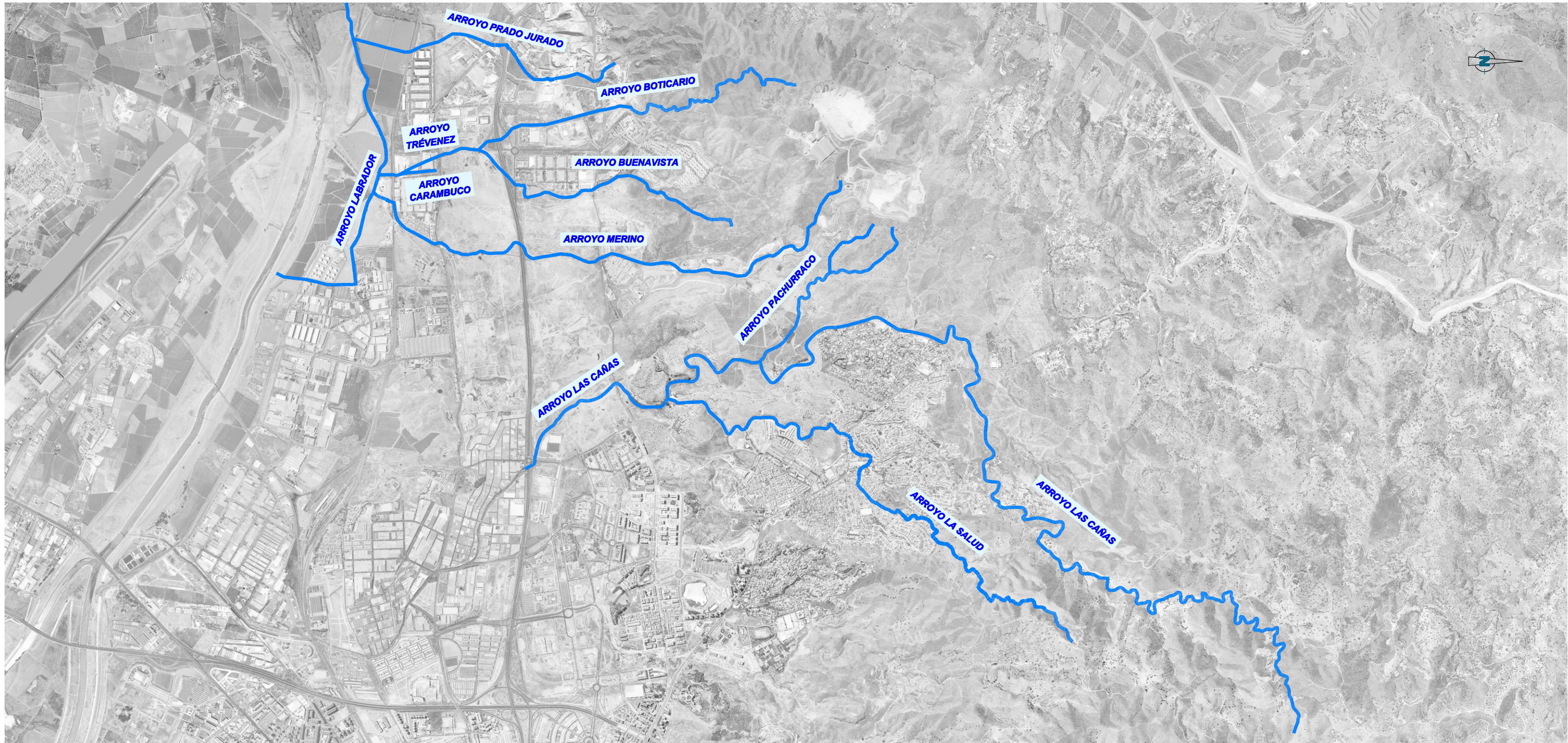


# DETERMINACIÓN DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LAS CUENCAS DEL ARROYO CAÑAS Y ZONA TRÉVENEZ - BUENAVISTA, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISIÓN.



**Ayuntamiento de Málaga**

Gerencia Municipal de Urbanismo, Obras e Infraestructuras



EL CONSULTOR:



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

ISO 9001  
ISO 14001

BUREAU VERITAS  
Certification



AUTORES DEL PROYECTO:

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

**RAFAEL GALLEGÓ 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>	3.5.3.- Coeficiente de escorrentía.....	47
<b>2.- DATOS DE PARTIDA</b> .....	<b>5</b>	3.5.4.- Intensidad media de precipitación .....	49
2.1.- INTRODUCCIÓN .....	5	3.5.5.- Superficie .....	51
2.2.- CARTOGRAFÍA EMPLEADA EN LA MODELIZACIÓN .....	5	3.5.6.- Factor reductor por área y coeficiente de uniformidad .....	51
2.3.- DATOS DE PRECIPITACIÓN .....	5	3.5.7.- Caudales de referencia.....	52
2.4.- DATOS DE LA CUENCA .....	5	3.5.8.- Caudales de cálculo.....	55
<b>3.- ESTUDIO HIDROLÓGICO</b> .....	<b>6</b>	<b>4.- ESTUDIO HIDRÁULICO</b> .....	<b>59</b>
3.1.- OBJETIVO DE LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA.....	6	4.1.- OBJETO DEL ESTUDIO .....	59
3.2.- DESCRIPCIÓN DE LAS CUENCAS OBJETO DE ESTUDIO.....	6	4.2.- CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE AGUAS 19/1985 .....	59
3.2.1.- División en subcuencas.....	7	4.3.- MODELO MATEMÁTICO DE CÁLCULO .....	60
3.2.2.- Caracterización morfológica .....	9	4.3.1.- Datos Hidráulicos.....	60
3.2.3.- Tiempo de concentración. ....	11	4.3.2.- Proceso de cálculo hidráulico. ....	61
3.3.- CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA.....	11	4.4.- CÁLCULOS CON HEC-RAS .....	62
3.3.1.- Vegetación y usos del suelo.....	12	4.4.1.- Descripción del programa .....	62
3.3.2.- Litología y permeabilidades en la zona superficial .....	14	4.4.2.- Hipótesis y limitaciones del programa .....	63
3.3.3.- Pendientes medias .....	19	4.4.3.- Resultados de la simulación. ....	64
3.3.4.- Determinación del umbral de escorrentía.....	21	<b>5.- CONCLUSIONES</b> .....	<b>64</b>
3.4.- PRECIPITACION DE DISEÑO.....	24	5.1.- ANÁLISIS DE RIESGOS .....	64
3.4.1.- Introducción .....	24	5.1.1.- Problemas de funcionamiento de obras de fábrica y embovedados .....	64
3.4.2.- Estimación de la precipitación para diferentes períodos de retorno.....	29	5.1.2.- Problemas de inundación de márgenes .....	67
3.4.3.- Precipitación Según la publicación Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular.....	34	5.2.- DELIMITACIÓN DE ZONAS DE RIESGO POR INUNDACIÓN .....	67
3.4.4.- Conclusiones. Mapas de isolíneas .....	36	5.3.- MEDIDAS DE CONSERVACIÓN Y POLICÍA.....	68
3.5.- CÁLCULO DE CAUDALES .....	46		
3.5.1.- Planteamiento general.....	46		
3.5.2.- Fórmula de cálculo .....	46		

<b>APENDICES:</b> .....	<b>69</b>		
1.- DATOS PREVIOS .....	70		
1.1.- Situación de fotografías.....	71		
1.2.- PGOU.....	72		
1.3.- Situación de estaciones meteorológicas.....	73		
1.4.- Datos de precipitaciones.....	74		
1.5.- Estudio pluviométrico.....	78		
1.5.1.- Tablas resumen de precipitación máxima en 24 horas (con datos disponibles).....	79		
1.5.2.- Relleno de lagunas en las series de datos pluviométricos .....	89		
1.5.3.- Tabla resumen de precipitación máxima en 24 horas (con datos completados).....	95		
1.5.4.- Ajuste estadístico de diferentes funciones de distribución .....	97		
2.- ESTUDIO HIDROLOGICO.....	110		
2.1.- Cuenca de aportación .....	111		
2.2.- Usos del suelo.....	112		
2.3.- Litología.....	113		
2.4.- Permeabilidad superficial .....	114		
2.5.- Pendientes medias.....	115		
2.7.- Umbral de escorrentía.....	117		
3.- ESTUDIO HIDRAULICO. RESULTADOS.....	118		
3.1.- Cuenca 1. Arroyo de Las Cañas. T=10 años .....	119		
3.1.1.- Vista 3D arroyo .....	120		
3.1.2.- Perfil longitudinal.....	122		
3.1.2.1.- Arroyo de Las Cañas .....	123		
3.1.2.2.- Arroyo de La Salud .....	133		
3.1.2.3.- Arroyo Pachurraco.....	140		
3.1.3.- Perfiles transversales.....	143		
3.1.3.1.- Arroyo de Las Cañas .....	144		
3.1.3.2.- Arroyo de La Salud .....	184		
3.1.3.3.- Arroyo Pachurraco .....	209		
3.1.4.- Tablas de resultados.....	222		
3.1.4.1.- Arroyo de Las Cañas .....	223		
3.1.4.2.- Arroyo de La Salud .....	234		
3.1.4.3.- Arroyo Pachurraco .....	241		
3.2.- Cuenca 2. Arroyo Merino. T=10 años.....	245		
3.2.1.- Vista 3D arroyo.....	246		
3.2.2.- Perfil longitudinal.....	248		
3.2.3.- Perfiles transversales.....	255		
3.2.4.- Tablas de resultados.....	288		
3.3.- Cuenca 3. Arroyo Trévez. T=10 años.....	298		
3.3.1.- Vista 3D arroyo.....	299		
3.3.2.- Perfil longitudinal.....	301		
3.3.2.1.- Arroyo Boticario.....	302		
3.3.2.2.- Arroyo Buenavista.....	308		
3.3.2.3.- Arroyo Trévez.....	312		
3.3.2.4.- Arroyo Carambuco .....	314		
3.3.3.- Perfiles transversales.....	316		
3.3.3.1.- Arroyo Boticario.....	317		
3.3.3.2.- Arroyo Buenavista .....	342		
3.3.3.3.- Arroyo Trévez.....	358		
3.3.3.4.- Arroyo Carambuco .....	363		
3.3.4.- Tablas de resultados.....	366		
3.3.4.1.- Arroyo Boticario.....	367		
3.3.4.2.- Arroyo Buenavista.....	374		
3.3.4.3.- Arroyo Trévez.....	378		
3.3.4.4.- Arroyo Carambuco .....	379		

3.4.-	Cuenca 4. Arroyo Prado Jurado. T=10 años.....	380	3.7.3.-	Perfiles transversales.....	627
3.4.1.-	Vista 3D arroyo.....	381	3.7.3.1.-	Arroyo Boticario.....	628
3.4.2.-	Perfil longitudinal.....	383	3.7.3.2.-	Arroyo Buenavista.....	653
3.4.3.-	Perfiles transversales.....	391	3.7.3.3.-	Arroyo Trévez.....	669
3.4.4.-	Tablas de resultados.....	422	3.7.3.4.-	Arroyo Carambuco.....	674
3.5.-	Cuenca 1. Arroyo de Las Cañas. T=500 años.....	430	3.7.4.-	Tablas de resultados.....	677
3.5.1.-	Vista 3D arroyo.....	431	3.7.4.1.-	Arroyo Boticario.....	678
3.5.2.-	Perfil longitudinal.....	433	3.7.4.2.-	Arroyo Buenavista.....	685
3.5.2.1.-	Arroyo de Las Cañas.....	434	3.7.4.3.-	Arroyo Trévez.....	689
3.5.2.2.-	Arroyo de la Salud.....	444	3.7.4.4.-	Arroyo Carambuco.....	690
3.5.2.3.-	Arroyo Pachurraco.....	451	3.8.-	Cuenca 4. Arroyo Prado Jurado. T=500 años.....	691
3.5.3.-	Perfiles transversales.....	454	3.8.1.-	Vista 3D arroyo.....	692
3.5.3.1.-	Arroyo de Las Cañas.....	455	3.8.2.-	Perfil longitudinal.....	694
3.5.3.2.-	Arroyo de la Salud.....	495	3.8.3.-	Perfiles transversales.....	702
3.5.3.3.-	Arroyo Pachurraco.....	520	3.8.4.-	Tablas de resultados.....	732
3.5.4.-	Tablas de resultados.....	533	4.-	DETERMINACION DE LAS ZONAS DE DOMINIO PUBLICO, ZONAS DE SERVIDUMBRE Y ZONAS DE POLICIA.....	740
3.5.4.1.-	Arroyo de Las Cañas.....	534	5.-	DETERMINACION DE LAS ZONAS CON PELIGRO DE INUNDACION PARA T=500 AÑOS.....	741
3.5.4.2.-	Arroyo de la Salud.....	545			
3.5.4.3.-	Arroyo Pachurraco.....	552			
3.6.-	Cuenca 2. Arroyo Merino. T=500 años.....	556			
3.6.1.-	Vista 3D arroyo.....	557			
3.6.2.-	Perfil longitudinal.....	559			
3.6.3.-	Perfiles transversales.....	566			
3.6.4.-	Tablas de resultados.....	599			
3.7.-	Cuenca 3. Arroyo Trévez. T=500 años.....	609			
3.7.1.-	Vista 3D arroyo.....	610			
3.7.2.-	Perfil longitudinal.....	612			
3.7.2.1.-	Arroyo Boticario.....	613			
3.7.2.2.-	Arroyo Buenavista.....	619			
3.7.2.3.-	Arroyo Trévez.....	623			
3.7.2.4.-	Arroyo Carambuco.....	625			



## 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 las cuencas del arroyo de las Cañas y zona Trévez-Buenvista, 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 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 del término municipal de Málaga. 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 "Máximas 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 1:10.000 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:

- 2 años.
- 5 años.
- 10 años.
- 25 años.
- 50 años.
- 100 años.
- 500 años.
- 1.000 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.

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 4 cuencas diferenciadas. Estas son las siguientes:

- Cuenca 1. Arroyo de las Cañas.
- Cuenca 2. Arroyo Merino.
- Cuenca 3. Arroyo Trévez.
- Cuenca 4. Arroyo Prado Jurado.

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 de las Cañas tiene pendientes superiores al 45% en su parte más alta, de un 7 a un 15% en su parte media y de un 3 a un 7% en la parte más baja. El resto de cuencas estudiadas presenta una pendiente de un 7 a un 15% en su parte alta, de un 3 a un 7% en la parte media, y de un 0 a un 2% en su parte baja.

Por último, en lo que a cubierta vegetal se refiere, aunque la mayor parte del terreno está ocupada por zonas urbanas o urbanizables, existen zonas de matorral y frutales secano en las cotas más altas. También existen algunas zonas localizadas de herbáceos regadío y secano.

### 3.2.1.- División en subcuencas

Como se dijo en la introducción, se han identificado un total de 4 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 2.650,54 Has, distribuidas de la siguiente manera:

CUENCA	SUPERFICIE (Has)
1	1.534,96
2	451,09
3	496,48
4	168,02
Total	260,54

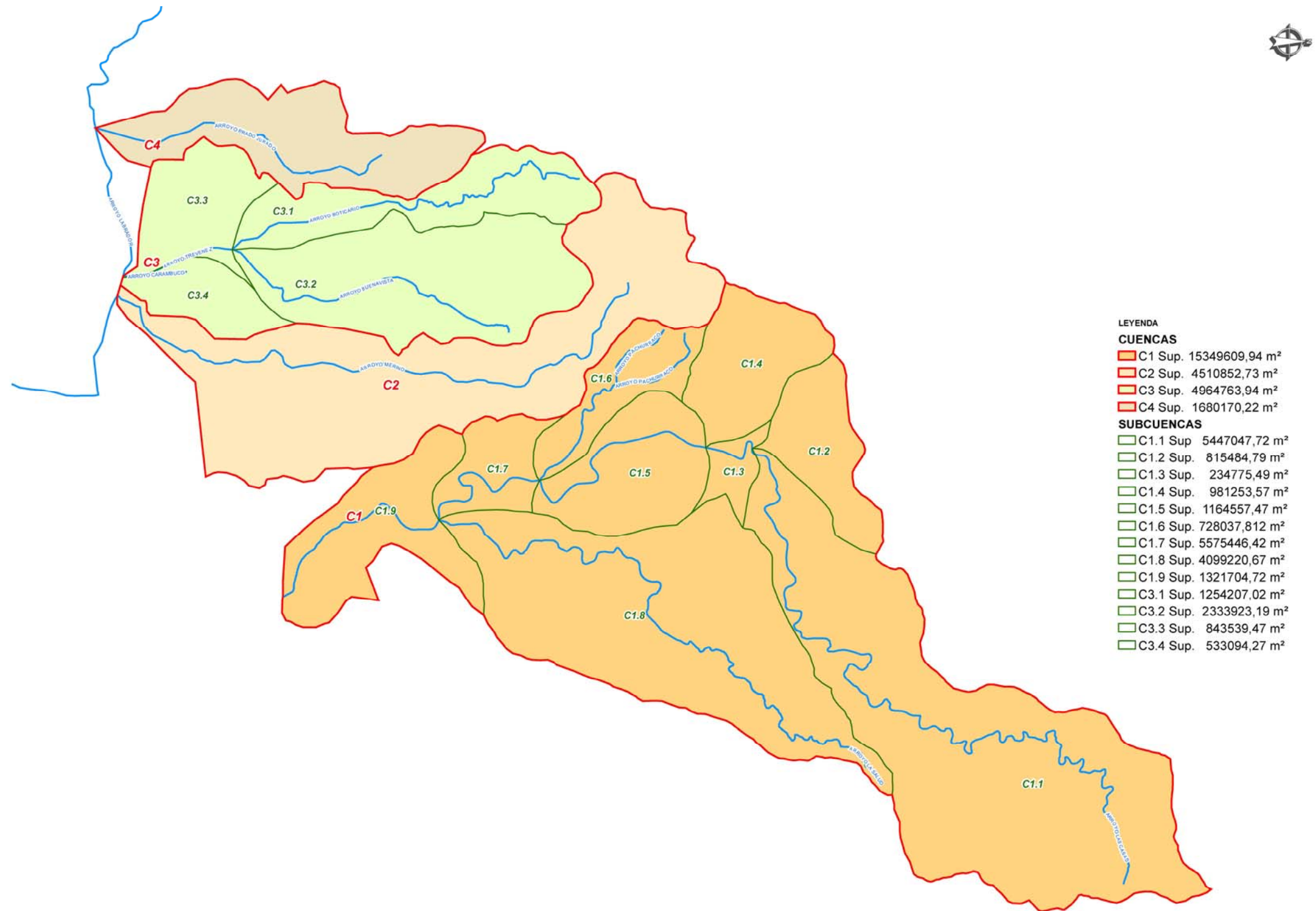
En la siguiente figura y en el apéndice 2 del presente anejo, se puede observar gráficamente la distribución espacial de las cuencas y subcuencas consideradas en el estudio, así como la denominación adoptada para cada una de ellas.

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.

