



---

**Anejo N.º 5**

**DRENAJE**

AUTOR: CIURANA SUBIELA, ROBERTO

TUTOR: CUADRADO TARODO, ÁLVARO

GRADO EN INGENIERÍA CIVIL

2018-2019

---



## Contenido

<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>3</b>
<b>2. OBJETO .....</b>	<b>3</b>
<b>3. CLIMATOLOGÍA .....</b>	<b>3</b>
3.1. INTRODUCCIÓN .....	3
3.2. CARACTERIZACIÓN .....	3
<b>4. HIDROLOGÍA .....</b>	<b>4</b>
4.1. BASES DE CÁLCULO .....	4
4.2. ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO.....	5
4.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS .....	7
<b>5. DRENAJE .....</b>	<b>12</b>
5.1. INTRODUCCIÓN .....	12
5.2. DRENAJE LONGITUDINAL .....	12
5.3. DRENAJE TRANSVERSAL.....	13



## 1. INTRODUCCIÓN

El drenaje es imprescindible para un correcto funcionamiento de la carretera, ya que sirve para proteger la canalizando así la escorrentía superficial de agua y evitando situaciones que puedan resultar dañinas tanto para la estructura como para los usuarios.

Y es que, un exceso de agua en la superficie o en la estructura de una carretera, puede afectar a sus propiedades geomecánicas y a los mecanismos de transferencia de carga. Siendo así una de las causas más significativas del deterioro de una infraestructura vial.

Entre los objetivos del drenaje en una carretera se encuentran la preservación de la carretera, motivada por la función social y económica que representa y el elevado coste que tiene de ejecución, así como la prevención del impacto negativo al ambiente con la reducción al mínimo de los cambios al patrón de drenaje natural y reducir la acción erosiva generada por el cambio dirección de transporte.

## 2. OBJETO

Como objeto de este anejo se puede definir como la determinación del caudal de diseño de cada una de las obras de drenaje de la carretera.

Para ello, algo muy importante para dichas obras, se va a realizar un estudio hidrológico de aquellas cuencas que tengan influencia sobre la carretera permitiendo así obtener los caudales de cálculo de las obras de drenaje.

## 3. CLIMATOLOGÍA

### 3.1. INTRODUCCIÓN

Las condiciones físicas de la zona, así como la influencia de las masas de aire que acceden a la provincia de Valencia dan lugar a una zona climática mediterránea típica, donde los inviernos son más bien suaves, sin llegar a alcanzar temperaturas muy bajas, con lluvias escasas y una importante sequía en la época estival.

### 3.2. CARACTERIZACIÓN

#### 3.2.1 PLUVIOMETRÍA

Con la información aportada por el ayuntamiento de la población, se ha realizado el siguiente gráfico.

Se llega a la conclusión de que la distribución estacional de la lluvia viene determinada por el máximo otoñal, donde los meses entre septiembre y diciembre, acumulan más del 50% del total de precipitaciones anuales.

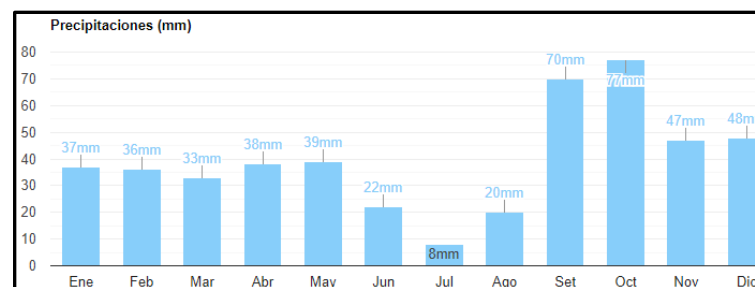


Figura 1: Precipitación media

Esta intensidad superior al resto se debe al conocido fenómeno gota fría. Este se da a escala regional, cuando una depresión atmosférica de altos niveles coincide con flujos cálidos y húmedos generados por las altas temperaturas del periodo estival. Al chocar con los relieves litorales, ascienden y se encuentran con masas de aire frío, generando así intensas precipitaciones.

