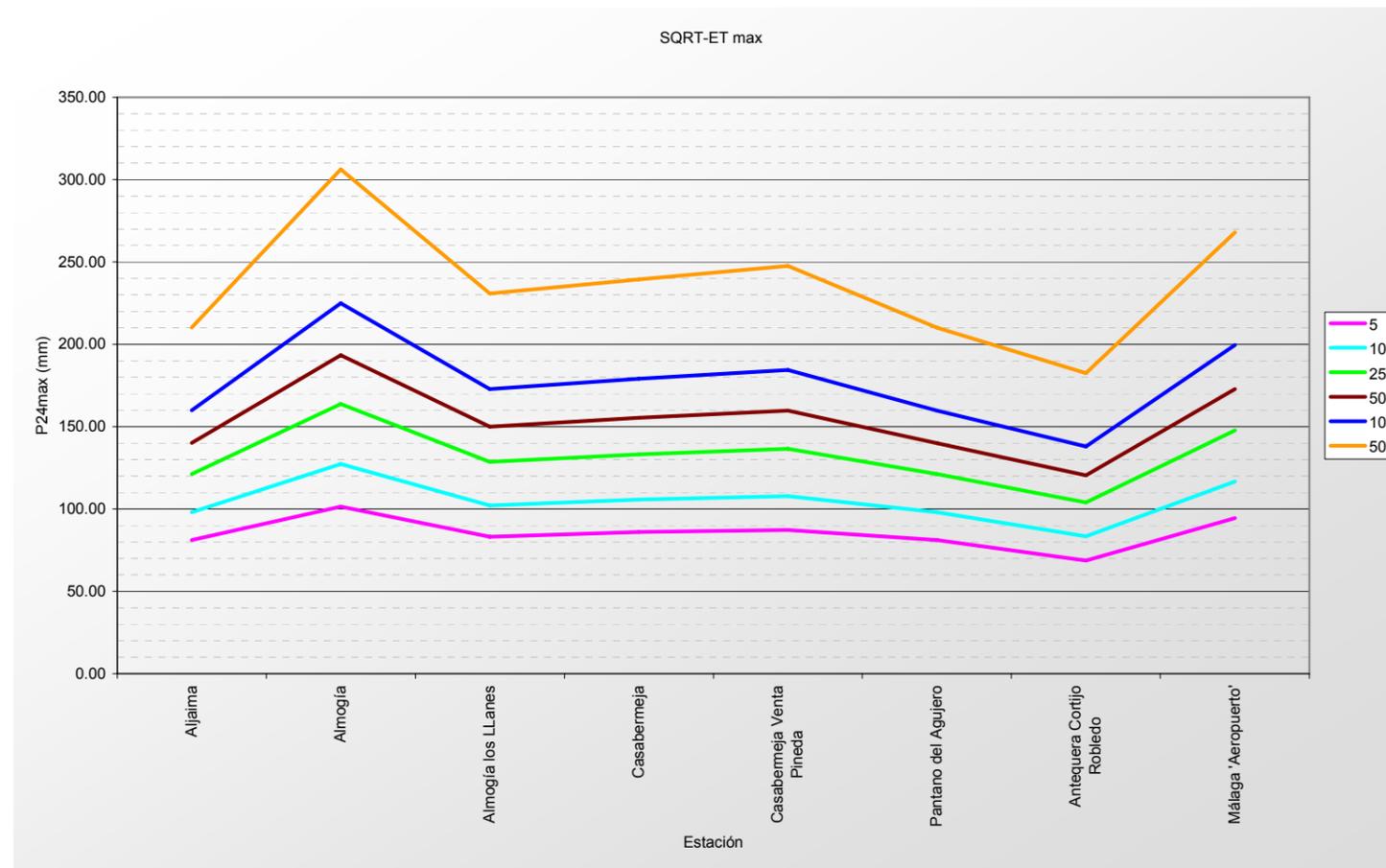
Resumen del ajuste de la función Gumbel

Gumbel	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Casabermeja	Casabermeja Venta Pineda	Pantano del Agujero	Antequera Cortijo Robledo	Málaga 'Aeropuerto'
5	82.47	102.57	82.79	85.28	86.20	80.48	68.97	95.00
10	97.06	123.75	98.13	101.08	102.37	94.15	81.31	113.26
25	115.48	150.52	117.51	121.03	122.80	111.43	96.91	136.34
50	129.15	170.37	131.90	135.84	137.95	124.24	108.48	153.46
100	142.72	190.08	146.17	150.53	153.00	136.96	119.97	170.46
500	174.08	235.62	179.15	184.49	187.76	166.35	146.51	209.73



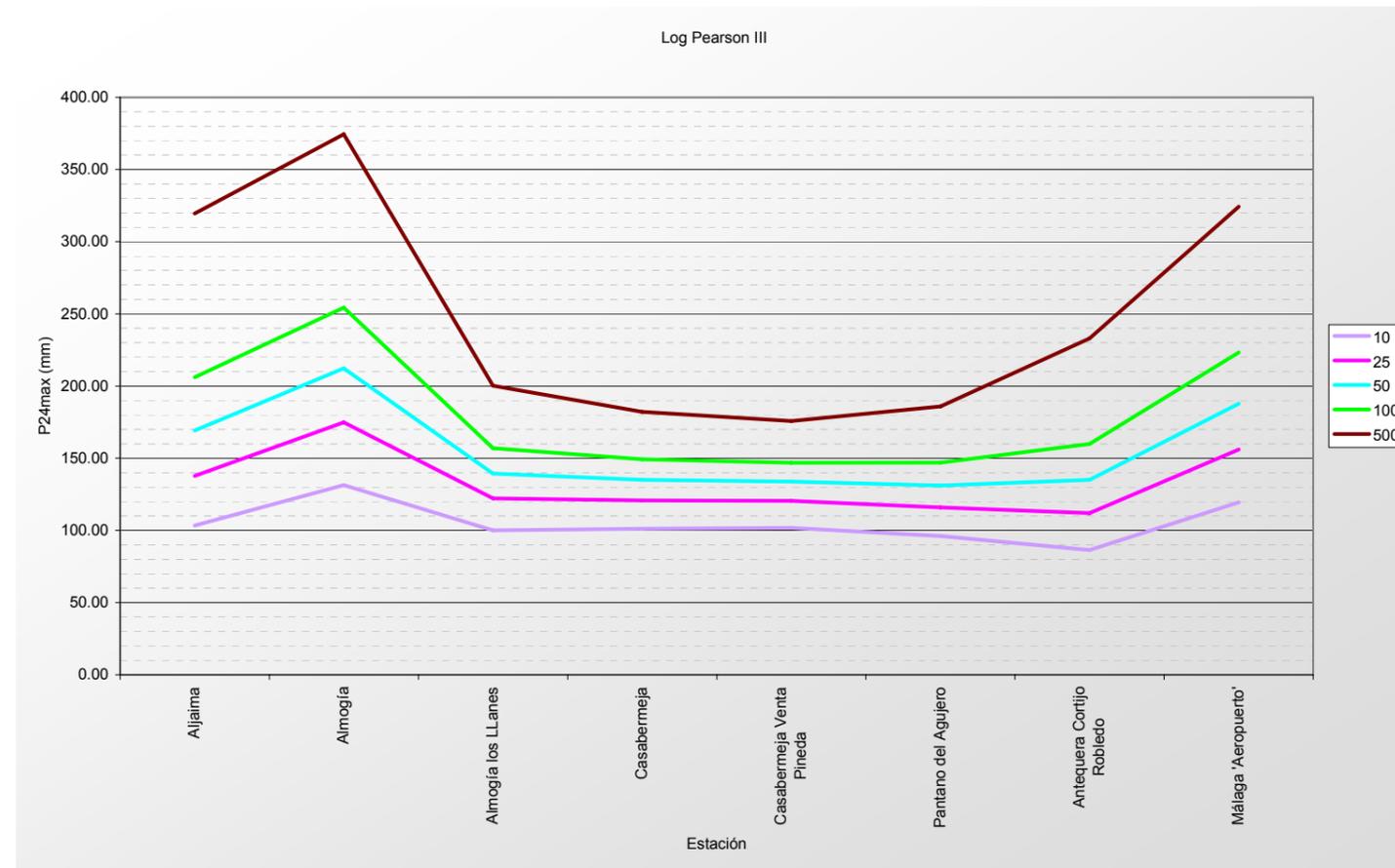
Resumen del ajuste de la función SQRT-ETmax

SQRT-ETmax	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Casabermeja	Casabermeja Venta Pineda	Pantano del Agujero	Antequera Cortijo Robledo	Málaga 'Aeropuerto'
5	81.15	101.46	83.14	85.91	87.25	81.14	68.65	94.42
10	97.99	127.35	102.15	105.64	107.79	97.95	83.42	116.65
25	121.30	163.74	128.63	133.14	136.48	121.23	103.91	147.69
50	140.05	193.36	150.04	155.39	159.71	139.94	120.42	172.83
100	159.86	224.96	172.77	179.01	184.41	159.72	137.91	199.56
500	210.25	306.25	230.89	239.41	247.66	210.02	182.46	268.00



Resumen del ajuste de la función Log Pearson Tipo III

Log-P. III	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Casabermeja	Casabermeja Venta Pineda	Pantano del Agujero	Antequera Cortijo Robledo	Málaga 'Aeropuerto'
5	81.56	102.33	83.16	85.54	86.34	81.01	°	94.60
10	103.41	131.46	100.08	101.21	101.77	96.10	86.500	119.41
25	137.80	174.79	122.28	120.72	120.51	115.89	112.000	156.12
50	169.12	212.21	139.39	135.06	133.92	131.17	135.000	187.72
100	206.04	254.38	156.97	149.24	146.87	146.91	160.000	223.26
500	319.49	374.50	200.26	182.06	175.74	185.87	233.000	324.26



En los anteriores resúmenes se observa que para las estaciones analizadas, se tiene que el mejor ajuste corresponde con la función de distribución SQRT-ETmax.

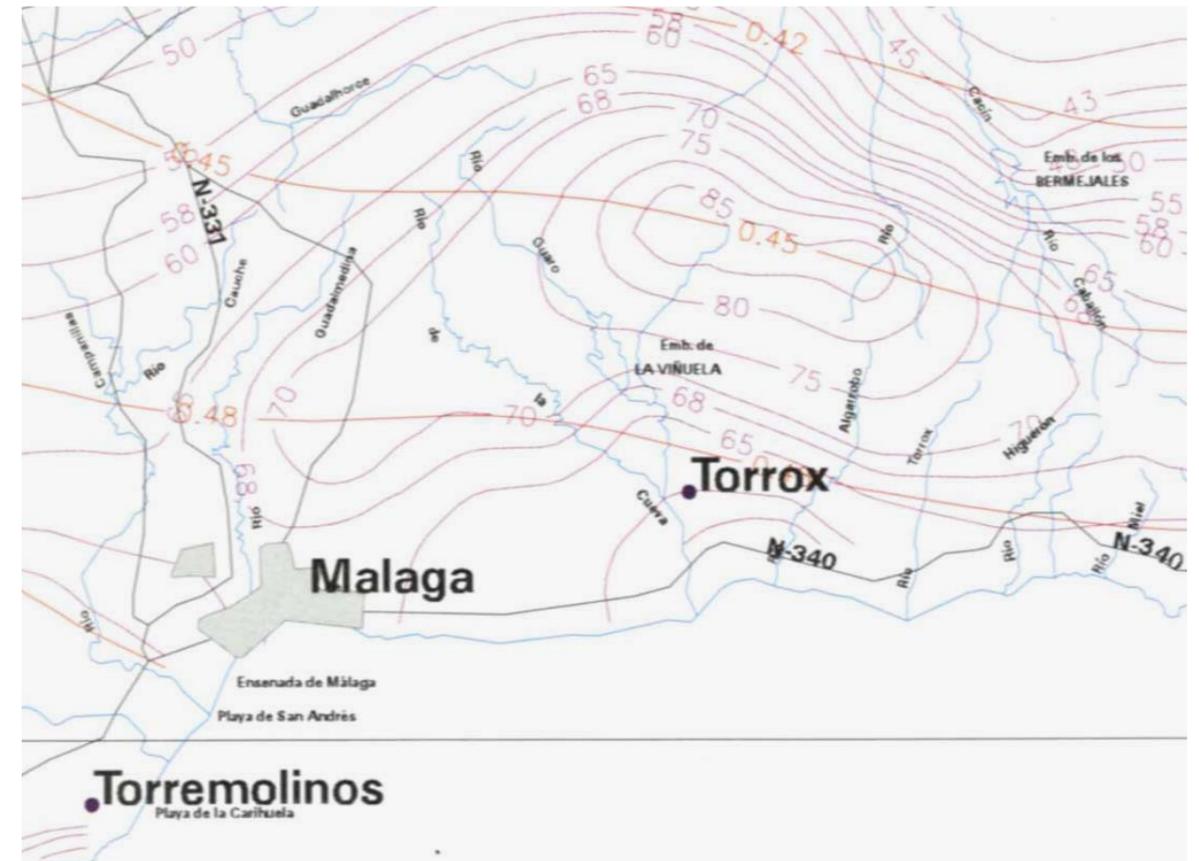
En el caso de la función Log Pearson Tipo III, valores de observación elevados conllevan un mal ajuste de la función, debido al elevado peso que ejercen en la convergencia final de la función, haciendo que los valores estimados se disparen para tiempos de retorno elevados.

### 3.4.3.- Precipitación Según la publicación Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular

En este caso, para cotejar los resultados obtenidos, se han comparado con los valores dados en la publicación “Mapa para el cálculo de máximas precipitaciones diarias de la España peninsular”, publicado por el ministerio de Fomento.

Según el mencionado mapa, las isóneas presentan el coeficiente de variación  $C_v$  y el valor promedio  $P$  de la precipitación máxima diaria anual. Para un período de retorno dado  $T$  y el valor regional de  $C_v$ , se obtiene el factor de amplificación  $K_T$  según la tabla que se incluye en la publicación.

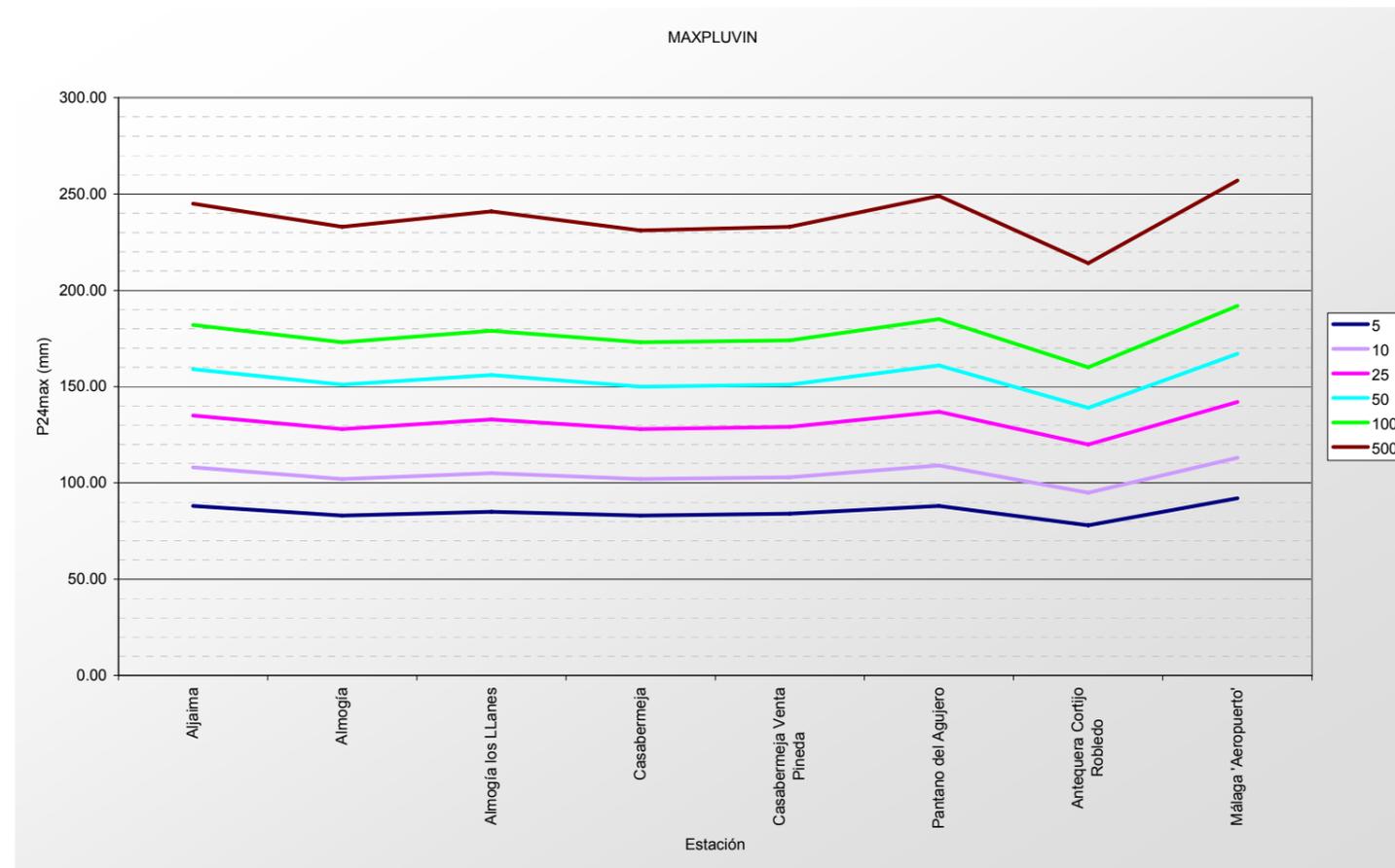
Por último se obtiene la precipitación máxima diaria para el período de retorno deseado, sin más que multiplicar el valor medio de la precipitación  $P$  por el factor de amplificación  $K_T$ . Se ha realizado este análisis para la totalidad de las estaciones analizadas. La siguiente figura reproduce la hoja con los valores de  $C_v$  y  $P$  correspondiente a la zona de proyecto.



**Mapa de isóneas de P y Cv**

Se incluye a continuación el resumen con los valores obtenidos para los diferentes períodos de retorno analizados.

Maxpluwin	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Casabermeja	Casabermeja Venta Pineda	Pantano del Agujero	Antequera Cortijo Robledo	Málaga 'Aeropuerto'
Pmedia	68	64	66	65	65	68	61	71
Cv	0.475	0.482	0.483	0.469	0.477	0.486	0.459	0.478
5	88.00	83.00	85.00	83.00	84.00	88.00	78.00	92.00
10	108.00	102.00	105.00	102.00	103.00	109.00	95.00	113.00
25	135.00	128.00	133.00	128.00	129.00	137.00	120.00	142.00
50	159.00	151.00	156.00	150.00	151.00	161.00	139.00	167.00
100	182.00	173.00	179.00	173.00	174.00	185.00	160.00	192.00
500	245.00	233.00	241.00	231.00	233.00	249.00	214.00	257.00



### 3.4.4.- Conclusiones. Mapas de isolíneas

Una vez realizado el análisis estadístico de los valores de precipitaciones máximas, podemos establecer las siguientes conclusiones:

- La función de Gumbel sólo ofrece valores mayores en algunas de las estaciones analizadas para periodos de retorno bajos (T = 5 años).
- En el caso de la función Log Pearson tipo III, valores de observación elevados conllevan un mal ajuste de la función, debido al elevado peso que ejercen en la convergencia final de la función, haciendo que los valores estimados se disparen para periodos de retorno elevados (estaciones de Aljaima, Almogía, Antequera y Aeropuerto).
- La función SQRT-ETmax presenta bastante estabilidad en su ajuste. Ofrece valores mayores para periodos de retorno grandes (mayores a 10 años) sin disparar la estimación en el caso de que aparezcan valores punta. Por tanto se puede concluir que el mejor ajuste corresponde con la función de distribución SQRT-ETmax.
- Si añadimos al estudio anterior los datos de la publicación Máximas llluvias diarias en la España peninsular, la tendencia se invierte en la mitad de las estaciones estudiadas, siendo en este caso los valores de dicha publicación los que ofrecen valores más elevados.
- Estas diferencias se deben a que los datos de la publicación no están suficientemente actualizados en relación a los datos empleados en el presente estudio, además de que los datos de la publicación han sido homogeneizados con criterios regionales más amplios que los empleados en el presente proyecto.
- Es por ello, y con objeto de dar cumplimiento a las recomendaciones efectuadas por la A.A.A., por lo que se ha adoptado como precipitación de cálculo el valor más desfavorable de considerar el ajuste mediante la función Gumbel, el ajuste mediante la función SQRT-ETmax, y los datos recogidos en publicación Máximas llluvias diarias en la España peninsular, para cada estación y período de retorno considerado. El ajuste LP3 no se ha tenido en cuenta porque presenta un mal comportamiento en su convergencia, según se ha dicho anteriormente.

A la vista de los anteriores comentarios, se emplean los siguientes valores de precipitación máxima diaria en 24 horas, según los diferentes periodos de retorno considerados, y las estaciones analizadas:

#### Valores de precipitación máxima en 24 horas (mm).

MÁX.	6145	6153	6154	6157	6160	6170	6152E	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Casabermeja	Casabermeja Venta Pineda	Pantano del Agujero	Antequera Cortijo Robledo	Málaga 'Aeropuerto'
5	88.00	102.57	85.00	85.91	87.25	88.00	78.00	95.00
10	108.00	127.35	105.00	105.64	107.79	109.00	95.00	116.65
25	135.00	163.74	133.00	133.14	136.48	137.00	120.00	147.69
50	159.00	193.36	156.00	155.39	159.71	161.00	139.00	172.83
100	182.00	224.96	179.00	179.01	184.41	185.00	160.00	199.56
500	245.00	306.25	241.00	239.41	247.66	249.00	214.00	268.00

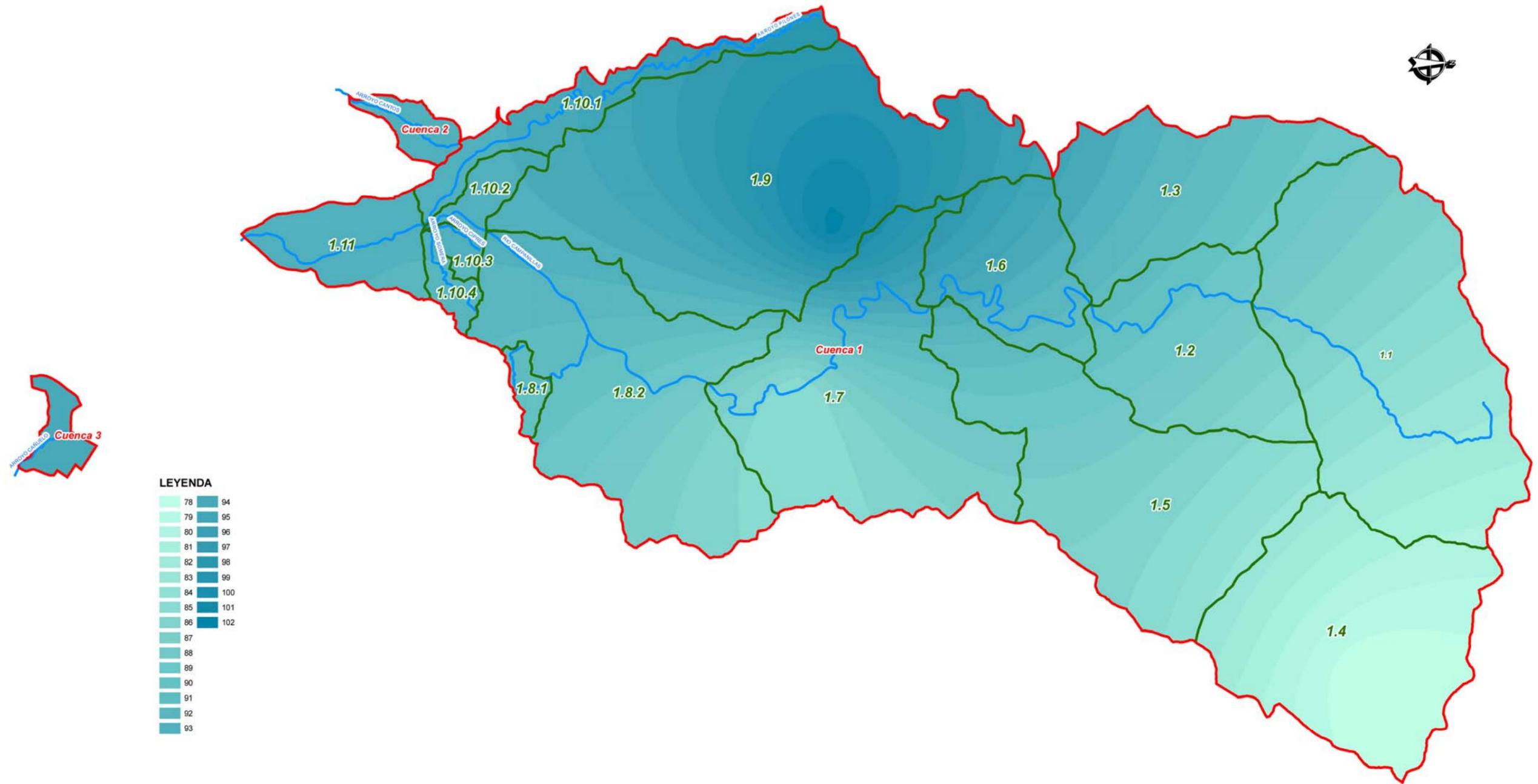
Por medio del sistema de información geográfica empleado y mediante la aplicación de técnicas de interpolación (krigeado), ha sido posible determinar los correspondientes mapas de isolíneas de precipitación máxima, a partir de los valores estimados para las diferentes estaciones. En este proceso se han tenido en cuenta a la hora de realizar el ajuste, las correlaciones espaciales existentes entre los datos, mediante diferentes variogramas muestrales.

Estos mapas de isolíneas se han superpuesto finalmente con las cuencas delimitadas, con lo que ha sido posible obtener el valor medio final para cada cuenca de la precipitación máxima en 24 horas, para cada uno de los periodos de retorno considerados. La siguiente tabla, muestra el resumen para las diferentes cuencas en estudio. En las figuras incluidas a continuación se puede observar los mapas de isolíneas de precipitación para cada periodo de retorno.

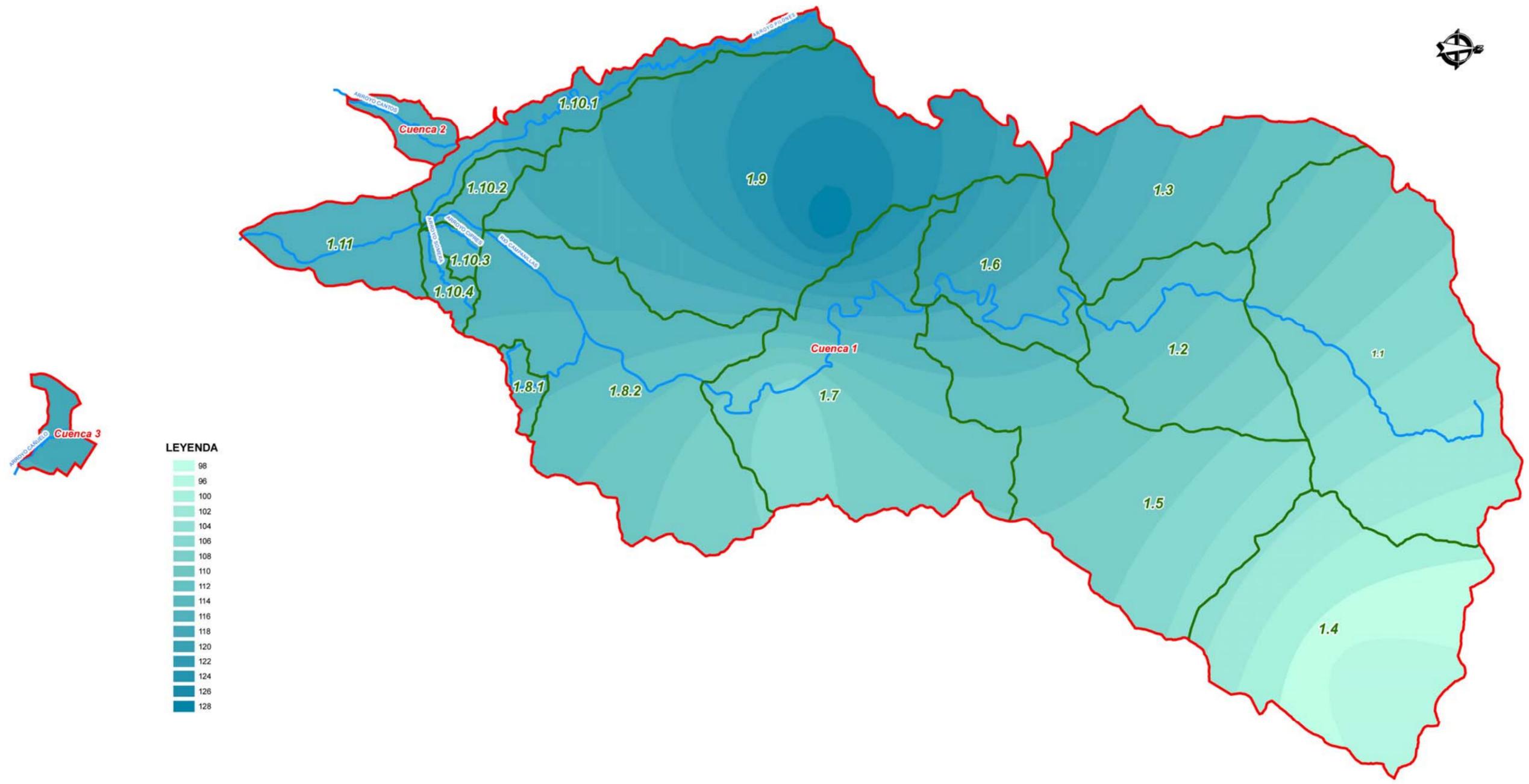
## Precipitación media para cada cuenca y período de retorno (mm)

CÓDIGO			NOMBRE	5	10	25	50	100	500
1	1.1	C1.1	Cabecera río Campanillas	84.9	105.8	145.2	154.4	177.0	240.6
	1.2	C1.2	Río Campanillas	88.4	110.5	138.3	162.1	186.1	251.8
	1.3	C1.3	Arroyo de las Cañas	91.7	114.6	143.9	169.1	194.5	269.3
	1.4	C1.4	Cuenca alta del río Cauche	79.9	99.1	123.2	143.0	163.8	224.6
	1.5	C1.5	Cuenca baja del río Cauche	86.8	108.6	135.5	158.6	181.9	245.5
	1.6	C1.6	Río Campanillas	93.6	117.8	148.2	174.5	200.9	273.0
	1.7	C1.7	Río Campanillas	89.4	111.5	139.4	164.0	187.7	254.1
	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	90.6	113.7	141.4	166.4	190.0	257.3
		C1.8.2	Río Campanillas	89.4	112.2	139.7	164.3	187.9	254.1
	1.9	C1.9	Arroyo Cupiana	95.1	121.6	153.0	180.6	207.9	282.9
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonés	94.2	118.9	149.0	175.8	201.8	274.0
		C1.10.2	Río Campanillas	93.2	116.4	145.6	171.5	195.7	265.9
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	92.8	116.0	144.0	170.0	195.0	265.0
		C1.10.4	Arroyo Somera	92.2	116.0	144.0	169.7	195.0	262.5
	1.11	C.1.11	Río Campanillas	92.9	116.0	144.0	170.0	195.0	261.9
		TOTAL	CAMPANILLAS	90.0	111.7	139.7	164.0	188.2	255.4
2	2	C2	Arroyo Cantos	93.0	116.0	144.2	170.0	195.0	264.2
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	94.0	117.9	146.0	171.5	195.0	265.0

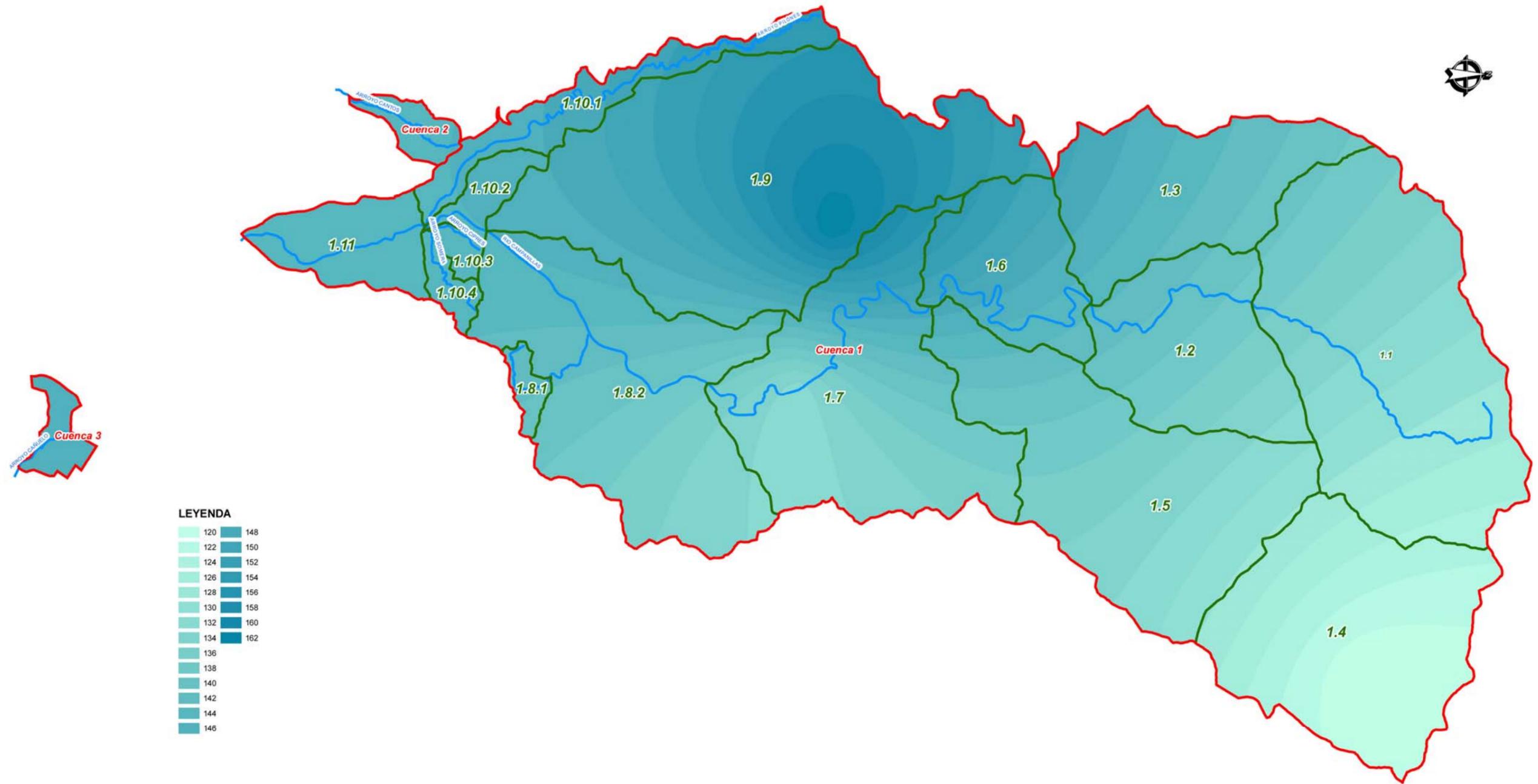
Isolíneas de precipitación para T = 5 años.