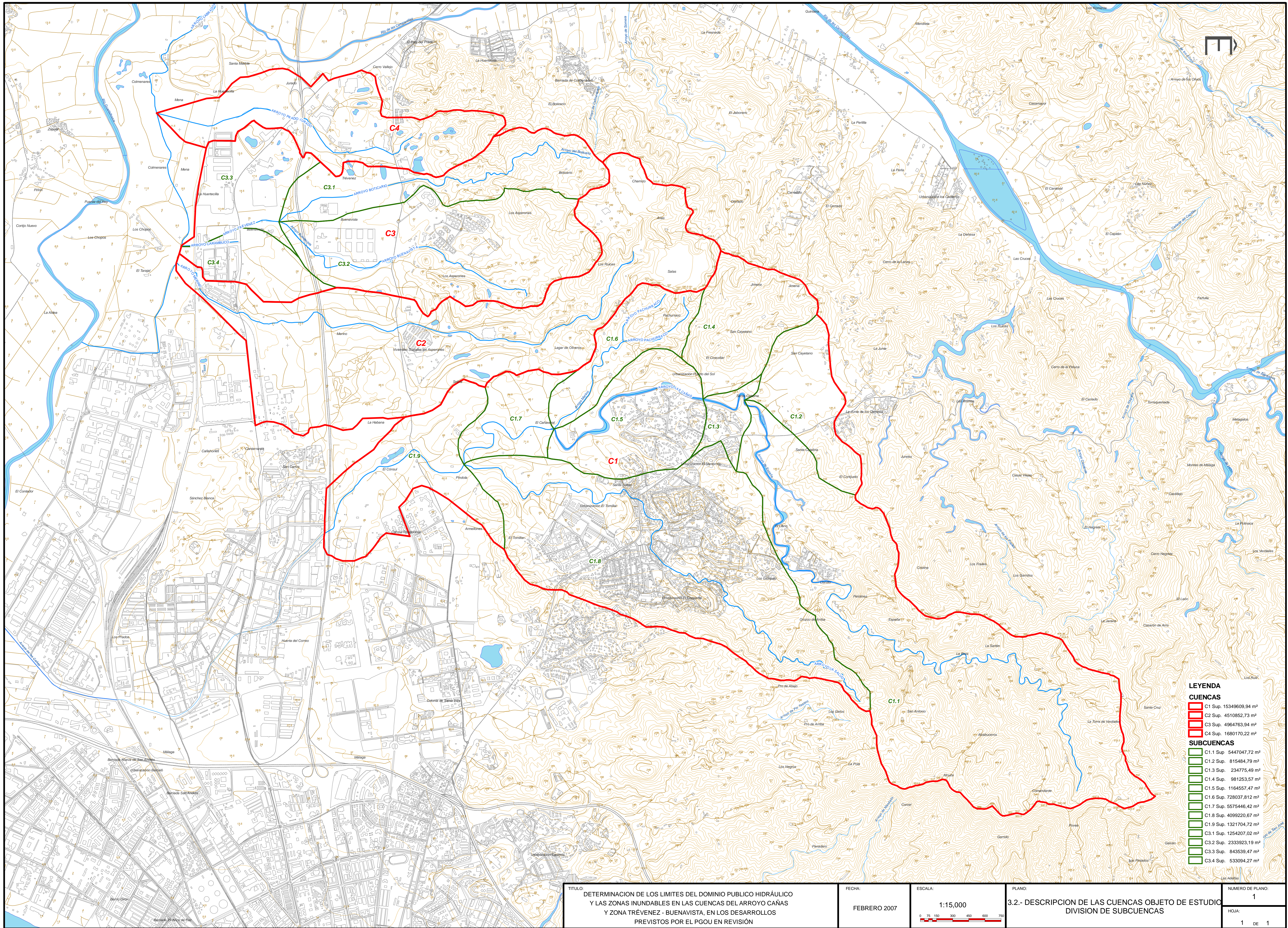
	CÓDIGO	NOMBRE
1	1	Arroyo de Las Cañas
	2	Sin nombre
	3	Arroyo de Las Cañas
	4	Sin nombre
	5	Arroyo de Las Cañas
	6	Arroyo Pachurraco
	7	Arroyo de Las Cañas
	8	Arroyo de La Salud
	9	Arroyo de Las Cañas
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>
2	1	Arroyo merino
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>
3	1	Arroyo Boticario
	2	Arroyo Buenavista
	3	Arroyo Trévez
	4	Arroyo Carambuco
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVEZ</b>
4	1	Arroyo Prado Jurado
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>



División en cuencas y subcuencas







**LEYENDA**

**CUENCAS**

- C1 Sup. 15349609,94 m<sup>2</sup>
- C2 Sup. 4510852,73 m<sup>2</sup>
- C3 Sup. 4964763,94 m<sup>2</sup>
- C4 Sup. 1680170,22 m<sup>2</sup>

**SUBCUENCAS**

- C1.1 Sup. 5447047,72 m<sup>2</sup>
- C1.2 Sup. 815484,79 m<sup>2</sup>
- C1.3 Sup. 234775,49 m<sup>2</sup>
- C1.4 Sup. 981253,57 m<sup>2</sup>
- C1.5 Sup. 1164557,47 m<sup>2</sup>
- C1.6 Sup. 728037,812 m<sup>2</sup>
- C1.7 Sup. 5575446,42 m<sup>2</sup>
- C1.8 Sup. 4099220,67 m<sup>2</sup>
- C1.9 Sup. 1321704,72 m<sup>2</sup>
- C2.1 Sup. 1254207,02 m<sup>2</sup>
- C3.2 Sup. 233923,19 m<sup>2</sup>
- C3.3 Sup. 843539,47 m<sup>2</sup>
- C3.4 Sup. 533094,27 m<sup>2</sup>



### 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 (m <sup>2</sup> )	S (Ha)	Pe (m)	Pe (Km)	Z máx (m)	Z mín (m)	L (m)	L (Km)	J (m/m)	
1	1	Arroyo de Las Cañas	5447047.72	544.70	13055.98	13.06	569.50	124.00	7514.74	7.51	0.06
	2	Sin nombre	815484.79	81.55	4460.63	4.46	247.50	124.00	1418.95	1.42	0.09
	3	Arroyo de Las Cañas	234775.49	23.48	2856.03	2.86	174.00	114.50	747.85	0.75	0.08
	4	Sin nombre	981253.57	98.13	4127.00	4.13	249.00	114.50	1357.14	1.36	0.10
	5	Arroyo de Las Cañas	1164557.47	116.46	4246.81	4.25	114.50	84.00	1782.46	1.78	0.02
	6	Arroyo Pachurraco	728037.81	72.80	4583.06	4.58	204.00	84.00	2111.07	2.11	0.06
	7	Arroyo de Las Cañas	557546.42	55.75	3551.44	3.55	95.00	69.00	1761.60	1.76	0.01
	8	Arroyo de La Salud	4099220.67	409.92	10419.19	10.42	409.00	69.00	5942.78	5.94	0.06
	9	Arroyo de Las Cañas	1321704.72	132.17	6736.93	6.74	78.00	38.00	2104.78	2.10	0.02
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	15349609.94	1534.96	23213.28	23.21	569.50	38.00	12409.00	12.41	0.04
2	1	Arroyo merino	4510852.73	451.09	14868.57	14.87	248.00	10.00	6096.30	6.10	0.04
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	4510852.73	451.09	14868.57	14.87	248.00	10.00	6096.30	6.10	0.04
3	1	Arroyo Boticario	1254207.02	125.42	7415.34	7.42	190.00	18.50	3303.29	3.30	0.05
	2	Arroyo Buenavista	2333923.19	233.39	7433.65	7.43	214.00	18.50	3399.95	3.40	0.06
	3	Arroyo Trévez	843539.47	84.35	4744.06	4.74	32.00	9.50	1570.61	1.57	0.01
	4	Arroyo Carambuco	533094.27	53.31	3434.48	3.43	42.00	9.50	1480.20	1.48	0.02
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVEZ</b>	4964763.94	496.48	11362.29	11.36	189.00	9.50	4255.11	4.26	0.04
4	1	Arroyo Prado Jurado	1680170.22	168.02	8043.81	8.04	191.00	11.50	3590.22	3.59	0.05
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	1680170.22	168.02	8043.81	8.04	191.00	11.50	3590.22	3.59	0.05



**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	Arroyo de Las Cañas	2.38
	2	Sin nombre	0.62
	3	Arroyo de Las Cañas	0.39
	4	Sin nombre	0.59
	5	Arroyo de Las Cañas	1.01
	6	Arroyo Pachurraco	0.91
	7	Arroyo de Las Cañas	1.03
	8	Arroyo de La Salud	2.00
	9	Arroyo de Las Cañas	1.12
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	<b>3.70</b>
2	1	Arroyo merino	2.19
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	<b>2.19</b>
3	1	Arroyo Boticario	1.30
	2	Arroyo Buenavista	1.31
	3	Arroyo Trévenez	0.95
	4	Arroyo Carambuco	0.83
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVENEZ</b>	<b>1.65</b>
4	1	Arroyo Prado Jurado	1.40
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	<b>1.40</b>

**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.

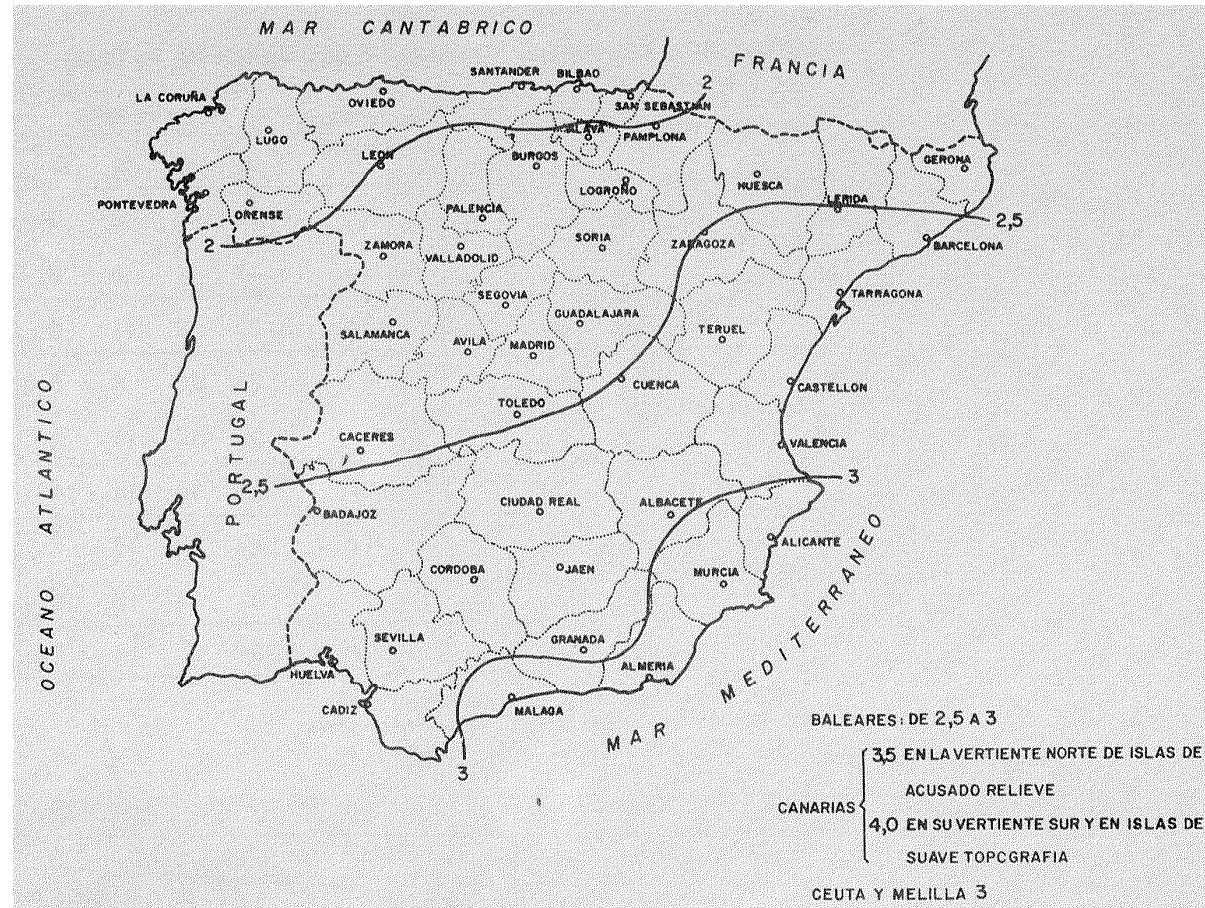
La fórmula propuesta por la instrucción es:

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

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**

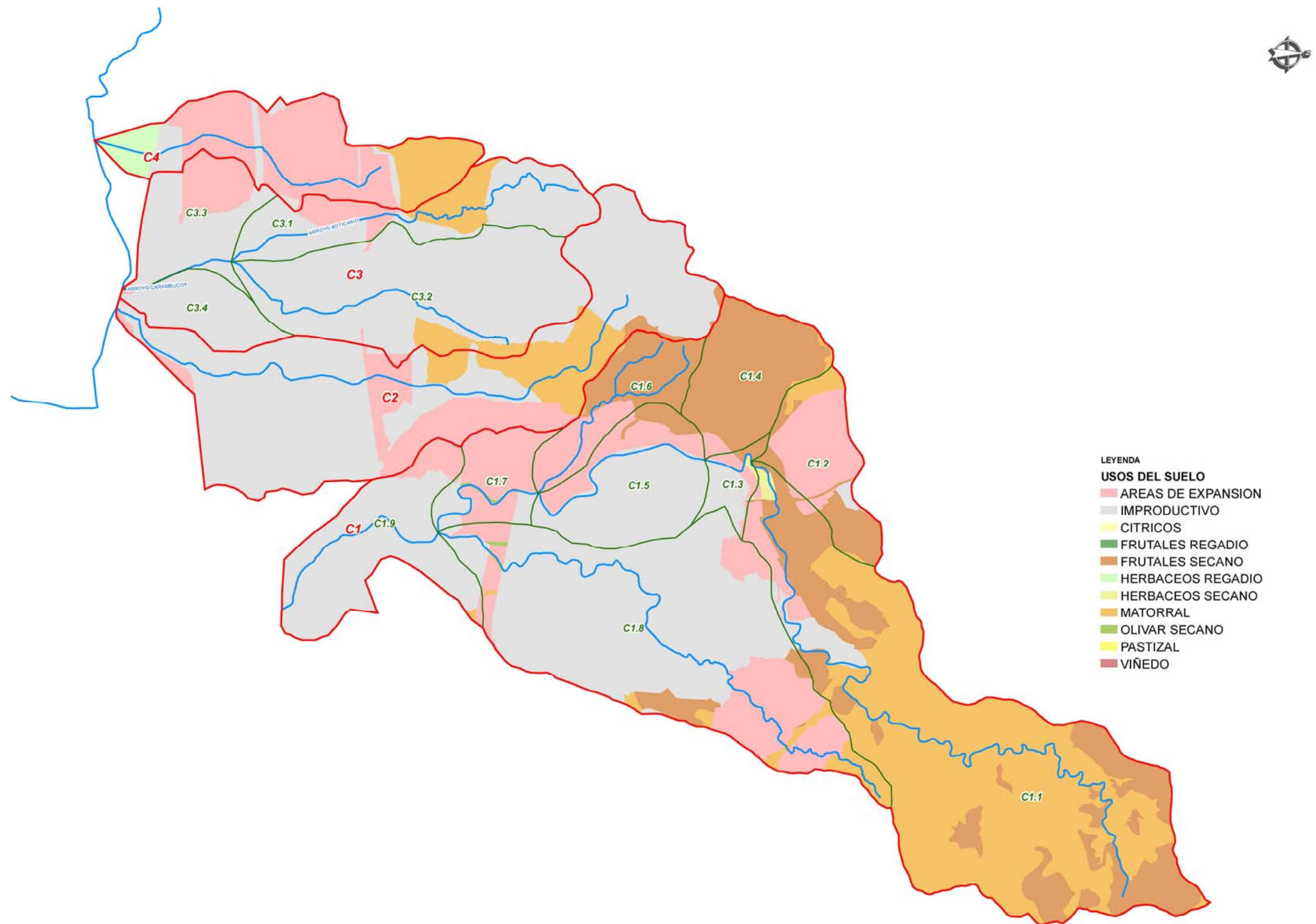
El aspecto fundamental considerado para la obtención del umbral de escorrentía es el tipo de cubierta del suelo, conjuntamente con el tipo de tratamiento en el caso de cultivos. La documentación básica de partida para la elaboración de este plano ha sido el “Mapa de Cultivos y Aprovechamientos del Ministerio 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:

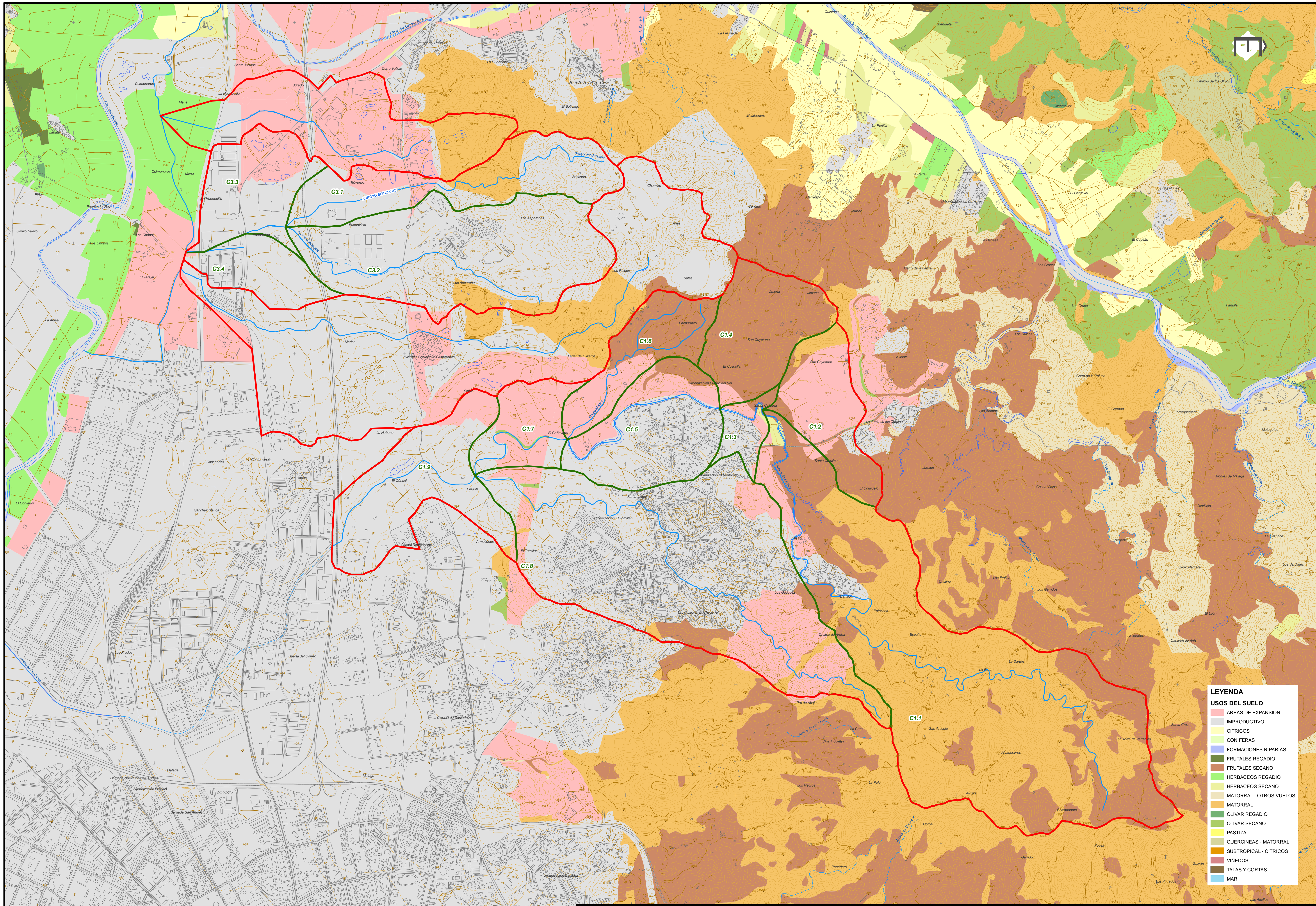
- Frutales secano.
- Frutales regadío.
- Cítricos.
- Herbáceos secano.
- Herbáceos regadío.
- Matorral.
- Olivar secano.
- Pastizal.
- Viñedo.
- Improductivo.

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







**LEYENDA**

**USOS DEL SUELO**

- AREAS DE EXPANSION
- IMPRODUCTIVO
- CITRICOS
- CONIFERAS
- FORMACIONES RIPARIAS
- FRUTALES REGADIO
- FRUTALES SECANO
- HERBACEOS REGADIO
- HERBACEOS SECANO
- MATORRAL - OTROS VUELOS
- MATORRAL
- OLIVAR REGADIO
- OLIVAR SECANO
- PASTIZAL
- QUERCINEAS - MATORRAL
- SUBTROPICAL - CITRICOS
- VIÑEDOS
- TALAS Y CORTAS
- MAR



### 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 1053/67 (Málaga-Torremolinos), y parte de las hojas 1052 (Álora), 1038 (Ardales) y 1039 (Colmenar).

Según dichos mapas, los materiales presentes en la zona de estudio se corresponden fundamentalmente con materiales pertenecientes al Maláguide y con sedimentos terciarios y cuaternarios.

Por lo que se refiere al Maláguide, los materiales más abundantes son las areniscas, conglomerados, yesos, arcillas, grauwacas, filitas, liditas, calizas y metareniscas. En cuanto a los materiales terciarios y cuaternarios, nos encontramos fundamentalmente con materiales aluviales, coluviales, areniscas y conglomerados, arenas, arcillas, piedemontes y margas.

En cuanto a la tectónica, dentro del Maláguide y en su conjunto inferior se conservan los tramos en su secuencia estratigráfica normal, aunque separados por contactos mecánicos. Pero en el conjunto permo-mesozoico la tectónica tangencial es mucho más manifiesta, y se observan repeticiones de la serie. Las deformaciones internas definen tres fases, una primera responsable de esquistosidad o pizarrosidad, más patente, otra segunda que produce pliegues isoclinales apretados, paralelos a la primera, y finalmente una tercera fase responsable del alabeo de las calizas y del inicio de kink-bands en las filitas, con planos axiales subverticales.

Por lo que se refiere a la historia geológica, podemos afirmar que el Maláguide revela una sedimentación marina pelítica en las zonas basales, con episodios de sedimentación conglomerática y arenosa. En el Silúrico aproximadamente, se depositan carbonatos y episodios detríticos grauwácicos. En el Devocarbonífero la sedimentación se hace más detrítica con episodios de conglomerados.

Al final de esta sedimentación se observa una discordancia fosilizada por el Permotrias de manera que el metamorfismo no rebasa el plano de discordancia. Hay que admitir que el metamorfismo es, al menos en parte, hercínico, por afectar al Devocarbonífero y no afectar al Permomesozoico y Eoceno.

El apilamiento Maláguide se realizó sobre el Alpujarride. El emplazamiento puede datarse aunque de forma imprecisa. Por una parte los términos superiores de este complejo tienen edad Ypresiense. Por otra, la Brecha de la Viñuela, reconocida al norte de Málaga y sobre todo en la zona de Colmenar, es autóctona y de edad Aquitaniense-Burdigaliense. Así el emplazamiento del Maláguide es posterior al Ypresiense y anterior al Aquitaniense-Burdigaliense, es decir, intraterciario y probablemente intrapaleógeno.

En el tránsito Mioceno-Plioceno comienza una sedimentación marina andalucense que pasa a continental en el Cuaternario.