### 3.2.2 EVAPOTRANSPIRACIÓN

La evapotranspiración potencial es un aspecto importante que se debe tener en cuenta. Este, se trata de la cantidad de agua que una superficie, con vegetación, llega a perder. Siempre y cuando en el suelo haya suficiente para las plantas. A continuación, se ven los valores de evapotranspiración potencial media anual de la zona de estudio.

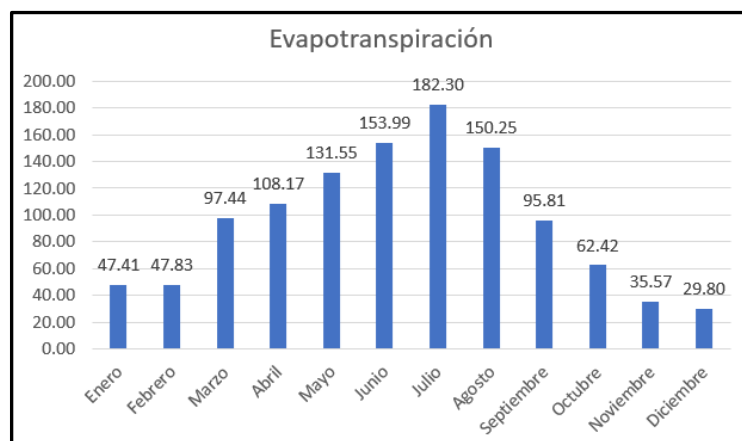


Figura 2: Evapotranspiración potencial media anual

## 4. HIDROLOGÍA

Para la redacción de este documento se han seguidos las pautas marcadas por la Instrucción 5.2-IC- Drenaje Superficial (Orden FOM/298/2016).

### 4.1. BASES DE CÁLCULO

La instrucción define un límite de extensión en las cuencas para asignar un método de cálculo u otro. Este límite es de 50 km<sup>2</sup>.

En nuestro caso, tal y como se puede ver en el Apéndice II, en ninguna de las cuencas se rebasa este límite. Además, al no tener datos sobre caudales máximos, la opción que resta es aplicar el método racional, pero con unas ligeras diferencias. Y es que en el apartado 2.3 de la Instrucción, se definen ciertas particularidades en el caso de que las obras se ubiquen en el Levante y Sureste peninsular. Condición que sí que se da al tratarse de Valencia.

Por otro lado, tal y como se ha comentado, el objetivo es obtener el caudal de proyecto, con el cual se dimensionarán hidráulicamente los sistemas de drenaje. Dicho caudal, se considerará igual al caudal máximo anual correspondiente a los siguientes periodos de retorno:

- . T = 25 años; drenaje de plataforma y márgenes.
- . T = 100 años; drenaje transversal.

## 4.2. ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO

### 4.2.1 INTESIDAD DE PRECIPITACIÓN

La intensidad de precipitación correspondiente a un período de retorno y a una duración del aguacero, a emplear en la estimación de caudales por el método racional, se obtendrá por medio de la siguiente ecuación:

$$I(T, t) = I_d \times F_{int}$$

Donde:

$I_d$  (mm/h) Intensidad media de precipitación corregida.

$F_{int}$  (adimensional) Factor de intensidad.

La intensidad media de precipitación se obtiene en el apartado 4.3.2.3.

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio. Para ello, se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre:

.  $F_a$  = Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad

.  $F_b$  = Factor obtenido a partir de las curvas IDF

#### 4.2.1.1 $F_a$

Para la obtención del factor, se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración.

Además, de acuerdo al mapa que proporciona la instrucción con respecto al valor del índice de torrencialidad, se puede observar que a la zona de estudio le corresponde un valor de 11.