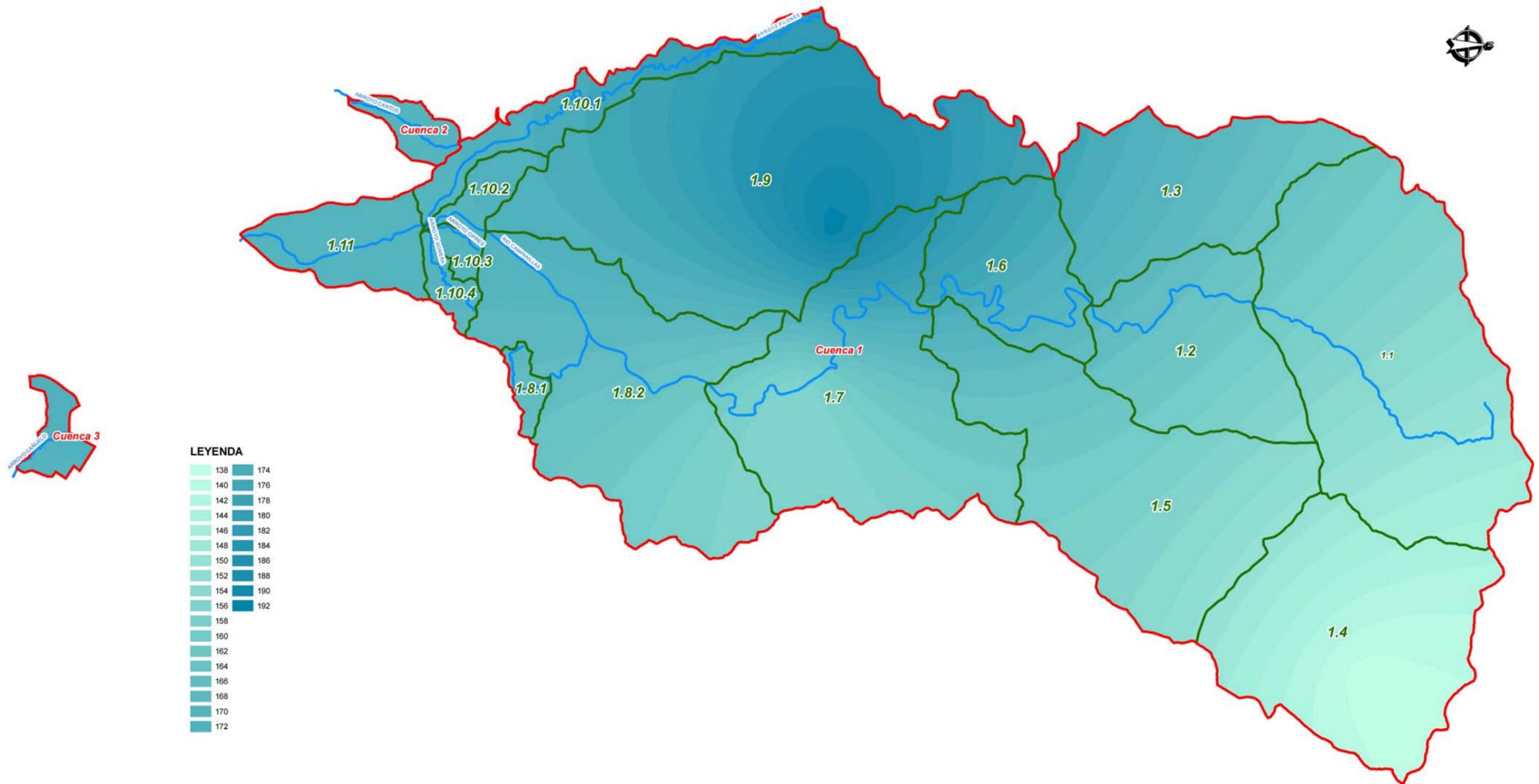
Isolíneas de precipitación para T = 10 años.



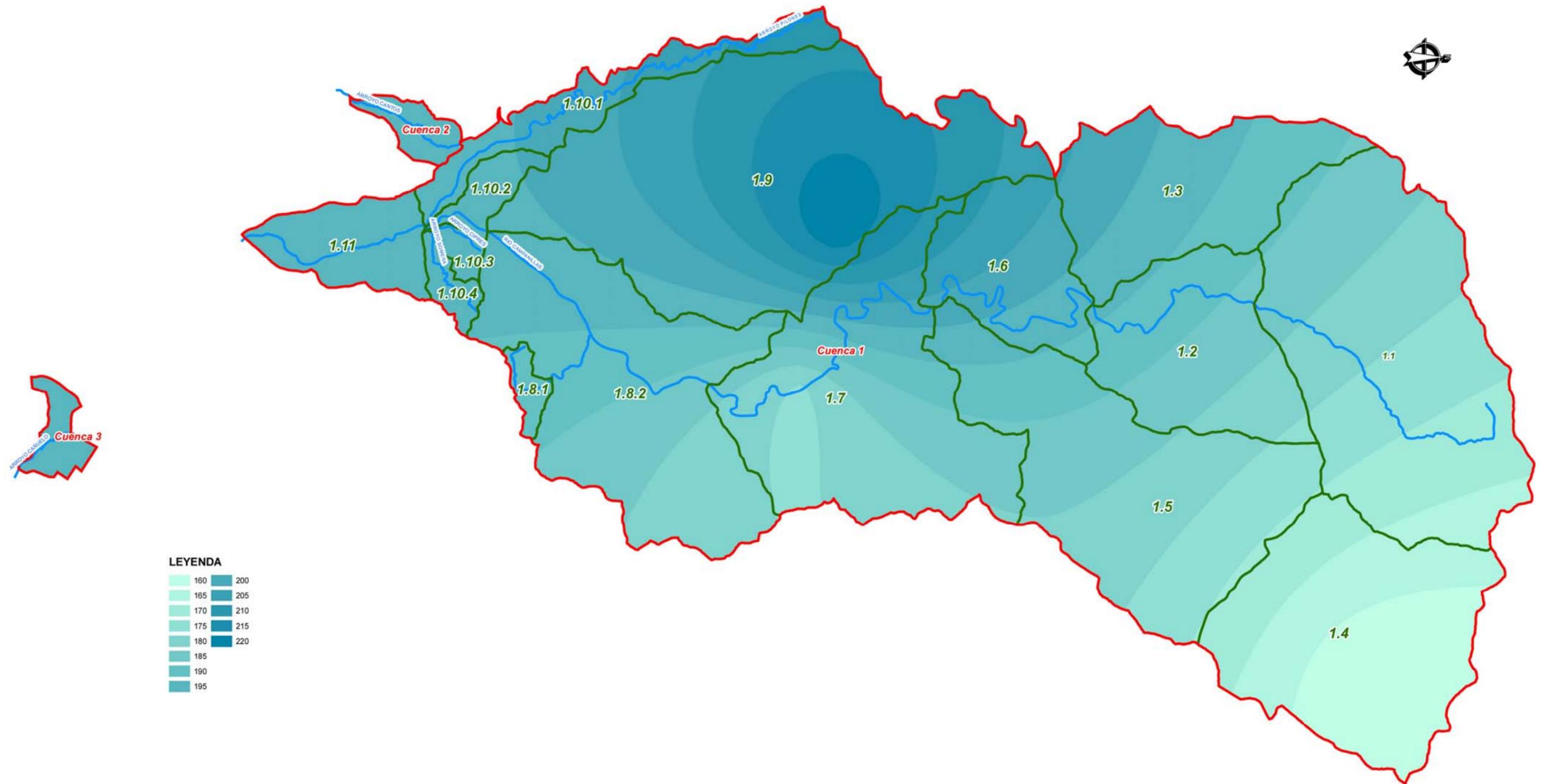
Isolíneas de precipitación para T = 25 años.



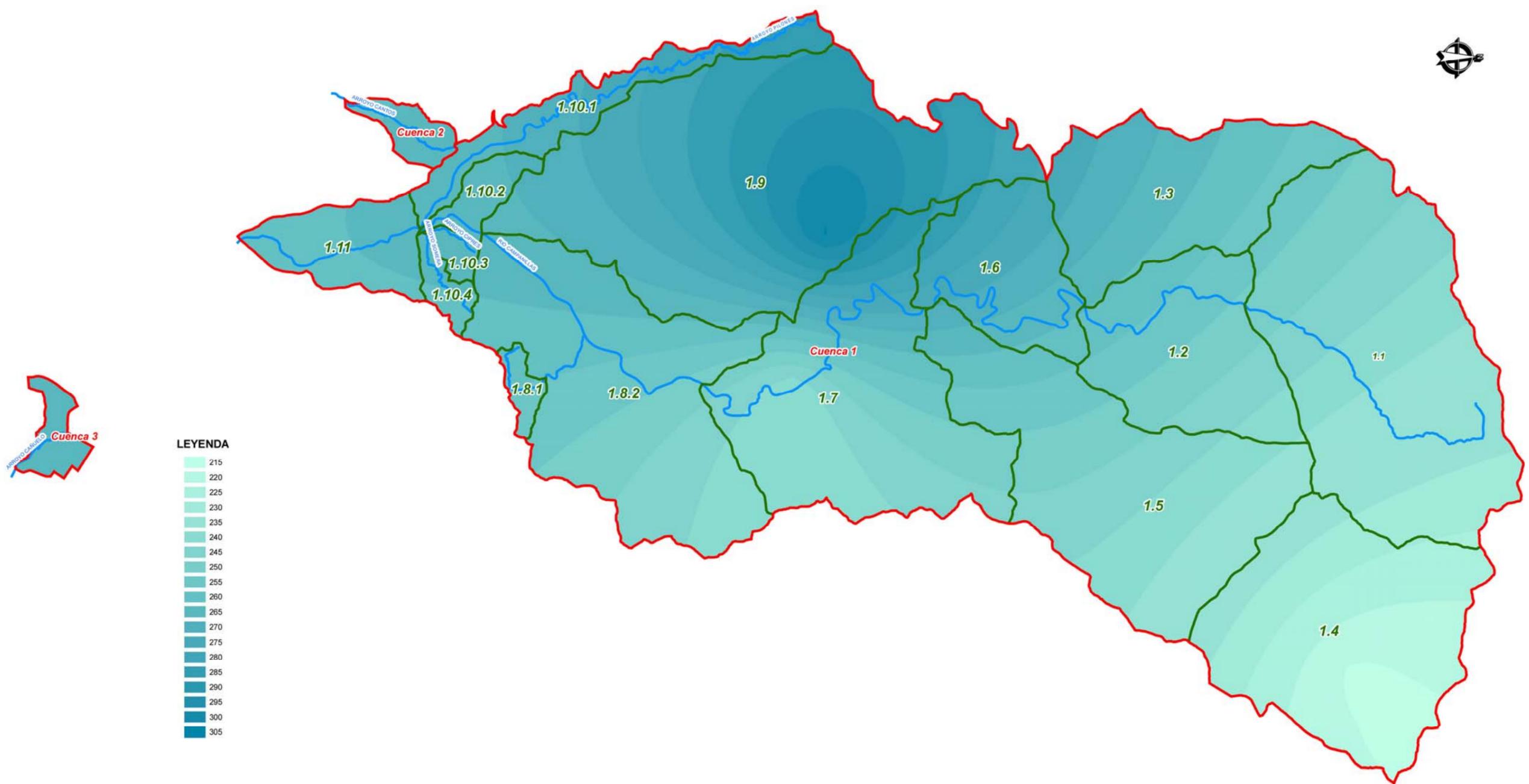
Isolíneas de precipitación para T = 50 años.



Isolíneas de precipitación para T = 100 años.



Isolíneas de precipitación para T = 500 años.



DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL GUADALHORCE DESDE EL CAMPANILLAS AL LIMITE DEL T.M. EN EL ARROYO CAÑUELO, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISION

### 3.5.- AGUACERO DE DISEÑO

#### 3.5.1.- Consideraciones generales

Se debe definir una tormenta pésima de cálculo para extender la precipitación a toda la cuenca, y distribuirla en el tiempo de forma pésima, pero posible. En consecuencia, para la definición del aguacero de diseño que permita simular la correspondiente avenida en la cuenca vertiente, es necesario, en primer lugar, establecer la duración del mismo, y posteriormente, la distribución temporal y areal de la cantidad total de lluvia definida para esa duración.

#### 3.5.2.- Duración del aguacero de diseño

Para considerar la tormenta pésima, y a falta de un registro histórico más completo, se estima que la duración de la misma es del mismo orden de magnitud que el tiempo de concentración de cada cuenca, como recomiendan diversos estudios. Ésta suele ser además la situación pésima, puesto que duraciones mayores, hacen disminuir la intensidad máxima de lluvia, mientras que duraciones inferiores no permiten que el hidrograma de salida alcance el valor correspondiente a la superficie total de la cuenca.

Por tanto las duraciones de la tormenta de diseño en cada una de las cuencas y subcuencas es la siguiente, en el caso del método simplificado propuesto por la instrucción:

CÓDIGO		NOMBRE	Tc (h)	
1	1.1	C1.1	Cabecera río Campanillas	2.69
	1.2	C1.2	Río Campanillas	2.34
	1.3	C1.3	Arroyo de las Cañas	2.92
	1.4	C1.4	Cuenca alta del río Cauche	2.30
	1.5	C1.5	Cuenca baja del río Cauche	5.50
	1.6	C1.6	Río Campanillas	3.50
	1.7	C1.7	Río Campanillas	4.09
	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.96
		C1.8.2	Río Campanillas	3.49
	1.9	C1.9	Arroyo Cupiana	5.53
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	4.31
		C1.10.2	Río Campanillas	1.24
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	0.93
		C1.10.4	Arroyo Somera	1.29
	1.11	C.1.11	Río Campanillas	2.97
		TOTAL	CAMPANILLAS	11.48
2	2	C2	Arroyo Cantos	1.82
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	1.61

**3.5.3.- Distribución temporal de la lluvia**

Para las cuencas pequeñas (todas con excepción de la cuenca del Río Campanillas, denominada cuenca 1), en las que se emplea el método de cálculo simplificado propuesto por la Instrucción de Drenaje, se ha considerado que la lluvia se distribuye con un valor constante en el tiempo que dura la tormenta de diseño. De hecho, la duración de la tormenta sólo influye a efectos de determinar la intensidad máxima correspondiente a la cuenca.

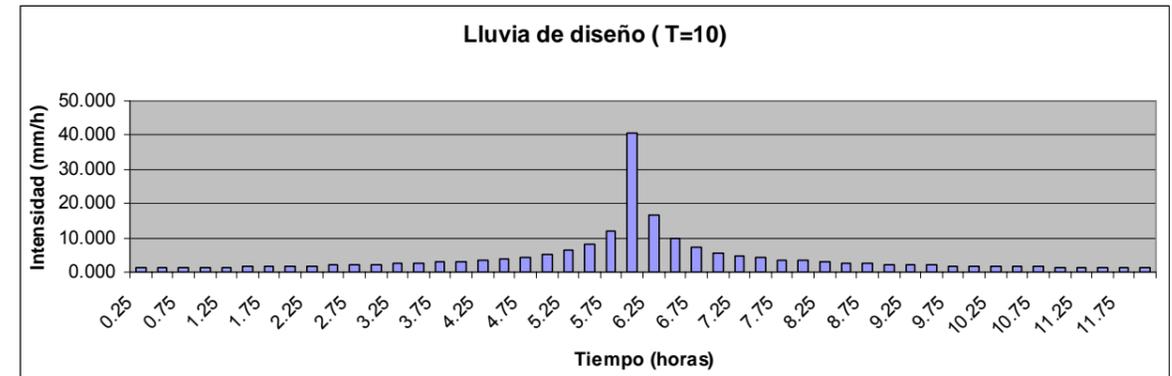
Por el contrario, para el método empleado en la cuenca 1 (método hidrometeorológico de los bloques alternos), se ha considerado que la distribución temporal de la tormenta de diseño es diferente para cada una de las subcuencas, de forma que se ha empleado un hietograma unitario para cada subcuenca. Puesto que el tiempo de concentración para la cuenca 1 se estima en 11,48 horas, se ha considerado una duración de la tormenta de 12 horas, con una discretización en intervalos de 0,25 horas (equivalentes a 15 minutos).

**3.5.4.- Morfología de los hietogramas probables**

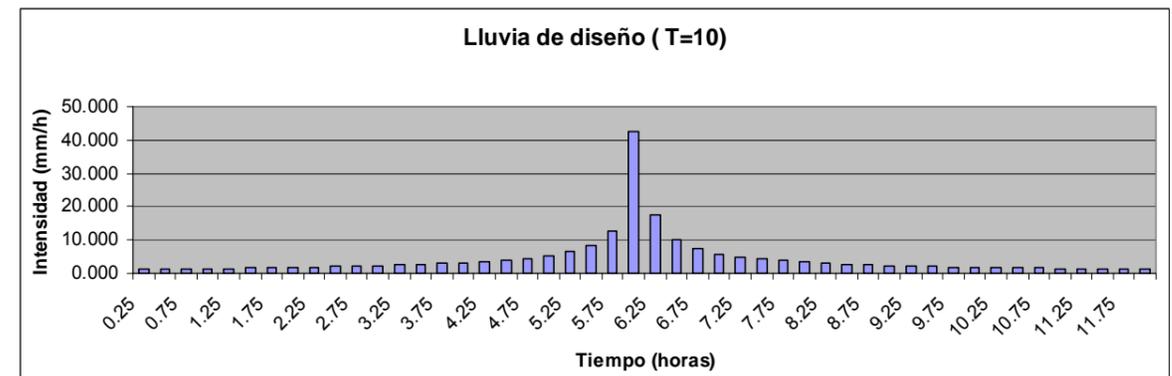
El hietograma de diseño producido por el método de los bloques alternos especifica la profundidad de precipitación que ocurre en “n” intervalos de tiempo sucesivos de duración  $\Delta t$  sobre una duración total de  $T_d = n \Delta t$ . Después de seleccionar el período de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t...$  y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo  $\Delta t$ . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida  $T_d$  y que los demás bloques queden en orden alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Aplicando el método de los bloques alternos obtenemos las siguientes tormentas para cada una de las subcuencas y períodos de retorno considerados:

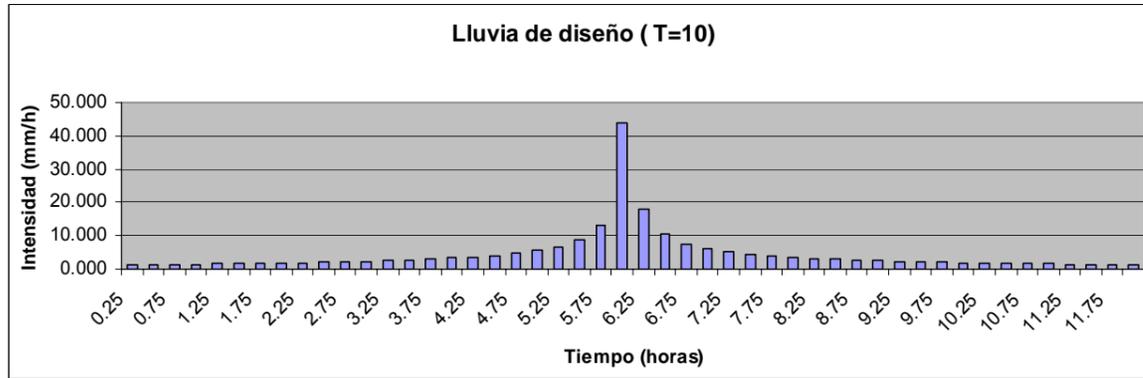
**Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.1**



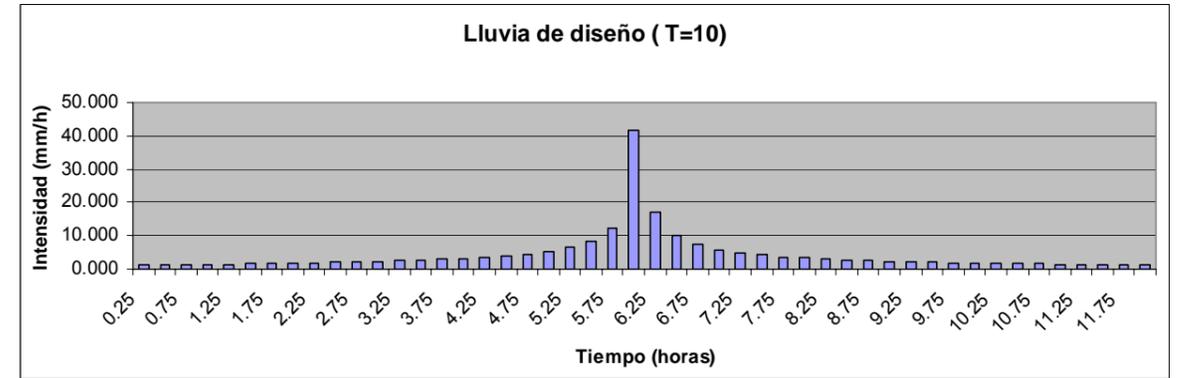
**Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.2**



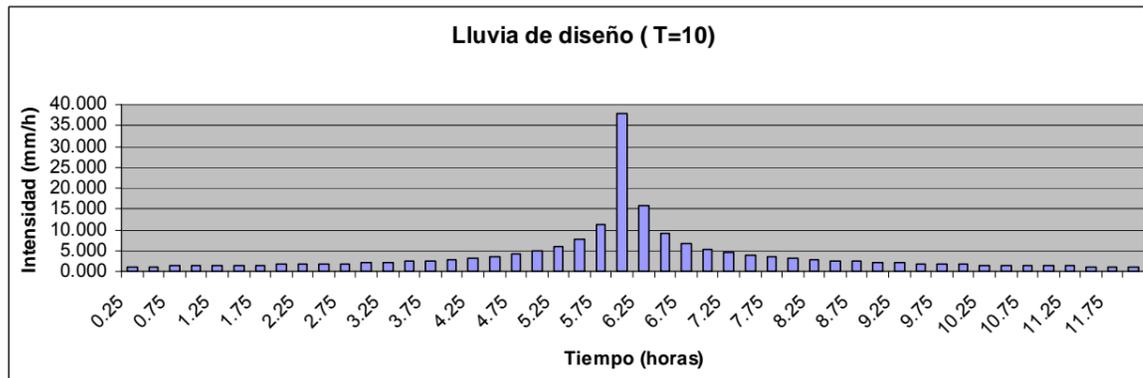
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.3



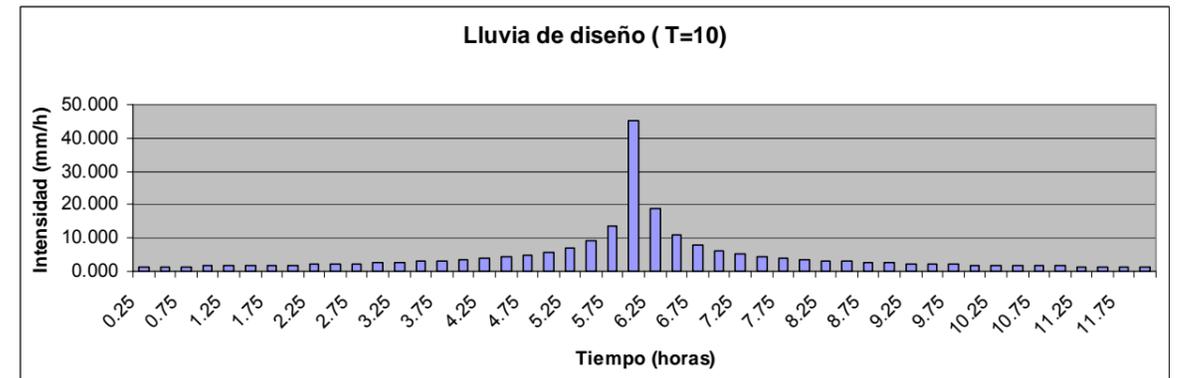
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.5



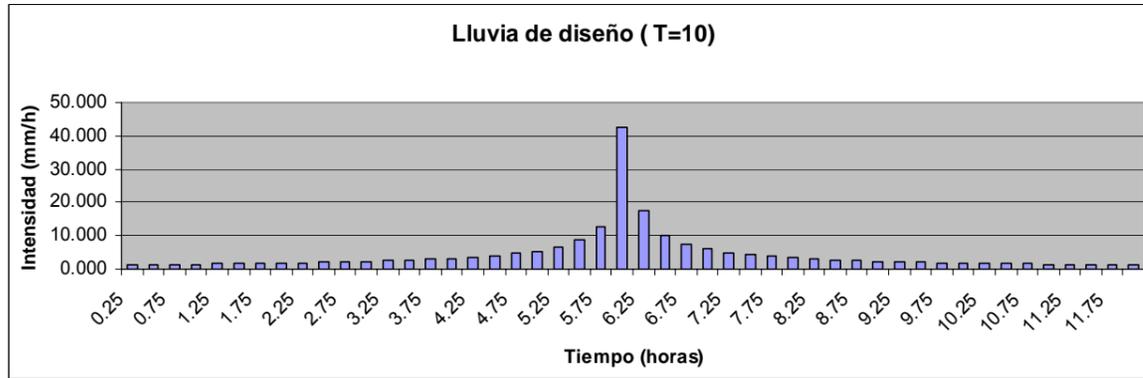
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.4



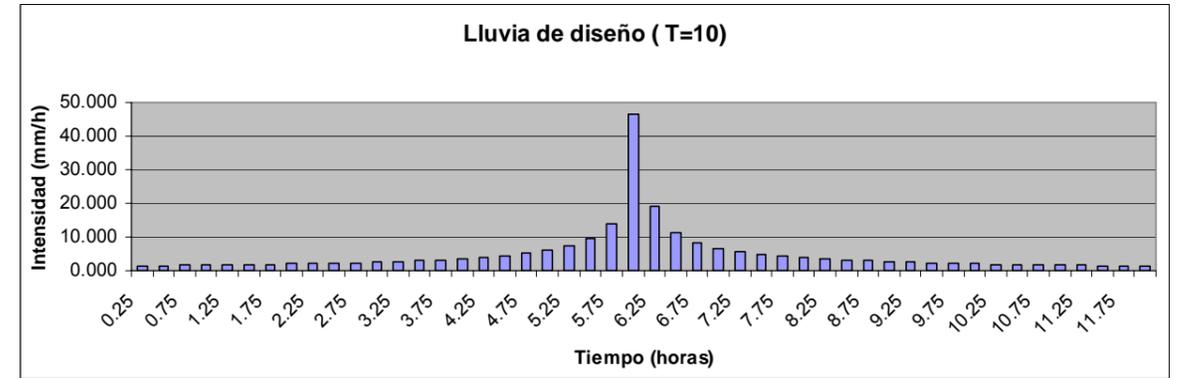
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.6



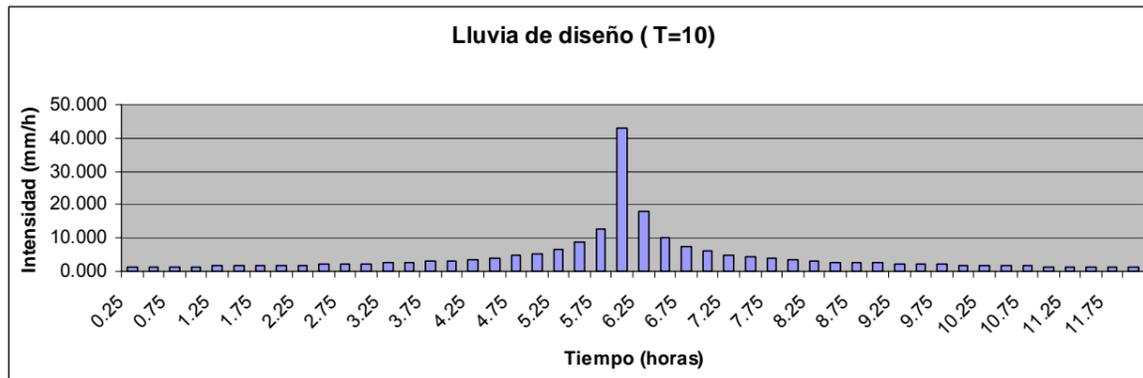
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.7



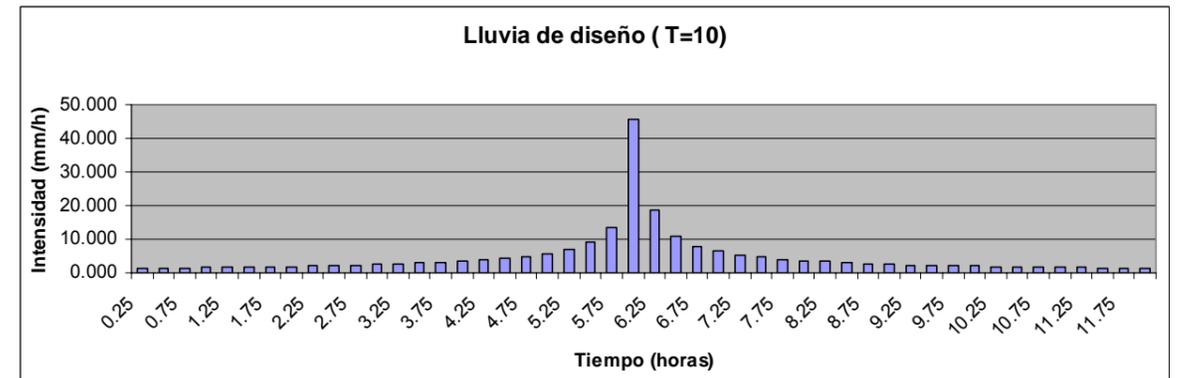
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.9



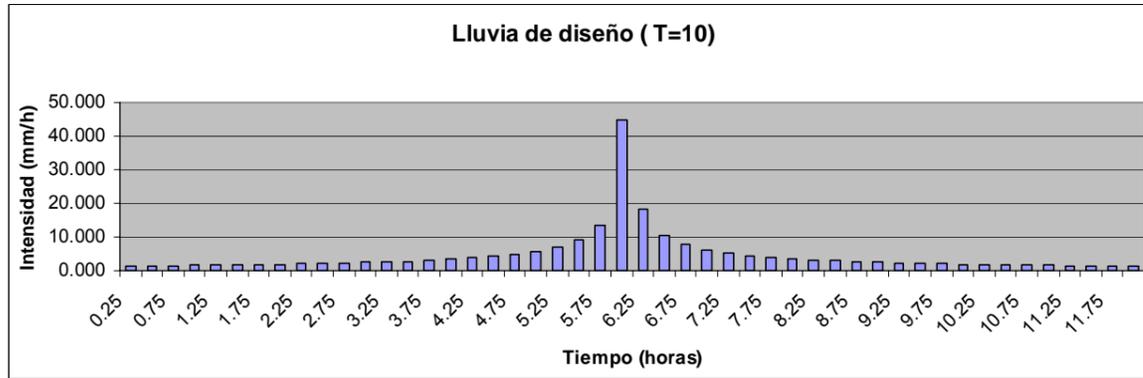
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.8



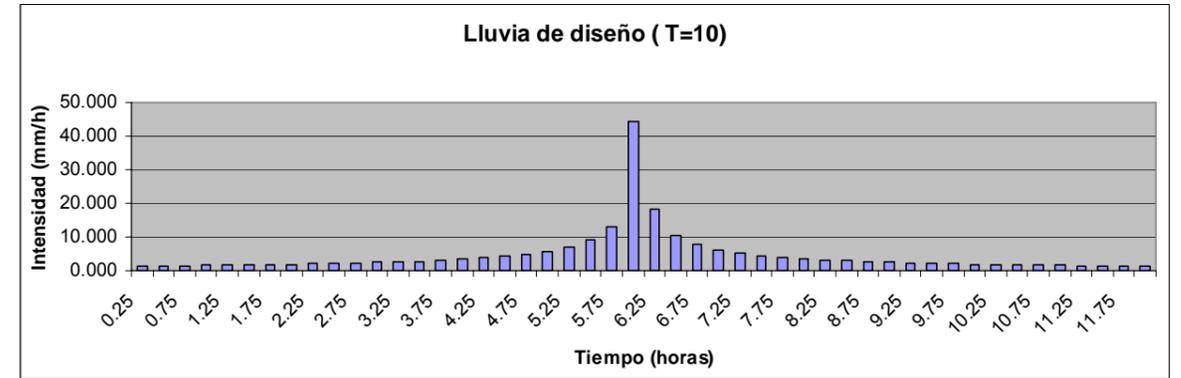
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.10.1



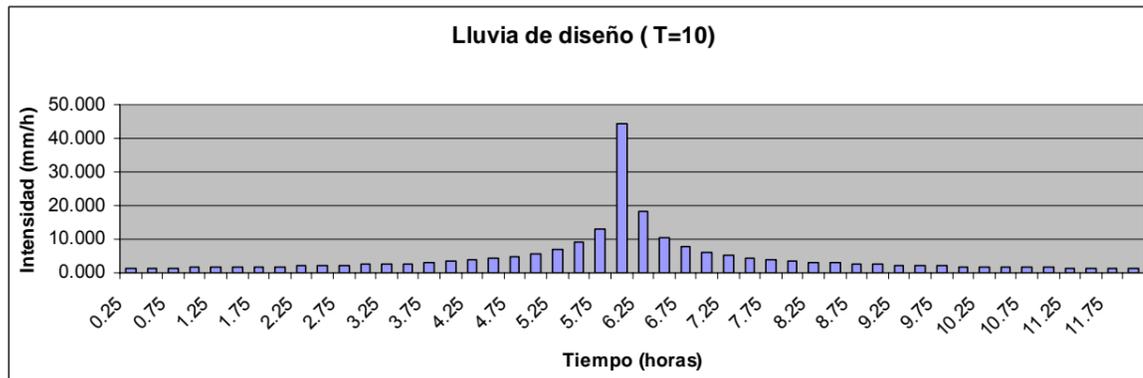
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.10.2



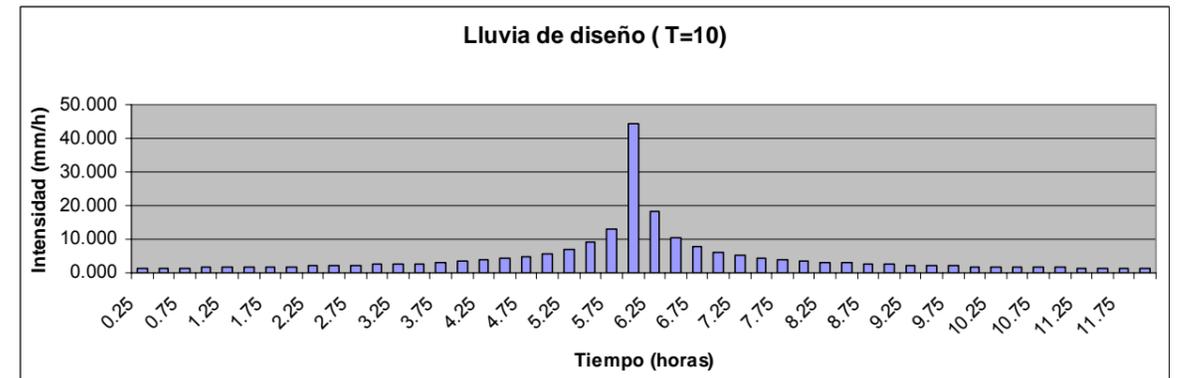
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.10.4