Estratigráficamente hablando, la serie del Maláguide se compone en la zona de estudio de un conjunto inferior que consta de una serie fundamentalmente pelítica en la base, que evoluciona en altura a una serie carbonatada y termina en una serie conglomerática y grauwácica. Los materiales que se han diferenciado son:

- PC-S<sup>A</sup>f, Cg: Filitas inferiores, metareniscas y conglomerados de cuarzo
- c, S-D: Calizas, filitas y grauwacas
- D-H<sup>A</sup>, q, H<sup>B</sup>: Grauwacas, liditas y conglomerados poligénicos

Para el conjunto superior de la serie maláguide, se han diferenciado las siguientes formaciones de muro a techo:

- P-T<sub>G</sub>: Areniscas, conglomerados, arcillas y yesos (facies rojas)
- T<sub>A3-J1</sub>: Dolomías
- J<sub>2-3</sub>: Calizas masivas blancas
- T<sup>aa 2</sup>: Calizas y margas

Siguiendo la serie estratigráfica, sobre el Maláguide encontramos una serie de sedimentos post-mantos formado por materiales del Mioceno-Plioceno y Cuaternarios continentales. Del Mio-Plioceno diferenciamos:

- T<sup>Bc-B 12-2</sup><sub>m</sub>: Arcillas y margas
- T<sup>Bc-B 12-2</sup><sub>s</sub>: Arenas
- T<sup>Bc-B 12-2</sup><sub>cg</sub>: Conglomerados
- T<sup>Bc-B 12-2</sup>: Indiferenciado

Y por último del Cuaternario:

- Qcd: Conos de deyección.
- T<sup>B3 21</sup> - Q1: Piedemontes
- QC: Coluviones
- QAl: Aluviales

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

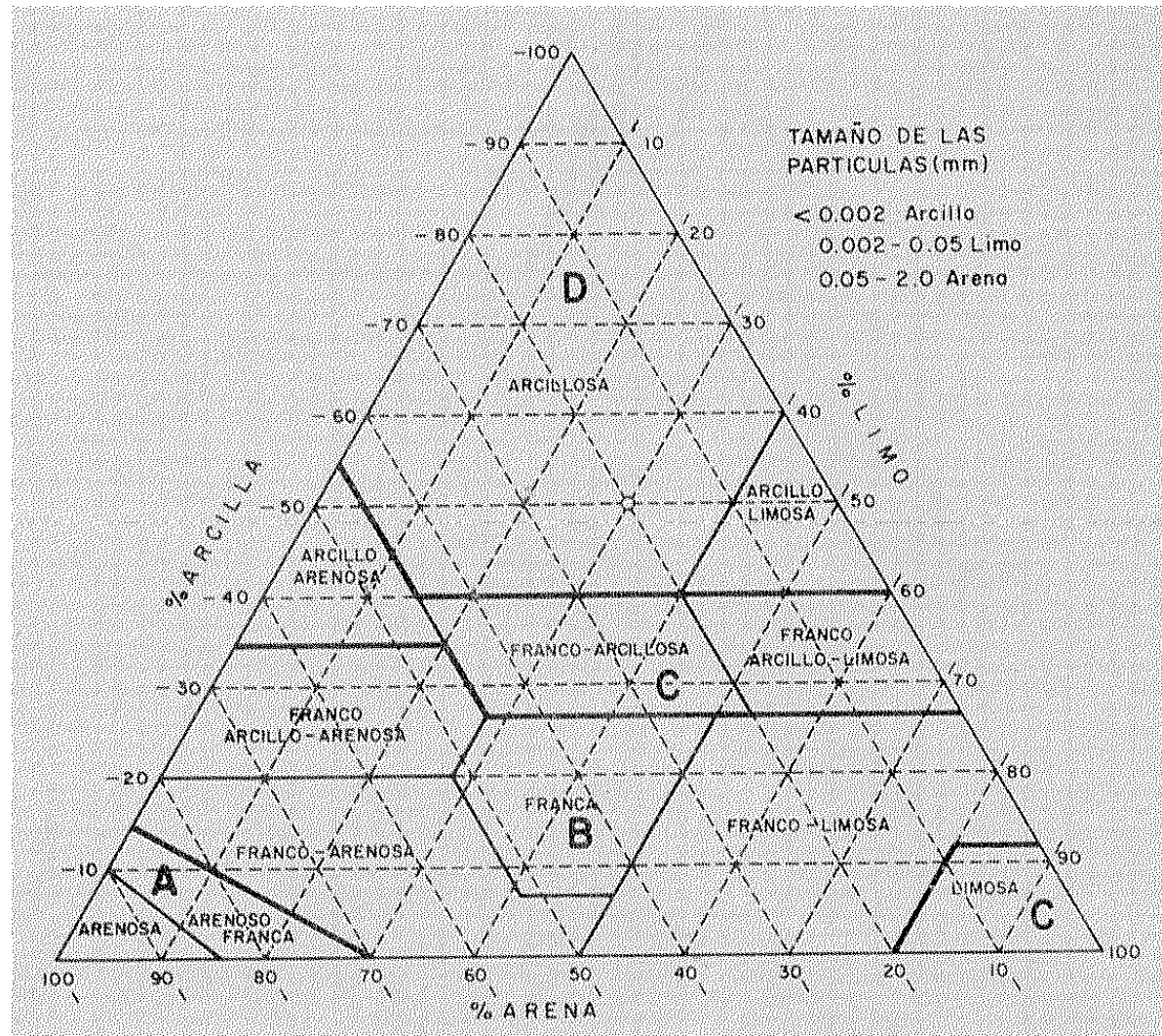
Incluye los suelos de moderada permeabilidad cuando están saturados, comprendiendo los terrenos arenosos menos profundos que los del grupo anterior, aquellos otros de textura franco-arenosa de mediana profundidad y los francos profundos.

#### - 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.



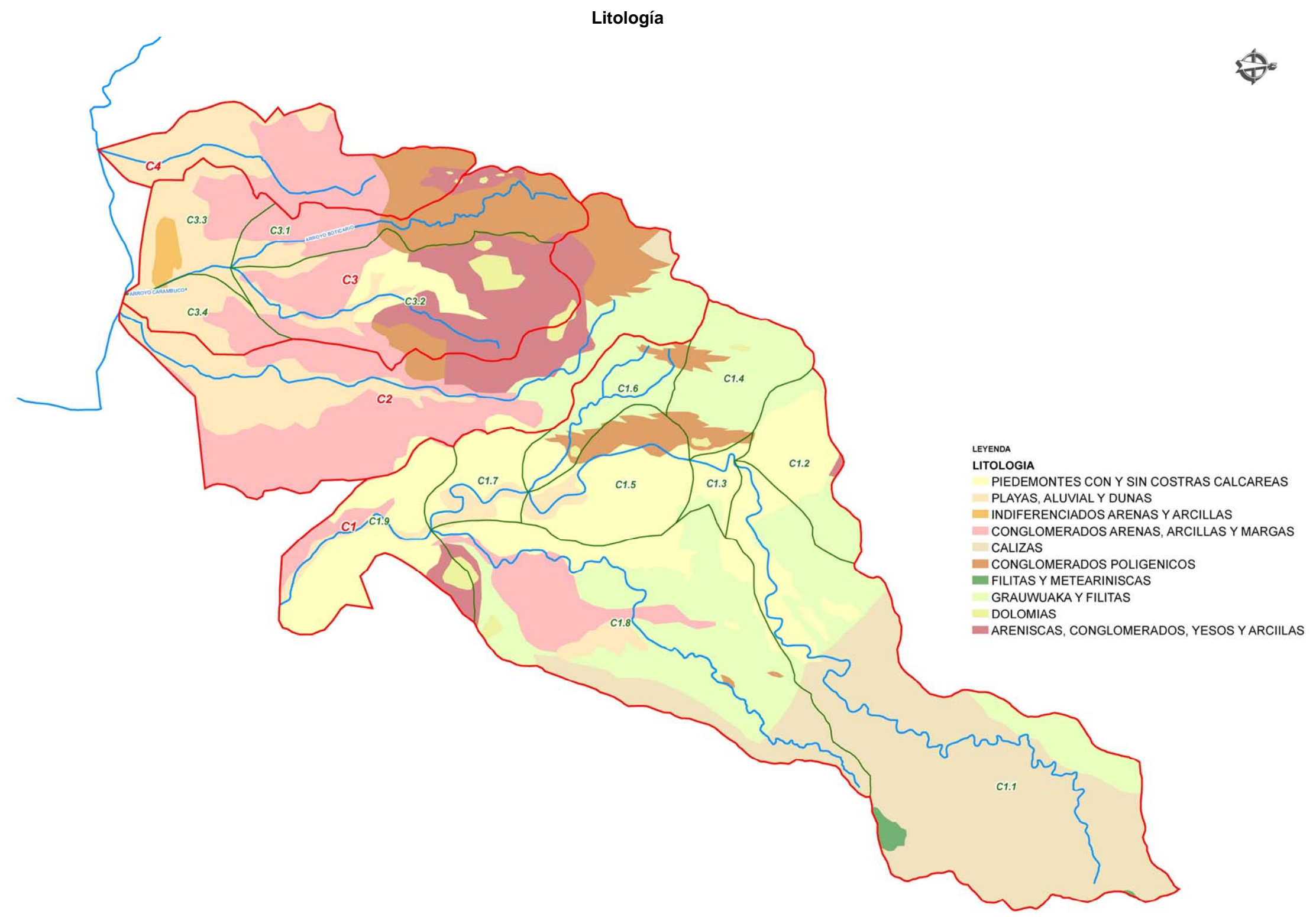
Textura de los diferentes tipos de suelo.

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:

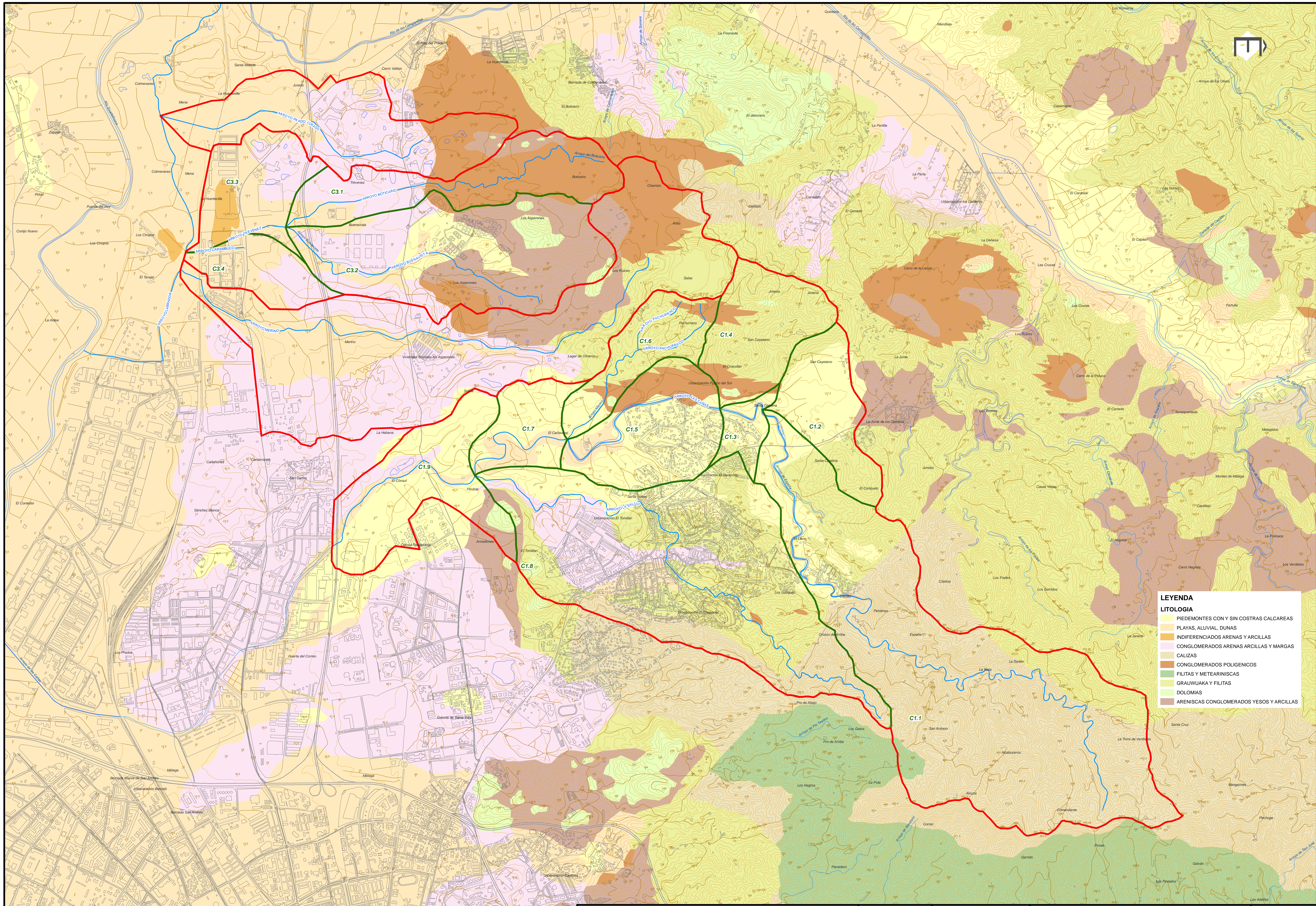
LITOLOGÍA	PERMEABILIDAD	CATEGORIA
Piedemontes con y sin costras calcáreas	Alta	B
Playas, aluvial y dunas	Muy alta	A
Indiferenciados, arenas y arcillas	Muy alta	A
Conglomerados, arcillas, arenas y margas	Alta	B
Calizas	Media	C
Conglomerados poligénicos	Baja	D
Filitas y metareniscas	Baja	D
Grauwacas y filitas	Baja	D
Dolomías	Media	C
Areniscas, conglomerados, yesos y arcillas	Media	C

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









**LEYENDA**

**LITOLOGIA**

- PIEDEMONTES CON Y SIN COSTRAS CALCAREAS
- PLAYAS, ALUVIAL, DUNAS
- INDIFFERENCIADOS ARENAS Y ARCILLAS
- CONGLOMERADOS ARENAS ARCILLAS Y MARGAS
- CALIZAS
- CONGLOMERADOS POLIGENICOS
- FILITAS Y METEARINICAS
- GRAUWAKA Y FILITAS
- DOLOMIAS
- ARENISCAS CONGLOMERADOS YESOS Y ARCILLAS

TITULO: DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LAS CUENCAS DEL ARROYO CAÑAS Y ZONA TRÉVEZ - BUENAVISTA, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISIÓN

FECHA: FEBRERO 2007

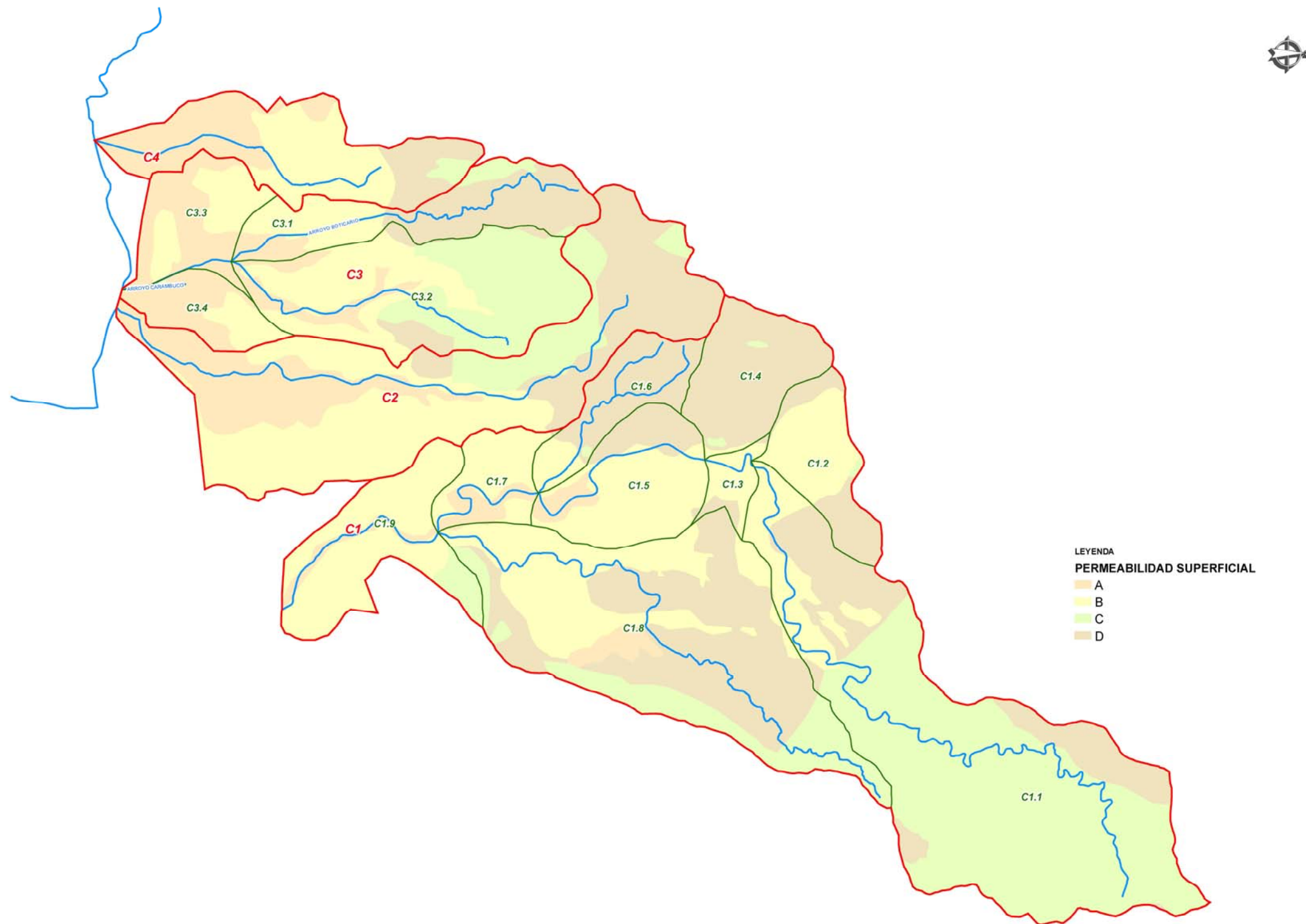
ESCALA: 1:15,000

PLANO: 3.3.- CARACTERIZACION HIDROLOGICA, LITOLOGIA Y PERMEABILIDAD EN LA ZONA SUPERFICIAL

NUMERO DE PLANO: 1  
 HOJA: 1 DE 1



### Permeabilidad superficial



### 3.3.3.- Pendientes medias

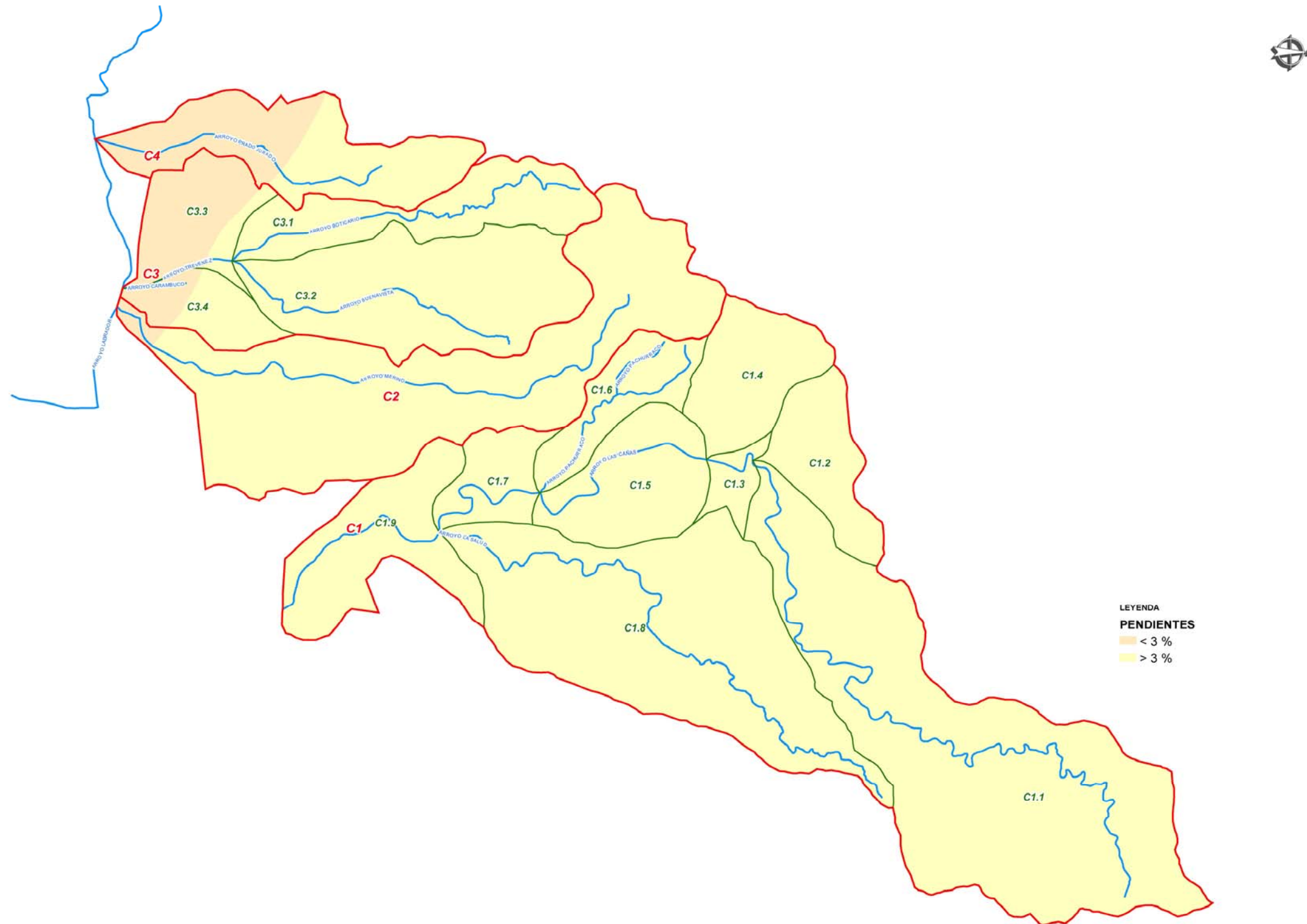
La pendiente es el tercer factor que actúa como condicionante de la respuesta del terreno frente a aguaceros. La incidencia de la pendiente presenta diversas facetas, siendo quizás las más importantes las relativas al control que ejerce sobre:

- 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.