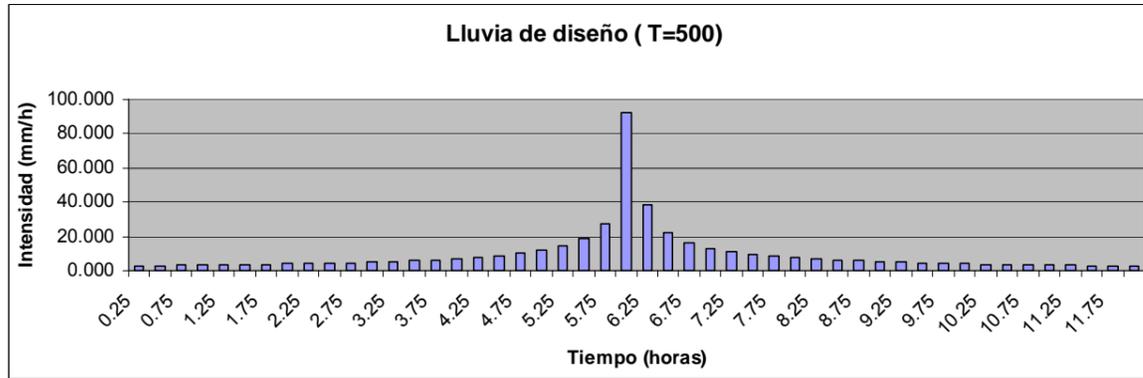
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.10.3



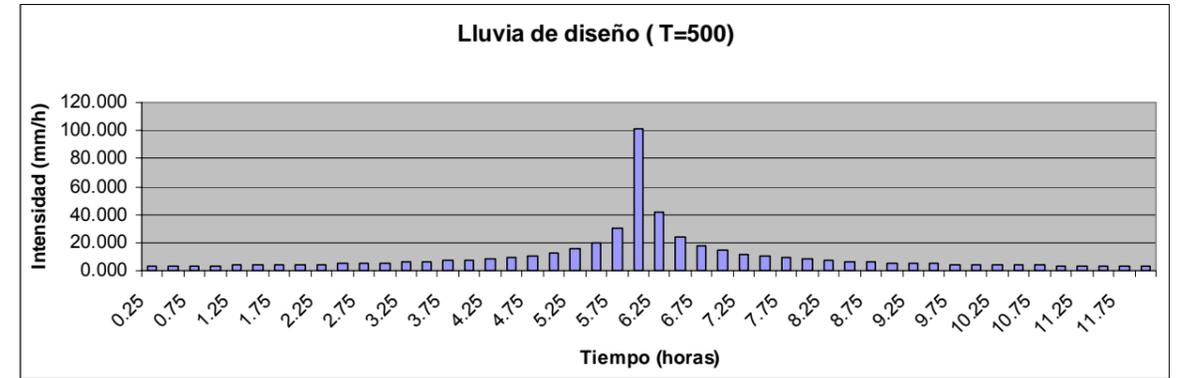
Periodo de retorno 10 años. Cuenca 1.11



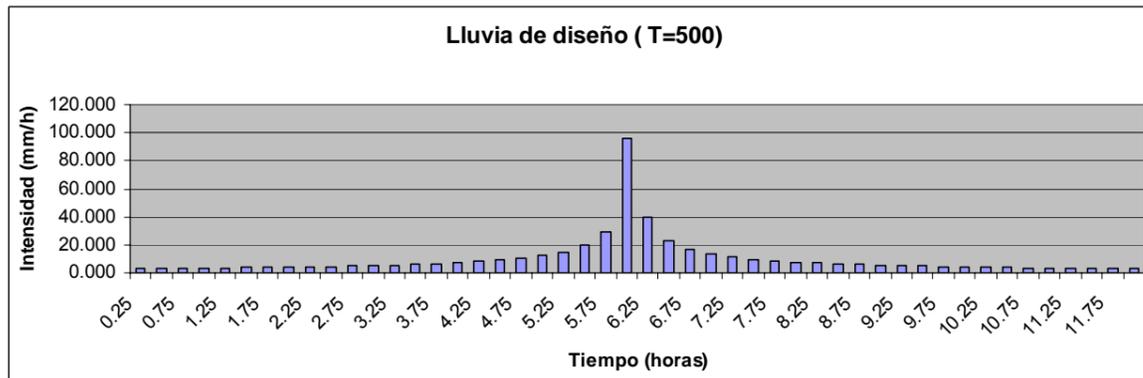
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.1



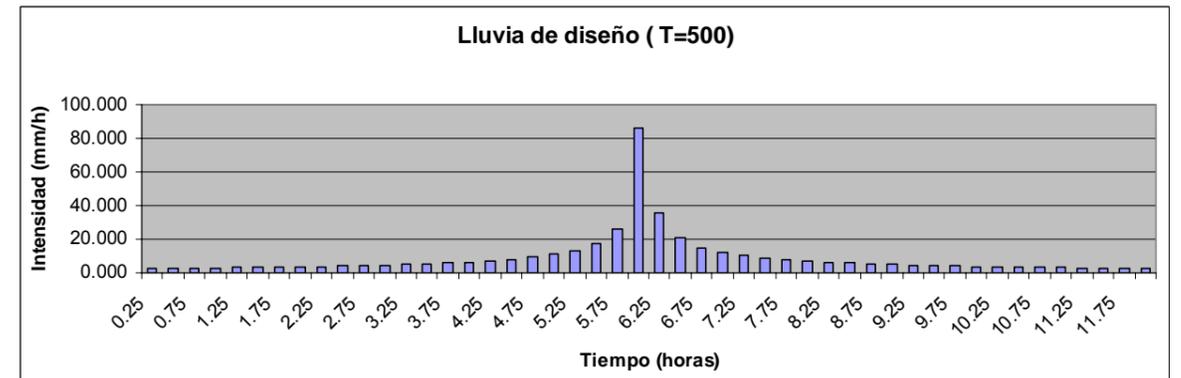
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.3



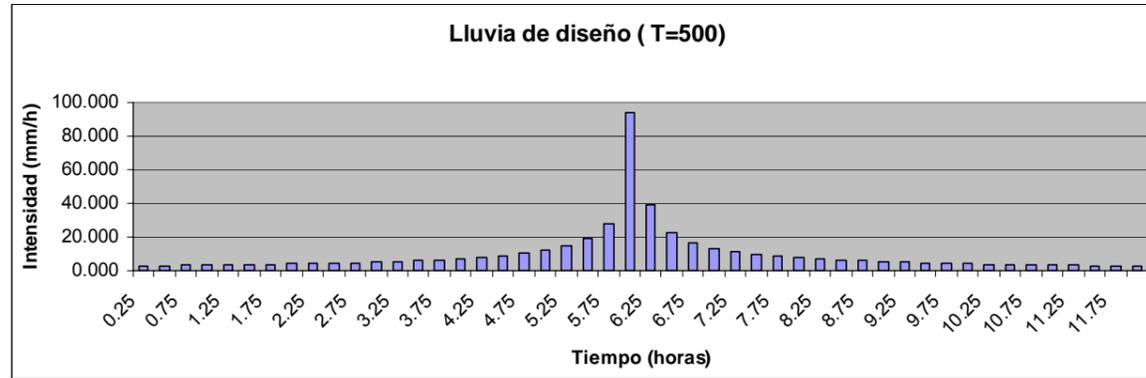
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.2



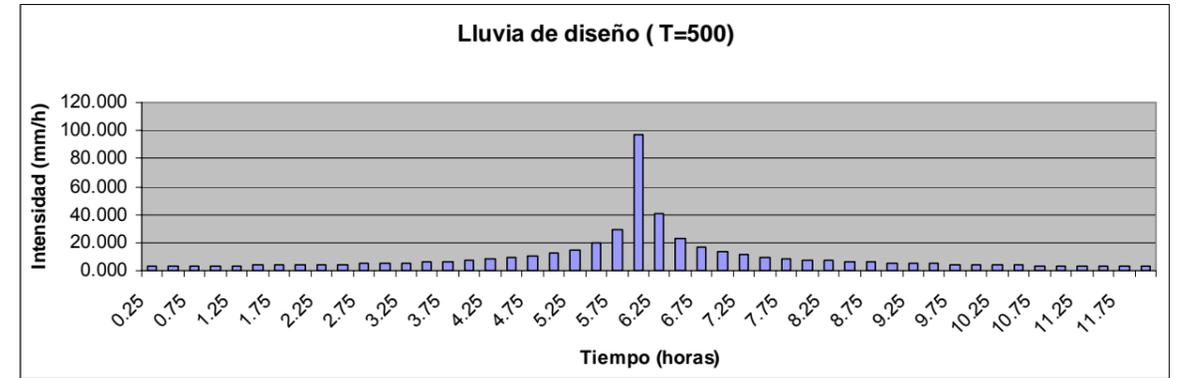
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.4



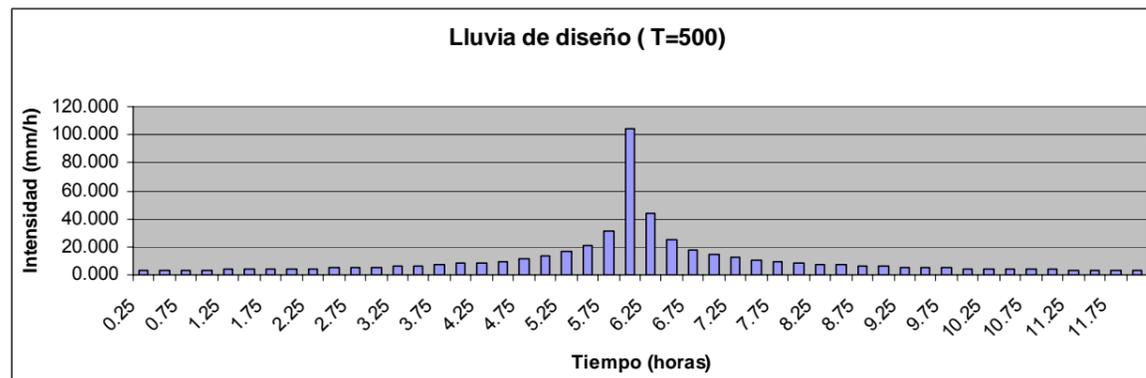
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.5



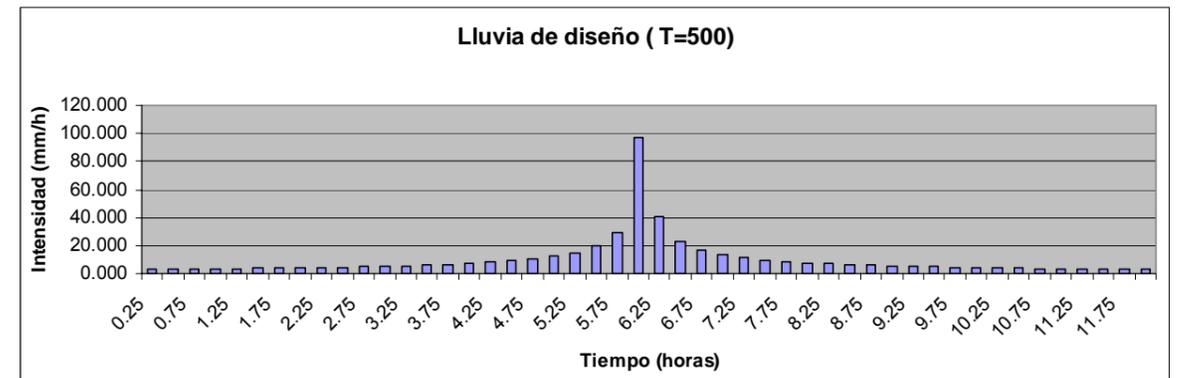
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.7



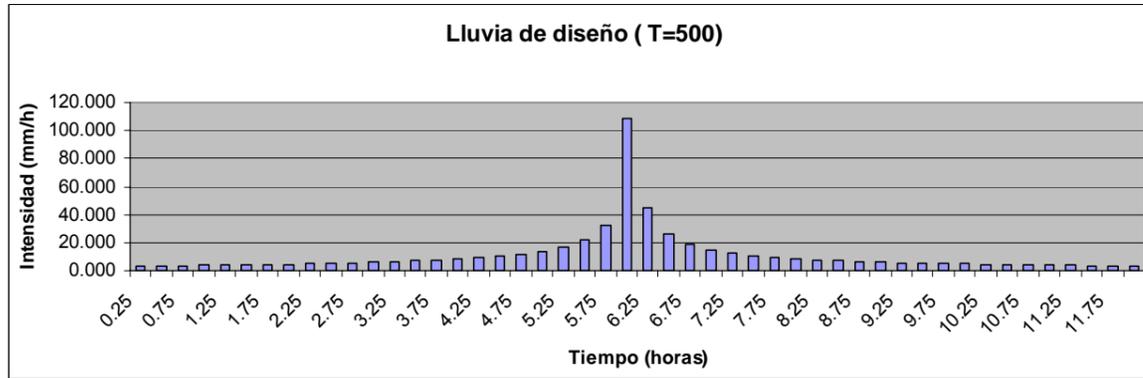
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.6



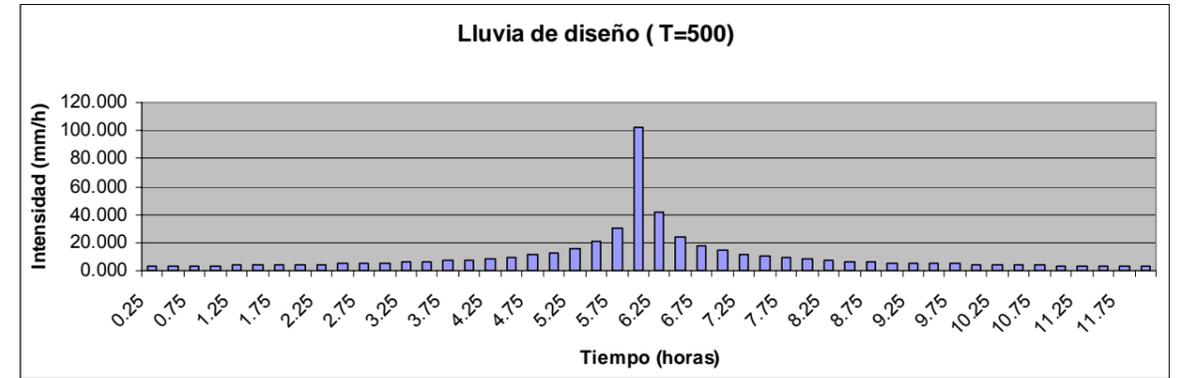
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.8



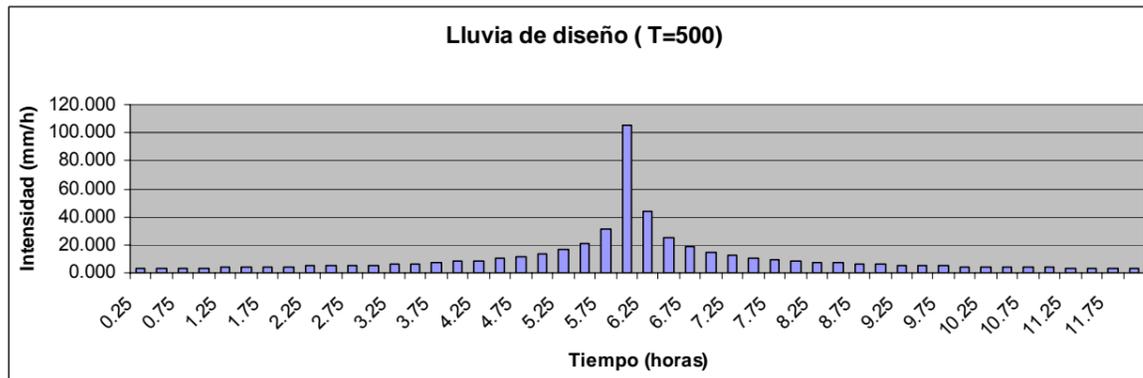
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.9



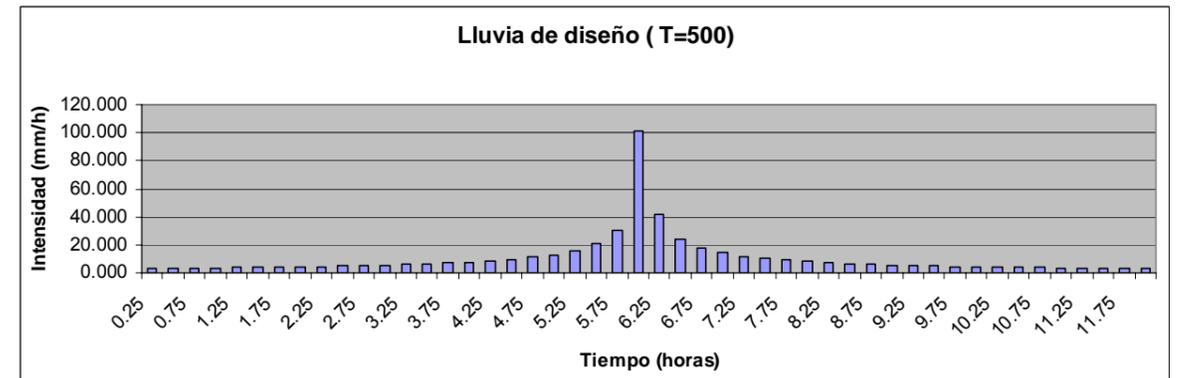
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.10.2



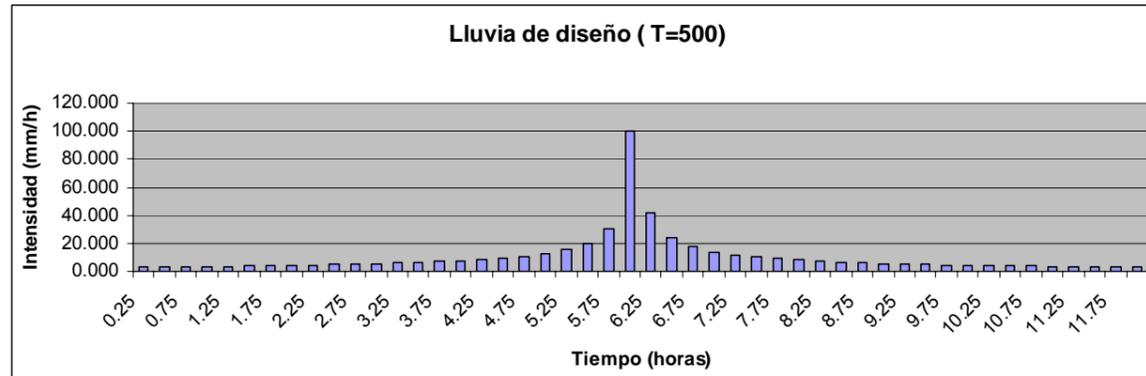
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.10.1



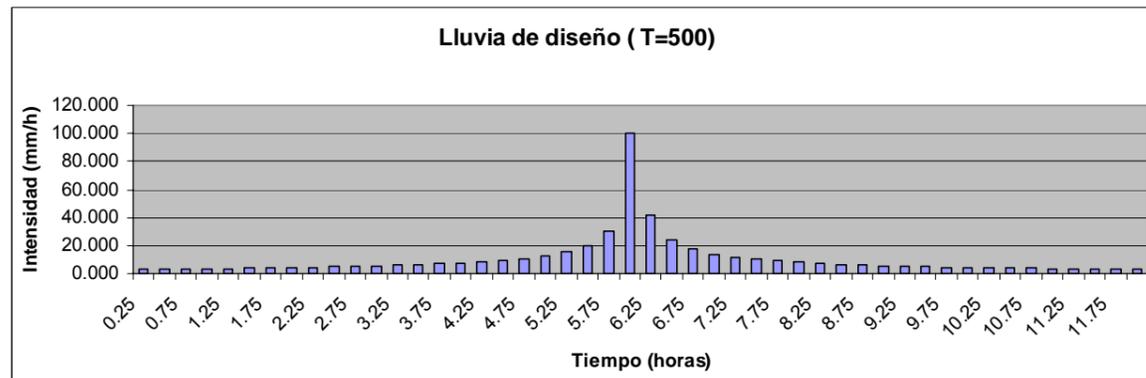
Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.10.3



**Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.10.4**



**Periodo de retorno 500 años. Cuenca 1.11**



**3.6.- MÉTODO HIDROMETEOROLÓGICO DE LA INSTRUCCIÓN**

**3.6.1.- Planteamiento general**

La instrucción de carreteras 5.2-IC “Drenaje superficial”, propone un método hidrometeorológico para estimar los caudales asociados a diferentes periodos de retorno basado en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenca, a través de la estimación de la escorrentía. Este método es válido para cuencas cuyo tiempo de concentración no supere las seis horas.

Para cuencas muy grandes el método propuesto por la Instrucción pierde precisión, empleando en estos casos el Método Racional que se estudia en la monografía publicada por el CEDEX “Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas” a partir del cual se desarrolla el método de la instrucción 5.2-IC, y que difiere de éste en ciertos parámetros.

**3.6.2.- Fórmula de cálculo**

El cálculo de caudales de referencia se realiza según la metodología expuesta en la instrucción 5.2-IC y la publicación del CEDEX “Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas”. Según la instrucción 5.2-IC, el caudal de referencia Q en el punto en el que desagua una cuenca o superficie, se obtiene según la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{K}$$

siendo:

- C: el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.
- A: su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse debidamente.

- I: la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.
- K: un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A, y que incluye un aumento del 20 por 100 en Q para tener en cuenta el efecto de las puntas de precipitación.

Para el caso del método propuesto en la publicación "Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas", la expresión de cálculo queda de la siguiente forma:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{3,6} \times K$$

siendo:

- Q (m³/s): caudal punta.
- I (mm/h): máxima intensidad media en el intervalo de duración Tc. En este caso se admite un coeficiente reductor para el cálculo de la precipitación (factor reductor por área), para tener en cuenta la diferente distribución areal de la lluvia. El valor del mencionado coeficiente corrector es, para el valor de A en km²:

$$K_s = 1 - \frac{\log A}{15}$$

- A (km²): superficie de la cuenca.
- C: coeficiente de escorrentía de la cuenca del intervalo donde se produce I.
- K: coeficiente de uniformidad, función del tiempo de concentración.

A continuación se detallan los cálculos que se han realizado con el ánimo de determinar los parámetros básicos a introducir en ambas expresiones.

### 3.6.3.- Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía define la proporción de la componente superficial de la precipitación de intensidad I, y depende de la razón entre la precipitación diaria Pd correspondiente al período de retorno y el umbral de escorrentía P<sub>o</sub>, a partir del cual se inicia ésta.

Por tanto, el coeficiente de escorrentía, depende del período de retorno, a través del valor de Pd. El cálculo se realiza partiendo de la distribución del umbral de escorrentía que presenta cada cuenca y del valor de Pd. La fórmula de cálculo es la siguiente:

Se ha calculado el coeficiente de escorrentía mediante la expresión:

$$C = \frac{\left(\frac{P_d}{P_o} - 1\right) \times \left(\frac{P_d}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_d}{P_o} + 11\right)^2}$$

siendo:

- C = coeficiente de escorrentía.
- P<sub>d</sub> = precipitación máxima diaria.
- P<sub>o</sub> = umbral de escorrentía.

La estimación del umbral de escorrentía, en función de los diferentes usos del suelo, la pendiente media y la permeabilidad superficial, ya fue realizada en el apartado 3.3.4. En este caso, nos falta únicamente determinar el coeficiente de escorrentía para cada cuenca en función del período de retorno considerado. El cálculo realizado se resume en la siguiente tabla:

				COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA					
CÓDIGO		NOMBRE		T5	T10	T25	T50	T100	T500
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.50	0.58	0.65	0.70	0.74	0.82
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonés	0.30	0.38	0.46	0.52	0.56	0.66
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	0.33	0.41	0.48	0.54	0.59	0.69
		C1.10.4	Arroyo Somera	0.44	0.52	0.60	0.65	0.69	0.78
2	2	C2	Arroyo Cantos	0.42	0.50	0.57	0.63	0.67	0.76
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	0.11	0.17	0.23	0.28	0.32	0.43

**3.6.4.- Intensidad media de precipitación**

La intensidad media de precipitación a emplear en la estimación de caudales de referencia por el método hidrometeorológico, se obtiene de la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - T_c^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

siendo:

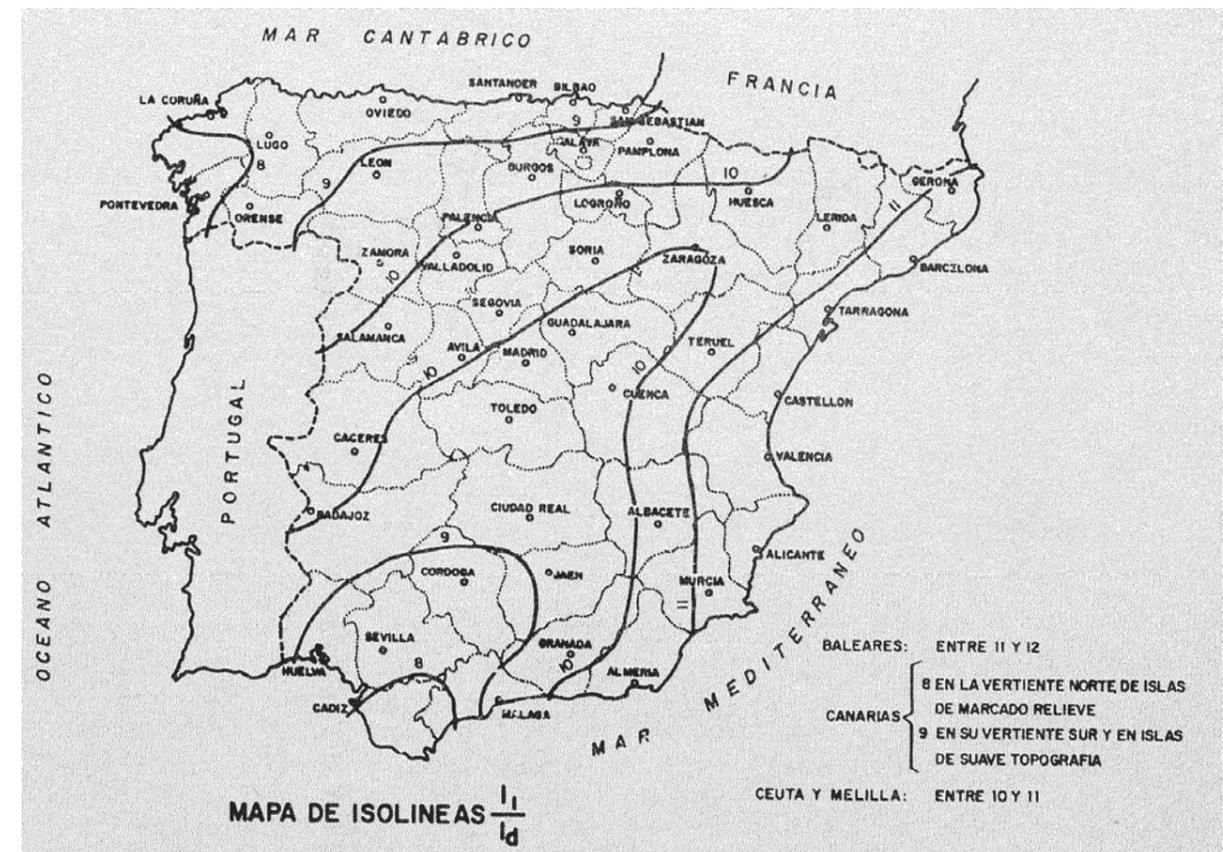
$T_c$  = duración de la lluvia, igual al tiempo de concentración de la cuenca en horas.

$I_t$  = intensidad de lluvia media en un intervalo de duración t, para un período de retorno dado.

$I_d$  = intensidad media diaria, para ese mismo período de retorno (igual a  $P_d/24$ ).

$I_1/I_d$  = relación entre la intensidad de lluvia horaria y diaria, independiente del período de retorno considerado.

En nuestro caso, la relación  $I_1/I_d$  adopta el valor 9.2, para la zona de estudio, según el siguiente gráfico:



Según la anterior expresión y para los tiempos de concentración ya determinados, quedan los siguientes valores de la intensidad media en función del período de retorno considerado:

			It						
CÓDIGO			NOMBRE	T5	T10	T25	T50	T100	T500
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	35.52	44.58	55.44	65.24	74.49	100.88
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonés	14.94	18.86	23.64	27.89	32.01	43.47
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	37.15	46.44	57.64	68.05	78.34	106.08
		C1.10.4	Arroyo Somera	30.63	38.54	47.84	56.38	64.78	87.21
2	2	C2	Arroyo Cantos	25.19	31.42	39.05	46.04	52.81	71.55
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	27.45	34.43	42.63	50.08	56.94	77.38

**3.6.5.- Superficie**

El último parámetro que interviene en la fórmula propuesta para el cálculo de caudales es la superficie de la cuenca. Estos valores ya fueron indicados en el apartado 3.2.2., pero volvemos a recordarlos de nuevo:

CÓDIGO			NOMBRE	AREA (Ha)
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	133.99
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonés	825.23
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	106.90
		C1.10.4	Arroyo Somera	166.51
2	2	C2	Arroyo Cantos	223.74
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	215.06

**3.6.6.- Factor reductor por área y coeficiente de uniformidad**

En este caso nos ocupamos de los dos últimos parámetros que intervienen en la expresión de la publicación “Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas”.

En primer lugar, se considera el factor reductor de la precipitación para tener en cuenta la diferente distribución espacial de la lluvia sobre la superficie de la cuenca. La expresión que propone Temez para este parámetro es la siguiente:

$$K_s = 1 - \frac{\log A}{15}$$

siendo:

- A (km<sup>2</sup>): Superficie de la cuenca considerada.

Este factor reductor adopta valores inferiores a la unidad para aquellas cuencas de tamaño superior a 1 km<sup>2</sup>.

En segundo lugar, el coeficiente de uniformidad se calcula según la expresión:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

siendo:

- Tc (h): Tiempo de concentración de la cuenca.

Los valores que se obtienen son los de la siguiente tabla.

CÓDIGO			NOMBRE	Ks	K
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.99	1.06
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	0.94	1.31
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	1.00	1.06
		C1.10.4	Arroyo Somera	0.99	1.09
2	2	C2	Arroyo Cantos	0.98	1.13
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	0.98	1.11

**3.6.7.- Caudales de referencia**

Una vez determinados los valores del coeficiente de escorrentía, intensidad media de precipitación, área de las cuencas y demás parámetros, se calculan finalmente los siguientes caudales de referencia para cada una de las cuencas y subcuencas, en función del período de retorno considerado:

**Caudales de referencia (m³/s) según la Instrucción 5.2.I.C**

				SEGÚN LA INSTRUCCIÓN 5.2-IC					
CÓDIGO			NOMBRE	T5	T10	T25	T50	T100	T500
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	7.93	11.52	16.12	20.43	24.60	36.74
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	12.32	19.61	29.70	39.51	49.58	79.44
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	4.36	6.71	9.89	13.09	16.42	25.94
		C1.10.4	Arroyo Somera	7.49	11.15	15.82	20.33	24.92	37.56
2	2	C2	Arroyo Cantos	7.90	11.67	16.72	21.60	26.51	40.59
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	2.17	4.16	7.03	10.06	13.15	23.70

**Caudales de referencia (m3/s) según la Publicación “Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas”**

				SEGÚN MÉTODO MODIFICADO DE TÉMEZ					
CÓDIGO			NOMBRE	T5	T10	T25	T50	T100	T500
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	6.97	10.12	14.16	17.96	21.62	32.29
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	12.60	20.06	30.38	40.41	50.71	81.24
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	3.84	5.92	8.73	11.55	14.49	22.89
		C1.10.4	Arroyo Somera	6.69	9.97	14.14	18.18	22.28	33.58
2	2	C2	Arroyo Cantos	7.27	10.75	15.39	19.89	24.41	37.38
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	1.97	3.78	6.38	9.13	11.94	21.52

En este caso se obtienen valores inferiores a los propuestos por la Instrucción 5.2-IC, debido fundamentalmente al coeficiente mayorador del 20% que emplea la fórmula de la Instrucción.

Por último, según los criterios expuestos por la Agencia Andaluza del Agua para un periodo de retorno de 500 años, el caudal a considerar no debe ser inferior a 15-20 m³/s y km², en cuencas de tamaño inferior a 30 km². Según dicho criterio los caudales a considerar no deben ser inferiores a los siguientes:

**Caudales de referencia (m³/s) según criterios de la Agencia Andaluza del Agua**

CÓDIGO			NOMBRE	Q (m³/s)
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	<b>26.80</b>
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	<b>123.78</b>
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	<b>21.38</b>
		C1.10.4	Arroyo Somera	<b>33.30</b>
2	2	C2	Arroyo Cantos	<b>44.75</b>
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	<b>43.01</b>

**3.6.8.- Caudales de cálculo**

Para la determinación del caudal de la cuenca vertiente para el periodo de retorno de 500 años se adoptará el mayor valor de los siguientes:

- El obtenido por el método racional propuesto en la Instrucción de drenaje 5.2 I.C del Ministerio de Fomento.
- El obtenido por el método modificado de Témez.
- El valor de caudal obtenido con la fórmula en función de la superficie propuesta por la Agencia Andaluza del Agua.

Finalmente los valores de cálculo del presente estudio para un periodo de retorno de 500 años se recogen en la siguiente tabla:

SEGÚN LA INSTRUCCIÓN 5.2-IC														SEGÚN MÉTODO MODIFICADO DE TÉMEZ					SEGÚN AAA	Qmax (m³/sg)		
CÓDIGO	NOMBRE	Tc (h)	Pd (mm)	l1/l2	ld	lt (mm/h)	Corr.	P <sub>0</sub> (mm)	Po' (mm)	Pd/Po	C	AREA (Ha)	Q (m³/sg)	Ks	AREA (m²)	AREA (Km²)	K	Q (m³/sg)				
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.96	257.30	9.20	10.72	100.88	3.10	4.90	15.19	16.94	0.82	133.99	<b>36.74</b>	0.99	1339933.17	1.34	1.06	<b>32.29</b>	<b>26.80</b>	<b>36.74</b>
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	4.31	274.00	9.20	11.42	43.47	3.10	9.10	28.21	9.71	0.66	825.23	<b>79.44</b>	0.94	8252327.78	8.25	1.31	<b>81.24</b>	<b>123.78</b>	<b>123.78</b>
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	0.93	265.00	9.20	11.04	106.08	3.10	8.20	25.42	10.42	0.69	106.90	<b>25.94</b>	1.00	1068974.85	1.07	1.06	<b>22.89</b>	<b>21.38</b>	<b>25.94</b>
		C1.10.4	Arroyo Somera	1.29	262.50	9.20	10.94	87.21	3.10	5.90	18.29	14.35	0.78	166.51	<b>37.56</b>	0.99	1665074.90	1.67	1.09	<b>33.58</b>	<b>33.30</b>	<b>37.56</b>
2	2	C2	Arroyo Cantos	1.82	264.20	9.20	11.01	71.55	3.10	6.30	19.53	13.53	0.76	223.74	<b>40.59</b>	0.98	2237420.22	2.24	1.13	<b>37.38</b>	<b>44.75</b>	<b>44.75</b>
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	1.61	265.00	9.20	11.04	77.38	3.10	17.60	54.56	4.86	0.43	215.06	<b>23.70</b>	0.98	2150620.29	2.15	1.11	<b>21.52</b>	<b>43.01</b>	<b>43.01</b>

En el caso del periodo de retorno de 10 años, tomaremos como el caudal de referencia el mayor de los siguientes valores:

- El obtenido por el método racional propuesto en la Instrucción de drenaje 5.2 I.C del Ministerio de Fomento.
- El obtenido por el método modificado de Témez.