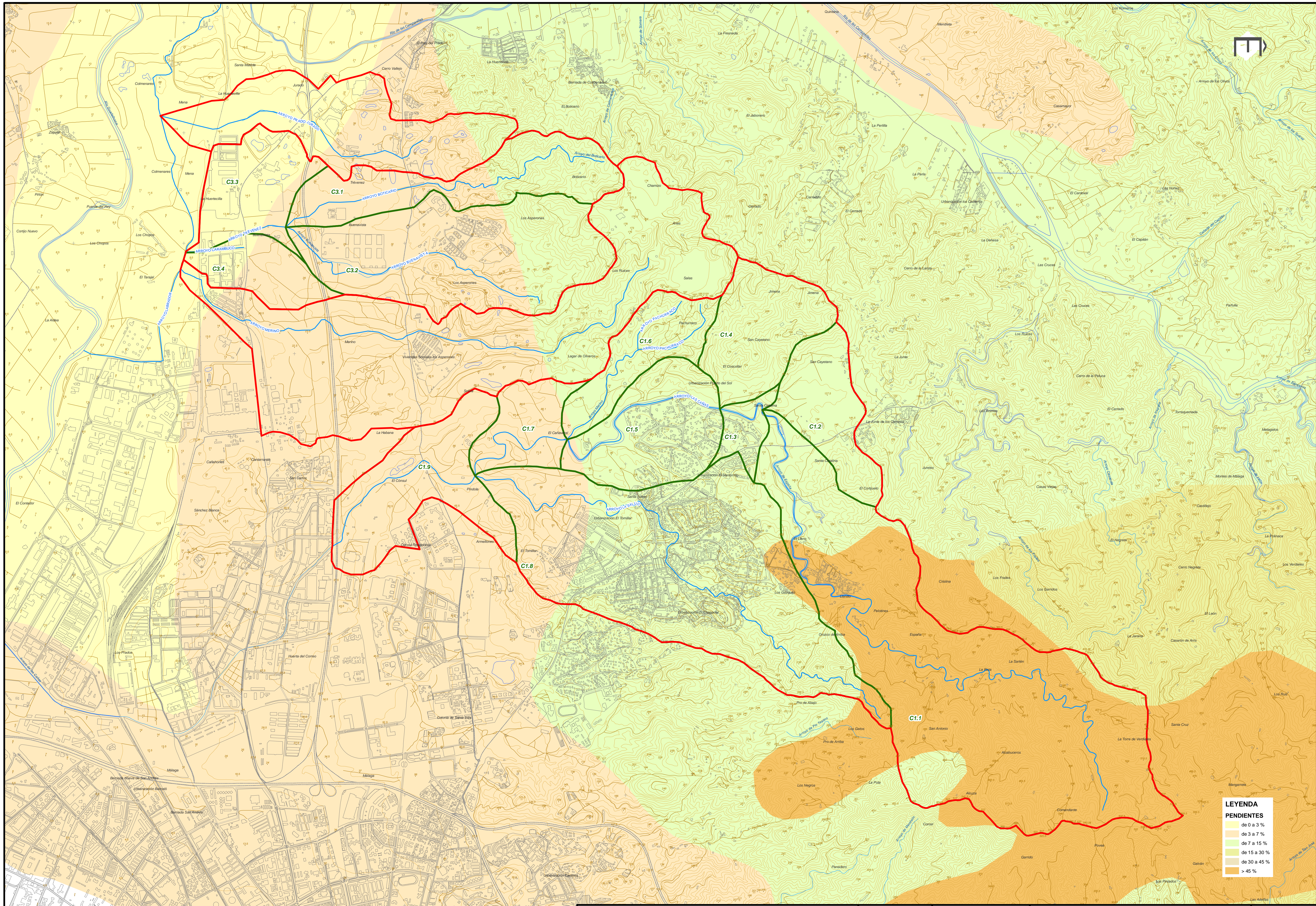
La consideración de este parámetro se ha realizado por tratamiento de la cartografía vectorial a escala 1:10.000. En el tratamiento final de la información se ha tenido en cuenta solamente si la pendiente es superior o inferior al 3%, valor límite propuesto por la Instrucción para pasar de un tramo a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



Pendiente media del terreno







TITULO: DETERMINACION DE LOS LIMITES DEL DOMINIO PUBLICO HIDRAULICO Y LAS ZONAS INUNDABLES EN LAS CUENCAS DEL ARROYO CAÑAS Y ZONA TRÉVENEZ - BUENAVISTA, EN LOS DESARROLLOS PREVISTOS POR EL PGOU EN REVISIÓN

FECHA: FEBRERO 2007

ESCALA: 1:15,000  
 0 75 150 300 450 600 750

PLANO: 3.3.- CARACTERIZACION HIDROLOGICA. PENDIENTES MEDIAS

NUMERO DE PLANO: 1  
 HOJA: 1 DE 1

**LEYENDA**

**PENDIENTES**

de 0 a 3 %
de 3 a 7 %
de 7 a 15 %
de 15 a 30 %
de 30 a 45 %
> 45 %



**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.

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. Dicho número está especificado en las tablas publicadas por la Instrucción de Drenaje 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 3 % 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 pendientes es inferior al 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. En cualquier caso, 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	
		Pobre	*	34	19	14	
	< 3	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 escorrentía (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).**

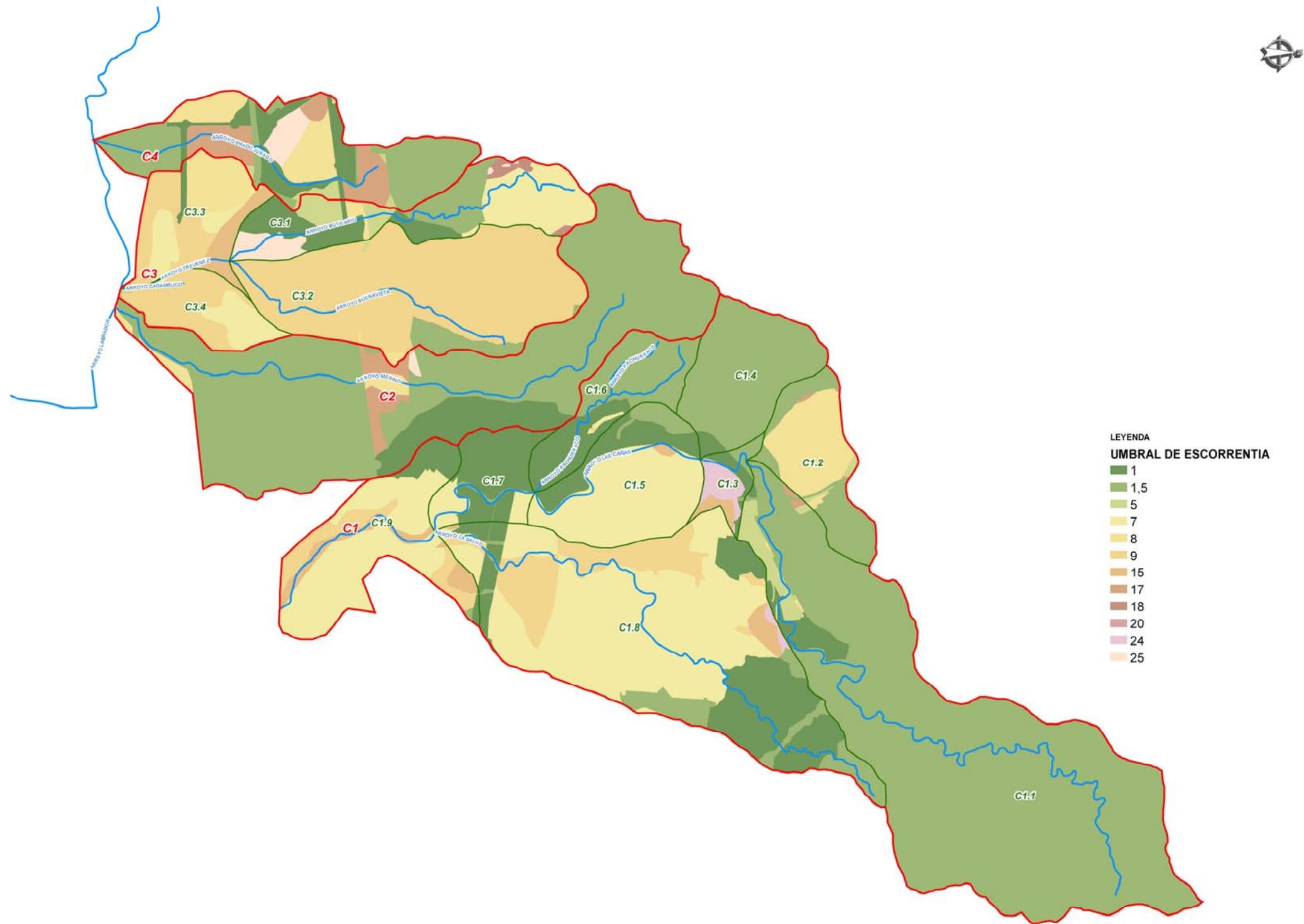
Los coeficientes empleados en nuestro caso, extraídos de las tablas anteriores, antes de aplicar el coeficiente corrector, han sido los siguientes:

USO DEL SUELO	PTE (%)	A	B	C	D
ÁREAS DE EXPANSIÓN	>3	1.5	1.5	1.5	1.5
	<3	1.5	1.5	1.5	1.5
IMPRODUCTIVO	>3	1	1	1	1
	<3	1	1	1	1
CÍTRICOS	>3	24	15	9	7
	<3	25	19	14	11
FRUTALES REGADÍO	>3	24	15	9	7
	<3	25	19	14	11
FRUTALES SECANO	>3	24	15	9	7
	<3	25	19	14	11
HERBÁCEOS REGADÍO	>3	25	18	11	9
	<3	25	21	14	12
HERBÁCEOS SECANO	>3	25	18	11	9
	<3	25	21	14	12
MATORRAL	>3	25	17	8	5
	<3	25	17	8	5
OLIVAR SECANO	>3	24	15	9	7
	<3	25	19	14	11
PASTIZAL	>3	24	14	8	6
	<3	25	20	12	7
VIÑEDO	>3	24	15	9	7
	<3	25	19	14	11

La siguiente figura muestra la intersección entre los mapas temáticos considerados: uso del suelo, pendiente y permeabilidad superficial, es decir, el valor del umbral de escorrentía sin corregir.



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





El último paso es obtener el umbral de escorrentía 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:

CÓDIGO		Umbral Escorrentía (mm)
1	1	24.18
	2	12.40
	3	10.85
	4	21.39
	5	4.96
	6	15.19
	7	5.89
	8	5.58
	9	3.41
	TOTAL	13.95
2	1	5.89
	TOTAL	5.89
3	1	5.89
	2	4.34
	3	3.72
	4	3.41
	TOTAL	4.65
4	1	11.78
	TOTAL	11.78

### 3.4.- PRECIPITACION DE DISEÑO

#### 3.4.1.- Introducción

La estimación de la avenida de diseño, tanto para el caso del método simplificado de la instrucción, como en la modelación matemática del HEC-RAS, 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 proyecto.
- 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 del término municipal de Málaga. 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, el número de años con datos, y por último el número de años con datos completos.

Código	Nombre	Tipo	Geográficas		Altura (m)	Años con datos		Años completos	
			Lat.	Long.		T	P	T	P
6145	ALJAIMA	P	36°44'05"N	04°40'22"W	50	-	48	-	36
6146I	CARTAMA PUENTE FAHALA	TP	36°42'04"N	04°40'24"W	60	29	32	18	24
6153	ALMOGIA	P	36°49'35"N	04°32'27"W	365	-	55	-	29
6154	ALMOGIA LOS LLANES	P	36°49'10"N	04°29'57"W	130	-	45	-	31
6155A	MÁLAGA 'AEROPUERTO'	TP	36°40'00"N	04°29'17"W	7	64	64	53	62
6170	PANTANO DEL AGUJERO	P	36°46'25"N	04°25'57"W	100	-	45	-	23

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

- Estar relativamente próximas al área encerrada por las cuencas.
- 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 completo 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	6170	6146I	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	38.0		51.5
1966	35.0	76.1	49.0	34.0		52.0
1967	60.5		89.8			62.0
1968	45.0	56.6	52.3	58.5		53.0
1969	83.0	86.2				151.0
1970	52.0	85.0	56.4	59.0		92.6



AÑO	ESTACION					
	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
1971	86.0	58.0	33.6	55.5	55.0	76.0
1972	58.0		39.0			54.0
1973					41.0	69.8
1974		37.9	33.1	48.0	78.0	72.5
1975		39.7	50.1	53.0	50.5	55.5
1976	42.0	111.0	78.7		45.0	76.6
1977	45.0	41.0	40.5		60.0	48.4
1978	35.0		55.1		43.0	93.8
1979	73.0		91.2	81.4	85.0	121.5
1980			83.0			59.2
1981	35.0		31.2	30.0		34.2
1982	46.0		95.0	88.4	92.0	147.1
1983	55.5	69.9	76.0	80.7		82.9
1984	77.5		60.0	89.0	82.0	126.6
1985				27.8	31.0	28.7
1986	98.0	85.5	51.0		85.0	62.8
1987	83.5	89.7	84.5	50.0		73.4
1988	69.0		49.5		140.0	38.6
1989		115.5			230.0	140.2
1990	38.5					36.6
1991						57.2
1992				38.0		37.2
1993	56.5	48.5			45.0	32.6
1994	42.5	27.5	44.9	102.4	57.0	97.3
1995		71.6			110.0	63.6
1996		66.0	57.5	47.0	95.0	66.3
1997	99.0		73.5		110.0	83.0
1998		61.0			95.0	92.2
1999	41.5	37.0	27.0	35.5	36.0	41.4
2000		74.2			69.0	77.9
2001	50.0	60.0	105.0	52.0	50.0	53.5

AÑO	ESTACION					
	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
2002	42.0	37.5	54.0	56.0		69.4
2003	90.0	62.0	55.5		79.0	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  $\lambda$ , 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:

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

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 1.5 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	6170	6146I	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



AÑO	ESTACION					
	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
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	38.0		51.5
1966	35.0	76.1	49.0	34.0		52.0
1967	60.5	71.1	89.8	82.0		62.0
1968	45.0	56.6	52.3	58.5		53.0
1969	83.0	86.2	125.8	119.0		151.0
1970	52.0	85.0	56.4	59.0		92.6
1971	86.0	58.0	33.6	55.5	55.0	76.0
1972	58.0	52.7	39.0	51.0	54.4	54.0
1973	56.6	68.1	58.1	55.0	41.0	69.8
1974	60.0	37.9	33.1	48.0	78.0	72.5
1975	45.0	39.7	50.1	53.0	50.5	55.5
1976	42.0	111.0	78.7	60.4	45.0	76.6
1977	45.0	41.0	40.5	55.0	60.0	48.4
1978	35.0	91.5	55.1	120.0	43.0	93.8
1979	73.0	118.6	91.2	81.4	85.0	121.5
1980	49.2	57.8	83.0	58.0	59.6	59.2
1981	35.0	33.4	31.2	30.0	40.0	34.2
1982	46.0	143.5	95.0	88.4	92.0	147.1
1983	55.5	69.9	76.0	80.7	83.5	82.9
1984	77.5	123.5	60.0	89.0	82.0	126.6
1985	28.0	29.0	33.0	27.8	31.0	28.7
1986	98.0	85.5	51.0	54.6	85.0	62.8
1987	83.5	89.7	84.5	50.0	73.9	73.4
1988	69.0	67.5	49.5	77.5	140.0	38.6

AÑO	ESTACION					
	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
1989	180.0	115.5	160.0	135.8	230.0	140.2
1990	38.5	39.5	30.5	42.5	36.9	36.6
1991	69.0	55.8	58.0	60.1	57.6	57.2
1992	43.0	36.3	33.5	38.0	41.0	37.2
1993	56.5	48.5	70.0	40.0	45.0	32.6
1994	42.5	27.5	44.9	102.4	57.0	97.3
1995	68.0	71.6	81.5	50.1	110.0	63.6
1996	72.0	66.0	57.5	47.0	95.0	66.3
1997	99.0	81.0	73.5	65.4	110.0	83.0
1998	74.8	61.0	76.8	77.0	95.0	92.2
1999	41.5	37.0	27.0	35.5	36.0	41.4
2000	63.2	74.2	76.0	61.4	69.0	77.9
2001	50.0	60.0	105.0	52.0	50.0	53.5
2002	42.0	37.5	54.0	56.0	69.9	69.4
2003	90.0	62.0	55.5	73.0	79.0	84.9
2004	82.8	99.6	85.0	113.8	102.8	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:

Gumbel (α,β)

$$F(x) = e^{-e^{\left(\frac{x-\alpha}{\beta}\right)}}$$

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

$$-\infty < x < +\infty \quad ; \quad \beta > 0$$

SQRT – ET<sub>MAX</sub>(α,β)

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

$$f(x) = \frac{\alpha}{2} \beta e^{-\left[\sqrt{\alpha x} + \beta(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}\right]}$$

$$x \geq 0 \quad ; \quad \alpha > 0 \quad ; \quad \beta > 0$$

LP3 (α,β,γ)

$$F(x) = \frac{1}{\beta \cdot \Gamma(\gamma)} \int_{e^\alpha}^x \frac{1}{x} e^{-\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)} \left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1} dx$$

$$f(x) = \frac{\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)^{\gamma-1}}{x \cdot \beta \cdot \Gamma(\gamma)} e^{-\left(\frac{\ln x - \alpha}{\beta}\right)}$$

$$x \geq e^\alpha \quad ; \quad \beta > 0 \quad ; \quad \gamma > 0$$

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.

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

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

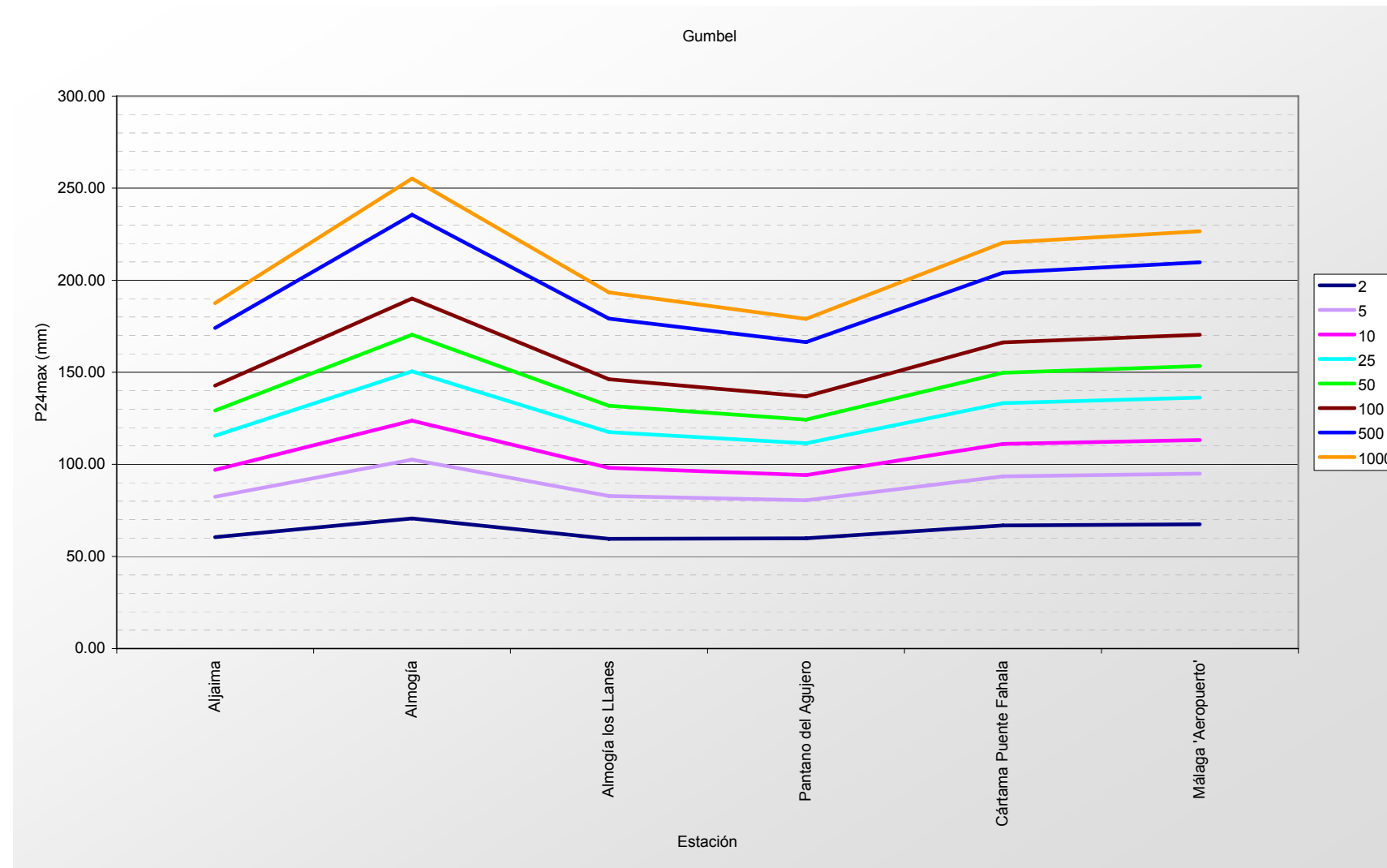
$$\text{LP3 } (\alpha, \beta, \gamma): \ln L = \sum_{\forall_i} \ln f(x_i) = \sum_{\forall_i} \left\{ (\gamma - 1) \cdot \ln \left( \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta} \right) - \ln(x_i + \beta + \Gamma(\gamma)) - \left( \frac{\ln x_i - \alpha}{\beta} \right) \right\}$$