SEGÚN LA INSTRUCCIÓN 5.2-IC													SEGÚN MÉTODO MODIFICADO DE TÉMEZ					Qmax (m <sup>3</sup> /sg)	
CÓDIGO			NOMBRE	Tc (h)	Id	It (mm/h)	Corr.	Umb Esc(mm)	Po (mm)	Pd/Po	C	AREA (Ha)	Q (m <sup>3</sup> /sg)	Ks	AREA (m <sup>2</sup> )	AREA (Km <sup>2</sup> )	K		Q (m <sup>3</sup> /sg)
1	1.8	C1.8.1	Arroyo Piedra Horadada	0.96	4.74	44.58	3.10	4.90	15.19	7.49	0.58	133.99	<b>11.52</b>	0.99	1339933.17	1.34	1.06	<b>10.12</b>	<b>11.52</b>
	1.10	C1.10.1	Arroyo Pilonos	4.31	4.95	18.86	3.10	9.10	28.21	4.21	0.38	825.23	<b>19.61</b>	0.94	8252327.78	8.25	1.31	<b>20.06</b>	<b>20.06</b>
		C1.10.3	Arroyo Ciprés	0.93	4.83	46.44	3.10	8.20	25.42	4.56	0.41	106.90	<b>6.71</b>	1.00	1068974.85	1.07	1.06	<b>5.92</b>	<b>6.71</b>
		C1.10.4	Arroyo Somera	1.29	4.83	38.54	3.10	5.90	18.29	6.34	0.52	166.51	<b>11.15</b>	0.99	1665074.90	1.67	1.09	<b>9.97</b>	<b>11.15</b>
2	2	C2	Arroyo Cantos	1.82	4.83	31.42	3.10	6.30	19.53	5.94	0.50	223.74	<b>11.67</b>	0.98	2237420.22	2.24	1.13	<b>10.75</b>	<b>11.67</b>
3	3	C3	Arroyo Cañuelo	1.61	4.91	34.43	3.10	17.60	54.56	2.16	0.17	215.06	<b>4.16</b>	0.98	2150620.29	2.15	1.11	<b>3.78</b>	<b>4.16</b>

### 3.7.- SIMULACIÓN HIDROLÓGICA DE LA CUENCA DEL RÍO CAMPANILLAS

#### 3.7.1.- Modelo matemático empleado

Como se ha comentado anteriormente el tiempo de concentración estimado para la cuenca 1, correspondiente al Río Campanillas, supera las seis horas, por lo que de acuerdo a la Instrucción de Drenaje el Método Simplificado no es adecuado para obtener la propagación de caudales a lo largo de la cuenca. Por este motivo se decide la aplicación de los modelos matemáticos considerados en el programa HEC-HMS del Soil Conservation Service (SCS), con diferentes posibilidades en la modelación del proceso Precipitación-Intercepción-Escorrentía-Propagación.

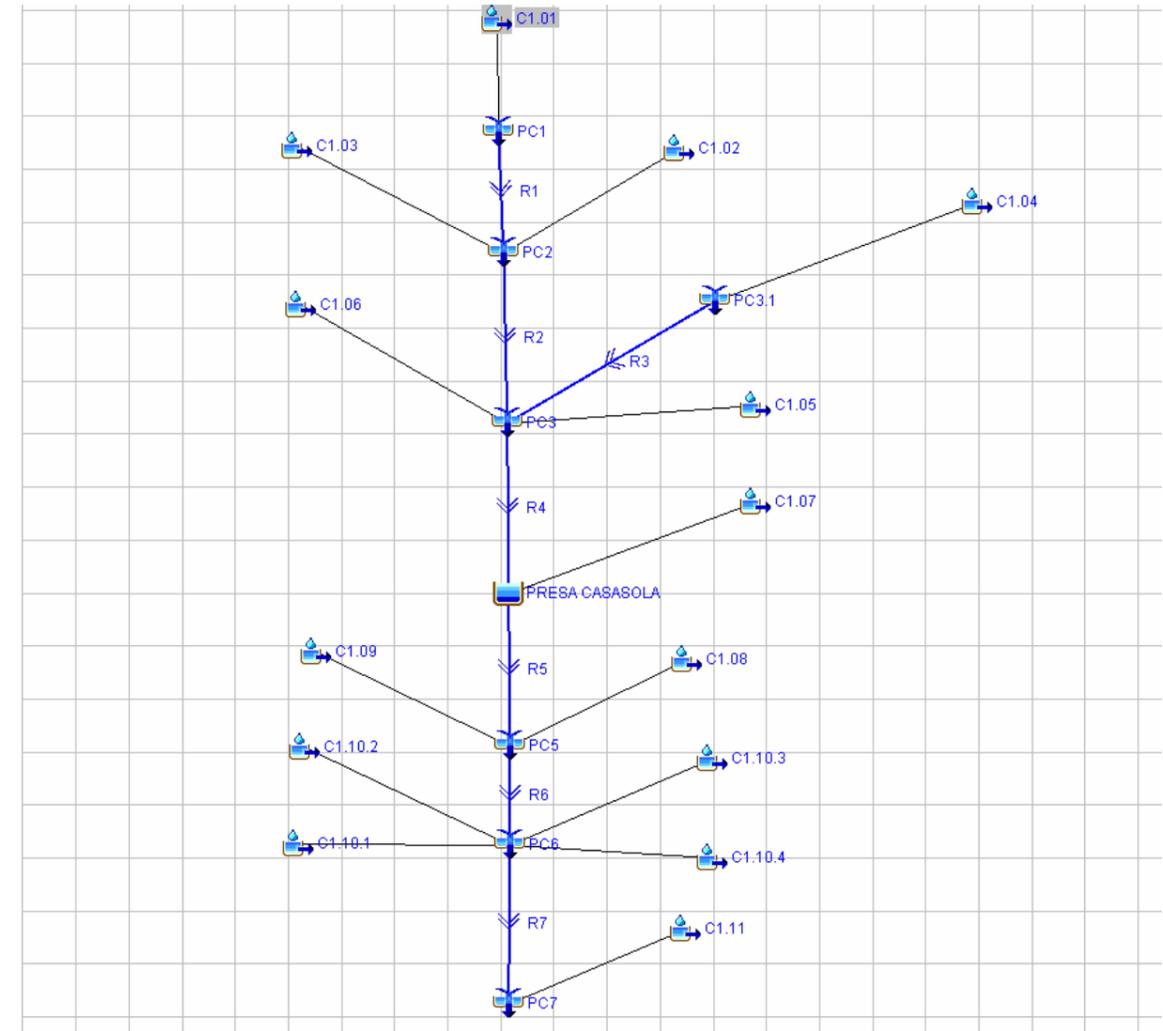
#### 3.7.2.- Simulación hidrológica y modelación de elementos

Su finalidad es reproducir en forma dinámica el esquema de una avenida, es decir: precipitación, intercepción, escorrentía superficial y propagación de hidrogramas en cauces, para lo cual el sistema requiere una subdivisión espacial de la cuenca incluyendo los siguientes elementos:

- Subcuencas parciales con características homogéneas de precipitación y parámetros de escorrentía, que generan los correspondientes hidrogramas de salida.
- Tramos de cauce donde se propagan los anteriores hidrogramas.
- Nudos de conexión donde se realiza la incorporación de nuevos hidrogramas a los tramos de cauce.
- Elementos de regulación, tales como embalses, lagos, etc...

La combinación de los elementos anteriores da lugar al modelo superficial de cuenca.

El esquema hidrológico propuesto es el siguiente:



### 3.7.3.- Modelo de infiltración e interceptación.

Dentro de cada subcuenca hay que elegir, en primer lugar, el método para la estimación de la lluvia neta que interviene directamente en la generación de escorrentía superficial, descontando las pérdidas que supone la infiltración en el terreno y la interceptación por parte de la vegetación. Estas pérdidas deben ser consideradas tanto si el modelo de transformación lluvia-escorrentía es el hidrograma unitario como si se aplican las ecuaciones de onda cinemática.

Como ya se ha indicado en apartados anteriores, para evaluar las pérdidas se ha empleado el método del número de curva del Soil Conservation Service (el modelo HEC-HMS contiene otros métodos de determinación), donde el único parámetro necesario es el número de curva CN.

Según este método, la ecuación de continuidad se puede expresar como:

$$\Sigma Pnt = \Sigma Pt - Po - S' \quad (1)$$

Siendo:

- $\Sigma Pt$ : Luvia acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado.
- $\Sigma Pnt$ : Lluvia neta provocada por  $\Sigma Pt$
- $Po$ : Pérdida de precipitación inicial antes de iniciarse el proceso de escorrentía de la cuenca. (Abstracción inicial)
- $S'$ : Cantidad de agua infiltrada en la cuenca (Abstracción real)

El método del número de curva propone la existencia de la siguiente relación de proporcionalidad:

$$S' / S = \Sigma Pnt / (\Sigma Pt - Po) \quad (2)$$

Donde S representa la capacidad máxima de retención de agua por el suelo de la cuenca (Abstracción máxima) la cual se obtiene a partir del número de curva según la siguiente expresión:

$$S = (25400/CN) - 254.$$

Combinando las expresiones anteriores (1) y (2) se obtiene:

$$\Sigma Pnt = (\Sigma Pt - Po)^2 / (\Sigma Pt - Po + S)$$

El umbral inicial  $Po$  puede considerarse como el 20% de dicho la abstracción máxima S (relación propuesta por el SCS). De este modo, la expresión anterior quedaría del siguiente modo):

$$\Sigma Pnt = (\Sigma Pt - Po)^2 / (\Sigma Pt + 4Po)$$

### 3.7.4.- Modelo de transformación lluvia-escorrentía.

Los métodos propuestos para la transformación lluvia-escorrentía son esencialmente dos: el uso del hidrograma unitario, función de transferencia de una lluvia de magnitud uno sobre toda la cuenca, que toma como entrada el hietograma y devuelve el hidrograma como superposición lineal de hidrogramas unitarios; y la aplicación de ecuación de la onda cinemática. Este último método se ha desechado debido a la complejidad que el uso del mismo supone.

Considerando el método del hidrograma unitario, existen dos opciones: imponer un hidrograma unitario directamente, o utilizar uno de los tres hidrogramas unitarios sintéticos propuestos por el programa: el hidrograma de Clark, el de Snyder o el hidrograma adimensional del Soil Conservation Service. En este caso se ha hecho uso del hidrograma del SCS que depende únicamente de un parámetro: el T lag o tiempo de retardo. que es la diferencia de tiempo entre el centroide de hietograma efectivo y el pico de hidrograma unitario. Su valor se ha estimado mediante la expresión empírica propuesta por TEMEZ J.R (1987), "Cálculo Hidrometeorológico de Pequeñas Cuencas Naturales", donde es igual a  $0,35 \cdot T_c$ , siendo  $T_c$  el tiempo de concentración.

A continuación se adjuntan las tablas donde se reflejan los parámetros necesarios para definir el modelo de infiltración e intercepción, para las condiciones de humedad II, que han sido las finalmente consideradas, así como los parámetros necesarios para definir el modelo de transformación lluvia-escorrentía:

	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS						TRANSF. LLUVIA-ESCORRENTÍA (TRANSFORM)			TORMENTA DE DISEÑO	MODELO DE PÉRDIDAS (LOSS RATE)		
	CUENCA	S (Km <sup>2</sup> )	L CAUCE PPAL (km)	COTA SUP. CAUCE PPAL (m)	COTA INF. CAUCE PPAL (m)	PENDIENTE MEDIA CAUCE PRINCIPAL: Jca	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN: Tc (horas)	TIEMPO DE RETARDO: Tlag (horas)	TIEMPO DE RETARDO: Tlag (min)	INTERVALO PARA LA TORMENTA (horas)	NUMERO DE CURVA: CN	RETENCIÓN MÁXIMA POSIBLE: S (mm)	ABSTRACCIÓN INICIAL: la Ó UMBRAL DE ESCORRENTÍA: Po (mm)
CONDICIÓN DE HUMEDAD II	1.1	41.09	9.55	1178.00	410.00	0.08042	2.69	0.94	56.51	0.20	75	82.87	16.57
	1.2	17.43	9.60	832.50	320.00	0.05339	2.92	1.02	61.33	0.20	78	72.90	14.58
	1.3	19.25	10.02	960.00	320.00	0.06387	2.92	1.02	61.23	0.20	77	75.44	15.09
	1.4	29.64	7.21	910.00	480.00	0.05964	2.30	0.81	48.31	0.20	73	93.95	18.79
	1.5	33.21	16.23	480.00	226.00	0.01565	5.50	1.92	115.41	0.20	78	69.98	14.00
	1.6	12.32	8.27	320.00	226.00	0.01137	3.50	1.22	73.46	0.20	82	56.13	11.23
	1.7	31.49	10.50	226.00	90.00	0.01295	4.09	1.43	85.92	0.20	82	55.38	11.08
	1.8	33.58	7.27	90.00	40.00	0.00688	3.49	1.22	73.28	0.20	81	61.53	12.31
	1.9	49.32	18.89	564.00	40.00	0.02774	5.53	1.94	116.17	0.20	82	57.27	11.45
	1.10.1	8.25	15.65	794.00	30.00	0.04882	4.31	1.51	90.44	0.20	82	54.63	10.93
	1.10.2	2.57	1.77	40.00	30.00	0.00565	1.24	0.43	26.00	0.20	80.70	60.75	12.15
	1.10.3	1.07	2.28	194.00	30.00	0.07193	0.93	0.32	19.43	0.20	81.30	58.42	11.68
1.10.4	1.67	3.42	250.00	30.00	0.06433	1.29	0.45	27.02	0.20	86.40	39.98	8.00	
1.11	7.32	5.10	30.00	10.00	0.00392	2.97	1.04	62.28	0.20	92.30	21.19	4.24	

### 3.7.5.- Modelo de propagación.

Una vez el hidrograma ha sido definido en el extremo aguas abajo de una subcuenca, se debe propagar hacia aguas abajo, dándose así su laminación. Esta laminación se puede dar en su flujo a lo largo de un canal o río, o en un embalse.

El modelo de propagación se utiliza para representar el movimiento de la onda de avenida en el cauce de un río. La entrada a este componente es un hidrograma en el punto de aguas arriba de la subcuenca como resultado de escorrentías superficiales, transportes o derivaciones. Este hidrograma es transportado hacia el punto de aguas abajo de la subcuenca, teniendo en cuenta las características del cauce.

Existen dos enfoques para el estudio de la propagación:

- Hidrológico: Se basa únicamente en el principio de continuidad, junto a una relación, analítica o empírica, entre el almacenamiento y la descarga dentro del sistema que constituye la cuenca. Se trata del método de Muskingum.
- Hidráulico: Se basa en el principio de continuidad y en el de conservación de la cantidad de movimiento. Comprende los métodos de la onda dinámica, onda, cinemática, onda difusiva y Muskingum-Cunge.

El método utilizado en este estudio para la propagación de caudales sobre los cauces principales, es el de Muskingum. Este método queda definido por los siguientes parámetros:

K (Parámetro de Muskingum): tiempo que tarda el hidrograma de caudal en viajar desde el extremo de un tramo aguas arriba al extremo aguas abajo. El valor que se ha tomado es de  $K(h) = 0,6 Tc'$ , donde  $Tc'$  es el tiempo de concentración en horas por el cauce principal de la subcuenca, y no el tiempo de concentración para el recorrido mas largo de la gota de agua en la subcuenca.

X: refleja la influencia de las condiciones de contorno aguas abajo sobre la propagación del hidrograma. Su valor se mueve entre 0 y 0,5 en función de dicha influencia.

- 0: produce la máxima atenuación del hidrograma.
- 0,5: supone solamente una traslación del hidrograma manteniendo la misma forma y caudal punta sin atenuación.

En los cauces españoles este valor se mueve entre los valores 0,3 y 0,35.

A continuación se adjunta las tablas donde se reflejan los parámetros necesarios para definir el modelo de propagación:

PROPAGACIÓN DE CAUDALES (ROUTING REACH)							
DENOMINACIÓN CAUCE (REACH)	LONGITUD CAUCE PRINCIPAL: Lcvd (km)	COTA SUPERIOR CAUCE PRINCIPAL: Hcvd (m)	COTA INFERIOR CAUCE PRINCIPAL: hcvd (m)	PENDIENTE MEDIA CAUCE PRINCIPAL: Jcvd (m/m)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN: Tc' (horas)	PARÁMETRO DE MUSKINGUM: k (horas)	X
R-1 (Cuenca 1.2)	5.36	410.00	320.00	0.01679	2.34	1.40	0.35
R-2 (Cuenca 1.6)	8.27	320.00	226.00	0.01137	3.50	2.10	0.35
R-3 (Cuenca 1.5)	16.23	480.00	226.00	0.01565	5.50	3.30	0.35
R-4 (Cuenca 1.7)	10.50	226.00	90.00	0.01295	4.09	2.45	0.35
R-5 (Cuenca 1.8)	7.27	90.00	40.00	0.00688	3.49	2.09	0.35
R-6 (Cuenca 1.10.2)	1.77	40.00	30.00	0.00565	1.24	0.74	0.35
R-7 (Cuenca 1.11)	5.10	30.00	10.00	0.00392	2.97	1.78	0.35

El efecto de la laminación de la presa se estudia para la situación más desfavorable posible: embalse lleno hasta coronación. Los datos se han obtenido del Anteproyecto que tomaba los valores del programa de puesta en carga de la presa, obteniendo para cada altura sobre coronación, la elevación, el almacenamiento y la salida, según la siguiente tabla:

PRESA DE CASASOLA		
Elevación ( m )	Almacenamiento (1000 m <sup>3</sup> )	Salida (m <sup>3</sup> /s)
0.00	0.00	0.00
0.50	637.00	12.59
1.00	1220.00	36.04
1.50	1803.50	68.04
2.00	2386.50	106.44
2.50	2970.00	150.31
3.00	3589.00	231.43
3.50	4208.00	337.31
4.00	4827.00	463.70
4.50	5446.00	612.06
5.00	6102.00	773.53
5.50	6759.50	955.81
6.00	7416.25	1152.55
6.50	8073.00	1359.41

Se pasa a continuación a exponer los resultados obtenidos en el modelo, donde se adjuntan las tablas de resumen de resultados y los hidrogramas de salida computados directamente por la aplicación HEC-HMS y una tabla resumen con los caudales punta en el punto de control PV (punto de entrada al encauzamiento).

### 3.7.6.- Tablas de salida

Se adjuntan a continuación las tablas de salida de resumen de resultados del programa donde se reflejan lo siguientes datos:

- Cuenca, punto de control o tramo.
- Caudal punta
- Hora punta en tormenta de 24 h
- Volumen total (mm)
- Área de drenaje (km<sup>2</sup>)

Project: T10 12h Simulation Run: Campanillas	
Start of Run: 01ene2008, 00:00	Basin Model: Río Campanillas
End of Run: 01ene2008, 12:00	Meteorologic Model: T10 12h
Execution Time: 24mar2008, 11:29:38	Control Specifications: Control 1
Volume Units: MM	

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
C1.01	41,0900	160,88	01ene2008, 06:50	38,42
C1.02	17,4300	80,28	01ene2008, 06:50	46,38
C1.03	19,2500	91,11	01ene2008, 06:50	47,67
C1.04	29,6400	98,69	01ene2008, 06:40	30,96
C1.05	33,2100	102,22	01ene2008, 07:55	41,60
C1.06	12,3200	66,88	01ene2008, 07:05	59,26
C1.07	31,4900	143,06	01ene2008, 07:20	53,64
C1.08	33,5800	162,04	01ene2008, 07:05	52,66
C1.09	49,3200	211,12	01ene2008, 07:55	57,89
C1.10.1	8,2500	40,19	01ene2008, 07:25	58,98
C1.10.2	2,5700	22,53	01ene2008, 06:10	58,31
C1.10.3	1,0700	10,59	01ene2008, 06:00	58,48
C1.10.4	1,6700	17,48	01ene2008, 06:10	70,66
C1.11	7,3200	59,16	01ene2008, 06:45	83,05
PC1	41,0900	160,88	01ene2008, 06:50	38,42
PC2	77,7700	235,05	01ene2008, 07:55	40,69
PC3	152,9400	358,14	01ene2008, 09:40	34,61
PC3.1	29,6400	98,69	01ene2008, 06:40	30,96
PC5	267,3300	348,59	01ene2008, 07:25	18,66
PC6	280,8900	384,02	01ene2008, 08:10	19,24
PC7	288,2100	367,85	01ene2008, 10:00	16,69
PRESA CASAS	184,4300	185,37	01ene2008, 12:00	6,65
R1	41,0900	140,17	01ene2008, 08:15	35,01
R2	77,7700	216,06	01ene2008, 09:55	32,66
R3	29,6400	61,43	01ene2008, 09:55	21,64

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
R4	152,9400	335,00	01ene2008, 12:00	18,15
R5	184,4300	69,40	01ene2008, 12:00	1,98
R6	267,3300	342,95	01ene2008, 08:15	17,16
R7	280,8900	357,09	01ene2008, 10:00	14,96

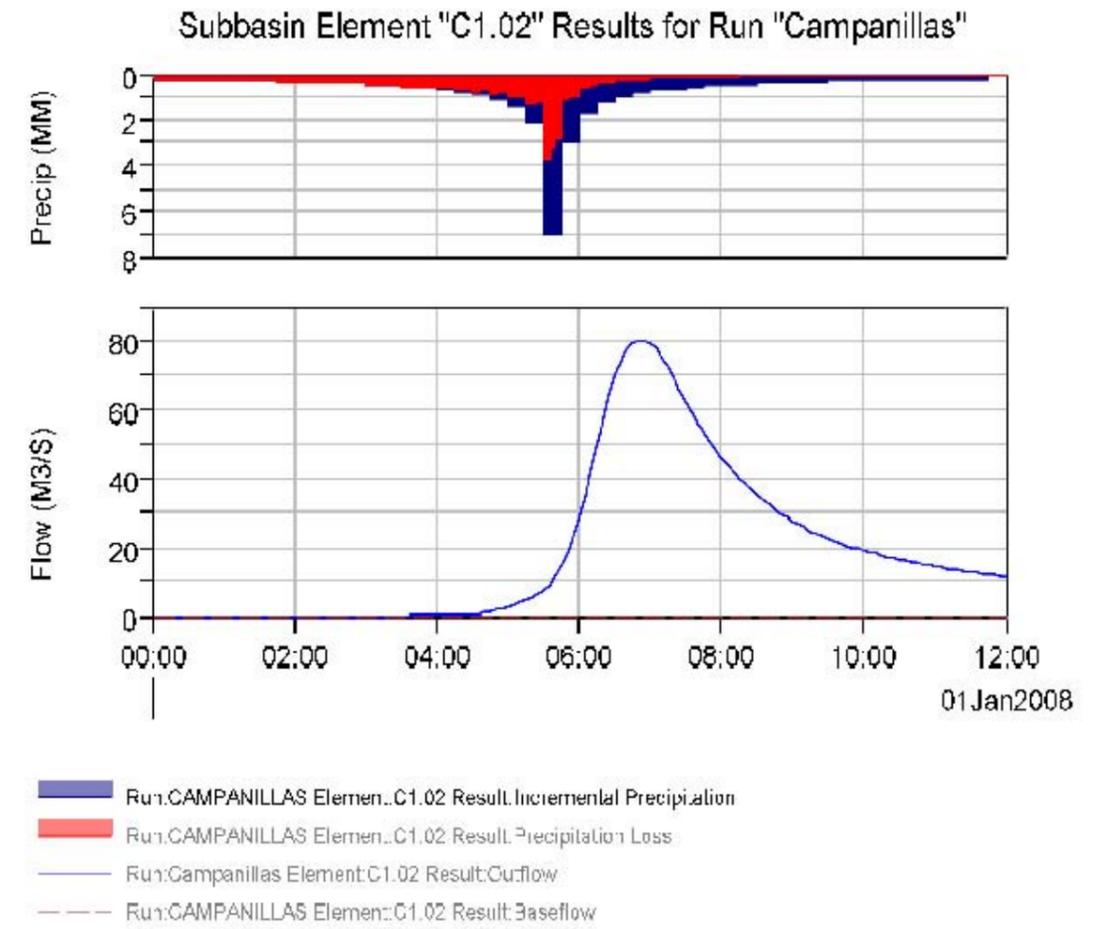
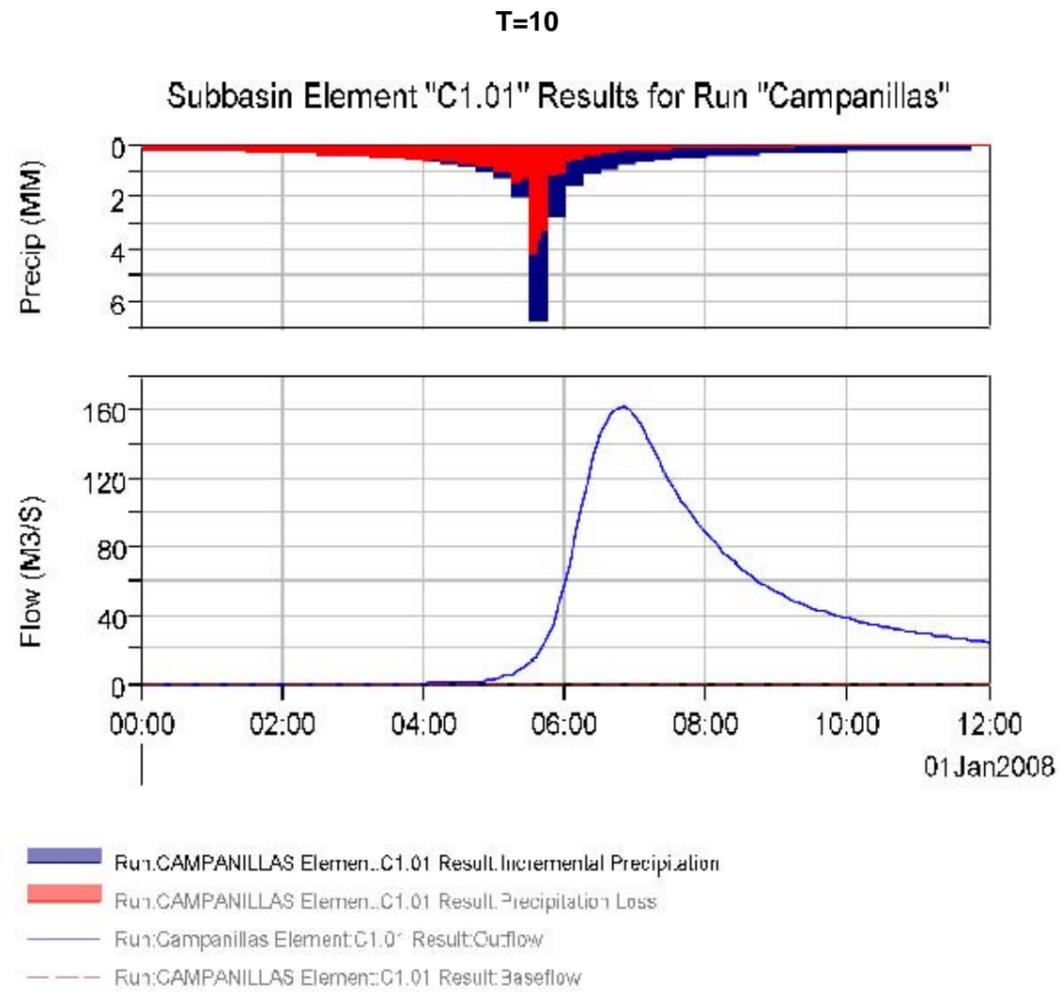
Project: T500_12h Simulation Run: Campanillas	
Start of Run: 01ene2008, 00:00	Basin Model: Río Campanillas
End of Run: 01ene2008, 12:00	Meteorologic Model: T500 12h
Execution Time: 24mar2008, 11:46:14	Control Specifications: Control 1
Volume Units: MM	

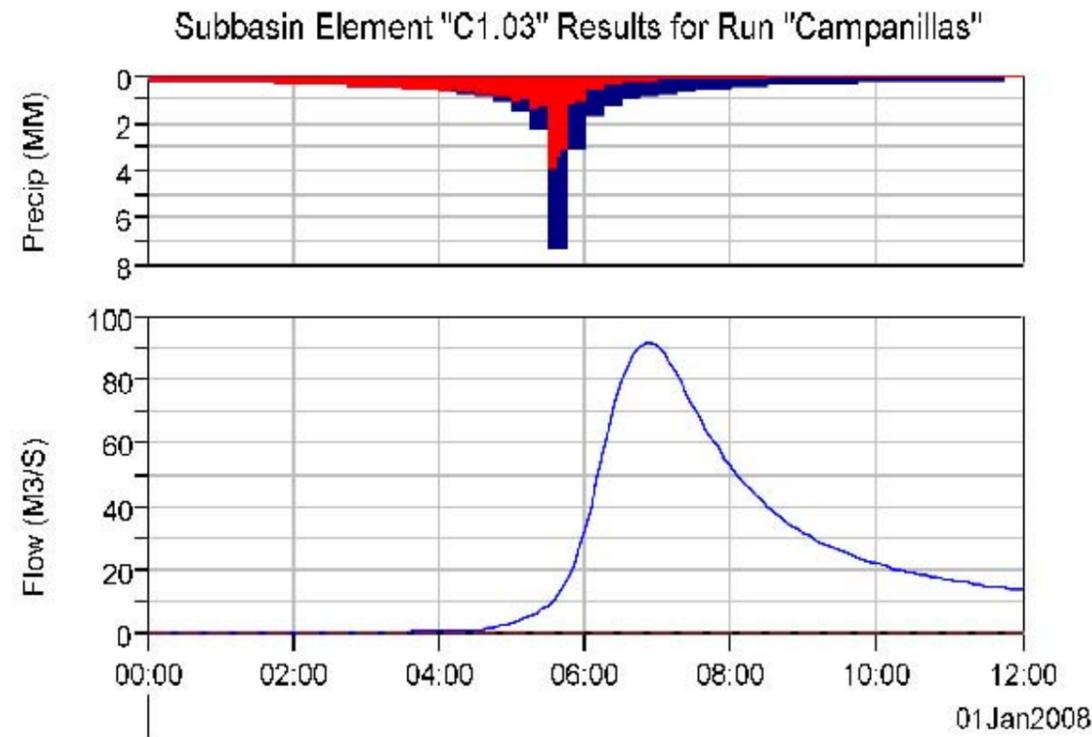
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
C1.01	41,0900	609,00	01ene2008, 06:45	142,04
C1.02	17,4300	277,21	01ene2008, 06:45	159,43
C1.03	19,2500	320,53	01ene2008, 06:45	166,85
C1.04	29,6400	414,79	01ene2008, 06:35	123,62
C1.05	33,2100	350,05	01ene2008, 07:50	143,79
C1.06	12,3200	208,82	01ene2008, 07:00	188,31
C1.07	31,4900	445,85	01ene2008, 07:15	169,81
C1.08	33,5800	513,64	01ene2008, 07:00	168,67
C1.09	49,3200	660,38	01ene2008, 07:45	185,57
C1.10.1	8,2500	124,17	01ene2008, 07:20	185,83
C1.10.2	2,5700	70,54	01ene2008, 06:10	185,39
C1.10.3	1,0700	33,64	01ene2008, 06:00	187,32
C1.10.4	1,6700	47,88	01ene2008, 06:10	200,31
C1.11	7,3200	145,95	01ene2008, 06:45	212,93
PC1	41,0900	609,00	01ene2008, 06:45	142,04
PC2	77,7700	844,55	01ene2008, 07:50	146,93
PC3	152,9400	1293,08	01ene2008, 09:30	127,29
PC3.1	29,6400	414,79	01ene2008, 06:35	123,62
PC5	267,3300	1105,44	01ene2008, 07:20	66,11
PC6	280,8900	1210,92	01ene2008, 08:00	65,37
PC7	288,2100	1149,35	01ene2008, 09:50	54,56
PRESA CASASQUA	184,4300	1118,11	01ene2008, 12:00	48,81
R1	41,0900	531,77	01ene2008, 08:05	132,29
R2	77,7700	781,76	01ene2008, 09:45	123,27
R3	29,6400	256,90	01ene2008, 09:40	93,99

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
R4	152,9400	1207,72	01ene2008, 11:50	71,63
R5	184,4300	542,00	01ene2008, 12:00	15,49
R6	267,3300	1086,40	01ene2008, 08:05	59,16
R7	280,8900	1122,71	01ene2008, 09:50	50,43

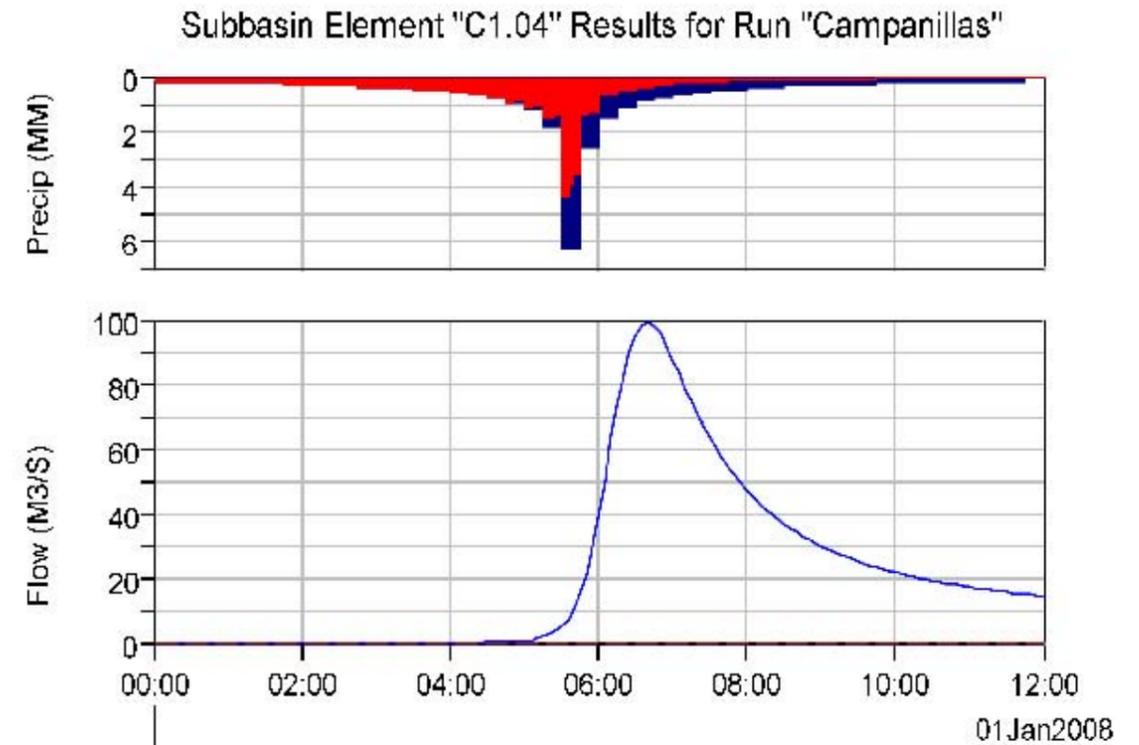
**3.7.7.- Hidrogramas de salida.**

Se adjuntan a continuación los distintos hidrogramas de todas las subcuencas consideradas, los combinados en los puntos de control o confluencias y también los hidrogramas laminados por el transporte a través de los cursos principales (propagaciones).

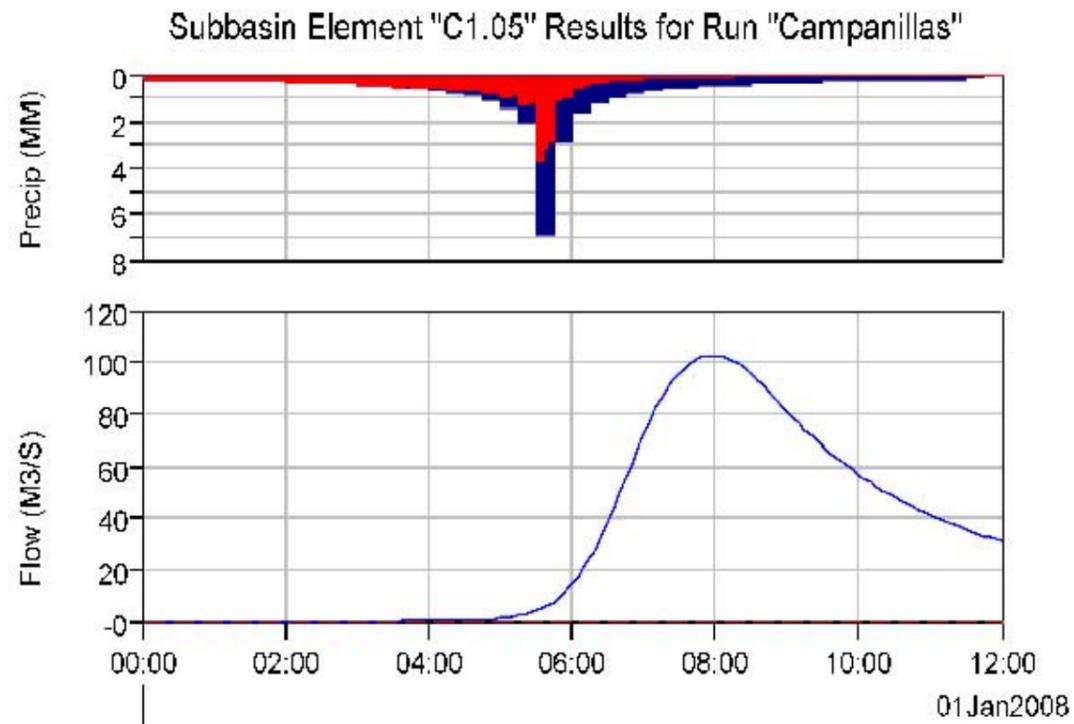




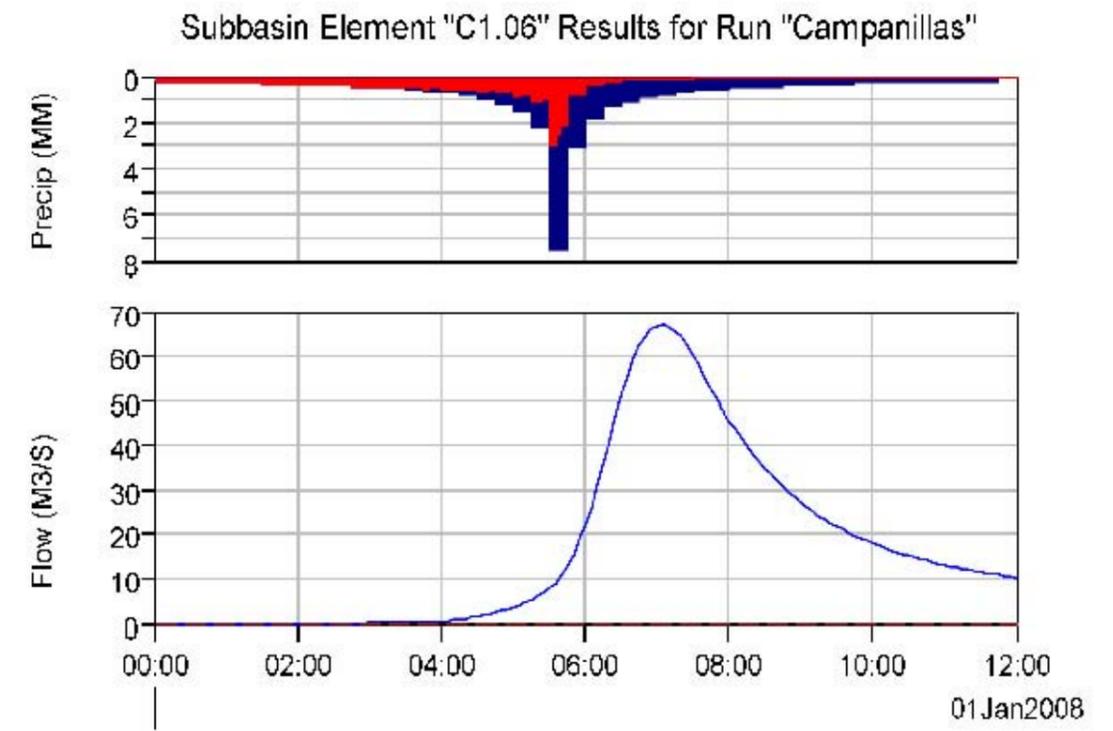
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.03 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.03 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.03 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.03 Result: Baseflow



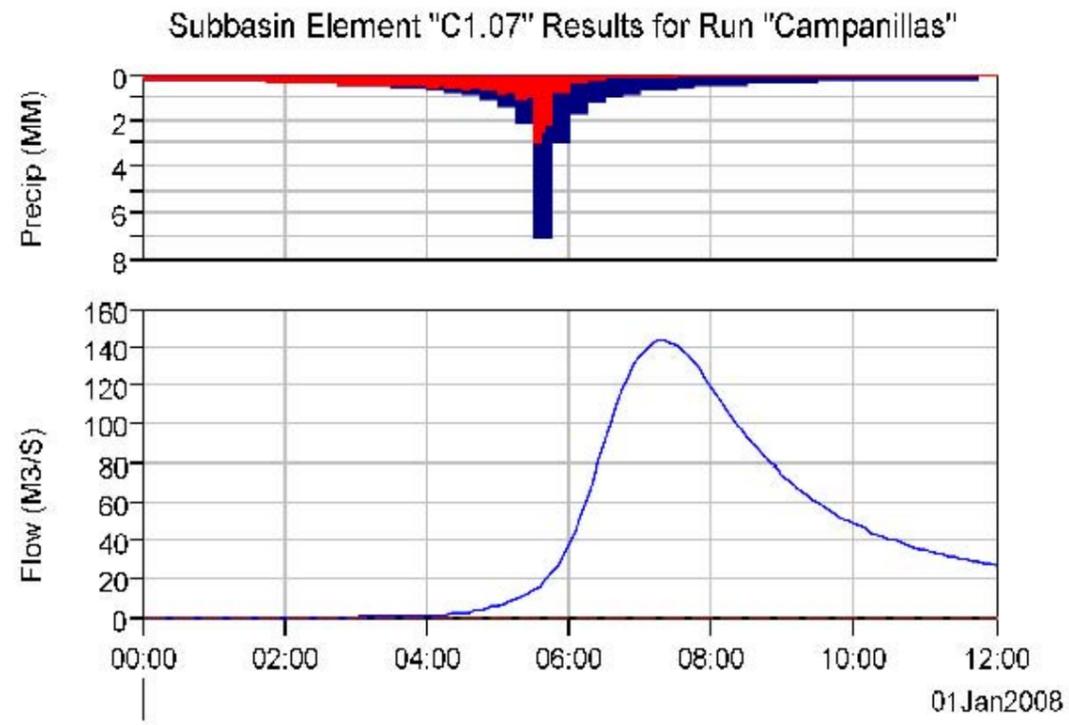
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.04 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.04 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.04 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Elemen.:C1.04 Result: Baseflow



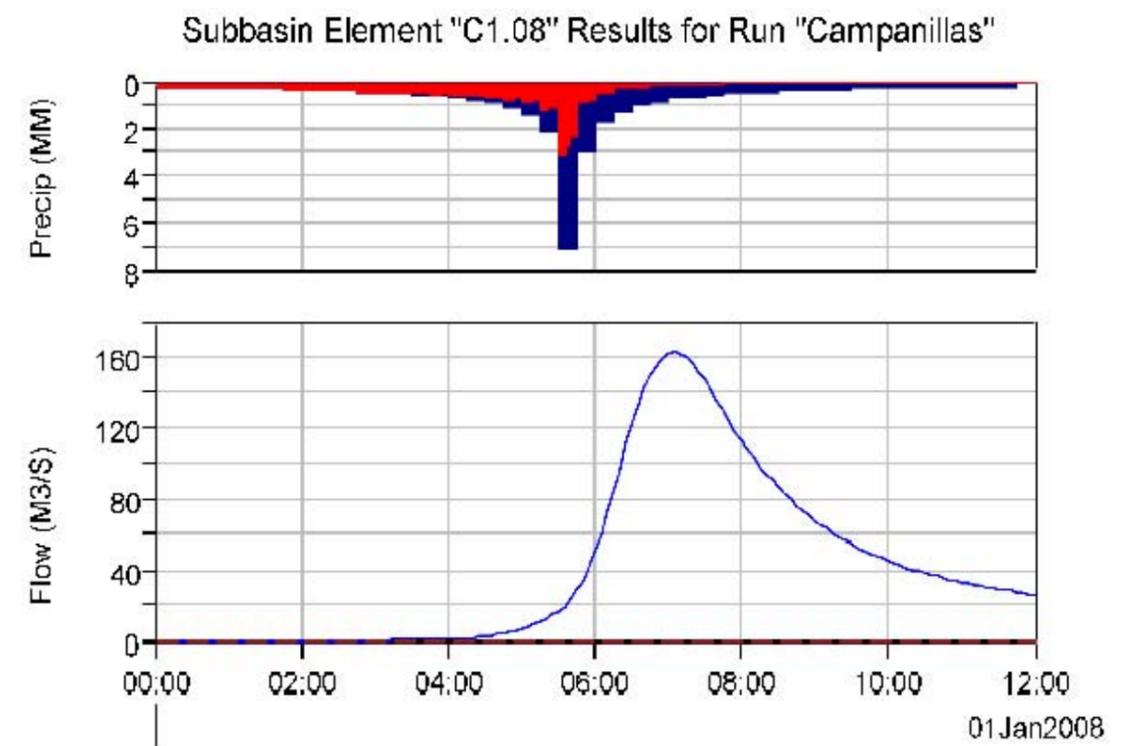
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.05 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.05 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.05 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.05 Result: Baseflow



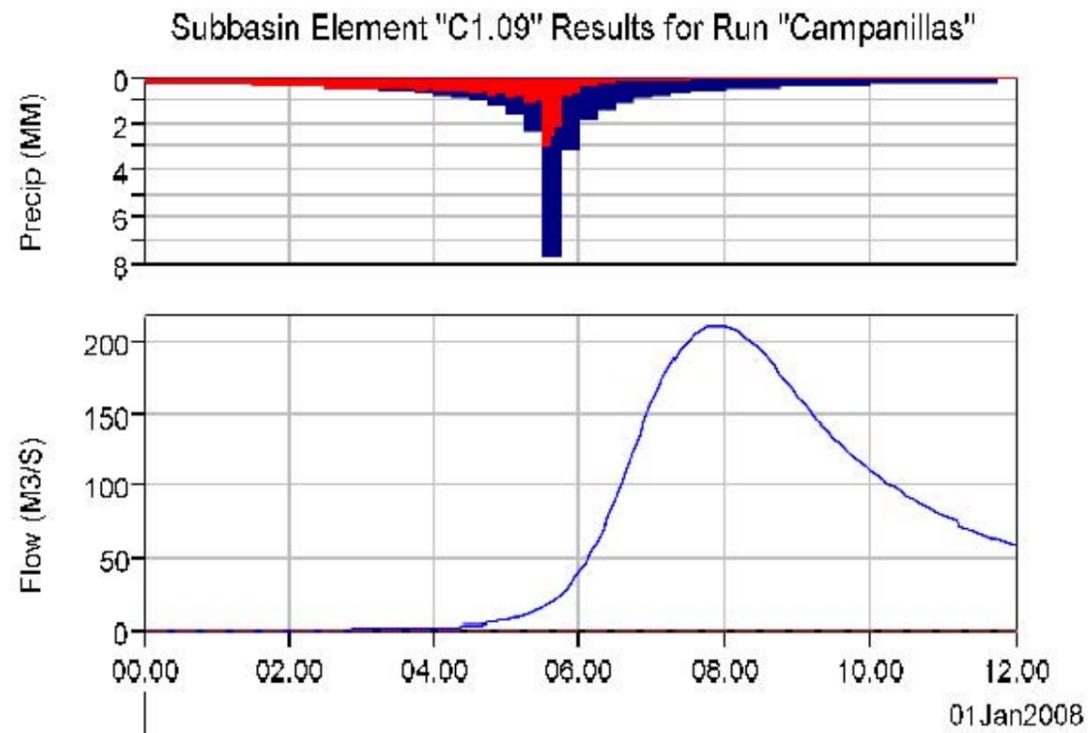
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.06 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.06 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.06 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.06 Result: Baseflow



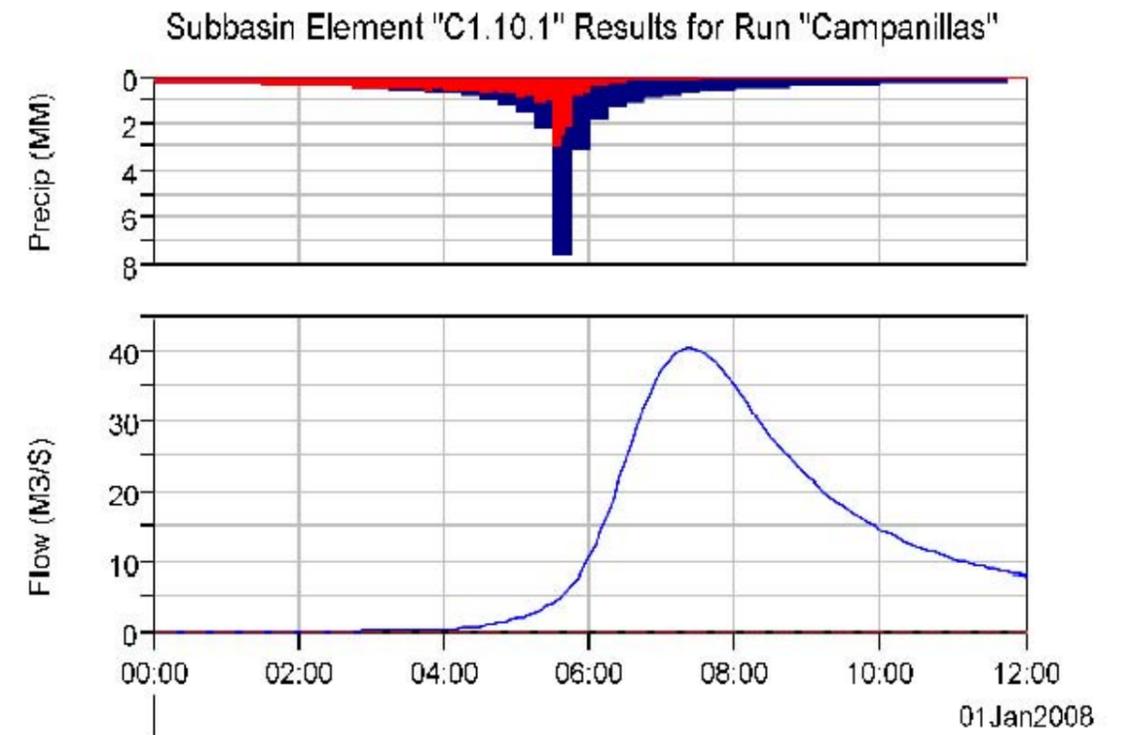
- █ Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.07 Result:Incremental Precipitation
- █ Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.07 Result:Precipitation Loss
- Run:Campanillas Element:C1.07 Result:Outflow
- Run:CAMPANILLAS Element:C1.07 Result:Baseflow



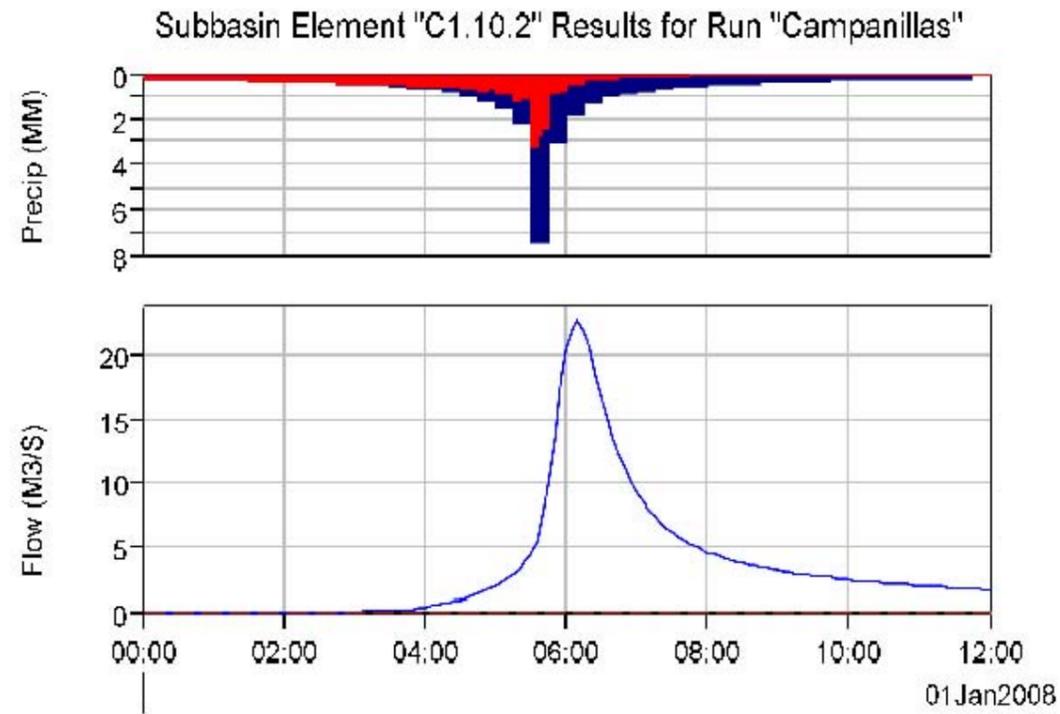
- █ Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.08 Result:Incremental Precipitation
- █ Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.08 Result:Precipitation Loss
- Run:Campanillas Element:C1.08 Result:Outflow
- Run:CAMPANILLAS Element:C1.08 Result:Baseflow



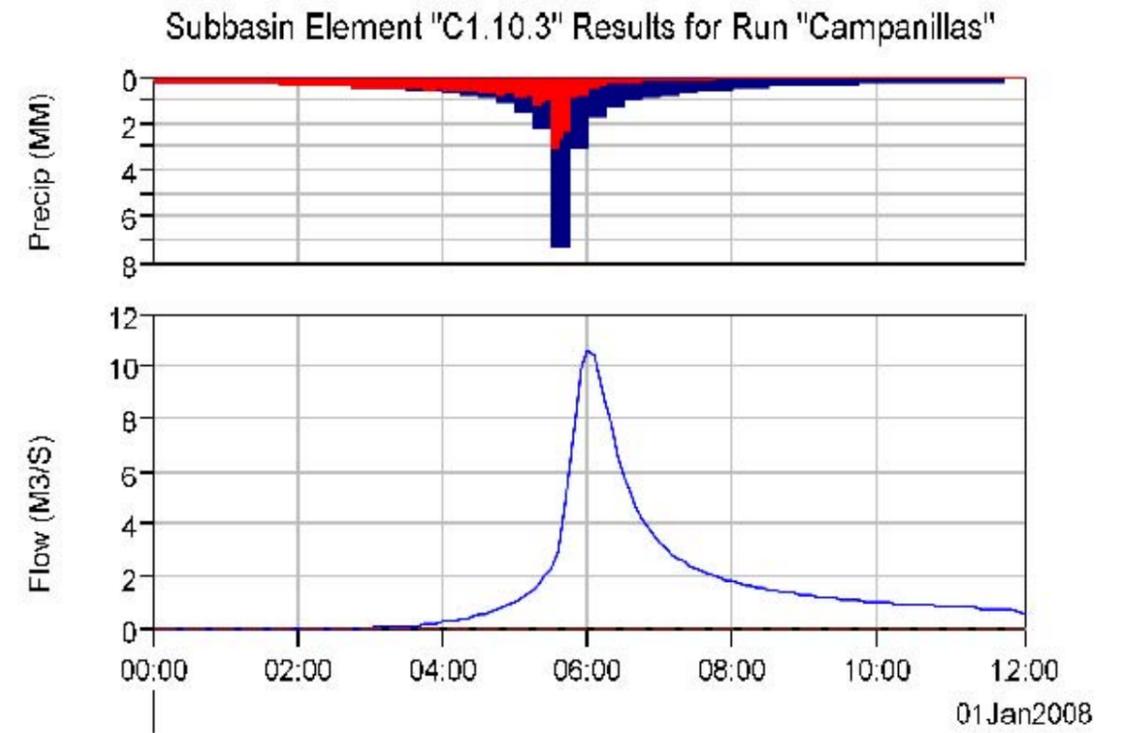
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.09 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Baseflow



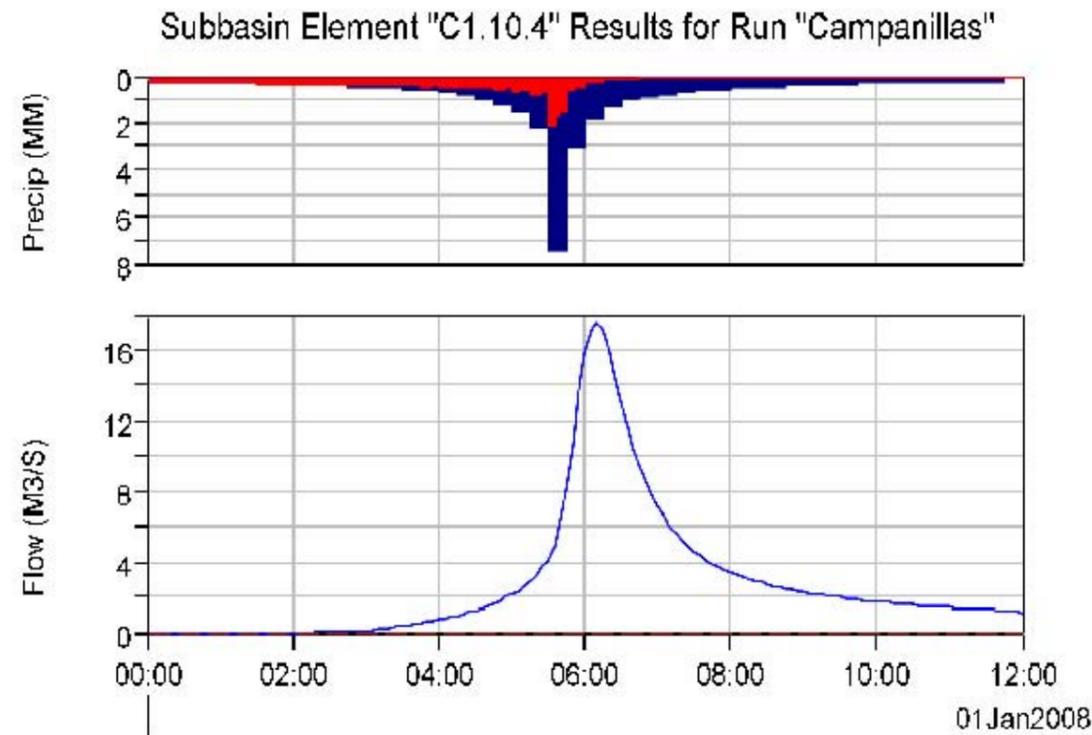
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.1 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Baseflow



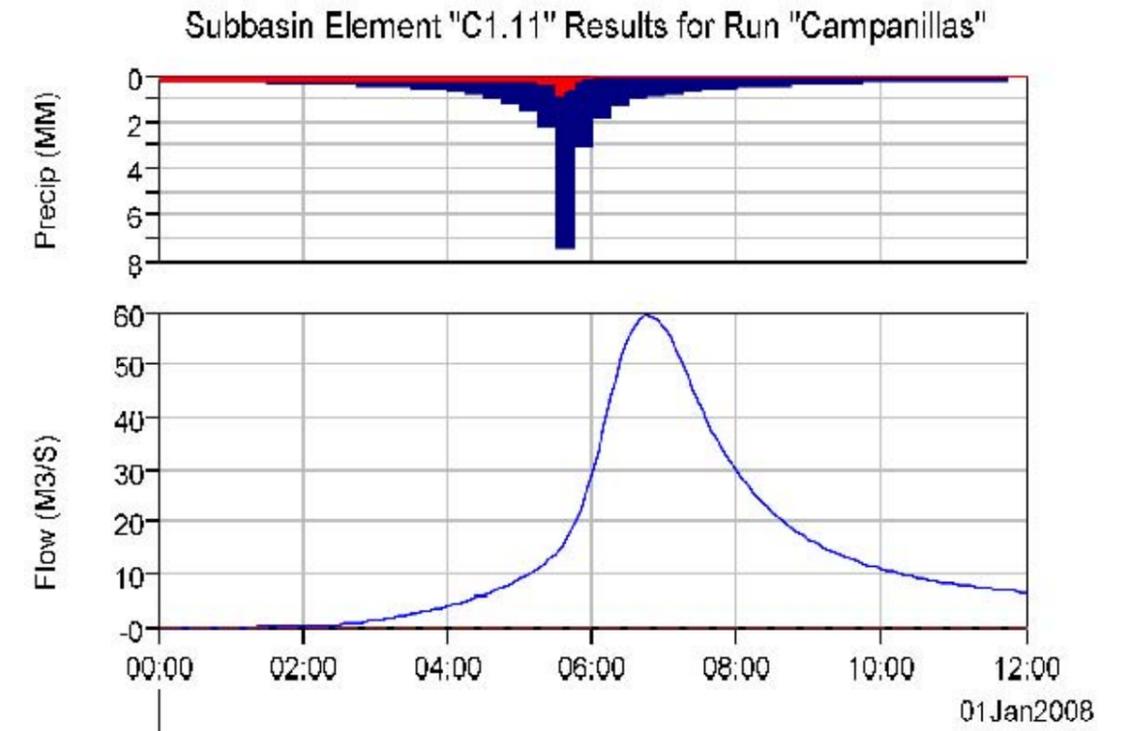
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.2 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Baseflow



- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.3 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Baseflow

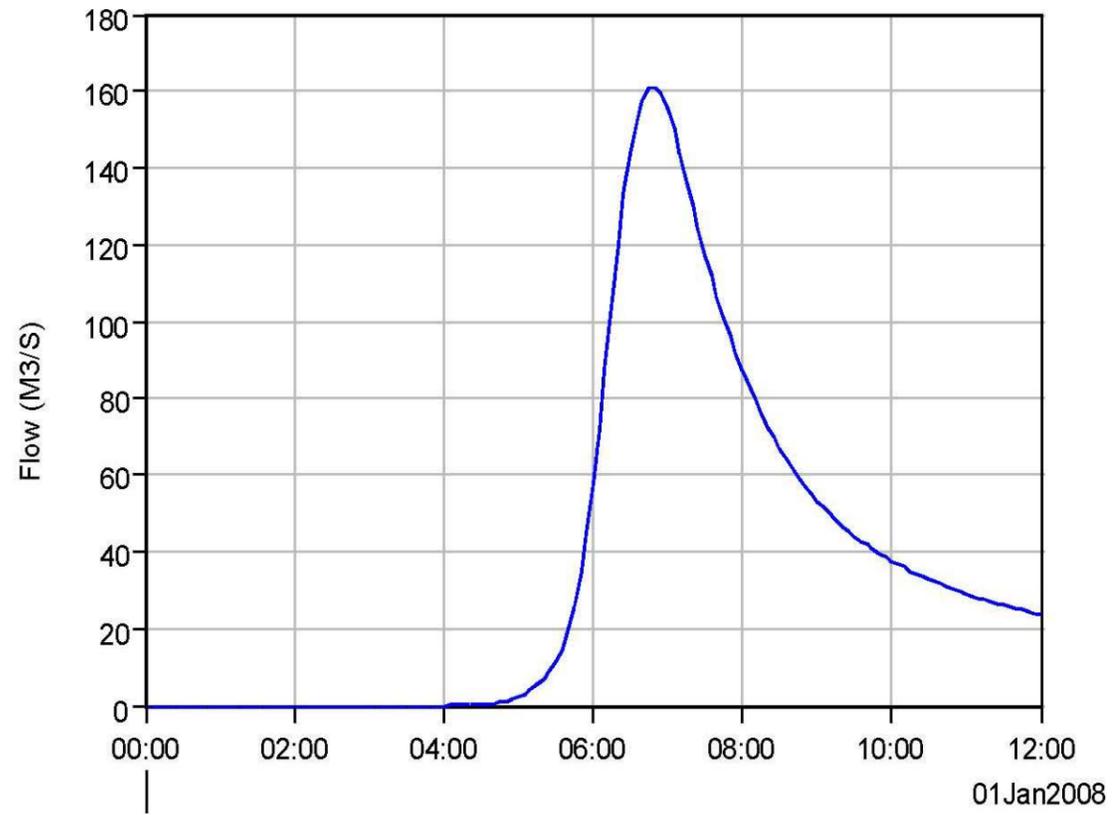


- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.4 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Baseflow



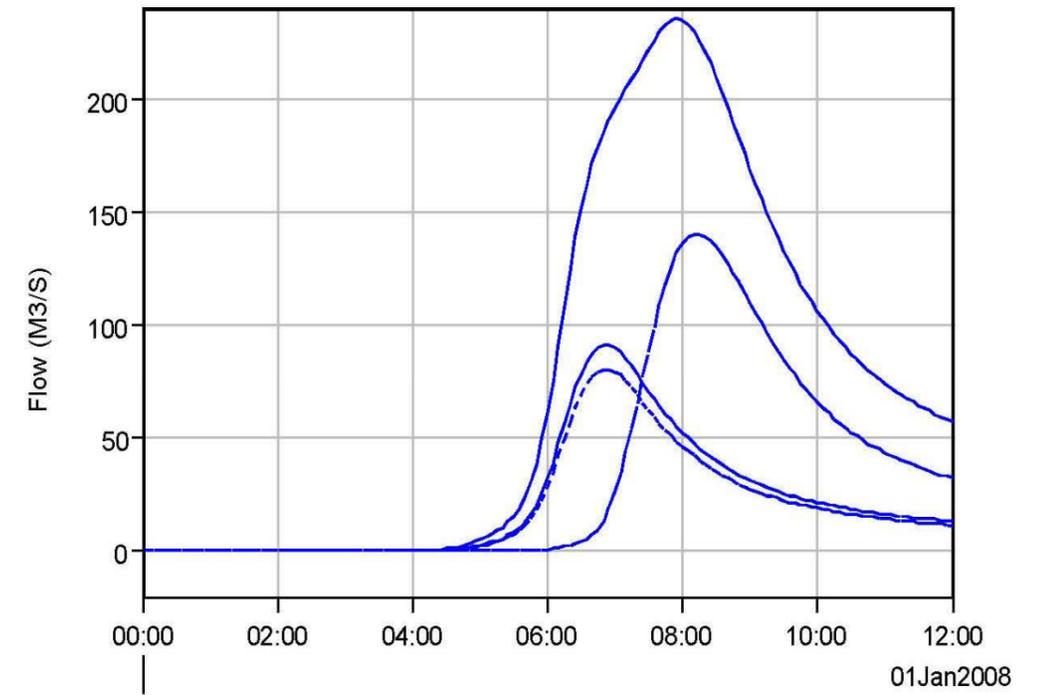
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.11 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Baseflow

Junction Element "PC1" Results for Run "Campanillas"