En el apéndice 1.5 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

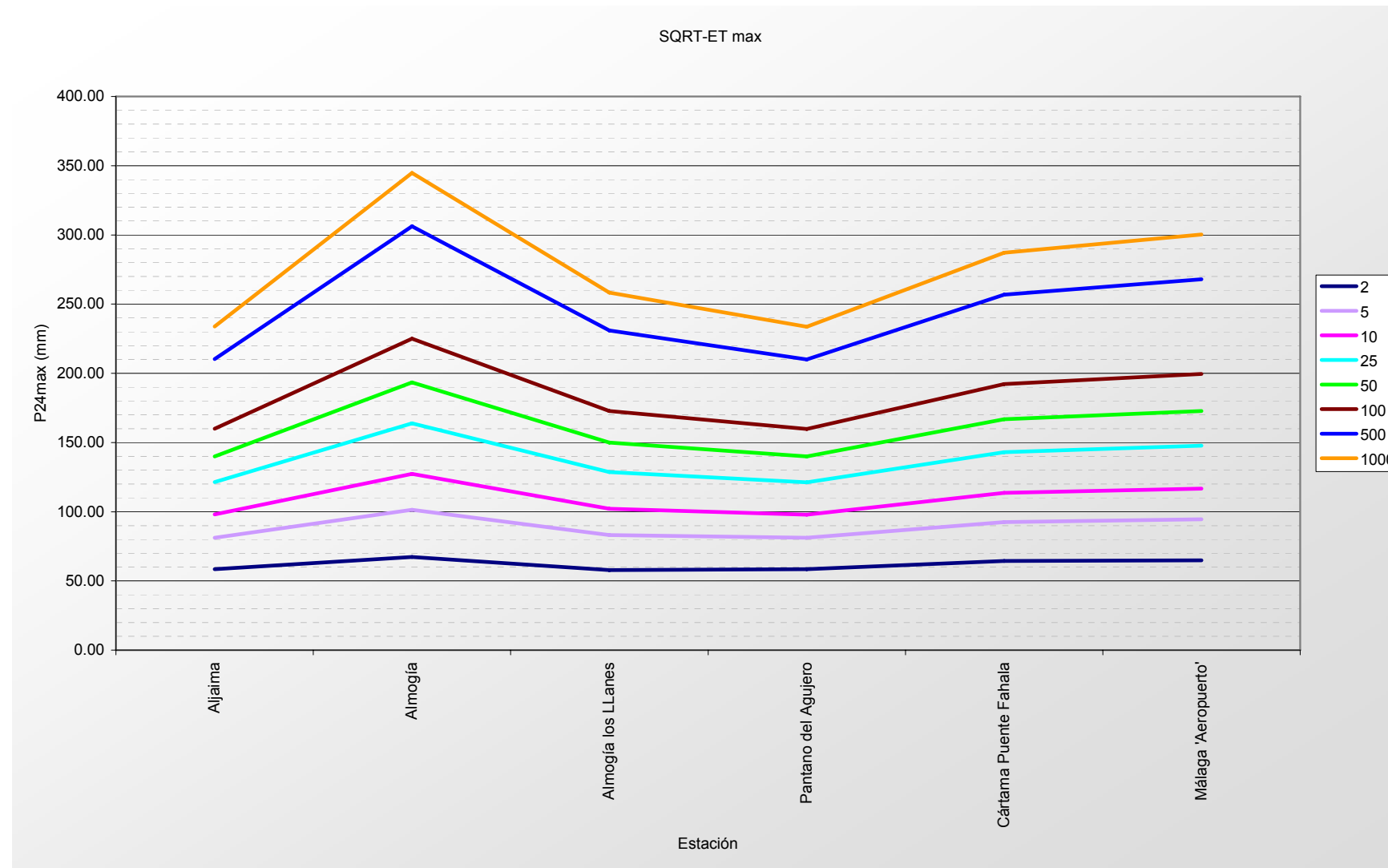
Gumbel	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Pantano del Agujero	Cártama Puente Fahala	Málaga 'Aeropuerto'
2	60.45	70.58	59.62	59.84	66.77	67.41
5	82.47	102.57	82.79	80.48	93.39	95.00
10	97.06	123.75	98.13	94.15	111.02	113.26
25	115.48	150.52	117.51	111.43	133.29	136.34
50	129.15	170.37	131.90	124.24	149.81	153.46
100	142.72	190.08	146.17	136.96	166.21	170.46
500	174.08	235.62	179.15	166.35	204.10	209.73
1000	187.56	255.19	193.34	178.98	220.39	226.61





Resumen del ajuste de la función SQRT-ETmax

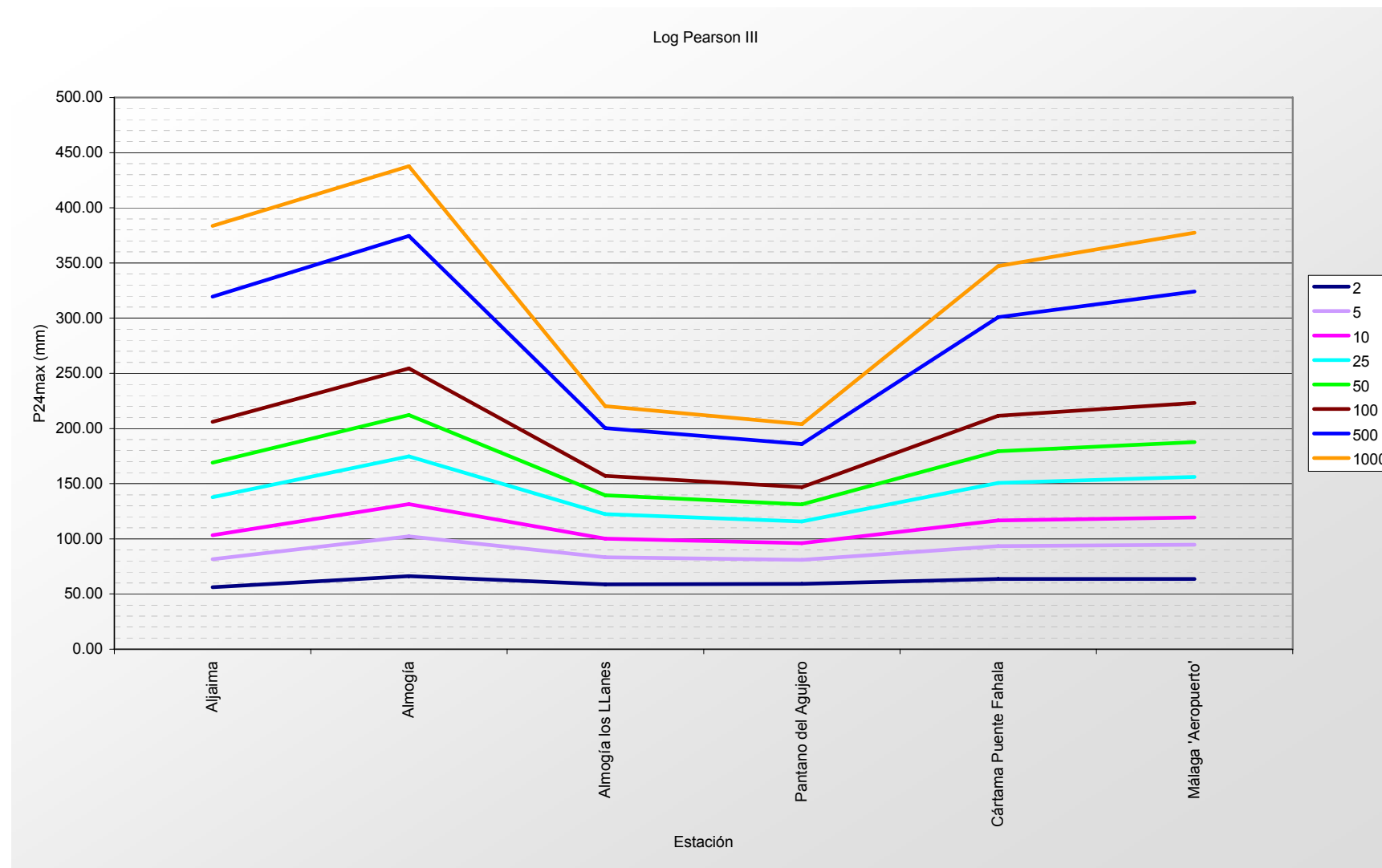
SQRT-ETmax	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Pantano del Agujero	Cártama Puente Fahala	Málaga 'Aeropuerto'
2	58.43	67.32	57.77	58.45	64.35	64.85
5	81.15	101.46	83.14	81.14	92.55	94.42
10	97.99	127.35	102.15	97.95	113.67	116.65
25	121.30	163.74	128.63	121.23	143.11	147.69
50	140.05	193.36	150.04	139.94	166.90	172.83
100	159.86	224.96	172.77	159.72	192.17	199.56
500	210.25	306.25	230.89	210.02	256.74	268.00
1000	233.88	344.71	258.25	233.59	287.15	300.27





Resumen del ajuste de la función Log Pearson Tipo III

Log-P. III	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Pantano del Agujero	Cártama Puente Fahala	Málaga 'Aeropuerto'
2	56.19	66.19	58.76	59.21	63.63	63.60
5	81.56	102.33	83.16	81.01	93.35	94.60
10	103.41	131.46	100.08	96.10	116.68	119.41
25	137.80	174.79	122.28	115.89	150.68	156.12
50	169.12	212.21	139.39	131.17	179.52	187.72
100	206.04	254.38	156.97	146.91	211.57	223.26
500	319.49	374.50	200.26	185.87	301.00	324.26
1000	383.65	437.68	220.14	203.87	347.20	377.33





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.

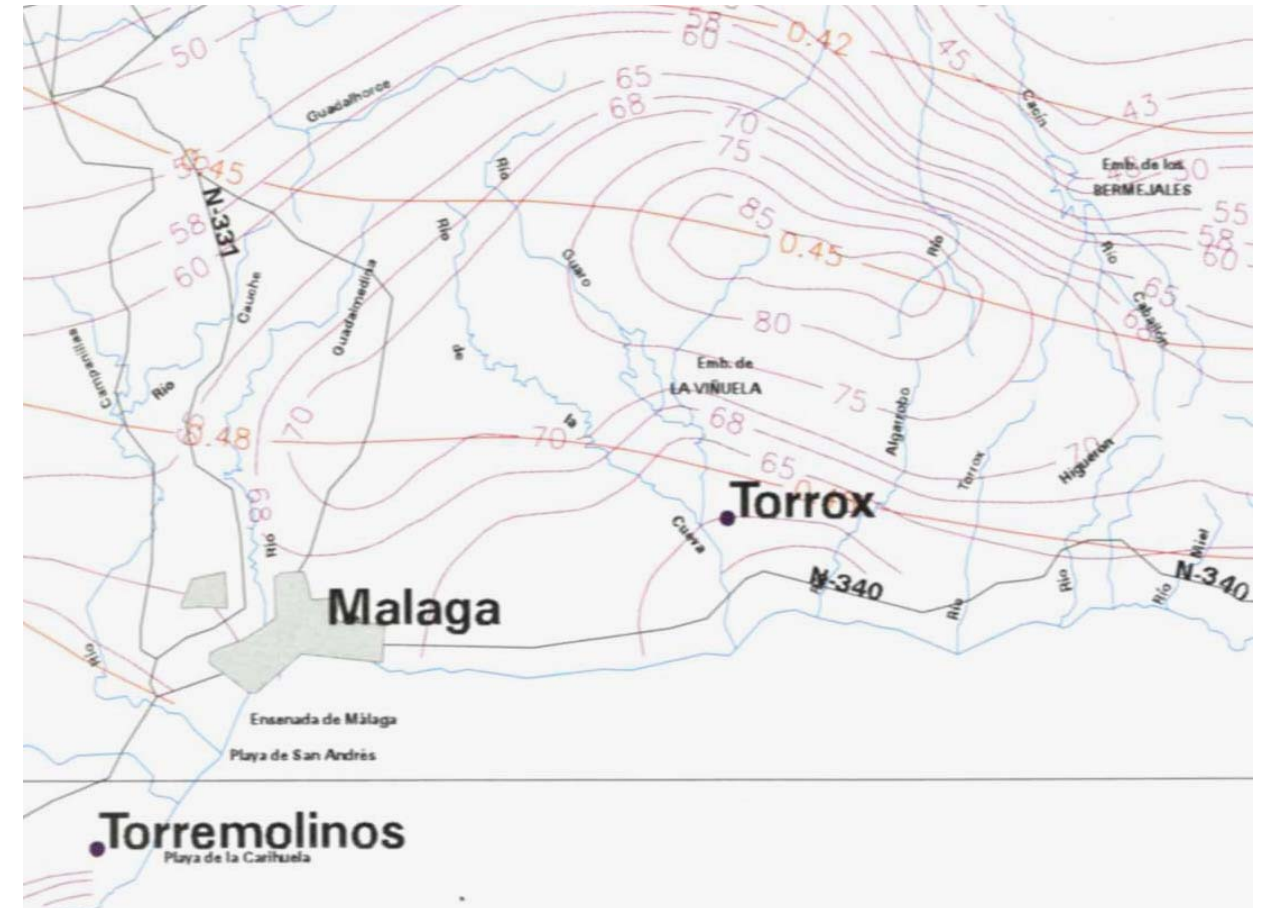
En el caso de la función Log Pearson Tipo III, valores de observación elevados conllevan un mal ajuste de la función, debido al elevado peso que ejercen en la convergencia final de la función, haciendo que los valores estimados se disparen para tiempos de retorno elevados.

### 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 isólineas 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.

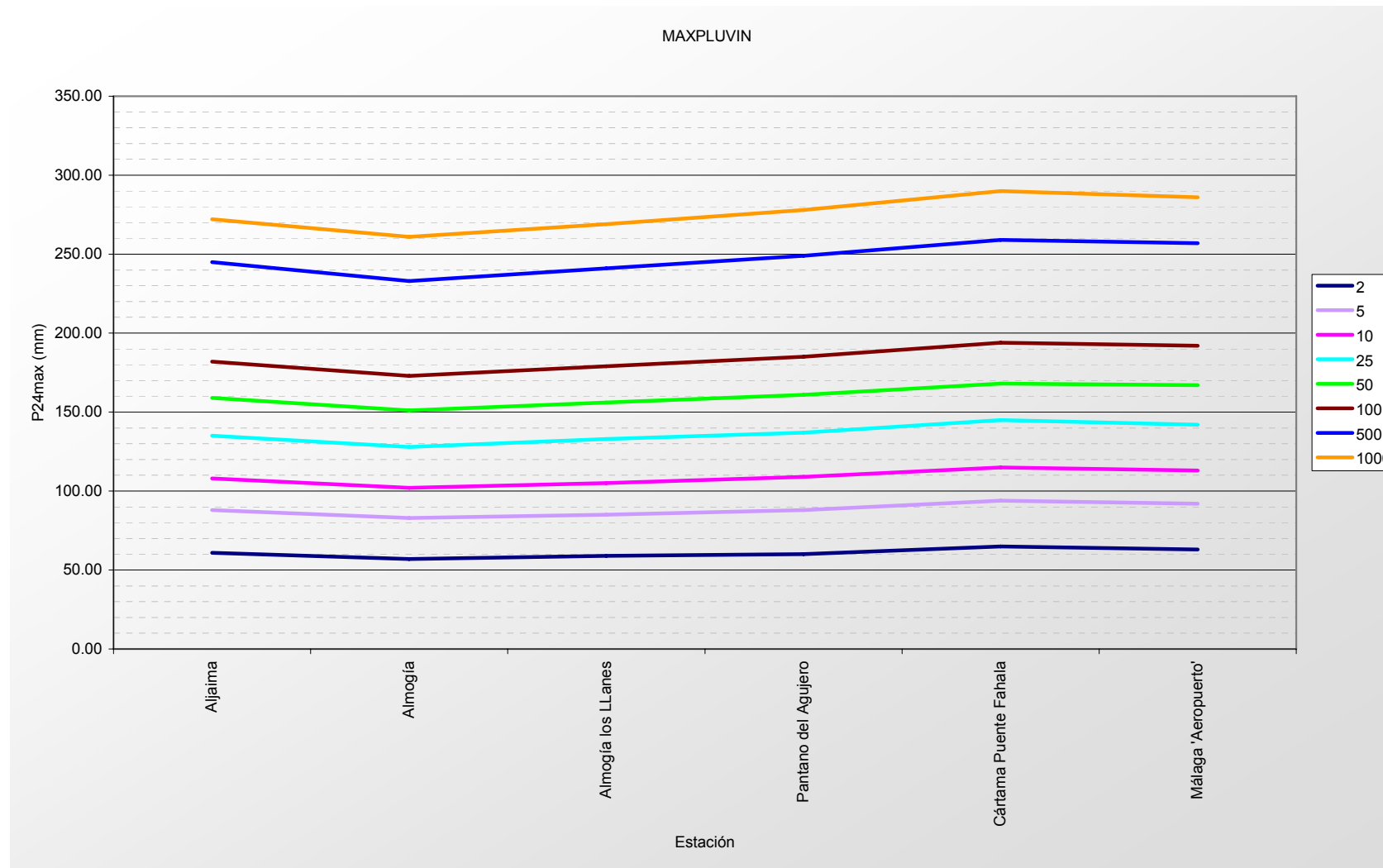


Mapa de isólineas de P y  $C_v$

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



Maxpluwin	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Pantano del Agujero	Cártama Puente Fahala	Málaga 'Aeropuerto'
Pmedia	68	64	66	68	73	71
Cv	0.475	0.482	0.483	0.486	0.468	0.478
2	61.00	57.00	59.00	60.00	65.00	63.00
5	88.00	83.00	85.00	88.00	94.00	92.00
10	108.00	102.00	105.00	109.00	115.00	113.00
25	135.00	128.00	133.00	137.00	145.00	142.00
50	159.00	151.00	156.00	161.00	168.00	167.00
100	182.00	173.00	179.00	185.00	194.00	192.00
500	245.00	233.00	241.00	249.00	259.00	257.00
1000	272.00	261.00	269.00	278.00	290.00	286.00





### 3.4.4.- Conclusiones. Mapas de isolíneas

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

- Si consideramos únicamente el análisis de los datos procedentes del INM y el ajuste mediante las funciones Gumbel, SQRT-ETmax y Log Pearson tipo III, se observa que los valores más elevados se obtienen para la función SQRT-ETmax.
- Si añadimos al estudio anterior los datos de la publicación Máximas lluvias diarias en la España peninsular, la tendencia se invierte, 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 lluvias 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 períodos de retorno considerados, y las estaciones analizadas:

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

Resumen	6145	6153	6154	6170	6146I	6155A
T	Aljaima	Almogía	Almogía los LLanes	Pantano del Agujero	Cártama Puente Fahala	Málaga 'Aeropuerto'
2	61.00	70.58	59.62	60.00	66.77	67.41
5	88.00	102.57	85.00	88.00	94.00	95.00
10	108.00	127.35	105.00	109.00	115.00	116.65
25	135.00	163.74	133.00	137.00	145.00	147.69
50	159.00	193.36	156.00	161.00	168.00	172.83
100	182.00	224.96	179.00	185.00	194.00	199.56
500	245.00	306.25	241.00	249.00	259.00	268.00
1000	272.00	344.71	269.00	278.00	290.00	300.27

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 períodos 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.