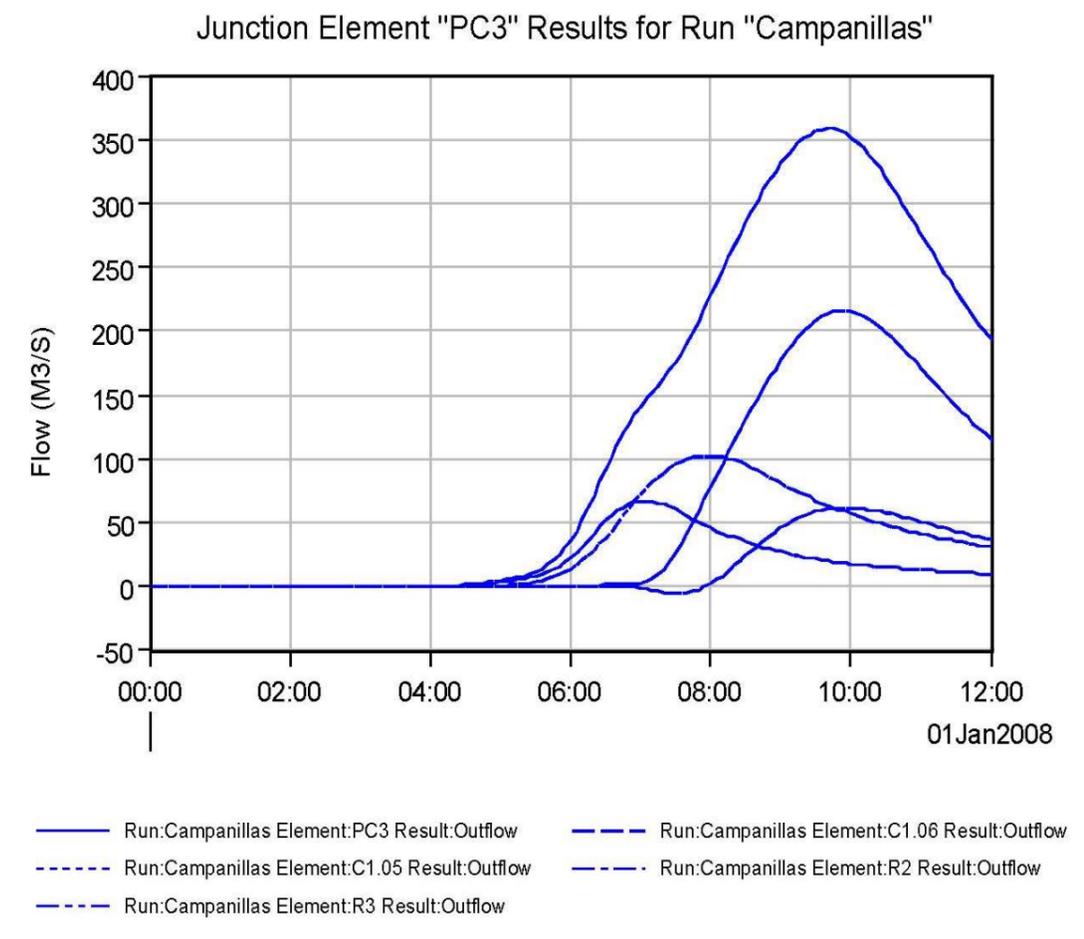
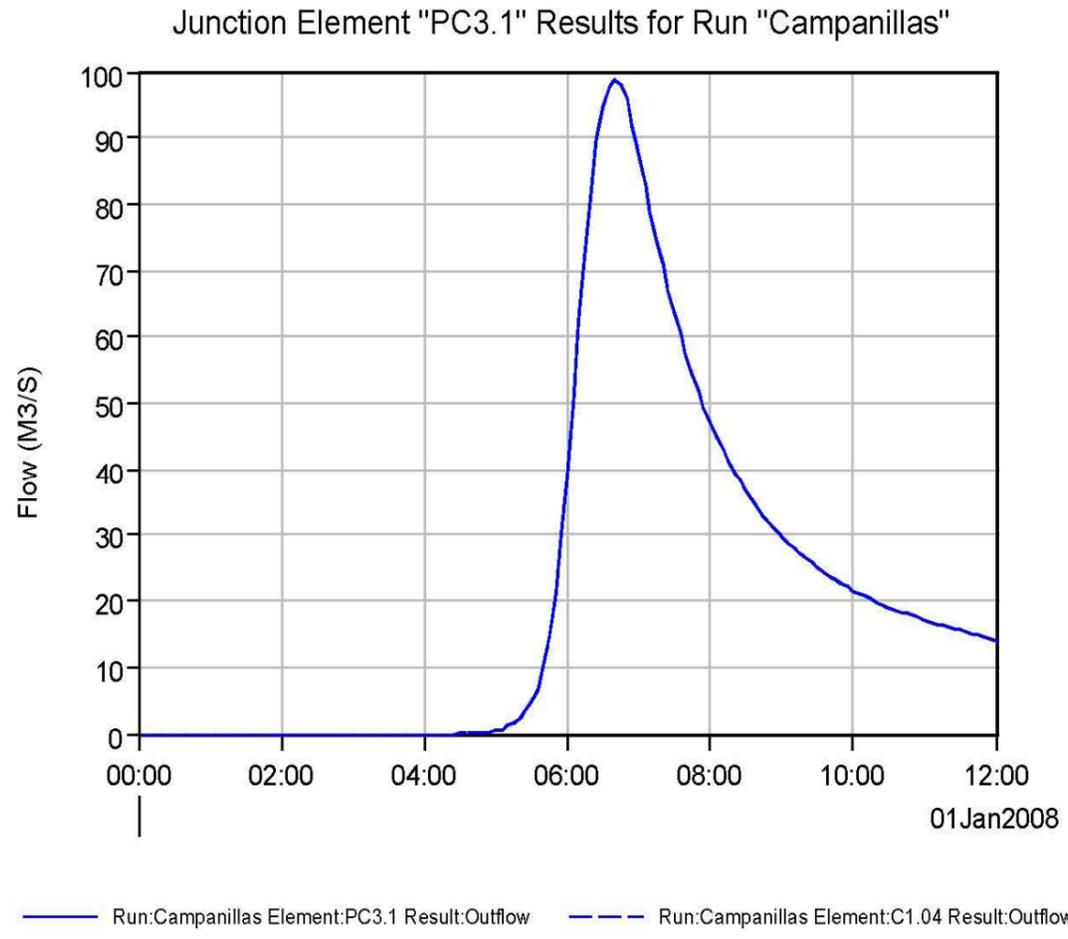


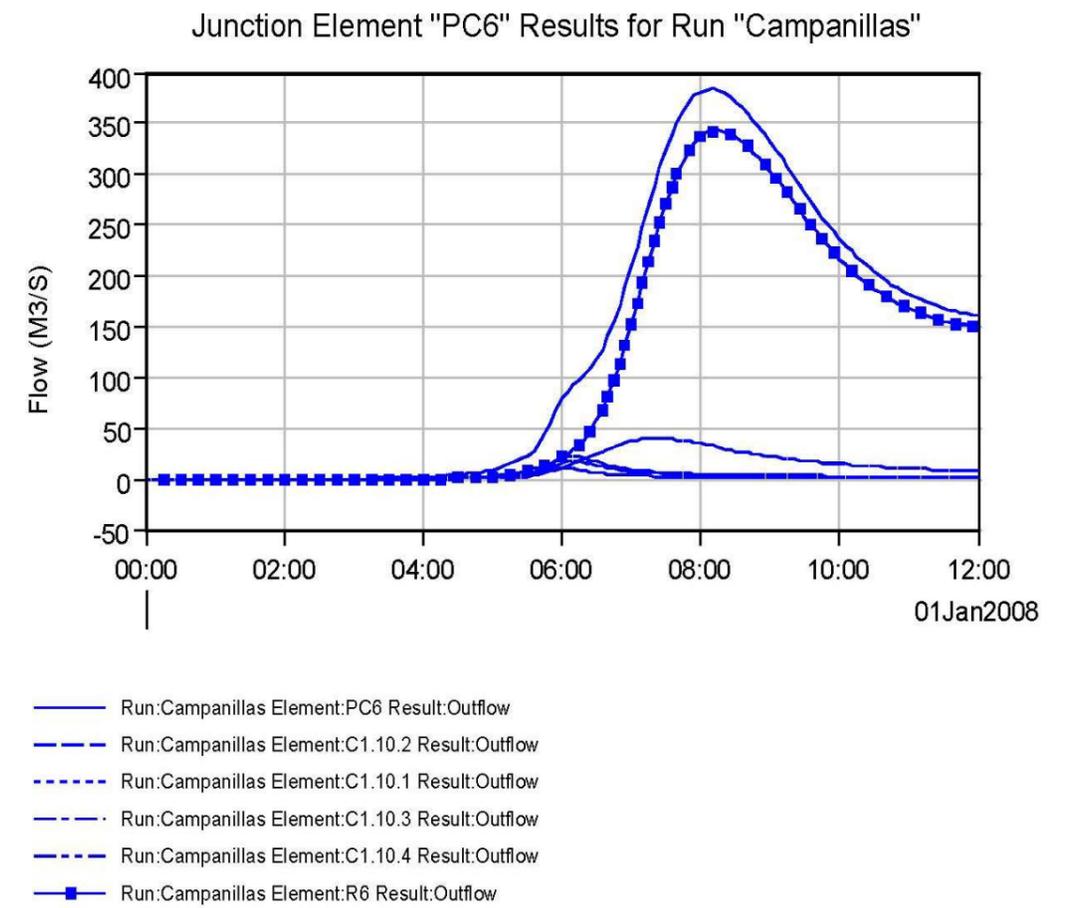
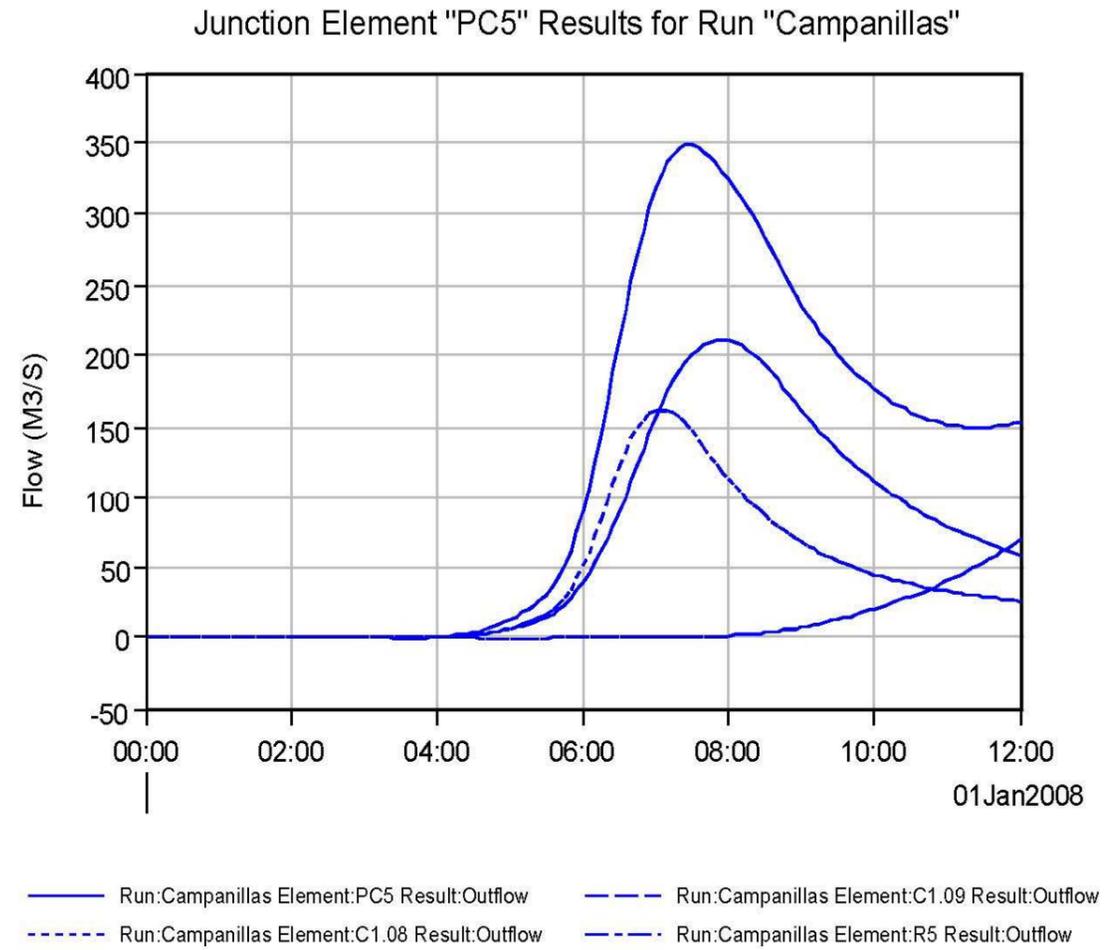
Run:Campanillas Element:PC1 Result:Outflow    Run:Campanillas Element:C1.01 Result:Outflow

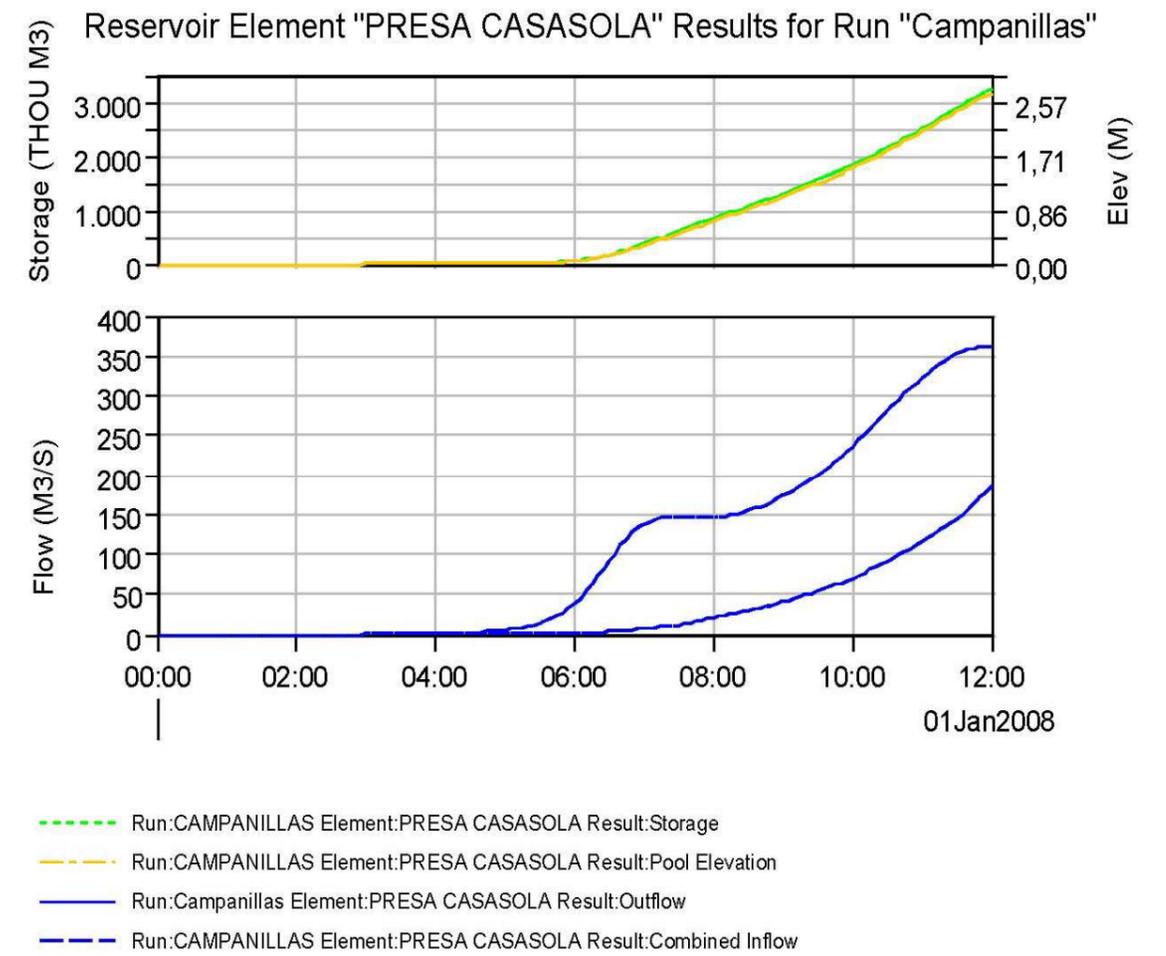
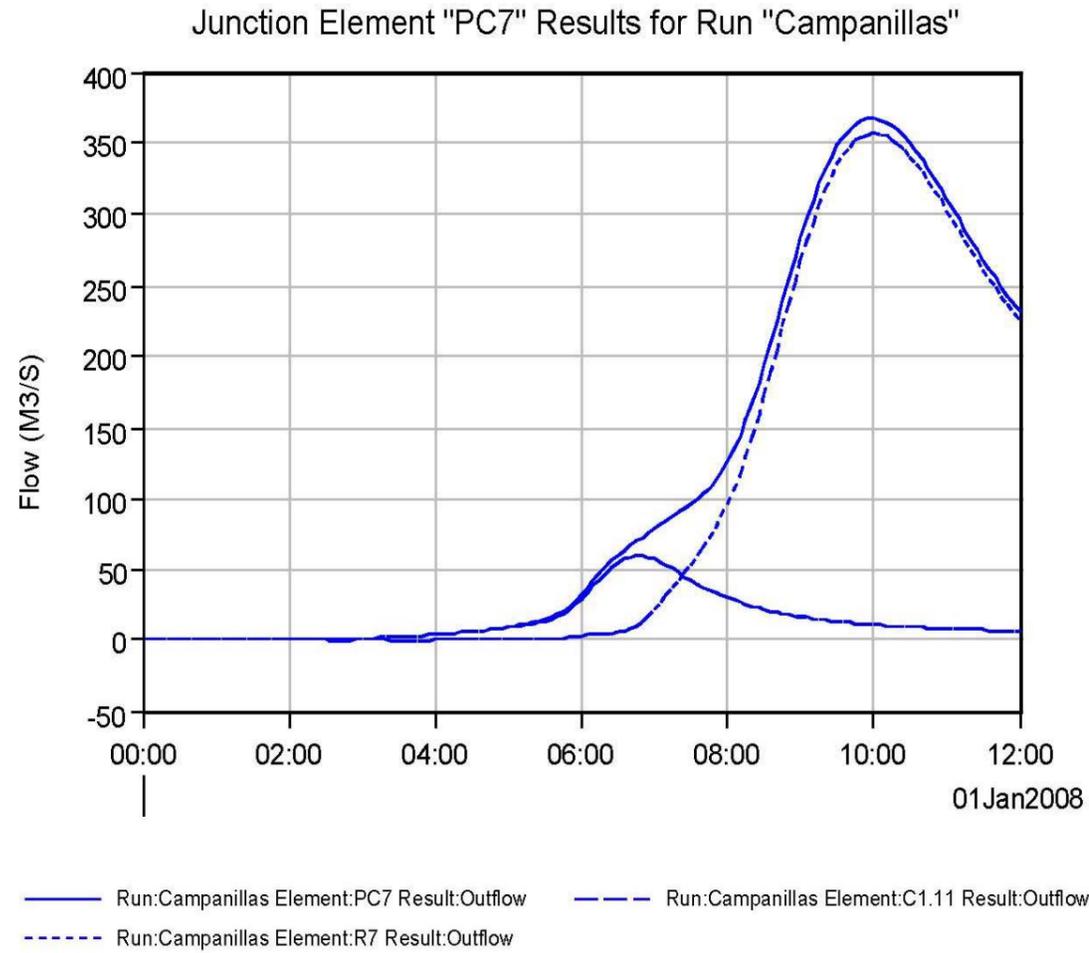
Junction Element "PC2" Results for Run "Campanillas"



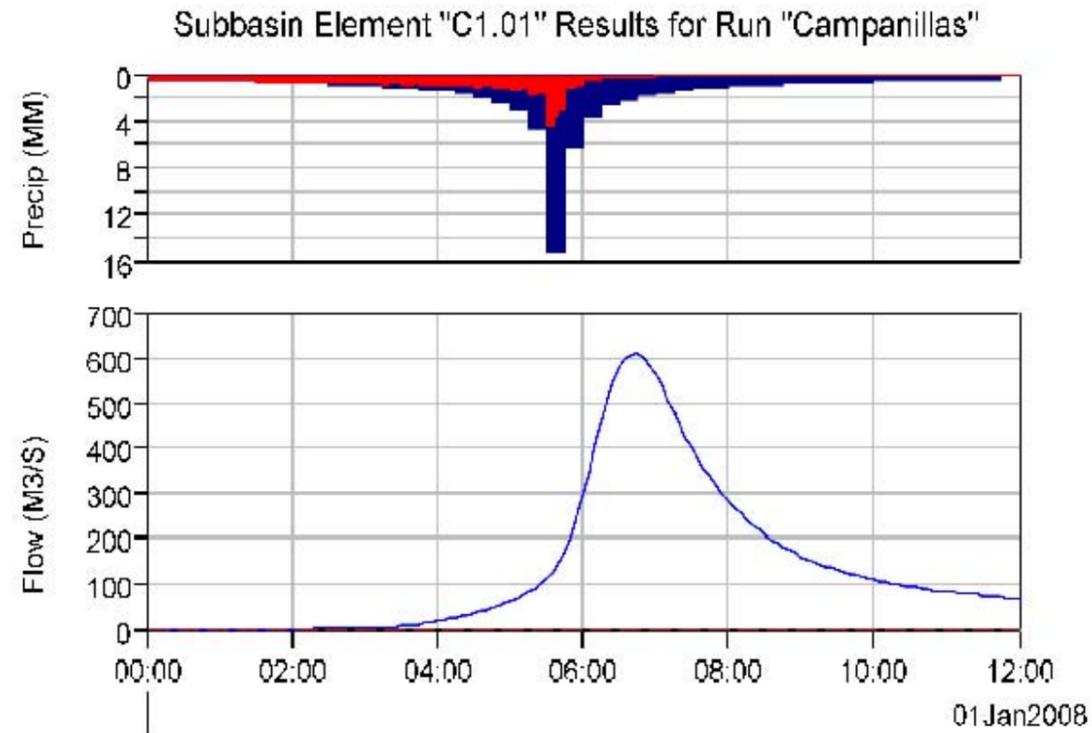
Run:Campanillas Element:PC2 Result:Outflow    Run:Campanillas Element:C1.03 Result:Outflow  
 Run:Campanillas Element:C1.02 Result:Outflow    Run:Campanillas Element:R1 Result:Outflow



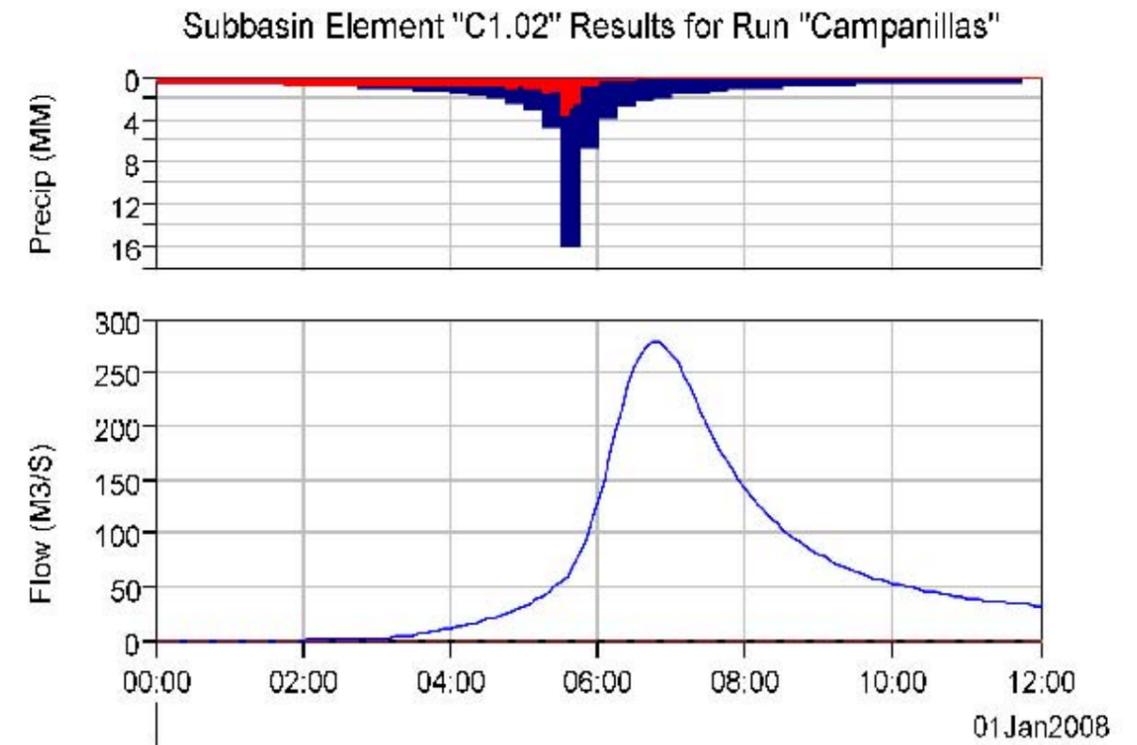




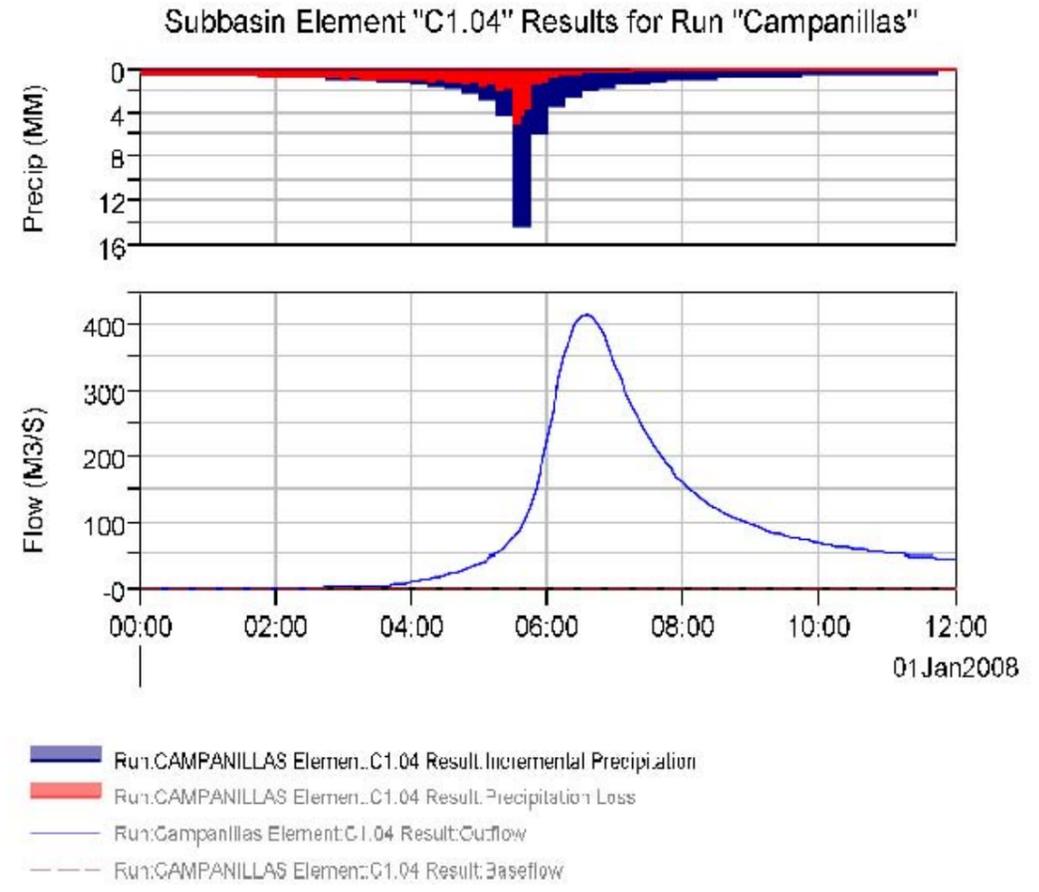
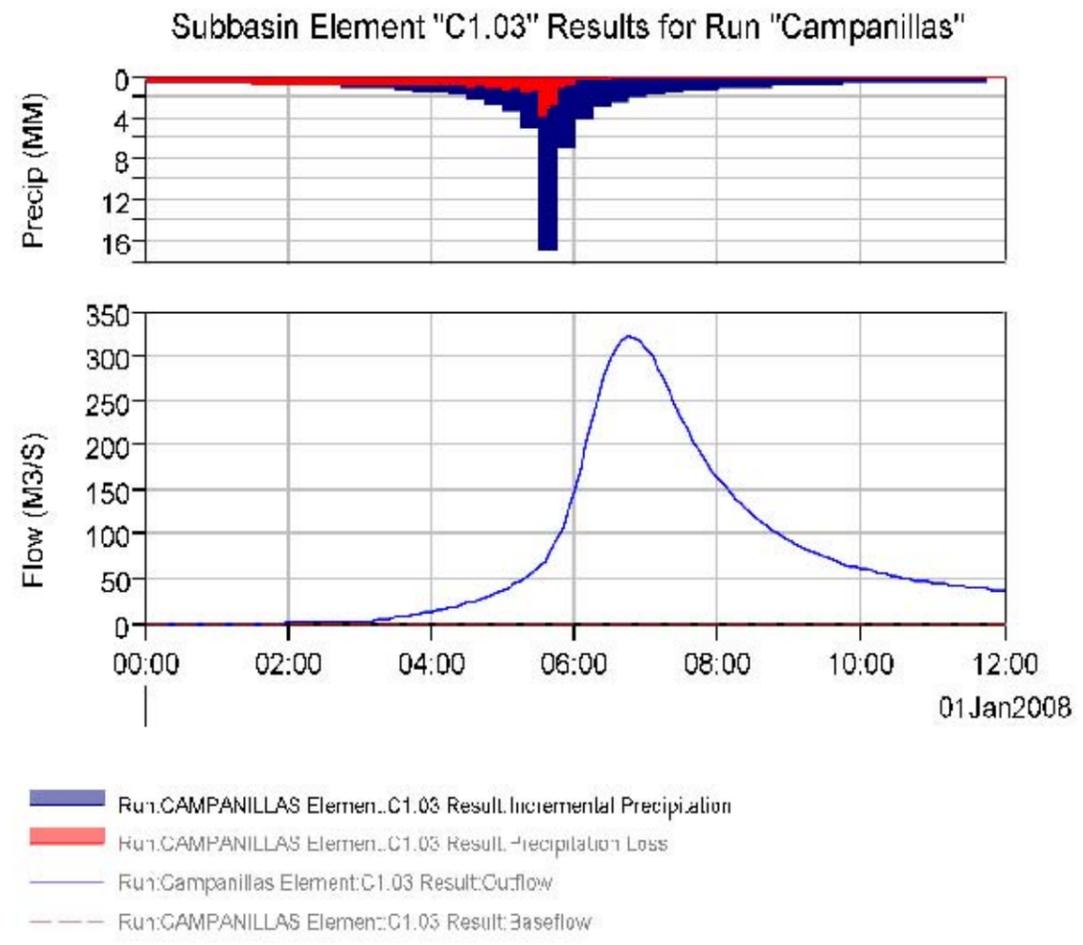
T=500

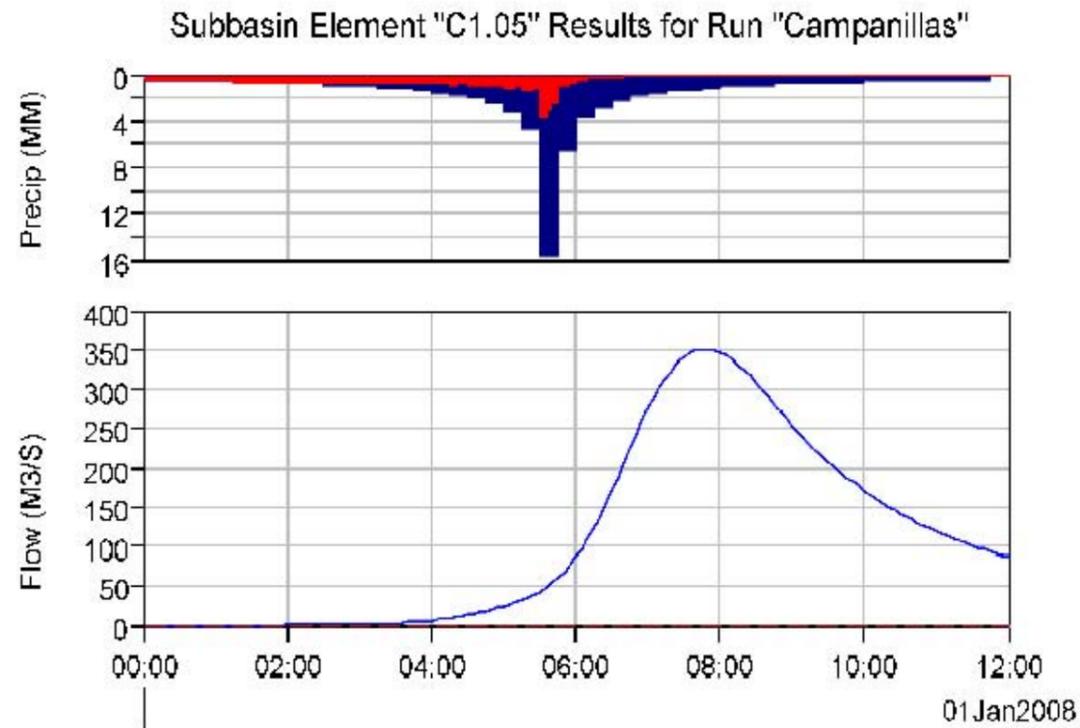


- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.01 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.01 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.01 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.01 Result: Baseflow

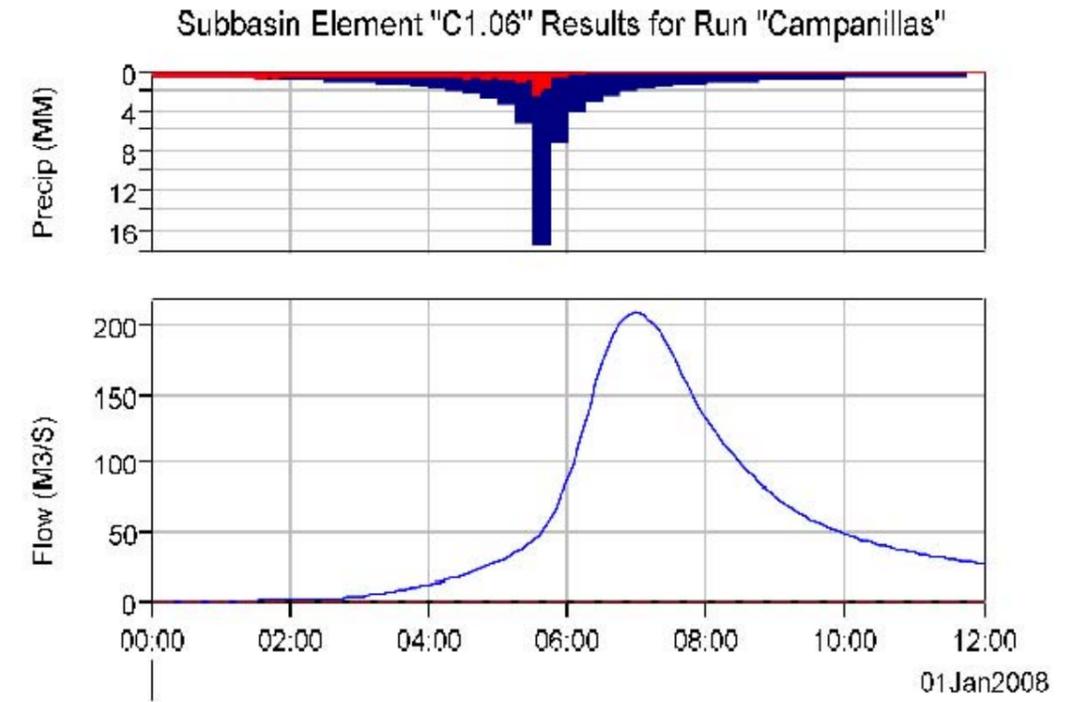


- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.02 Result: Incremental Precipitation
- Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.02 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.02 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.02 Result: Baseflow

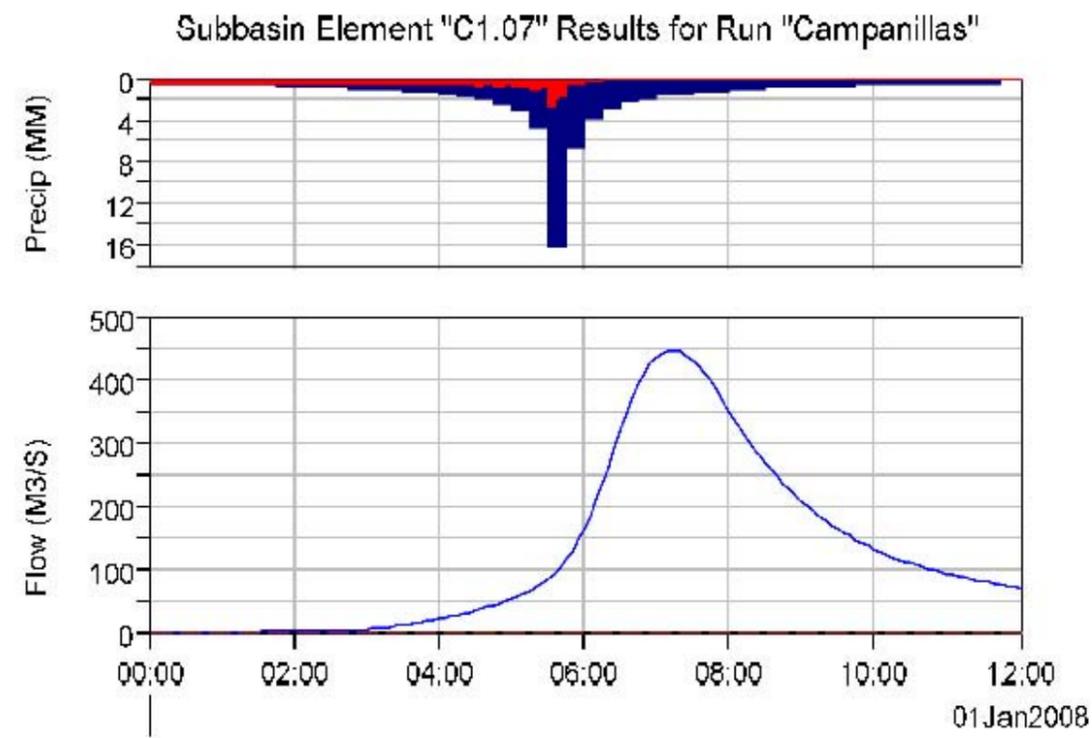




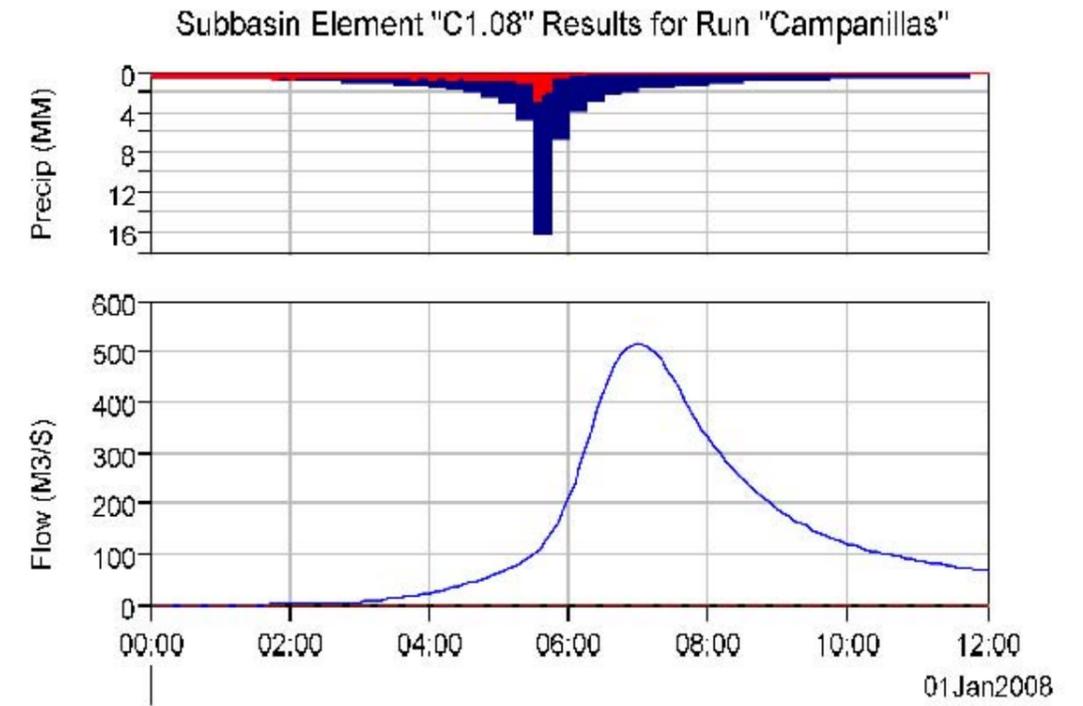
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.05 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.05 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.05 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.05 Result: Baseflow



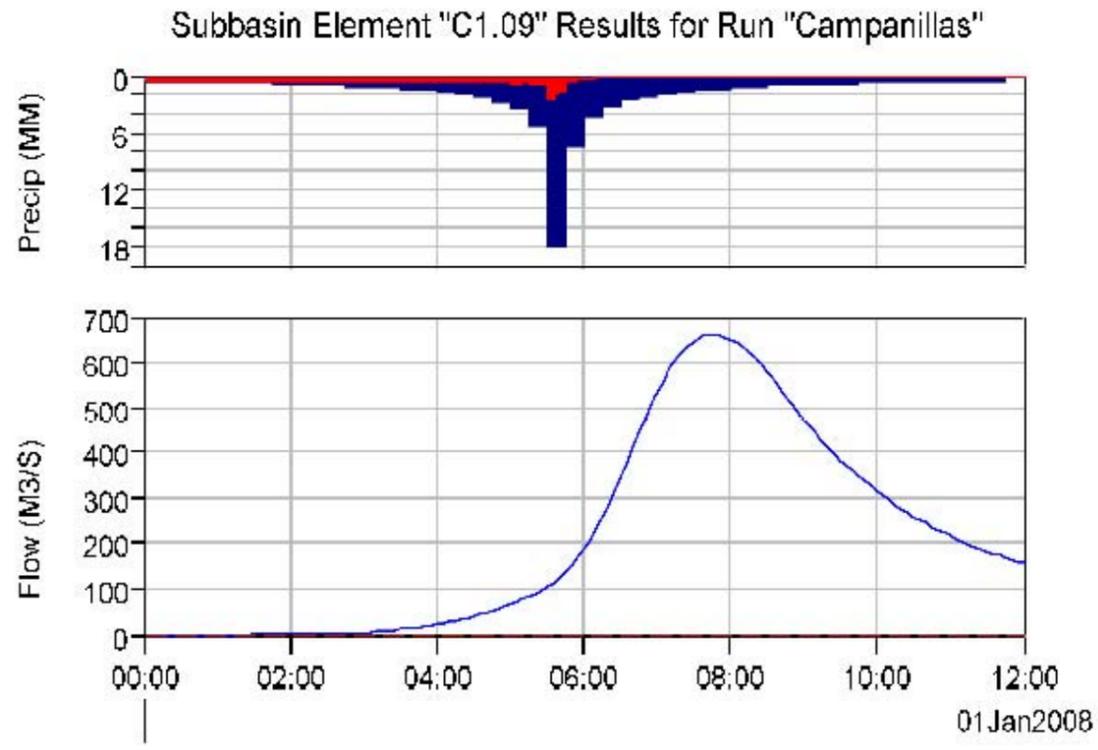
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.06 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Elemen.: C1.06 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.06 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.06 Result: Baseflow



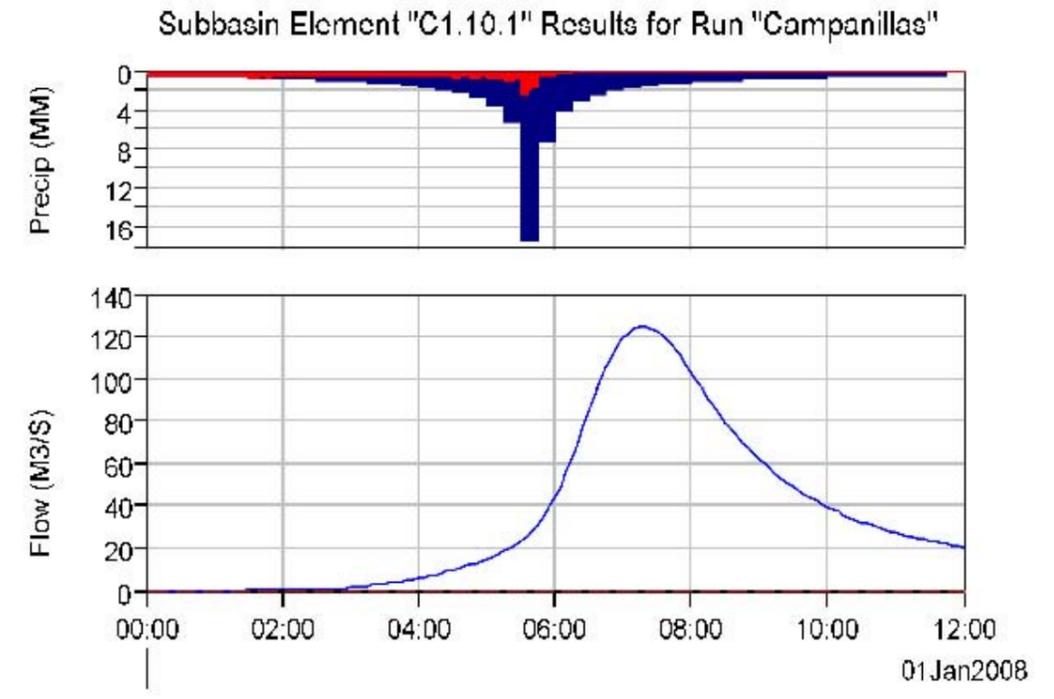
- Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.07 Result: Incremental Precipitation
- Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.07 Result: Precipitation Loss
- Run:Campanillas Element:C1.07 Result:Outflow
- Run:CAMPANILLAS Element:C1.07 Result:Baseflow



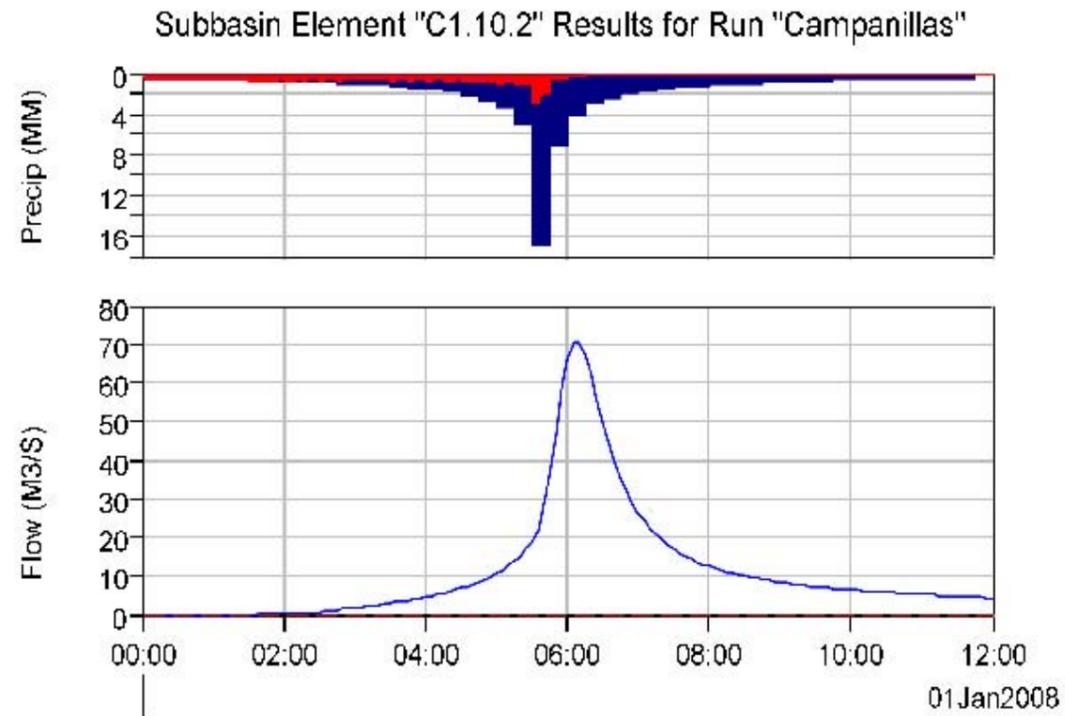
- Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.08 Result: Incremental Precipitation
- Run:CAMPANILLAS Elemen..C1.08 Result: Precipitation Loss
- Run:Campanillas Element:C1.08 Result:Outflow
- Run:CAMPANILLAS Element:C1.06 Result:Baseflow



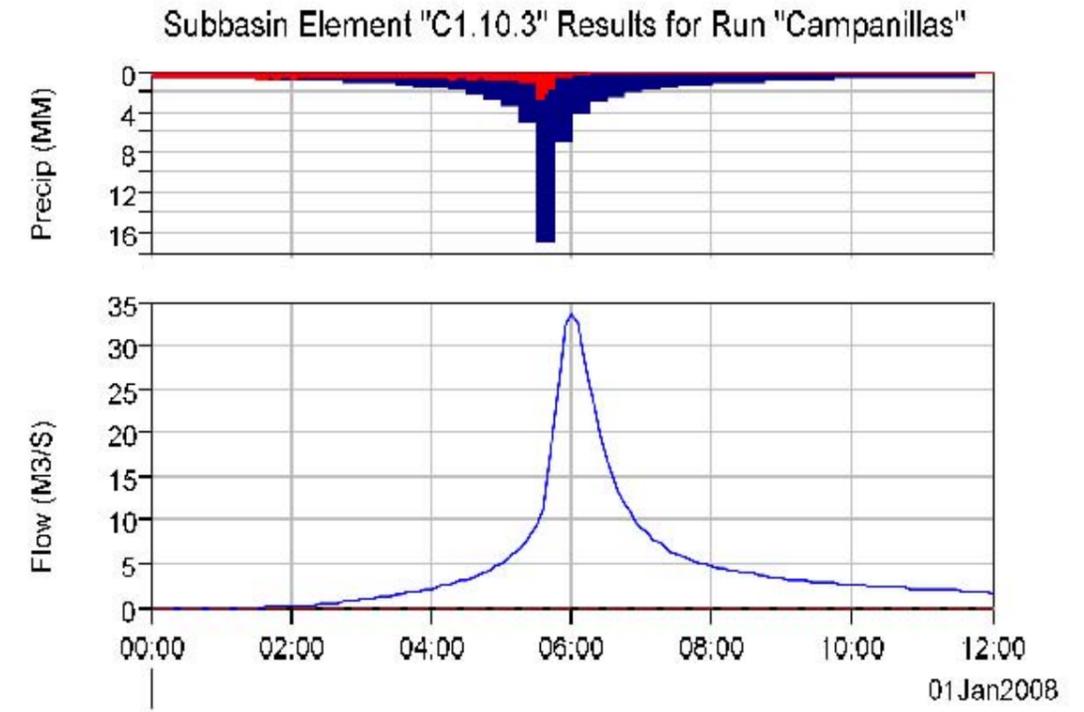
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.09 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.09 Result: Baseflow



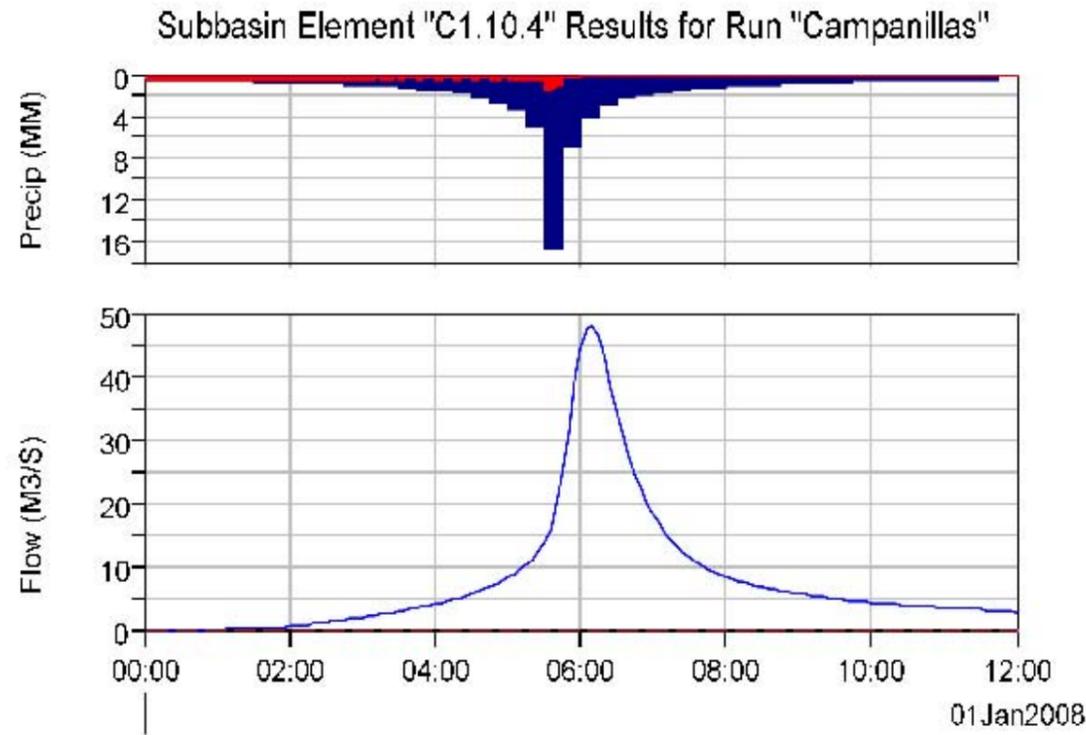
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.1 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.1 Result: Baseflow



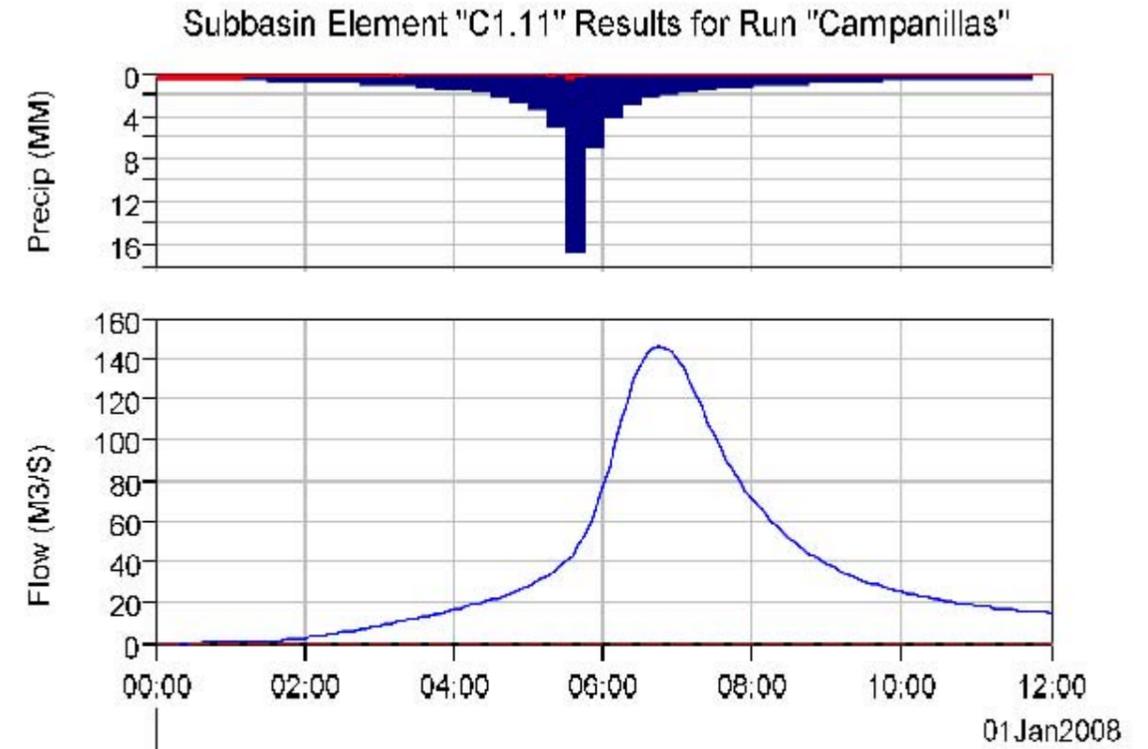
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.2 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.2 Result: Baseflow



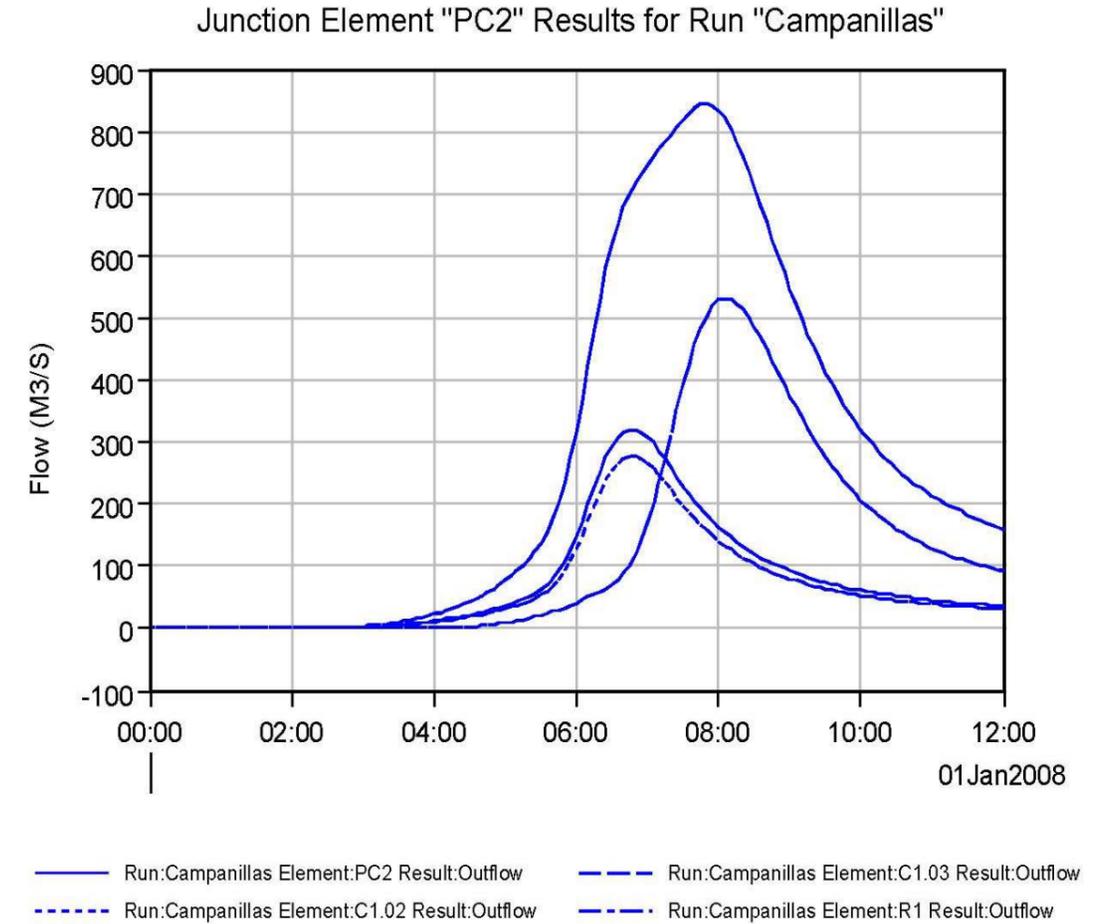
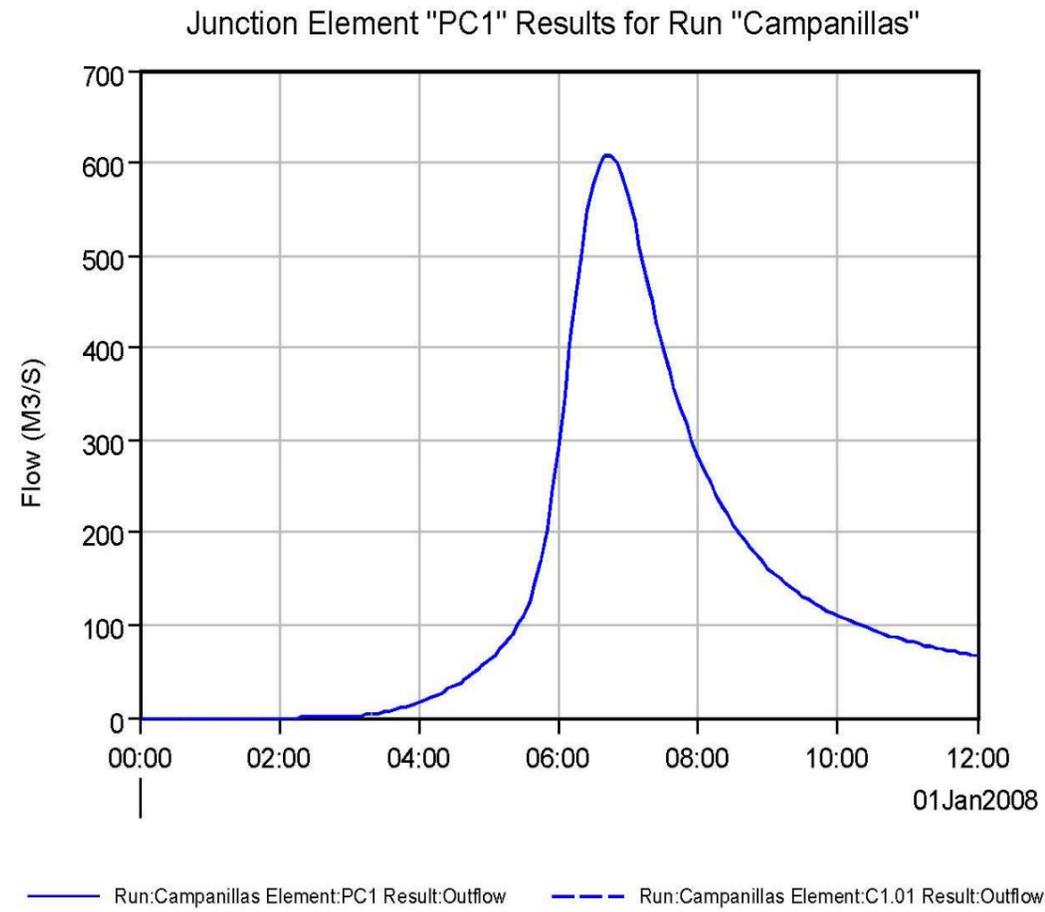
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.3 Result: Outflow
- Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.3 Result: Baseflow

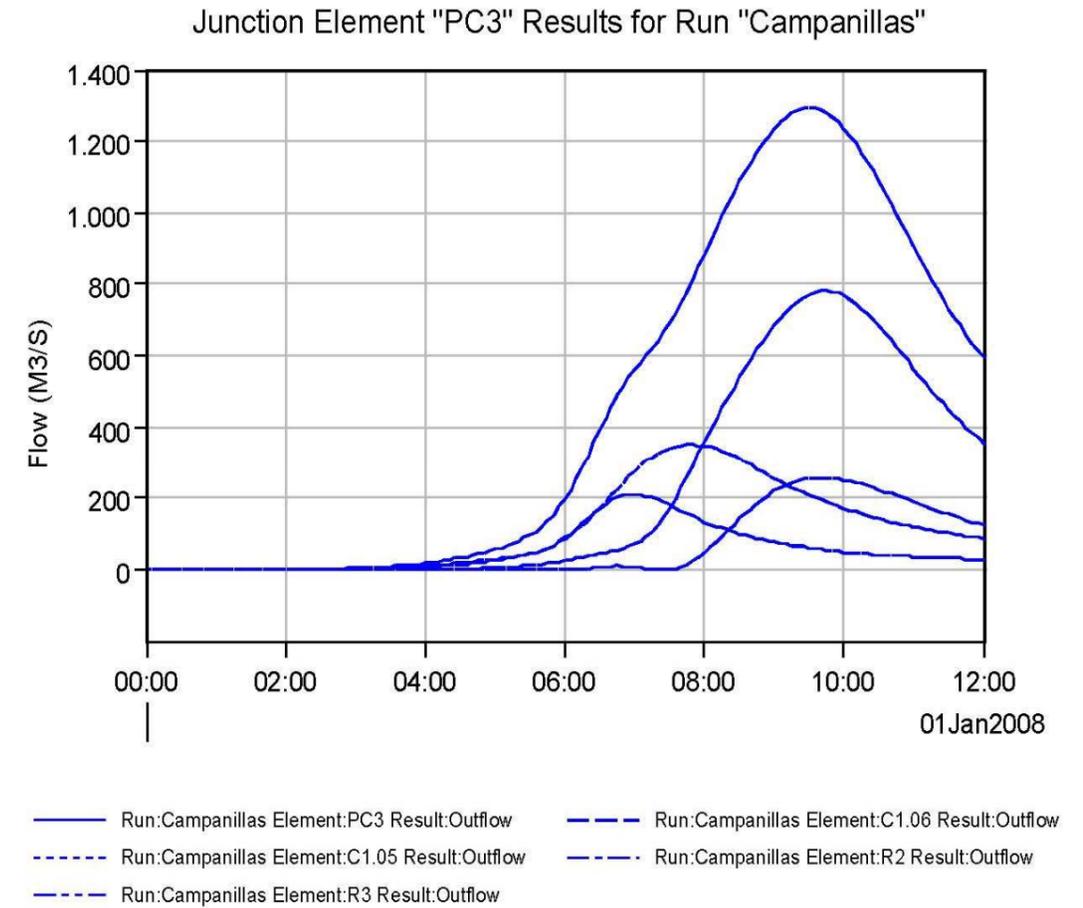
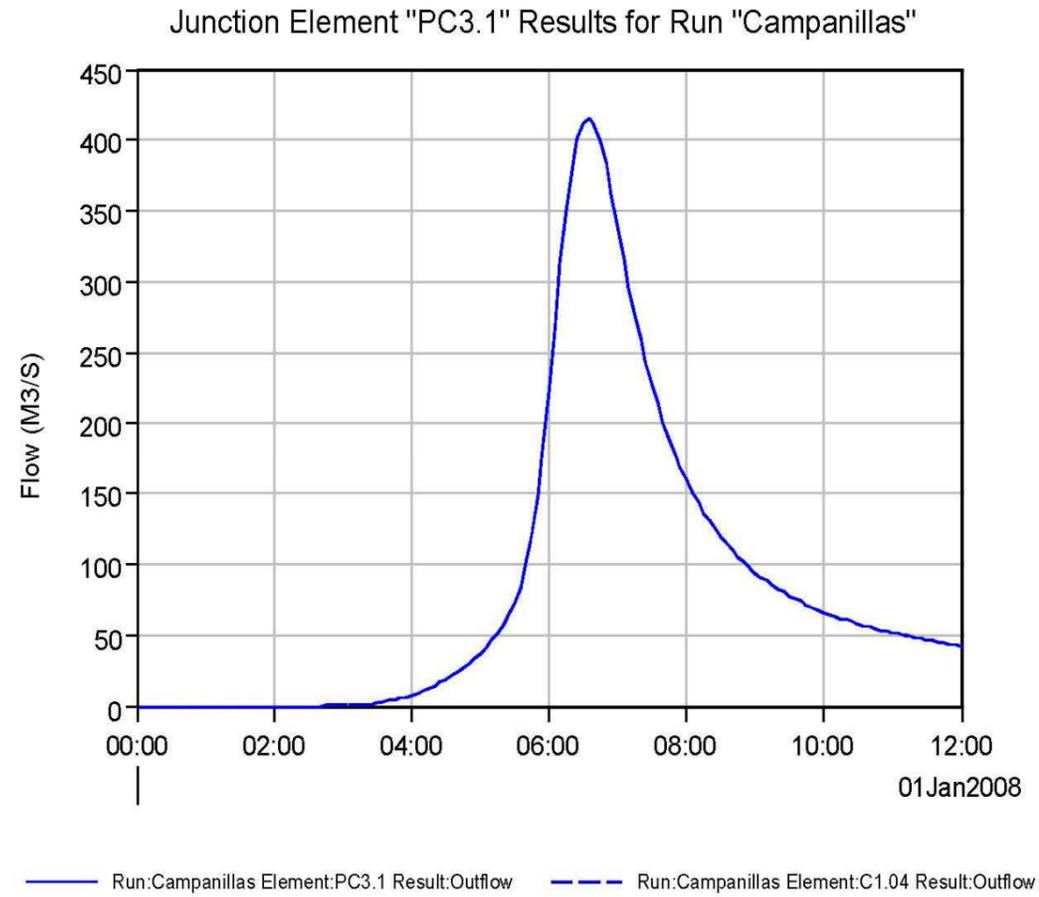


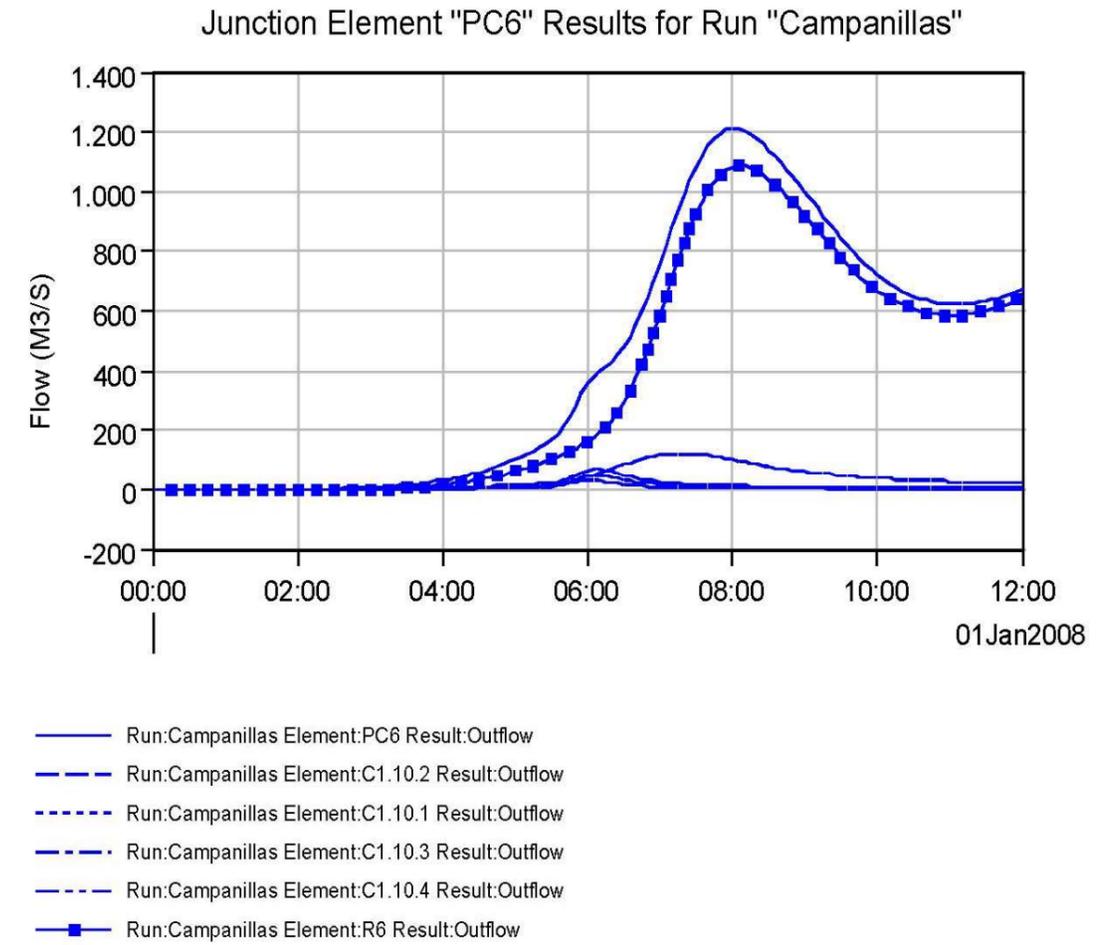
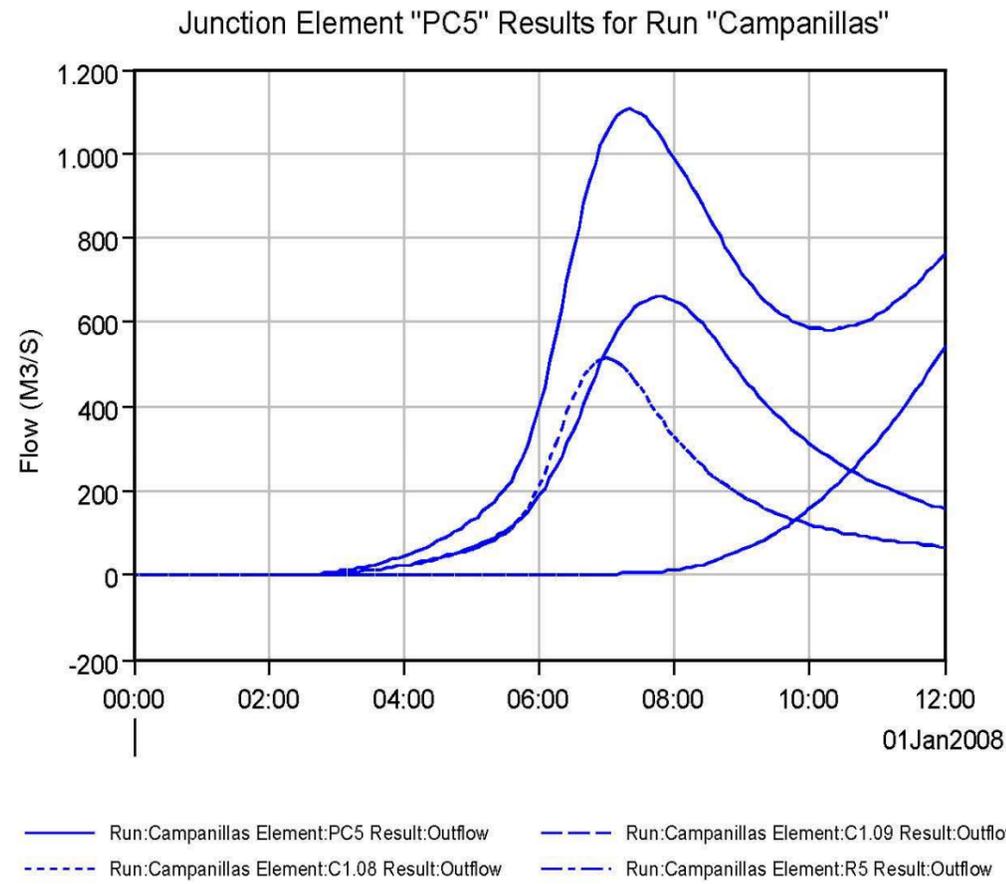
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.10.4 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.10.4 Result: Baseflow