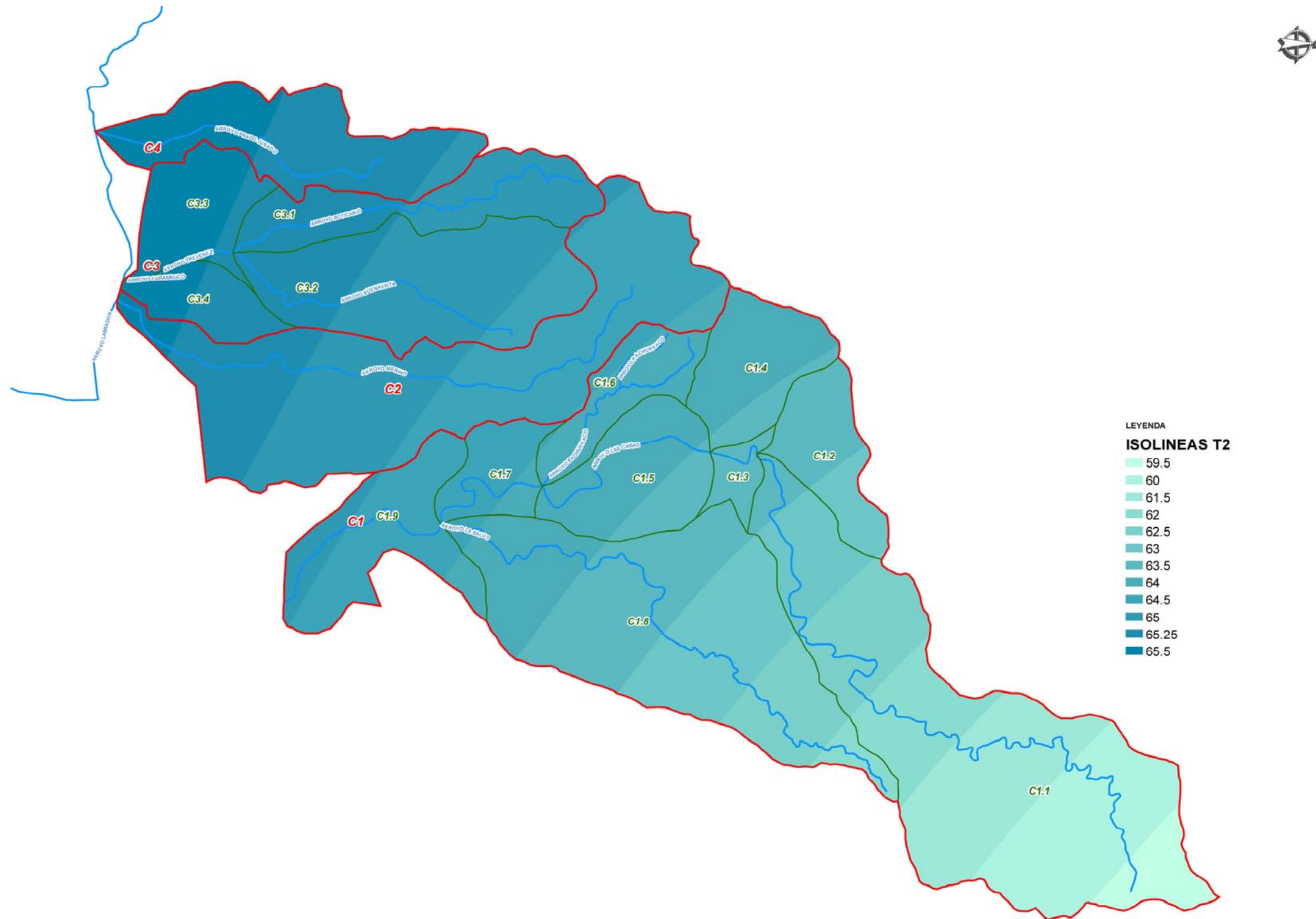


## Precipitación media para cada cuenca y período de retorno (mm)

CÓDIGO	NOMBRE	T2	T5	T10	T25	T50	T100	T500	T1000	
1	1	Arroyo de Las Cañas	61.40	89.50	110.60	140.00	164.00	188.60	255.00	284.50
	2	Sin nombre	63.40	91.40	112.70	143.00	167.50	194.00	260.00	290.60
	3	Arroyo de Las Cañas	63.50	91.70	113.00	144.00	168.00	194.40	260.00	290.00
	4	Sin nombre	63.90	92.00	113.30	144.00	168.20	195.60	261.40	294.60
	5	Arroyo de Las Cañas	63.90	92.00	113.10	144.00	168.00	195.50	260.20	292.90
	6	Arroyo Pachurraco	64.10	92.00	114.00	144.00	168.50	195.50	262.40	295.00
	7	Arroyo de Las Cañas	64.50	92.20	114.00	144.00	168.80	195.50	262.40	295.00
	8	Arroyo de La Salud	63.30	91.30	112.60	143.00	167.00	193.20	259.50	290.00
	9	Arroyo de Las Cañas	64.60	92.90	114.00	144.00	169.70	196.60	260.00	295.00
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	62.90	91.00	113.00	142.00	166.50	192.40	258.60	289.40
2	1	Arroyo merino	64.90	93.00	114.40	145.00	170.10	197.80	262.50	295.10
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	64.90	93.00	114.40	145.00	170.10	197.80	262.50	295.10
3	1	Arroyo Boticario	65.20	93.20	115.00	145.00	170.10	198.10	262.50	295.30
	2	Arroyo Buenavista	65.00	93.10	114.70	145.00	170.00	198.10	262.50	295.10
	3	Arroyo Trévenez	65.50	93.50	115.10	145.00	171.00	198.10	262.50	297.50
	4	Arroyo Carambuco	65.40	93.50	115.10	145.00	170.50	198.10	262.50	296.50
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVENEZ</b>	65.20	92.20	114.90	145.00	170.20	198.10	262.50	295.70
4	1	Arroyo Prado Jurado	65.40	93.40	115.10	145.00	170.60	198.10	262.50	296.80
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	65.40	93.40	115.10	145.00	170.60	198.10	262.50	296.80

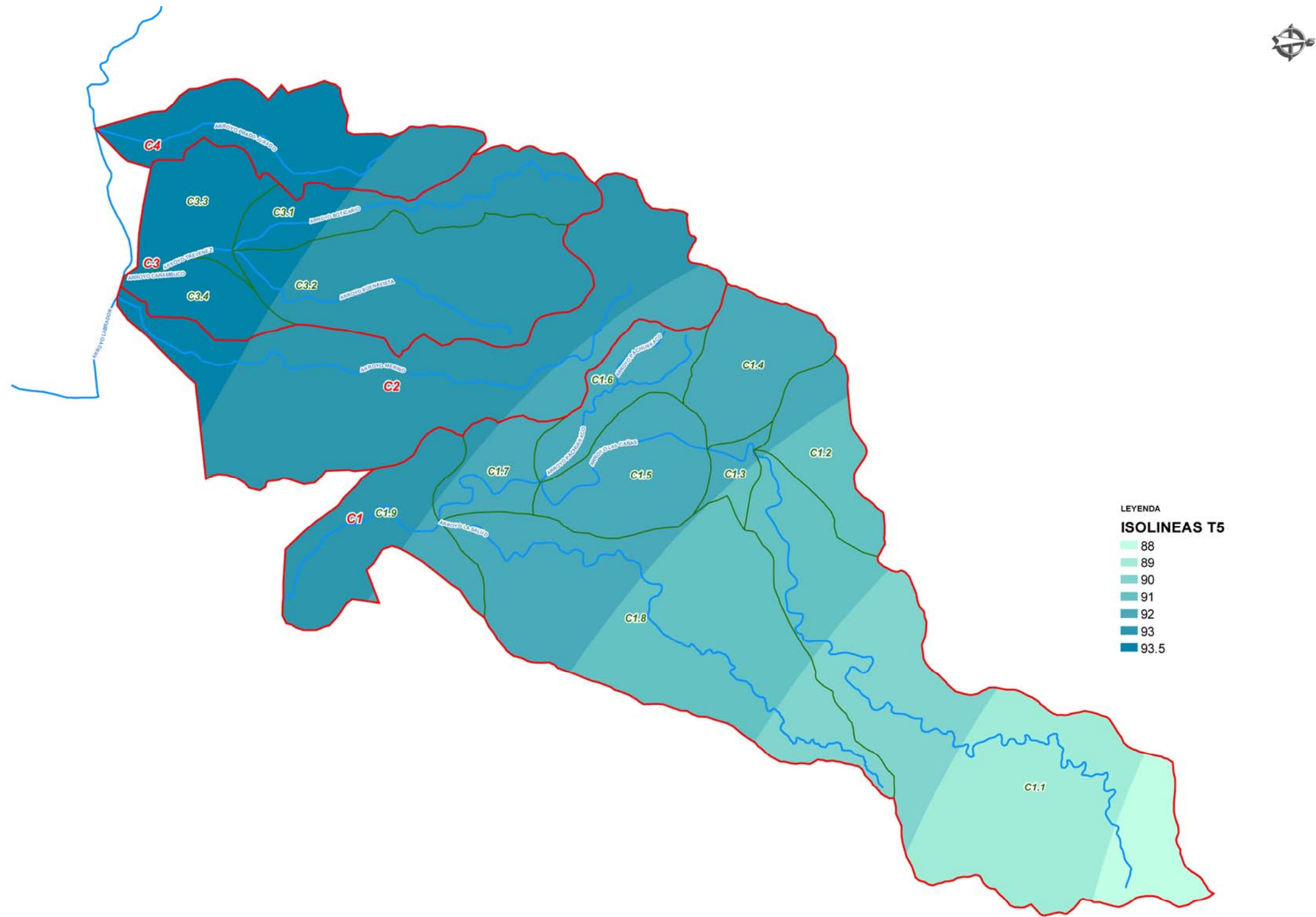


Isolíneas de precipitación para T = 2 años.



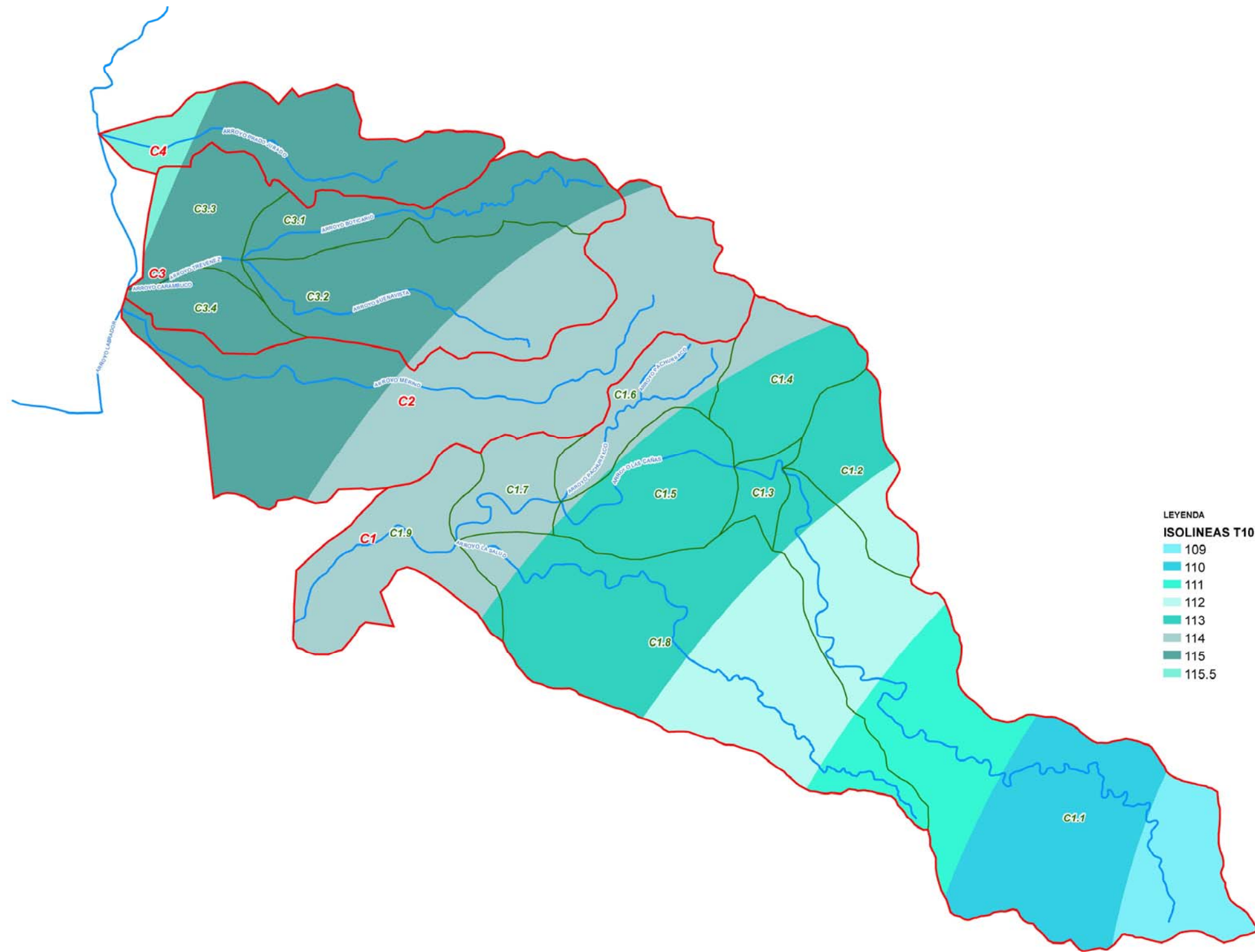


Isolíneas de precipitación para T = 5 años.



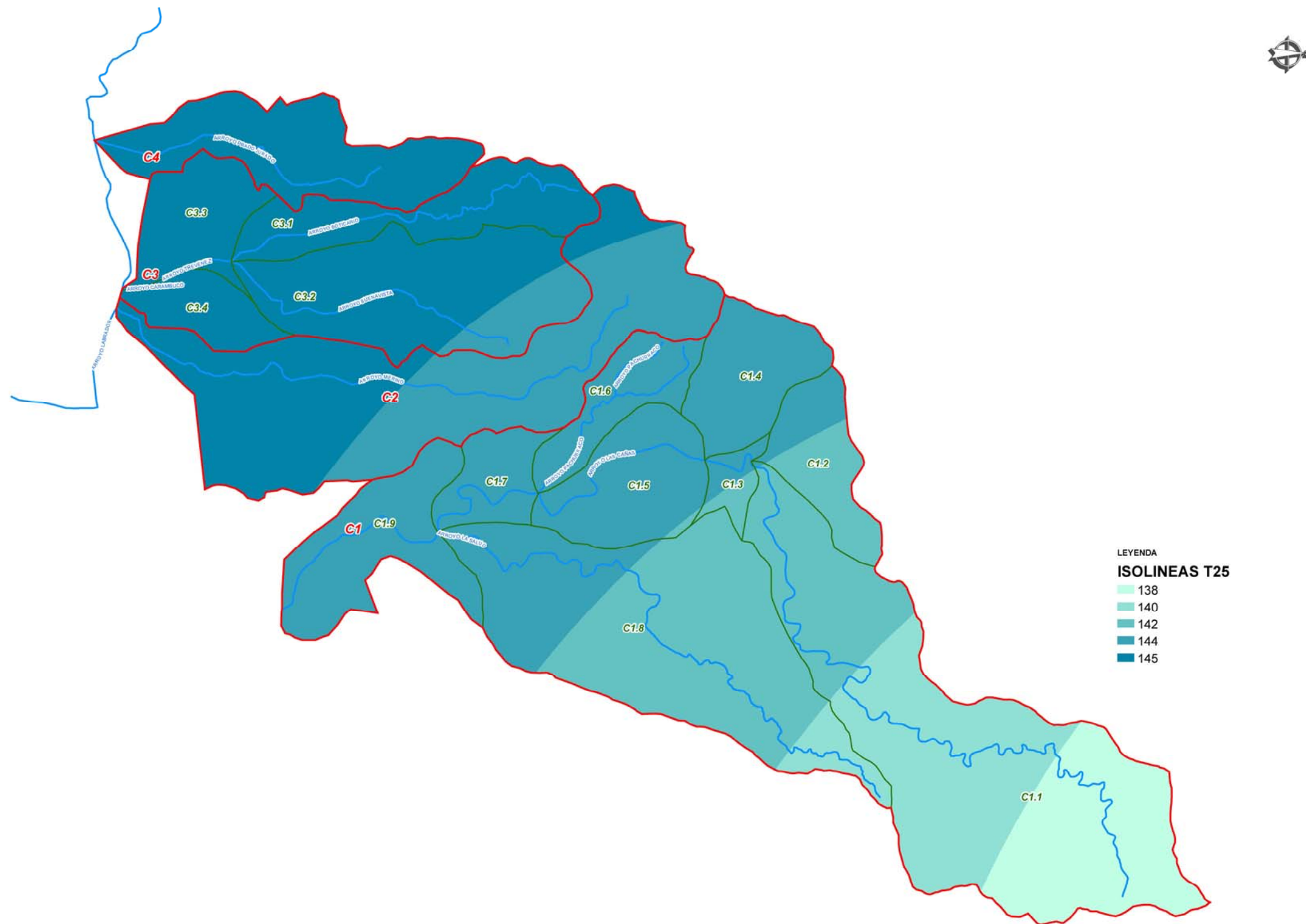


Isolíneas de precipitación para T = 10 años.



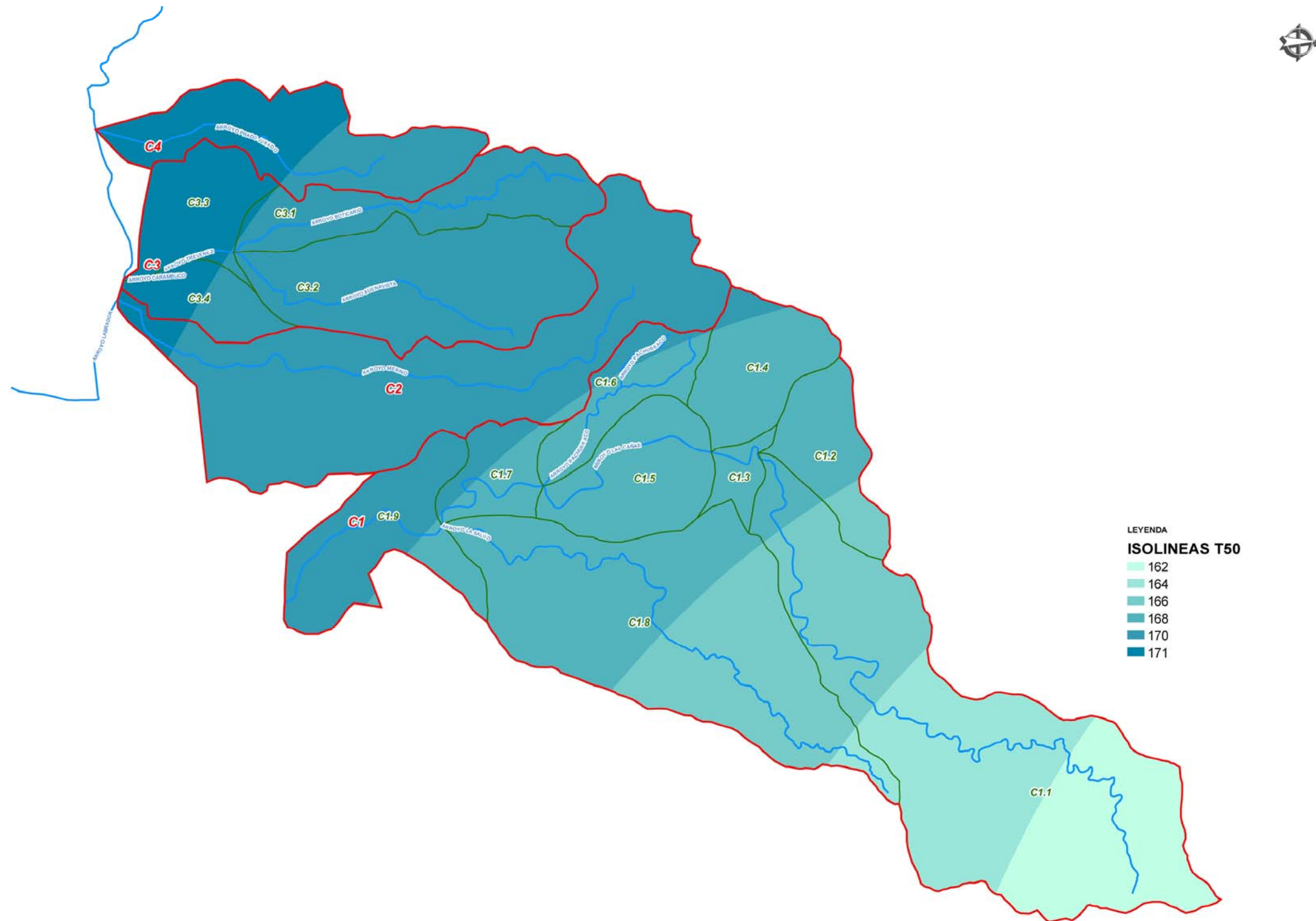


Isolíneas de precipitación para T = 25 años.



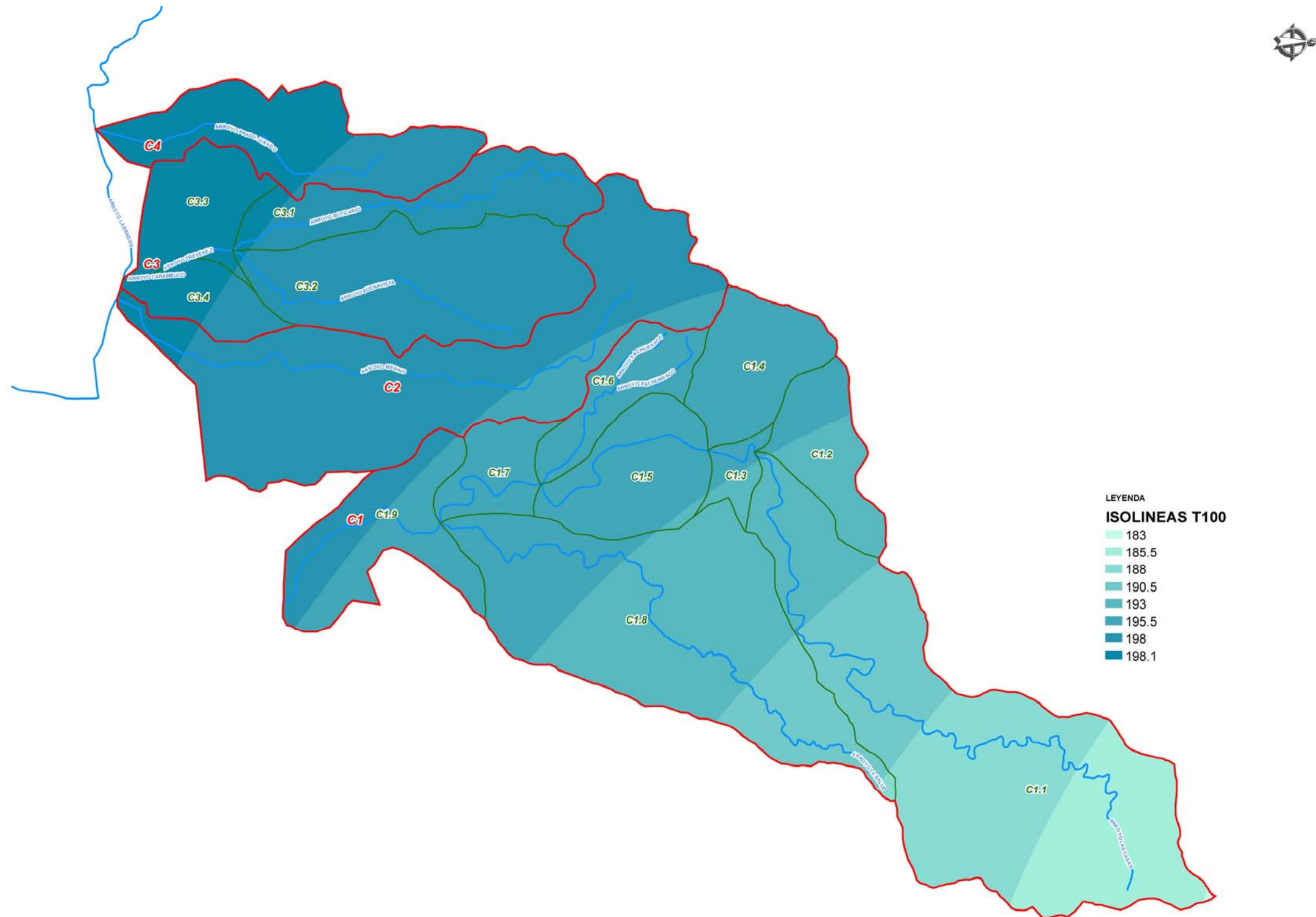


Isolíneas de precipitación para T = 50 años.



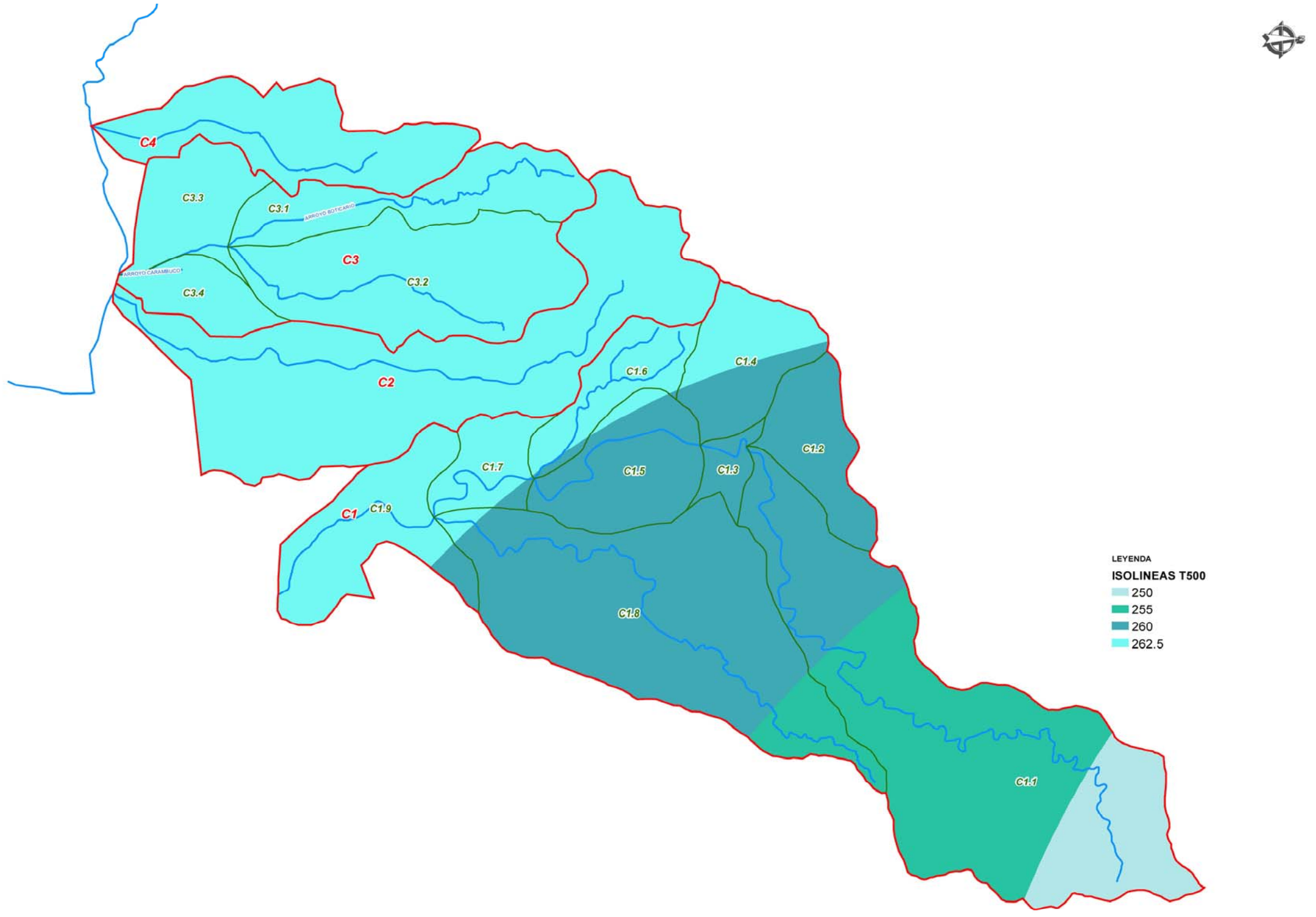


Isolíneas de precipitación para T = 100 años.



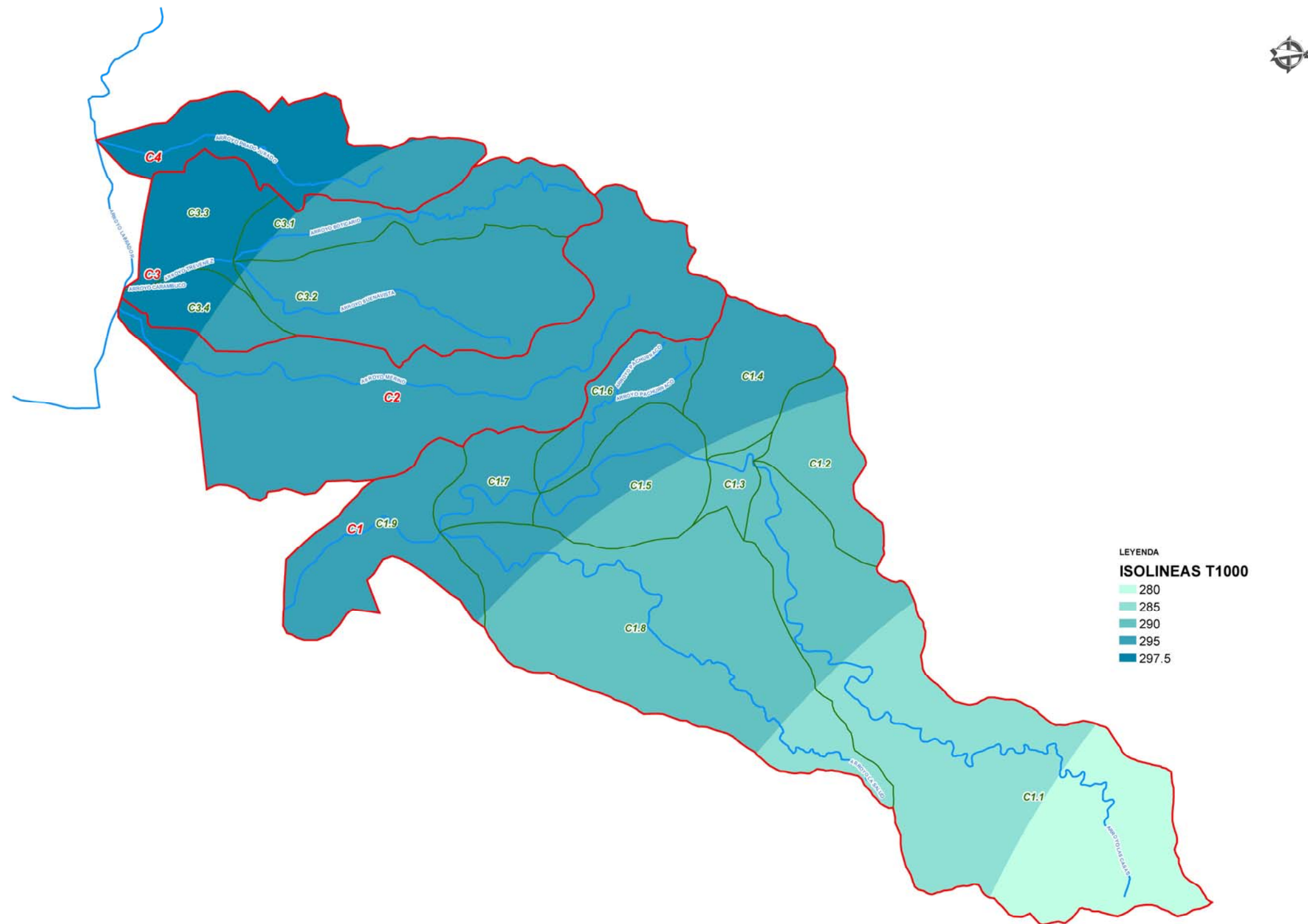


Isolíneas de precipitación para T = 500 años.





Isolíneas de precipitación para T = 1000 años.





### 3.5.- CÁLCULO DE CAUDALES

#### 3.5.1.- Planteamiento general.

La instrucción de carreteras 5.2-IC "Drenaje superficial", propone un método hidrometeorológico para estimar los caudales asociados a diferentes períodos 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.

#### 3.5.2.- 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 (m<sup>3</sup>/s): caudal punta.
- I (mm/h): máxima intensidad media en el intervalo de duración T<sub>c</sub>. 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 km<sup>2</sup>:

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

- A (km<sup>2</sup>): 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.



### 3.5.3.- 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:



CÓDIGO		NOMBRE	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA							
			T2	T5	T10	T25	T50	T100	T500	T1000
1	1	Arroyo de Las Cañas	0.21	0.33	0.41	0.54	0.54	0.59	0.69	0.72
	2	Sin nombre	0.45	0.57	0.64	0.76	0.76	0.80	0.86	0.88
	3	Arroyo de Las Cañas	0.49	0.62	0.69	0.79	0.79	0.83	0.88	0.90
	4	Sin nombre	0.26	0.38	0.46	0.60	0.60	0.65	0.73	0.77
	5	Arroyo de Las Cañas	0.75	0.84	0.87	0.93	0.93	0.94	0.96	0.97
	6	Arroyo Pachurraco	0.38	0.51	0.58	0.70	0.70	0.75	0.82	0.84
	7	Arroyo de Las Cañas	0.70	0.80	0.84	0.91	0.91	0.93	0.95	0.96
	8	Arroyo de La Salud	0.71	0.81	0.85	0.91	0.91	0.93	0.96	0.96
	9	Arroyo de Las Cañas	0.84	0.90	0.93	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	0.40	0.53	0.61	0.73	0.73	0.77	0.83	0.86
2	1	Arroyo merino	0.70	0.80	0.84	0.91	0.91	0.93	0.95	0.96
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	0.70	0.80	0.84	0.91	0.91	0.93	0.95	0.96
3	1	Arroyo Boticario	0.70	0.80	0.85	0.91	0.91	0.93	0.95	0.96
	2	Arroyo Buenavista	0.79	0.86	0.90	0.94	0.94	0.96	0.97	0.98
	3	Arroyo Trévez	0.82	0.89	0.92	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
	4	Arroyo Carambuco	0.84	0.90	0.93	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVEZ</b>	0.77	0.85	0.89	0.94	0.94	0.95	0.97	0.97
4	1	Arroyo Prado Jurado	0.47	0.60	0.67	0.78	0.78	0.81	0.87	0.89
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	0.47	0.60	0.67	0.78	0.78	0.81	0.87	0.89



**3.5.4.- 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:



CÓDIGO		NOMBRE	It							
			T2	T5	T10	T25	T50	T100	T500	T1000
1	1	Arroyo de Las Cañas	14.17	20.65	25.52	1.46	1.71	1.96	58.85	65.66
	2	Sin nombre	31.52	45.43	56.02	71.08	83.26	96.44	129.25	144.46
	3	Arroyo de Las Cañas	40.35	58.27	71.81	91.51	106.76	123.53	165.22	184.28
	4	Sin nombre	32.77	47.18	58.11	73.85	86.26	100.32	134.06	151.09
	5	Arroyo de Las Cañas	24.38	35.10	43.16	54.95	64.10	74.60	99.28	111.76
	6	Arroyo Pachurraco	25.86	37.11	45.99	58.09	67.97	78.86	105.85	119.00
	7	Arroyo de Las Cañas	24.35	34.80	43.03	54.36	63.72	73.80	99.05	111.36
	8	Arroyo de La Salud	16.21	23.38	28.84	36.62	42.77	49.48	66.46	74.27
	9	Arroyo de Las Cañas	23.21	33.38	40.96	51.74	60.98	70.64	93.42	106.00
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	11.00	15.92	19.77	24.84	29.12	33.65	45.23	50.62
2	1	Arroyo merino	15.72	22.53	27.71	35.13	41.21	47.92	63.59	71.49
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	15.72	22.53	27.71	35.13	41.21	47.92	63.59	71.49
3	1	Arroyo Boticario	21.48	30.71	37.89	47.77	56.04	65.27	86.49	97.30
	2	Arroyo Buenavista	21.39	30.63	37.74	47.71	55.93	65.18	86.36	97.09
	3	Arroyo Trévenez	25.88	36.95	45.48	57.29	67.57	78.28	103.72	117.55
	4	Arroyo Carambuco	27.72	39.62	48.78	61.45	72.25	83.95	111.24	125.65
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVENEZ</b>	18.77	26.54	33.07	41.73	48.99	57.02	75.55	85.11
4	1	Arroyo Prado Jurado	20.69	29.54	36.41	45.87	53.96	62.66	83.03	93.88
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	20.69	29.54	36.41	45.87	53.96	62.66	83.03	93.88

### 3.5.5.- 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	S (Ha)
1	1	Arroyo de Las Cañas	544.70
	2	Sin nombre	81.55
	3	Arroyo de Las Cañas	23.48
	4	Sin nombre	98.13
	5	Arroyo de Las Cañas	116.46
	6	Arroyo Pachurraco	72.80
	7	Arroyo de Las Cañas	55.75
	8	Arroyo de La Salud	409.92
	9	Arroyo de Las Cañas	132.17
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	1534.96
2	1	Arroyo merino	451.09
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	451.09
3	1	Arroyo Boticario	125.42
	2	Arroyo Buenavista	233.39
	3	Arroyo Trévez	84.35
	4	Arroyo Carambuco	53.31
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVEZ</b>	496.48
4	1	Arroyo Prado Jurado	168.02
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	168.02

### 3.5.6.- 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:

- T<sub>c</sub> (h): Tiempo de concentración de la cuenca.



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

CÓDIGO		Tc (h)	Ks	K
1	1	2.38	0.95	1.17
	2	0.62	1.01	1.04
	3	0.39	1.04	1.02
	4	0.59	1.00	1.04
	5	1.01	1.00	1.07
	6	0.91	1.01	1.06
	7	1.03	1.02	1.07
	8	2.00	0.96	1.15
	9	1.12	0.99	1.08
	<b>TOTAL</b>	3.70	0.92	1.27
2	1	2.19	0.96	1.16
	<b>TOTAL</b>	2.19	0.96	1.16
3	1	1.30	0.99	1.09
	2	1.31	0.98	1.09
	3	0.95	1.00	1.06
	4	0.83	1.02	1.05
	<b>TOTAL</b>	1.65	0.95	1.12
4	1	1.40	0.98	1.10
	<b>TOTAL</b>	1.40	0.98	1.10

### 3.5.7.- 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 (m<sup>3</sup>/s) según la Instrucción 5.2.I.C

CÓDIGO	NOMBRE	SEGÚN LA INSTRUCCIÓN 5.2.IC								
		T2	T5	T10	T25	T50	T100	T500	T1000	
1	1	Arroyo de Las Cañas	5.52	12.52	18.83	1.29	1.69	2.11	73.71	86.09
	2	Sin nombre	3.82	7.08	9.79	13.84	17.21	20.90	30.18	34.50
	3	Arroyo de Las Cañas	1.56	2.82	3.85	5.41	6.64	8.00	11.41	12.96
	4	Sin nombre	2.83	5.94	8.70	13.09	16.80	21.17	32.14	37.82
	5	Arroyo de Las Cañas	7.08	11.38	14.64	19.41	23.10	27.32	37.16	42.11
	6	Arroyo Pachurraco	2.37	4.55	6.47	9.26	11.63	14.30	21.06	24.39
	7	Arroyo de Las Cañas	3.17	5.16	6.75	8.94	10.76	12.70	17.55	19.90
	8	Arroyo de La Salud	15.76	25.80	33.57	44.67	53.42	62.93	86.85	97.80
	9	Arroyo de Las Cañas	8.58	13.26	16.73	21.64	25.82	30.17	40.38	45.99
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	22.59	43.25	61.21	86.29	108.22	131.85	193.24	222.00
2	1	Arroyo merino	16.62	27.08	35.19	46.82	56.35	66.83	91.16	103.35
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	16.62	27.08	35.19	46.82	56.35	66.83	91.16	103.35
3	1	Arroyo Boticario	6.33	10.27	13.39	17.71	21.31	25.31	34.47	39.11
	2	Arroyo Buenavista	13.09	20.57	26.34	34.40	41.02	48.43	65.29	73.79
	3	Arroyo Trévenez	6.00	9.24	11.74	15.18	18.16	21.24	28.53	32.48
	4	Arroyo Carambuco	4.15	6.35	8.04	10.37	12.34	14.47	19.40	21.99
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVENEZ</b>	23.91	37.26	48.55	63.48	75.92	89.63	121.07	137.20
4	1	Arroyo Prado Jurado	5.50	9.90	13.58	18.88	23.52	28.56	40.46	46.80
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	5.50	9.90	13.58	18.88	23.52	28.56	40.46	46.80



## Caudales de referencia (m3/s) según la Publicación "Recomendaciones para el Cálculo Hidrometeorológico de Avenidas"

CÓDIGO	NOMBRE	SEGÚN MÉTODO MODIFICADO DE TÉMEZ								
		T2	T5	T10	T25	T50	T100	T500	T1000	
1	1	Arroyo de Las Cañas	5.13	11.64	17.52	2.02	2.64	3.30	68.58	80.10
	2	Sin nombre	3.82	7.08	9.79	13.84	17.21	20.90	30.18	34.50
	3	Arroyo de Las Cañas	1.56	2.82	3.85	5.41	6.64	8.00	11.41	12.96
	4	Sin nombre	2.83	5.94	8.70	13.09	16.80	21.17	32.14	37.82
	5	Arroyo de Las Cañas	7.08	11.38	14.64	19.41	23.10	27.32	37.16	42.11
	6	Arroyo Pachurraco	2.37	4.55	6.47	9.26	11.63	14.30	21.06	24.39
	7	Arroyo de Las Cañas	3.17	5.16	6.75	8.94	10.76	12.70	17.55	19.90
	8	Arroyo de La Salud	15.76	25.80	33.57	44.67	53.42	62.93	86.85	97.80
	9	Arroyo de Las Cañas	8.58	13.26	16.73	21.64	25.82	30.17	40.38	45.99
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 1. ARROYO DE LAS CAÑAS</b>	22.59	43.25	61.21	86.29	108.22	131.85	193.24	222.00
2	1	Arroyo merino	16.62	27.08	35.19	46.82	56.35	66.83	91.16	103.35
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 2. ARROYO MERINO</b>	16.62	27.08	35.19	46.82	56.35	66.83	91.16	103.35
3	1	Arroyo Boticario	6.33	10.27	13.39	17.71	21.31	25.31	34.47	39.11
	2	Arroyo Buenavista	13.09	20.57	26.34	34.40	41.02	48.43	65.29	73.79
	3	Arroyo Trévez	6.00	9.24	11.74	15.18	18.16	21.24	28.53	32.48
	4	Arroyo Carambuco	4.15	6.35	8.04	10.37	12.34	14.47	19.40	21.99
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 3. ARROYO TRÉVEZ</b>	23.91	37.26	48.55	63.48	75.92	89.63	121.07	137.20
4	1	Arroyo Prado Jurado	5.50	9.90	13.58	18.88	23.52	28.56	40.46	46.80
	<b>TOTAL</b>	<b>CUENCA 4. ARROYO PRADO JURADO</b>	5.50	9.90	13.58	18.88	23.52	28.56	40.46	46.80

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.