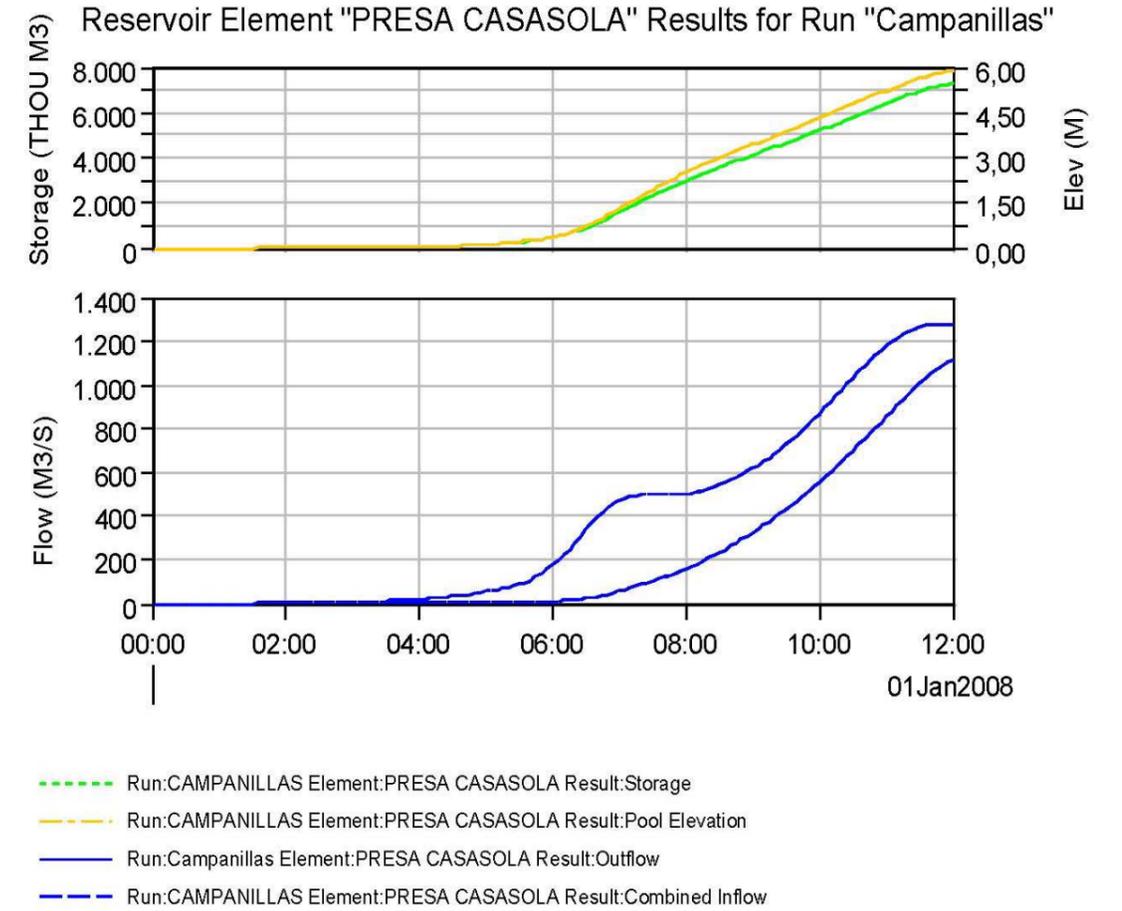
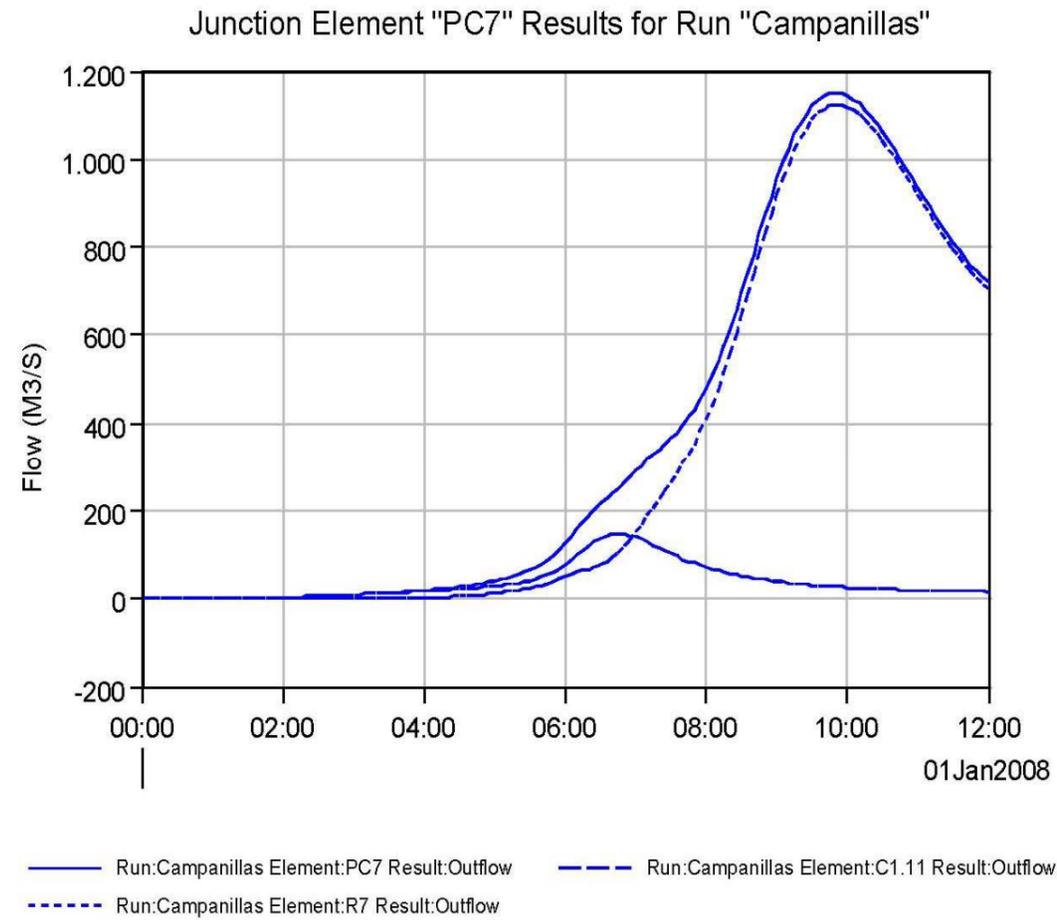


- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Incremental Precipitation
- █ Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Precipitation Loss
- Run: Campanillas Element: C1.11 Result: Outflow
- - - Run: CAMPANILLAS Element: C1.11 Result: Baseflow









4.- **ESTUDIO HIDRÁULICO**

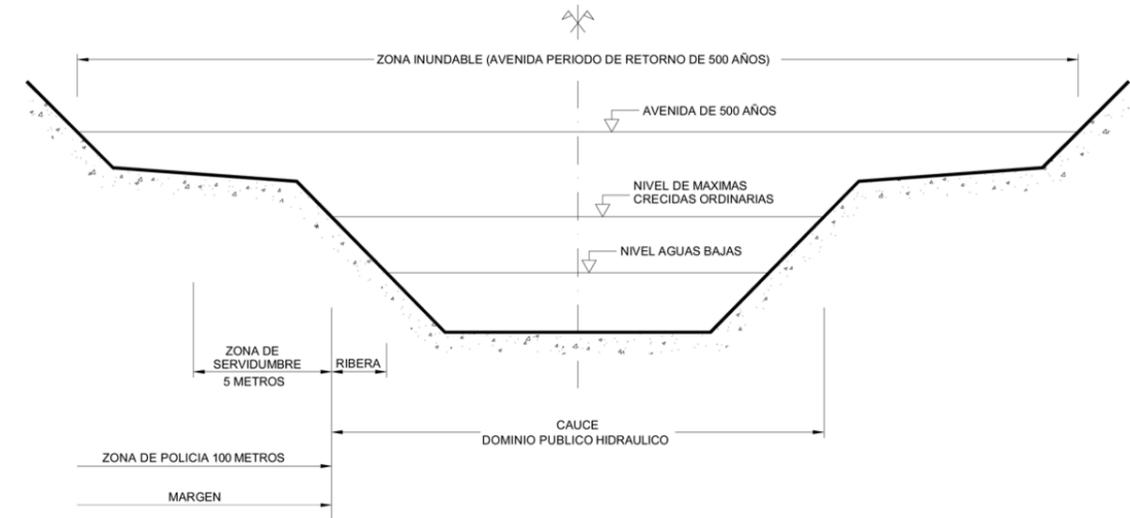
4.1.- **OBJETO DEL ESTUDIO**

Comenzaremos por definir los siguientes términos, según establece la ley 29/1.985 de Aguas, así como el Reglamento de Dominio Público Hidráulico de 1.986:

- **Cauce:** terreno cubierto por las aguas en las máximas crecidas ordinarias.
- **Caudal de máxima crecida ordinaria:** media de los máximos caudales anuales, en su régimen natural, producidos durante diez años consecutivos, que sean representativos del comportamiento hidráulico de la corriente.
- **Riberas:** fajas laterales de los cauces públicos situadas por encima del nivel de aguas bajas.
- **Márgenes:** terrenos que lindan con los cauces. Las márgenes están sujetas, en toda su extensión longitudinal a las siguientes restricciones:
  - a) A una zona de servidumbre de 5 m de anchura para uso público.
  - b) A una zona de policía de 100 metros de anchura en la que se condiciona el uso del suelo.
- **Zonas inundables:** las delimitadas por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo período de retorno sea de quinientos años.

El concepto de caudal de M.C.O. es fundamental para la delimitación del cauce y por tanto de los bordes y zonificaciones del Dominio Público Hidráulico que establece la Ley de Aguas, y más ampliamente su Reglamento. Sin embargo la propia definición de la M.C.O. que se establece en la Ley de Aguas no representa un caudal concreto, sino que constituye una serie temporal de medias de valores máximos.

**ZONIFICACIÓN DEL CAUCE Y MÁRGENES INUNDABLES**



Para resolver los aspectos prácticos que conlleva la aplicación de la definición recogida en la Ley de Aguas sobre la M.C.O., en la delimitación de los cauces y , consecuentemente, en la definición del Dominio Público Hidráulico, se efectuó un estudio en el CEDEX en 1.994 para la D.G.C.A. en el que se establece de forma aproximada el valor del caudal de M.C.O.,  $Q_{M.C.O.}$ , en función de la media,  $Q_m$ , y el coeficiente de variación,  $C_v$ , de la distribución de máximos caudales anuales mediante la expresión:

$$\frac{Q_{M.C.O.}}{Q_m} = 0,7 + 0,6 \cdot C_v$$

O bien el valor de su periodo de retorno por la expresión alternativa:

$$T(Q_{M.C.O.}) = 5 \cdot C_v$$

El coeficiente de variación,  $C_v$ , de la mayoría de los cursos de agua españoles está comprendido en el intervalo  $0,3 \leq C_v \leq 1,4$ , que según la expresión anterior conduce a periodos de retorno entre 1,5 y 7 años. Los valores bajos corresponden a regímenes de hidrología moderada y los altos a las corrientes con hidrología extrema. En nuestro caso, el coeficiente de variación adopta el valor  $C_v = 0,448$ , lo que determina un valor de  $T = 5 \times 0,448 = 2,24$  años.

Siguiendo los criterios de la Agencia Andaluza del Agua, se ha optado finalmente por considerar un periodo de retorno de diez años para delimitar el Dominio Público Hidráulico, tomado el mismo del lado de la seguridad.

## 4.2.- MODELO MATEMÁTICO DE CÁLCULO

### 4.2.1.- Datos Hidráulicos

La simulación matemática del flujo requiere de un trabajo intenso preliminar que determine de la forma más real posible las condiciones geométricas del cauce, las condiciones de contorno y afinen al máximo las variables hidráulicas que determinan la cota absoluta de la lámina de agua. Seguidamente se analiza la información de la que se parte:

- Geometría

1. Para la elaboración de los cálculos hidráulicos se ha partido de la cartografía a escala 1:2.000 aportada por la Gerencia Municipal de Urbanismo del Ayuntamiento de Málaga, por estar más actualizada (año 2.004) que la 1:1.000. En dicha cartografía además de existir curvas de nivel cada 2 m en cota, algunos elementos gráficos se hayan elevados (con cota absoluta), mientras que otros no. Por dicho motivo la primera fase del trabajo ha consistido en depurar la información de partida eligiendo las capas con información relevante para la geometrización del cauce y descartando aquellas que pudieran introducir errores en la modelización del cauce y sus márgenes.

2. Con los datos anteriores se ha realizado la conversión de la cartografía depurada a un modelo en formato GIS (TIN), modelizando así el terreno en tres dimensiones, para después, aplicando el programa GEO-RAS, obtener secciones transversales de los cauces cada 10-20 m. Tales secciones se han importado posteriormente al programa de modelización HEC-RAS.

- Condiciones hidráulicas de contorno

Las pendientes existentes en algunos tramos de los arroyos estudiados, las confluencias y otras incidencias, tales como la existencia de puntos de estrangulamiento con sección insuficiente, nos inducen a realizar los cálculos en régimen mixto, obteniendo los cruces de la lámina de agua con la línea de calado crítico y conociendo por tanto los tramos en régimen rápido y lento.

Se supone el régimen uniforme en el inicio y final de los arroyos; dicha condición impondrá errores en los extremos del cauce por lo general poco significativos.

- Variables de cálculo hidráulico

La asignación de valores de  $n$  de Manning se ha hecho de acuerdo a la bibliografía existente y de acuerdo a la experiencia de los modelos físicos elaborados por el CEDEX, con modelizaciones físicas y matemáticas de procesos tormentosos, con datos conocidos de precipitación y láminas de agua en cauces o llanuras de inundación de la cuenca sur mediterránea, lo que ha permitido obtener los valores de rugosidad de los cauces. Se han tenido asimismo en cuenta las Recomendaciones de la Agencia Andaluza del Agua para la Realización de los Estudios Hidrológico-Hidráulicos. Con estas premisas, se han considerado los siguientes valores de Manning:

- Encauzamientos y obras de drenaje transversal en hormigón armado: 0,030-0,035.
- Encauzamientos en escollera o mampostería: 0,040.
- Cauces normales con o sin vegetación: 0,040-0,045.

Finalmente debe indicarse que el cálculo se hace en régimen permanente.

#### **4.2.2.- Proceso de cálculo hidráulico**

Se ha seguido la siguiente metodología de cálculo:

- 1°. Introducción de la geometría de los cauces independientes.
- 2°. Establecimiento de nudos de confluencia para que las condiciones de contorno en los cauces, den cotas de aguas congruentes en los arroyos convergentes aguas arriba y aguas abajo de dichas confluencias.
- 3°. Establecimiento de las condiciones de contorno en los extremos de los cauces.
- 4°. Introducción de los caudales obtenidos en la modelización hidrológica para T-10, y 500. Los caudales se han graduado a lo largo del cauce según el siguiente criterio: se establecen valores de caudal proporcionales a la superficie aguas arriba del punto del cauce, creando dos o tres tramos de cauce con caudales crecientes desde aguas arriba a aguas abajo.

Para la elaboración de los cálculos anteriores se han empleado las siguientes herramientas:

- Programa HEC-RAS v 3.1.2.

#### **4.3.- CÁLCULOS CON HEC-RAS**

##### **4.3.1.- Descripción del programa**

Para los cálculos del flujo en los arroyos incluidos en el presente estudio en la situación futura de desarrollo urbano del municipio se ha empleado el software HEC-RAS que fue desarrollado en el Hydrologic Engineering Center (HEC). HEC-RAS es un paquete de programas de análisis hidráulico, en el cual el usuario interactúa con el sistema a través de un interface gráfico (GUI). El sistema está capacitado para realizar cálculos de flujo continuo y discontinuo, así como otros cálculos de diseño hidráulico.

El programa para cada uno de los proyectos gestiona la siguiente información :

- Datos del Plan
- Datos geométricos
- Datos de flujo continuo
- Datos de flujo discontinuo
- Datos de diseño hidráulico

Durante el transcurso de un estudio el modelador puede realizar varios planes diferentes. Cada plan representa un conjunto específico de datos geométricos y de datos de flujo. Una vez que los datos básicos son introducidos, el modelador puede fácilmente desarrollar nuevos planes. Después de que el programa ha realizado los cálculos para los diferentes planes, los resultados pueden compararse simultáneamente mediante tablas y gráficos.

Para desarrollar un modelo hidráulico con HEC – RAS hay que completar los siguientes pasos:

- Entrada de datos geométricos.
- Entrada de datos del flujo.

- Realización de los cálculos hidráulicos.
- Visión e impresión de los resultados.

Una vez establecida la geometría en planta del cauce o canal, se pueden introducir las secciones transversales. Se puede incluso también establecer uniones de flujos en el sistema.

Para introducir los datos de flujo continuo hay que especificar los siguientes parámetros:

- El número de perfiles para ser calculados, entre 1 y 500.
- Los datos del flujo.
- Condiciones de borde del sistema del río.
- Al menos un flujo debe ser introducido para cada segmento dentro del sistema.
- Los valores del flujo deben ser introducidos para todos los contornos.

Si se va a hacer un análisis en régimen subcrítico sólo son necesarias las condiciones de borde en el extremo de aguas abajo del arroyo.

En un análisis en régimen supercrítico sólo son necesarias las condiciones de borde en el extremo de aguas arriba del arroyo.

En un análisis en régimen mixto son necesarias las condiciones de borde tanto en los extremos aguas arriba como aguas abajo.

El programa permite la entrada de las siguientes condiciones de borde:

- Elevaciones de la superficie de agua conocidas.
- Profundidad crítica: El usuario no tiene que introducir ninguna información. El programa calculará la profundidad crítica para cada uno de los perfiles.

- Profundidad normal: El usuario debe introducir la pendiente de la línea de energía que deberá ser usada en los cálculos de profundidad normal (en la ecuación de Manning). Si la pendiente de la línea de energía es desconocida, el usuario podría aproximarla introduciendo la pendiente de la superficie de agua o la pendiente del fondo del canal. (Se recomienda que estas condiciones de contorno, cuando se desconocen, se den en extremos lo suficientemente alejadas de los tramos de cálculo, ya que con la longitud se disipan los errores; incluso para secciones lo suficientemente alejadas puede ocurrir que la condición de contorno no afecte al flujo en el tramo objeto del cálculo).

Una vez elaborado el cálculo el programa permite la impresión de los resultados obtenidos mediante diferentes tipos de tablas y gráficos, con opciones de generación de perfiles y vistas en tres dimensiones.

#### **4.3.2.- Hipótesis y limitaciones del programa**

El modelo matemático HEC-RAS 3.1.2 está basado en la ecuación de conservación de la energía, con las pérdidas de carga valoradas según la ecuación de Manning y las siguientes hipótesis:

1. Pueden hacerse los cálculos en régimen permanente o variable según una tabla de valores,  $Q / t$ .
2. El flujo es gradualmente variado: la curvatura de las líneas de corriente es despreciable, de manera que se puede suponer una distribución hidrostática de la presión.
3. El flujo se supone unidimensional, considerándose en la distribución horizontal de la velocidad las zonas de cauce y llanuras de inundación por ambos márgenes. La altura de la energía es igual para todos los puntos de la sección.

4. La pendiente del cauce ha de ser pequeña (menor a un 10 %), debido a que la altura de presión se supone equivalente a la cota de agua medida verticalmente.
5. Se admite cambio de régimen (de lento a rápido o viceversa) en un mismo cálculo.
6. La pendiente de la línea de energía es constante entre dos secciones transversales.
7. El lecho del cauce es fijo. No tiene en cuenta los procesos de acreción o erosión en el lecho.

El modelo matemático resuelve de forma iterativa la ecuación de conservación de la energía para calcular el nivel del agua en una sección a partir del nivel conocido de otra. Para calcular las pérdidas por fricción se utiliza la fórmula de Manning, pudiendo usarse diferentes procedimientos, tanto para asignar el valor del coeficiente, que varía de sección en sección, y en cada una horizontal o verticalmente, como para calcular el valor medio en cada tramo (media aritmética, geométrica y armónica...).

#### **4.3.3.- Resultados de la simulación.**

Siguiendo la metodología de cálculo expuesta en el apartado anterior se han obtenido los siguientes resultados para cada sección:

- Caudal.
- Calado.
- Cota de rasante.
- Cota agua.
- Cota crítica.
- Cota energía.
- Pendiente de energía.
- Velocidad del canal
- Sección hidráulica.
- Número de Froude.

En los apéndices se aportan gráficos de vista en tres dimensiones del flujo, secciones transversales, y perfil longitudinal con cotas de agua para T-10 y T-500 y listado de las variables hidráulicas anteriores para T-10 y T-500.

Finalmente se han elaborado planos definiendo la zona de dominio público hidráulico, zonas de servidumbre y policía así como las zonas con peligro de inundación para T= 500 años.

**5.- CONCLUSIONES**

Una vez conocida la cota de la lámina de agua en los diferentes cauces objeto de estudio, estamos en disposición de analizar y determinar los posibles riesgos inherentes a cada cauce y sus márgenes, y proponer las soluciones pertinentes que mejoren el grado de protección o establecer las restricciones convenientes al uso del suelo para evitar riesgos.

**5.1.- ANÁLISIS DE RIESGOS**

Del estudio hidráulico elaborado al efecto podemos distinguir los siguientes tipos de riesgo:

1. Sección hidráulica insuficiente de obras de drenaje transversal y embovedados longitudinales, lo que conlleva la inundación de la carretera, camino o plataforma superior.
2. Inundación de las márgenes de los cauces.

Seguidamente vamos a analizar los diferentes tipos de riesgo.

**5.1.1.- Problemas de funcionamiento de obras de fábrica y embovedados**

Del estudio hidráulico elaborado al efecto se detecta el fallo de las obras de drenaje y embovedados que figuran en el siguiente cuadro:

Obras de Drenaje que no cumplen:

CUENCA	SUBCUENCA	FICHA	ARROYO	OBRA	T	
					10	500
1	1.8.1	02-C.1.8.1	Piedra H.	Tajea de 0.8x1.8 m		x
	1.8.1	03-C.1.8.1	Piedra H.	Tubo de 1 m		x
	1.8.1	04-C.1.8.1	Piedra H.	Tubo de 1 m	x	x
	1.8.1	05-C.1.8.1	Piedra H.	Tubo de 0.8 m	x	x
	1.8.1	07-C.1.8.1	Piedra H.	Tubo de 1.5 m	x	x
	1.8.1	08-C.1.8.1	Piedra H.	Marco de 2x1.6 m	x	x
	1.8.1	10-C.1.8.1	Piedra H.	Marco de 3x2 m		x
	1.10.1	02-C1.10.1	Pilones	Tres tubos de 0.4 m	x	x
	1.10.1	04-C1.10.1	Pilones	Tres tubos de 0.4 m	x	x
	1.10.1	05-C1.10.1	Pilones	Dos tubos de 1 m	x	x
	1.10.3	01-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x
	1.10.3	02-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 0.8 m	x	x
	1.10.3	03-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x
	1.10.3	04-C1.10.3	Ciprés	Embovedado con tubo de 1 m	x	x
1.10.3	05-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 0.8 m	x	x	
1.10.3	06-C1.10.3	Ciprés	Embovedado con tubo de 0.8 m	x	x	
1.10.3	07-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x	
1.10.3	08-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x	
1.10.3	09-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x	
1.10.3	10-C1.10.3	Ciprés	Tubo de 1 m	x	x	
1.10.4	01-C.1.10.1	Somera	Marco bicelular de 2x3x2.2 m		x	
1.10.4	02-C.1.10.1	Somera	Pontón de 3x1.2 m		x	
1.10.4	03-C.1.10.1	Somera	Pontón de 5x1.2 m		x	

CUENCA	SUBCUENCA	FICHA	ARROYO	OBRA	T	
					10	500
2		01-C2	Cantos	1 Tubo de 0.80 m	X	X
		02-C2	Cantos	2 Tubos de 0.80 m	X	X
		03-C2	Cantos	2 Tubos de 0.80 m	X	X
		05-C2	Cantos	2 Tubos de 0.80 m	X	X
		06-C2	Cantos	2 Tubos de 0.60 m	X	X
		07-C2	Cantos	Cajón de 3x2 m		X
		08-C2	Cantos	Cajón de 3x2 m		X
		09-C2	Cantos	Cajón de 3x2 m		X
		10-C2	Cantos	Cajón de 3x1 m		X
		11-C2	Cantos	Cajón de 3x1 m		X
		12-C2	Cantos	Bóveda de 3.50x1.50		X
		13-C2	Cantos	Estructura sobre encauzamiento 4x1.50 m		X
		14-C2	Cantos	Cajón de 4x1.5 m		X
		15-C2	Cantos	Cajón de 4x1.5 m		X
		16-C2	Cantos	Cajón de 4x1.5 m		X
		17-C2	Cantos	Cajón de 4x1.5 m		X
		18-C2	Cantos	Puente arco de 3x1.5	X	X
		19-C2	Cantos	Cajón de 4.5x2.5 m		X
		21-C2	Cantos	Estructura 8x2 m		X

Con una x se ha marcado el período de retorno en el que se produce el fallo. Como fallo entendemos la inundación de la carretera o camino que cruza el cauce.

En particular la Instrucción de Carreteras para las obras de fábrica sólo exige el cumplimiento del drenaje para los caudales correspondientes a un período de 100 años, y en ferrocarriles se suelen dimensionar para 300 años. En nuestro caso se han comprobado para un periodo de retorno de 500 años. Cabe destacar la falta de capacidad de alguna de estas obras de drenaje para un periodo de retorno de 10 años. La falta de capacidad de las obras se traduce en la inundación de las vías y consecuentemente de las márgenes por la sobreelavación que se produce aguas arriba. Por este motivo y considerando la ubicación de tales obras de fábrica en un espacio principalmente urbano o urbanizable, parece

recomendable exigir capacidades de desagüe superiores. Son importantes los efectos de sobreelavación aguas arriba en muchas de las obras de drenaje transversal estudiadas.

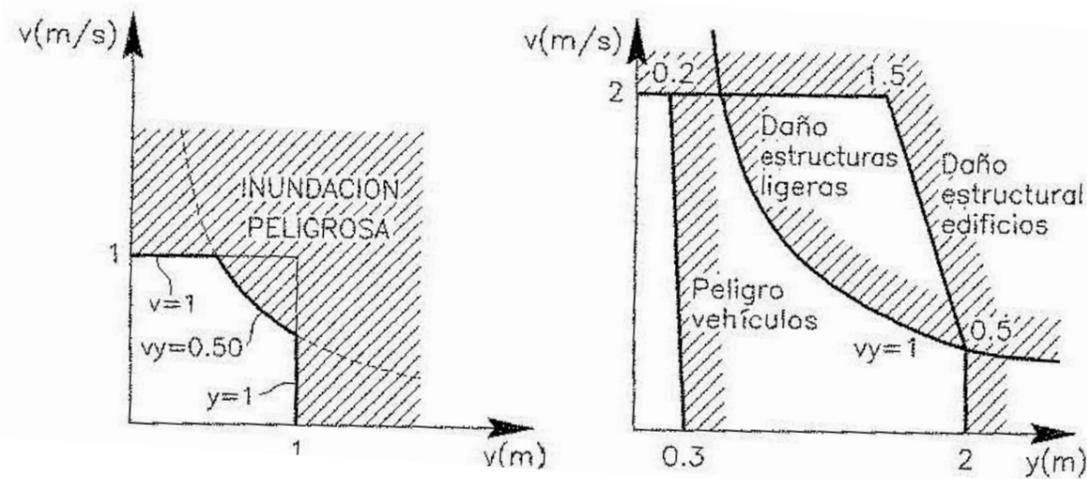
Por otro lado se localizan diversos encauzamientos, que si bien algunos presentan sección hidráulica suficiente, requieren de un intensa conservación a efectos de evitar mermas en su capacidad de desagüe, además de exigir una importante labor de policía para evitar afecciones a sus embocaduras.

En particular los encauzamientos estudiados son:

- Cuenca 1. Subcuenca 1.10.3: Arroyo Ciprés. Embovedados 05-C.1.10.3 y 06-C.1.10.3. Presentan sección hidráulica insuficiente para T=10 años y el estado de conservación es malo. Se recomienda su sustitución por una sección de mayor capacidad.
- Cuenca 1. Subcuenca 1.10.3. Arroyo Ciprés. Embovedado 07-C1.10.3. Con mejor conservación que los anteriores, la sección hidráulica es insuficiente para T=10 años. Es recomendable aumentar la sección hidráulica.
- Cuenca 1. Subcuenca 1.10.3: Arroyo Ciprés. Zona La Somera. Sección trapecial en tierra con unos 2 m de anchura. Sección de encauzamiento ligeramente insuficiente para T=10 años. Se aconseja aumentar la sección del cauce.
- Cuenca 2. Arroyo Cantos. Sección rectangular de 3x2 m en hormigón, que pasa a trapecial dde 4 m de anchura una vez cruza la MA-402. Sección insuficiente para T = 500 años. Se recomienda aumentar la sección hidráulica.

**5.1.2.- Problemas de inundación de márgenes**

En este apartado determinaremos los intervalos de cauce con inundación de sus márgenes. Atenderemos a los criterios de inundación peligrosa. De acuerdo a experimentos sobre la resistencia y estabilidad de personas ante el flujo del agua, se considera a nivel internacional como peligrosas las condiciones hidráulicas (calado y velocidad) del diagrama adjunto, es decir, calado mayor de 1 m, velocidad mayor de 1 m/s y producto de ambas mayor de 0.5 m<sup>2</sup>/s.



En el caso del río Campanillas (cuena 1), se cumpen en casi todos los tramos estudiados las tres condiciones simultáneamente, por lo se ha considerado que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años. Debido a la amplia extensión de terrenos afectados por la ocupación del agua tanto a 500 como a 10 años, y a las zonas edificadas afectadas por las mismas, se recomienda su encauzamiento. Cabe indicar que la Agencia Andaluza del Agua tiene previsto realizar dicho encauzamiento, dado que existe un proyecto redactado con fecha abril de 2.007 por la UTE Narval ingeniería S.A, Dionis Consultores S.L. e Ibervías Ingenieros S.L. En dicho proyecto de prevé el encauzamiento de todo el tramo estudiado mediante sección variable y dimensionado para un periodo de retorno de 500 años. Sin embargo, dicho proyecto está sujeto actualmente a modificaciones, por lo que se ha preferido esperar al término de dichos cambios para incluir su trazado en el presente estudio.

En el caso de la subcuena 1.1.8, correspondiente al arroyo Piedra Horadada, se producen altas velocidades en la mayoría de los tramos, por lo que por lo que podemos concluir que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

En el caso del arroyo Ciprés, subcuena 1.10.3, se cumple al menos una de las condiciones en la mayoría de los tramos, por lo que por lo que podemos concluir que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

En el caso de la subcuena 1.10.4, correspondiente al arroyo Somera, se producen velocidades superiores a 1 m/s en la mayor parte de los tramos, por lo que también se ha considerado que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

En el caso de la subcuena 1.10.1, correspondiente al arroyo Pilonés, se producen altas velocidades en la mayoría de los tramos, cumpliéndose además las otras dos condiciones, por lo que por lo que podemos concluir que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

Para el arroyo Cantos (cuena 2), se ha considerado que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años, debido a que se cumple al menos una de las condiciones en los distintos tramos.

Para el arroyo Cañuelo (cuena 3), se ha considerado que la zona de riesgo coincide con la de ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años, debido tanto a velocidades elevadas como a calados superiores a 1 m.

## 5.2.- DELIMITACIÓN DE ZONAS DE RIESGO POR INUNDACIÓN

De acuerdo a las consideraciones del apartado 5.1.2 se delimitan las zonas de riesgo por inundación con los resultados del flujo para 500 años en todos los casos con cotas obtenidas en agua clara sin considerar esponjamiento por transporte sólido. Las zonas de riesgo por inundación serán por tanto:

- Las obras de drenaje y encauzamientos con sección hidráulica insuficiente que producen la inundación del viario o plataforma superior. En este sentido debe considerarse que un alto porcentaje de las víctimas producidas en inundaciones y de los vehículos arrastrados en los últimos años han tenido su origen en el corte del viario por la lámina de la crecida; la subestimación de la capacidad de arrastre del agua con calados escasos, ha aventurado a numerosas víctimas al uso de los viales inundados, provocando pérdidas humanas y económicas considerables.
- Las zonas urbanas o urbanizables según el Documento de Aprobación Inicial del Plan General de Ordenación Urbana en redacción, que se inundan.

## 5.3.- MEDIDAS DE CONSERVACIÓN Y POLICÍA

Se refieren a la totalidad de los cauces. Estas labores corresponden al organismo de cuenca, si bien desde la administración municipal puede prestarse un apoyo importante en la gestión de las afecciones a los dominios públicos hidráulicos. En particular parecerían adecuadas las siguientes medidas preventivas:

- Prohibir las obras de embovedados de cauces o las modificaciones de trazado de cauces integrados en urbanizaciones, salvo que no exista otra posibilidad de integración.

- En las urbanizaciones que se desarrollen junto a cauces principales exigir a los promotores las correspondientes obras de encauzamiento.
- Coordinación con el Organismo de Cuenca, a efectos de planificar los proyectos de encauzamientos necesarios.

Málaga, Febrero de 2008

Los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Autores del Estudio

Fdo.: Inmaculada Barquero Zafra

Fdo.: Rafael Gallego López

Vº Bº  
Director del Estudio

Fdo.: Julio García Villanova