### Caudales de referencia (m<sup>3</sup>/s) según criterios de la Agencia Andaluza del Agua

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 m<sup>3</sup>/s y km<sup>2</sup>, en cuencas de tamaño inferior a 30 km<sup>2</sup>. Según dicho criterio los caudales a considerar no deben ser inferiores a los siguientes:

CÓDIGO		Q* (m <sup>3</sup> /sg)
1	1	81.71
	2	16.31
	3	4.70
	4	19.63
	5	23.29
	6	14.56
	7	11.15
	8	81.98
	9	26.43
	<b>TOTAL</b>	<b>230.24</b>
2	1	90.22
	<b>TOTAL</b>	<b>90.22</b>
3	1	25.08
	2	46.68
	3	16.87
	4	10.66
	<b>TOTAL</b>	<b>99.30</b>
4	1	33.60
	<b>TOTAL</b>	<b>33.60</b>

### 3.5.8.- 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	
CÓDIGO	Tc (h)	Pd (mm)	l1/ld	ld	lt (mm/h)	Corr.	Umb Esc(mm)	Po (mm)	Pd/Po	C	AREA (Ha)	Q (m³/sg)	Ks	AREA (m²)	AREA (Km²)	K	Q (m³/sg)	Q* (m³/sg)	
1	1	2.38	255.00	9.20	10.63	58.85	3.10	7.80	24.18	10.55	0.69	544.70	<b>73.71</b>	0.95	5447047.72	5.45	1.17	<b>68.58</b>	<b>81.71</b>
	2	0.62	260.00	9.20	10.83	129.25	3.10	4.00	12.40	20.97	0.86	81.55	<b>30.18</b>	1.01	815484.79	0.82	1.04	<b>26.26</b>	<b>16.31</b>
	3	0.39	260.00	9.20	10.83	165.22	3.10	3.50	10.85	23.96	0.88	23.48	<b>11.41</b>	1.04	234775.49	0.23	1.02	<b>10.12</b>	<b>4.70</b>
	4	0.59	261.40	9.20	10.89	134.06	3.10	6.90	21.39	12.22	0.73	98.13	<b>32.14</b>	1.00	981253.57	0.98	1.04	<b>27.75</b>	<b>19.63</b>
	5	1.01	260.20	9.20	10.84	99.28	3.10	1.60	4.96	52.46	0.96	116.46	<b>37.16</b>	1.00	1164557.47	1.16	1.07	<b>32.91</b>	<b>23.29</b>
	6	0.91	262.40	9.20	10.93	105.85	3.10	4.90	15.19	17.27	0.82	72.80	<b>21.06</b>	1.01	728037.81	0.73	1.06	<b>18.77</b>	<b>14.56</b>
	7	1.03	262.40	9.20	10.93	99.05	3.10	1.90	5.89	44.55	0.95	55.75	<b>17.55</b>	1.02	557546.42	0.56	1.07	<b>15.90</b>	<b>11.15</b>
	8	2.00	259.50	9.20	10.81	66.46	3.10	1.80	5.58	46.51	0.96	409.92	<b>86.85</b>	0.96	4099220.67	4.10	1.15	<b>79.51</b>	<b>81.98</b>
	9	1.12	260.00	9.20	10.83	93.42	3.10	1.10	3.41	76.25	0.98	132.17	<b>40.38</b>	0.99	1321704.72	1.32	1.08	<b>35.92</b>	<b>26.43</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>3.70</b>	<b>258.60</b>	<b>9.20</b>	<b>10.78</b>	<b>45.23</b>	<b>3.10</b>	<b>4.50</b>	<b>13.95</b>	<b>18.54</b>	<b>0.83</b>	<b>1534.96</b>	<b>193.24</b>	<b>0.92</b>	<b>15349609.94</b>	<b>15.35</b>	<b>1.27</b>	<b>188.09</b>	<b>230.24</b>
2	1	2.19	262.50	9.20	10.94	63.59	3.10	1.90	5.89	44.57	0.95	451.09	<b>91.16</b>	0.96	4510852.73	4.51	1.16	<b>84.29</b>	<b>90.22</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>2.19</b>	<b>262.50</b>	<b>9.20</b>	<b>10.94</b>	<b>63.59</b>	<b>3.10</b>	<b>1.90</b>	<b>5.89</b>	<b>44.57</b>	<b>0.95</b>	<b>451.09</b>	<b>91.16</b>	<b>0.96</b>	<b>4510852.73</b>	<b>4.51</b>	<b>1.16</b>	<b>84.29</b>	<b>90.22</b>
3	1	1.30	262.50	9.20	10.94	86.49	3.10	1.90	5.89	44.57	0.95	125.42	<b>34.47</b>	0.99	1254207.02	1.25	1.09	<b>31.12</b>	<b>25.08</b>
	2	1.31	262.50	9.20	10.94	86.36	3.10	1.40	4.34	60.48	0.97	233.39	<b>65.29</b>	0.98	2333923.19	2.33	1.09	<b>57.90</b>	<b>46.68</b>
	3	0.95	262.50	9.20	10.94	103.72	3.10	1.20	3.72	70.56	0.98	84.35	<b>28.53</b>	1.00	843539.47	0.84	1.06	<b>25.39</b>	<b>16.87</b>
	4	0.83	262.50	9.20	10.94	111.24	3.10	1.10	3.41	76.98	0.98	53.31	<b>19.40</b>	1.02	533094.27	0.53	1.05	<b>17.35</b>	<b>10.66</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>1.65</b>	<b>262.50</b>	<b>9.20</b>	<b>10.94</b>	<b>75.55</b>	<b>3.10</b>	<b>1.50</b>	<b>4.65</b>	<b>56.45</b>	<b>0.97</b>	<b>496.48</b>	<b>121.07</b>	<b>0.95</b>	<b>4964763.94</b>	<b>4.96</b>	<b>1.12</b>	<b>107.52</b>	<b>99.30</b>
4	1	1.40	262.50	9.20	10.94	83.03	3.10	3.80	11.78	22.28	0.87	168.02	<b>40.46</b>	0.98	1680170.22	1.68	1.10	<b>36.47</b>	<b>33.60</b>
	<b>TOTAL</b>	<b>1.40</b>	<b>262.50</b>	<b>9.20</b>	<b>10.94</b>	<b>83.03</b>	<b>3.10</b>	<b>3.80</b>	<b>11.78</b>	<b>22.28</b>	<b>0.87</b>	<b>168.02</b>	<b>40.46</b>	<b>0.98</b>	<b>1680170.22</b>	<b>1.68</b>	<b>1.10</b>	<b>36.47</b>	<b>33.60</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 (m³/sg)	
CÓDIGO	Tc (h)	Pd (mm)	l1/ld	ld	lt (mm/h)	Corr.	Umb Esc(mm)	Po (mm)	Pd/Po	C	AREA (Ha)	Q (m³/sg)	Ks	AREA (m²)	AREA (Km²)	K	Q (m³/sg)		
1	1	2.38	110.60	9.20	4.61	25.52	3.10	7.80	24.18	4.57	0.41	544.70	<b>18.83</b>	0.95	5447047.72	5.45	1.17	<b>17.52</b>	<b>18.83</b>
	2	0.62	112.70	9.20	4.70	56.02	3.10	4.00	12.40	9.09	0.64	81.55	<b>9.79</b>	1.01	815484.79	0.82	1.04	<b>8.52</b>	<b>9.79</b>
	3	0.39	113.00	9.20	4.71	71.81	3.10	3.50	10.85	10.41	0.69	23.48	<b>3.85</b>	1.04	234775.49	0.23	1.02	<b>3.42</b>	<b>3.85</b>
	4	0.59	113.30	9.20	4.72	58.11	3.10	6.90	21.39	5.30	0.46	98.13	<b>8.70</b>	1.00	981253.57	0.98	1.04	<b>7.51</b>	<b>8.70</b>
	5	1.01	113.10	9.20	4.71	43.16	3.10	1.60	4.96	22.80	0.87	116.46	<b>14.64</b>	1.00	1164557.47	1.16	1.07	<b>12.96</b>	<b>14.64</b>
	6	0.91	114.00	9.20	4.75	45.99	3.10	4.90	15.19	7.50	0.58	72.80	<b>6.47</b>	1.01	728037.81	0.73	1.06	<b>5.76</b>	<b>6.47</b>
	7	1.03	114.00	9.20	4.75	43.03	3.10	1.90	5.89	19.35	0.84	55.75	<b>6.75</b>	1.02	557546.42	0.56	1.07	<b>6.11</b>	<b>6.75</b>
	8	2.00	112.60	9.20	4.69	28.84	3.10	1.80	5.58	20.18	0.85	409.92	<b>33.57</b>	0.96	4099220.67	4.10	1.15	<b>30.73</b>	<b>33.57</b>
	9	1.12	114.00	9.20	4.75	40.96	3.10	1.10	3.41	33.43	0.93	132.17	<b>16.73</b>	0.99	1321704.72	1.32	1.08	<b>14.88</b>	<b>16.73</b>
	<b>TOTAL</b>	3.70	113.00	9.20	4.71	19.77	3.10	4.50	13.95	8.10	0.61	1534.96	<b>61.21</b>	0.92	15349609.94	15.35	1.27	<b>59.58</b>	<b>61.21</b>
2	1	2.19	114.40	9.20	4.77	27.71	3.10	1.90	5.89	19.42	0.84	451.09	<b>35.19</b>	0.96	4510852.73	4.51	1.16	<b>32.54</b>	<b>35.19</b>
	<b>TOTAL</b>	2.19	114.40	9.20	4.77	27.71	3.10	1.90	5.89	19.42	0.84	451.09	<b>35.19</b>	0.96	4510852.73	4.51	1.16	<b>32.54</b>	<b>35.19</b>
3	1	1.30	115.00	9.20	4.79	37.89	3.10	1.90	5.89	19.52	0.85	125.42	<b>13.39</b>	0.99	1254207.02	1.25	1.09	<b>12.09</b>	<b>13.39</b>
	2	1.31	114.70	9.20	4.78	37.74	3.10	1.40	4.34	26.43	0.90	233.39	<b>26.34</b>	0.98	2333923.19	2.33	1.09	<b>23.36</b>	<b>26.34</b>
	3	0.95	115.10	9.20	4.80	45.48	3.10	1.20	3.72	30.94	0.92	84.35	<b>11.74</b>	1.00	843539.47	0.84	1.06	<b>10.45</b>	<b>11.74</b>
	4	0.83	115.10	9.20	4.80	48.78	3.10	1.10	3.41	33.75	0.93	53.31	<b>8.04</b>	1.02	533094.27	0.53	1.05	<b>7.19</b>	<b>8.04</b>
	<b>TOTAL</b>	1.65	114.90	9.20	4.79	33.07	3.10	1.50	4.65	24.71	0.89	496.48	<b>48.55</b>	0.95	4964763.94	4.96	1.12	<b>43.11</b>	<b>48.55</b>
4	1	1.40	115.10	9.20	4.80	36.41	3.10	3.80	11.78	9.77	0.67	168.02	<b>13.58</b>	0.98	1680170.22	1.68	1.10	<b>12.24</b>	<b>13.58</b>
	<b>TOTAL</b>	1.40	115.10	9.20	4.80	36.41	3.10	3.80	11.78	9.77	0.67	168.02	<b>13.58</b>	0.98	1680170.22	1.68	1.10	<b>12.24</b>	<b>13.58</b>

#### 4.- ESTUDIO HIDRAÚLICO

##### 4.1.- OBJETO DEL ESTUDIO

Con el presente estudio hidráulico se pretende analizar las condiciones hidráulicas de flujo de los principales cauces que atraviesan las zonas urbanas o urbanizables según el Documento de Aprobación Inicial del Plan General de Ordenación Urbana.

El análisis se hace para los caudales correspondientes a los períodos de retorno de 10 y 500 años. Se determinarán las cotas de agua en cada sección del cauce en agua clara. El presente estudio nos permitirá determinar las zonas de riesgo de inundación así como el deslinde del dominio público hidráulico, zona de servidumbre y policía.

##### 4.2.- CUMPLIMIENTO DE LA LEY DE AGUAS 19/1985

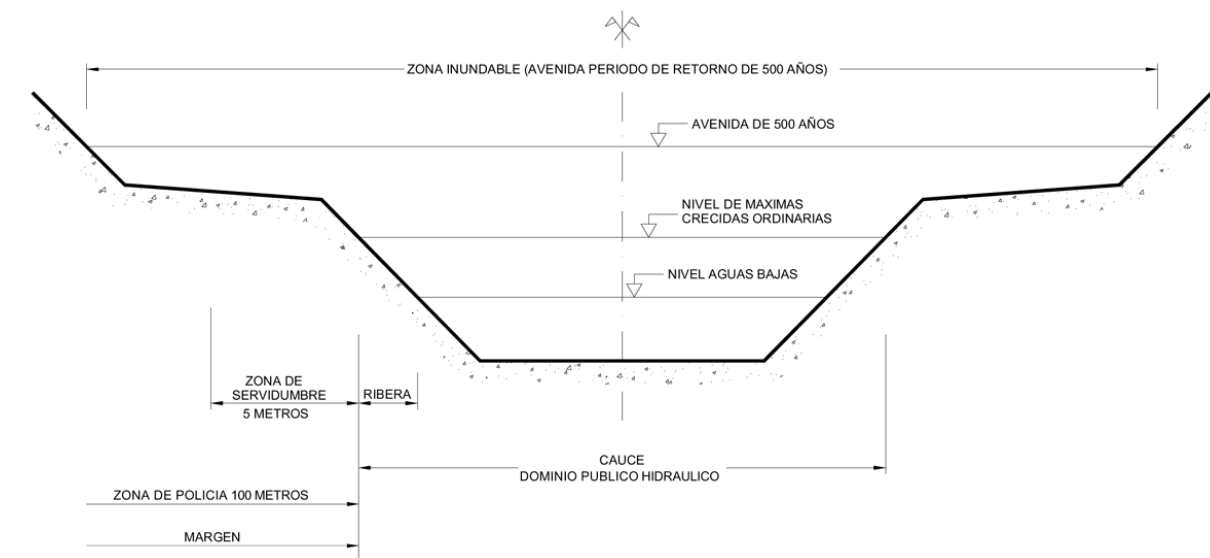
Comenzaremos por definir los siguientes términos, según establece la ley 29/1.985 de Aguas, así como el Reglamento de Dominio Público Hidráulico de 1.986:

- **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.

#### 4.3.- MODELO MATEMÁTICO DE CÁLCULO

##### 4.3.1.- 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: 0,045.

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

#### 4.3.2.- Proceso de cálculo hidráulico.

Se ha seguido la siguiente metodología de cálculo:

- 1º. Introducción de la geometría de los cauces independientes.
- 2º. 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.
- 3º. Establecimiento de las condiciones de contorno en los extremos de los cauces.
- 4º. 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.



#### 4.4.- CÁLCULOS CON HEC-RAS

##### 4.4.1.- 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.

#### **4.4.2.- 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...).



#### 4.4.3.- 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	1.1	02-C1.1	Cañas	3 tubos de 1 m	x	x
	1.1	03-C.1.1	Cañas	Marco bicelular de 5x2.5 m		
	1.1	04-C1.1	Cañas	2 tubos de 1.5 m y 1 tubo de 1.20 m	x	x
	1.1	06-C1.1	Cañas	Bóveda de 7x4 m		
	1.9	11-C1.9	Cañas	Marco bicelular de 5x5 m		
	1.9	12-C1.9	Cañas	Marco de 14x5 m		
	1.9	13-C1.9	Cañas	Marco bicelular de 7x5		
	1.9	15-C1.9	Cañas	Doble bóveda de 7x5 m		
	1.9	16-C1.9	Cañas	Marco bicelular de 8x3.5		
	1.8	03-01.8	Salud	2 Tubos de 0.80 m	x	x
	1.8	05-C1.8	Salud	Marco de 3x2 m		x
	1.8	06-C1.8	Salud	Marco de 4.5x2 m		x
	1.8	08-C1.8	Salud	Marco bicelular de 2x2.5 m		x
	1.8	09-C1.8	Salud	Marco de 4.5x2 m		x
	1.8	10-C1.8	Salud	Bóveda de 4.5x3 m		
	1.8	11-C1.8	Salud	Estructura 6x5 m		
	1.8	12-C1.8	Salud	Cajón bicelular de 4x4		
	2		02-C2	Merino	Tubo de 1.5 m	x
		03-C2	Merino	Bóveda de 3x2 m		x
		04-C2	Merino	Tubo de 1.0 m	x	x
		05-C2	Merino	Bóveda de 5.8x3.0 m		
		07-C2	Merino	Cajón de 5x1.5 m		x
		08-C2	Merino	Cajón de 5x1.5 m		x
		09-C2	Merino	Cajón bicelular de 3x2 m		x
		10-C2	Merino	Cajón de 4x1.5 m		x

CUENCA	SUBCUENCA	FICHA	ARROYO	OBRA	T	
					10	500
3	3.1	01-C3.1	Boticario	Cajón de 3x1.5 m		
	3.1	02-C3.1	Boticario	Cajón de 3x1.5 m		
	3.1	03-C3.1	Boticario	Cajón de 3x1.5 m		
	3.1	04-C3.1	Boticario	Cajón de 3x1.5 m		
	3.1	05-C3.1	Boticario	Cajón de 4x2.0 m		
	3.1	06-C3.1	Boticario	Cajón de 3x1.8 m		
	3.1	07-C3.1	Boticario	Bóveda de 3x2 m		
	3.1	08-C3.1	Boticario	Cajón de 4x2 m		
	3.2	01-C3.2	Buenavista	Bóveda de 3x2 m		x
	3.2	02-C3.2	Buenavista	Bóveda de 6x3.5		
	3.2	03-C3.2	Buenavista	Bóveda de 6x5 m		
	3.3	01-C3.3	Trévenez	Cajón de 3x1 m	x	x
	3.3	02-C3.3	Trévenez	Cajón de 3x1 m	x	x
	3.3	03-C3.3	Trévenez	Cajón de 4x2 m		
4		01-C4.1	Prado Jurado	ODT Entrada Marco de 3x0.8 Salida Bóveda de 2x1		x
		02.1-C4	Prado Jurado	Cajón de 3x1.2		x
		02.2-C4	Prado Jurado	Dos tubos de 1.2 m		x
		03-C4	Prado Jurado	Dos tubos de 1.0 m	x	x
		04-C4	Prado Jurado	Embovedado Entrada tubo 1.0 m Salida Cajón de 3x1.5 m	x	x
		05-C4	Prado Jurado	Cajón de 5x2 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. Cabe destacar 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:

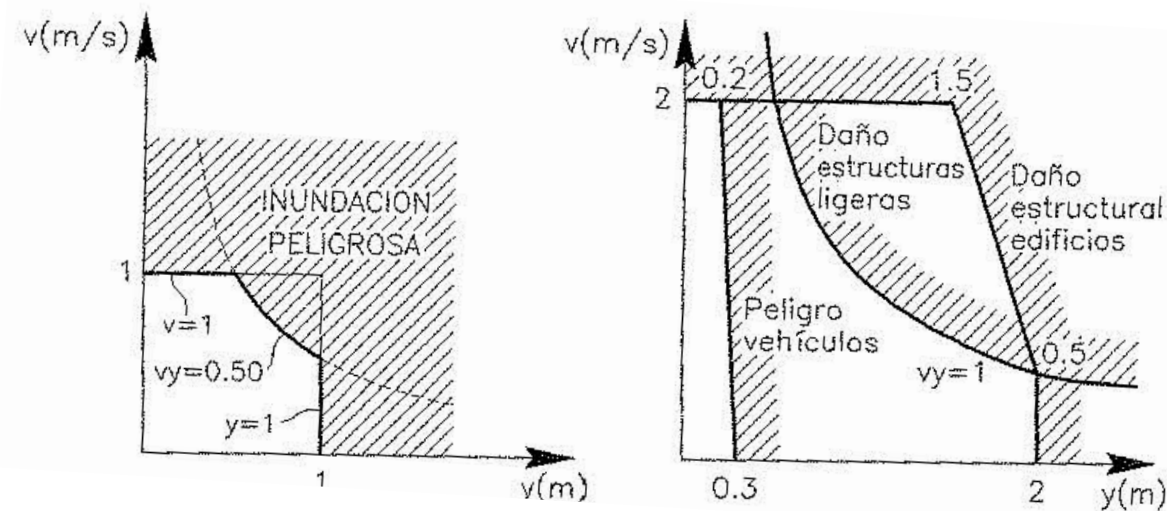
- Cuenca 1. Subcuenca 1.9: Arroyo de las Cañas. Zona de El Cónsul. Sección trapecial en escollera con unos 14 m de anchura. No presenta riesgos, si bien sería conveniente una adecuada conservación, evitando el crecimiento de vegetación.
- Cuenca 1. Subcuenca 1.8. Arroyo de la Salud. Zona de El Chaparral-El Ventorrillo-Santa Isabel. Altenancia de tramos encauzados con sección rectangular en hormigón y tramos sin encauzar en una zona claramente urbana. La sección del encauzamiento es suficiente para T=10 años. Sin embargo, para 500 años resulta escasa. Destaca la existencia de una serie de pasos superiores de 2 m de altura libre, insuficientes para 500 años, lo que provoca la salida del agua fuera del encauzamiento, y que para 10 años presentan sobreelavación en la entrada. Aunque se trata de una zona urbana ya consolidada, sería conveniente aumentar la

profundidad del encauzamiento o recrecer el mismo, y encauzar aquellos tramos que carecen del mismo, así como un adecuado mantenimiento, evitando la presencia de vegetación.

- Cuenca 2: Arroyo Merino. Zona Polígono Industrial La Huertecilla. Encauzamiento en hormigón con sección rectangular de sección insuficiente para T=500 años. Existen una serie de pasos superiores con gálibo de aproximadamente 1,5 m, insuficiente para un periodo de retorno de 500 años que provocan la salida del agua fuera del encauzamiento, y que para 10 años presentan sobreelavación a la entrada. Sería conveniente aumentar la sección del encauzamiento, dándole más profundidad o recreciendo sus muros, así como evitar el crecimiento de vegetación.
- Cuenca 3. Subcuenca 3.1. Arroyo Boticario. Zona Centro de Transporte de Mercancías. Encauzamiento con sección trapecial en escollera. La sección es suficiente para 10 y 500 años, si bien es necesaria una adecuada conservación del encauzamiento, ya que presenta vegetación, que empieza a ser abundante.
- Cuenca 3. Subcuenca 3. Arroyo Trévez. Zona Polígono Industrial La Huertecilla. Zona situada entre naves industriales. Se recomienda un adecuado encauzamiento del arroyo en esta zona ya que la sección es insuficiente para 10 y 500 años. Existen una serie de pasos con 1 m de altura libre que son claramente insuficientes. Además, la presencia de abundante vegetación empeora aún más las condiciones.
- Cuenca 4. Arroyo Prado Jurado. Zona Mercamálga. Sería conveniente aumentar la sección del embovedado.

**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 de la cuenca 1, se cumplen las tres condiciones para los arroyos de la Salud y las Cañas. En el caso del arroyo Pachurraco, la velocidad es mayor de 1 m/s, 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 cuenca 2, se cumplen condición de velocidad y velocidad por calado mayor que 1, 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 cuenca 3, se cumple principalmente en la mayoría de los tramos la condición de velocidad mayor que 1 m/s, en el caso de los arroyos Boticario y Buenavista. En el caso del Carambuco el calado es mayor que 1 m. En el caso del arroyo Trévez, no se cumplen dichas condiciones, si bien discurre en zona urbana de tipo industrial, al igual que el carambuco, por lo que en esta cuenca también podemos concluir que la zona de riesgo coincide con la ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

En el caso de la cuenca 4, bien se cumple una de las condiciones o estamos en zona urbana industrial, por lo que en esta cuenca también podemos concluir que la zona de riesgo coincide con la ocupación del agua para un periodo de retorno de 500 años.

**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