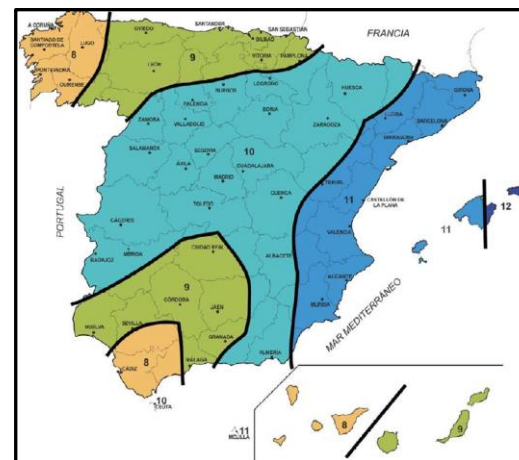


Figura 3: Mapa del índice de torrencialidad (Instrucción 5.2-IC)

Con estos datos y la ecuación a aplicar es la siguiente:

$$F_a = \left( \frac{I_t}{I_d} \right)^{3.5287 - 2.5287 \times t_c^{0.1}}$$

#### 4.2.1.2 $F_b$

Este, se obtiene a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo, teniendo en cuenta la intensidad de precipitación y el tiempo de concentración.

$$F_b = k_b \times \frac{I_{IDF}(T, t_c)}{I_{IDF}(T, 24)}$$

Finalmente, se podrá observar el resultado obtenido en el Apéndice III.

#### 4.2.2 COEFICIENTE $K_T$

El coeficiente  $K_T$  tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación a través de la siguiente expresión:

$$K_T = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

$t_c$  (horas) Tiempo de concentración de la cuenca

Dado que depende del tiempo de concentración, y este varía según la cuenca, para amenizar la lectura se colocarán, también, los resultados en el Apéndice III.

#### 4.2.3 CAUDAL DE CÁLCULO

Tal y como se mencionaba en las bases de cálculo, al tratarse de una zona del Levante y Sureste peninsular se tendrán en consideración ciertos matices a la hora de calcular el caudal de cálculo.

Primero, la forma de calcular el caudal se diferencia según el período de retorno que se tenga en cuenta.

Para períodos menores o iguales a 25 años se tendrá en cuenta el método racional.

Este método tiene en cuenta la siguiente ecuación:

$$Q_T = \frac{I(T, t) * C * A * K_T}{3.6}$$

Para mayores a 25 años, se hará uso de la siguiente formulación:

$$Q_T = \varphi \times Q_{10}^\lambda$$

Donde:

$Q_{10}$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) Caudal máximo anual correspondiente al período de retorno de diez años en el punto de desagüe de la cuenca, calculado mediante el método racional.

$\varphi$  (adimensional) Coeficiente propio de la región y de T.

$\lambda$  (adimensional) Exponente propio de la región y de T.

Estos dos últimos parámetros, se encuentran establecidos en la siguiente tabla:

Regiones 821 y 822				
Período de retorno, T (años)	50	100	200	500
$\varphi$	11,1378	51,6297	86,5765	131,7650
$\lambda$	0,7401	0,6065	0,5982	0,5953

Tabla 1: Parámetros para el cálculo en cuencas pequeñas del Levante y Sureste Peninsular con  $T > 25$  años (Instrucción 5.2-IC)

Algo a destacar es que, con el drenaje transversal, en vez tratar con el período de retorno de 100 años, que es el que le correspondería, de acuerdo a la regla mencionada anteriormente, se tratarán los datos correspondientes al de 10 años, para así obtener su caudal.



### 4.3. CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS

Para poder estimar los caudales a desaguar, primero es necesario saber cuáles son las cuencas que van aportar el agua.

#### 4.3.1 DELIMITACIÓN

En este caso, para obtener los límites de las cuencas, se ha hecho uso de la cartografía proporcionada por el Ayuntamiento de La Pobla de Vallbona. Junto al trabajo ejecutado sobre la cartografía, también se han realizado visitas de campo para así definir de forma más precisa las cuencas.

En el Apéndice I, se puede ver una imagen donde se define cada una de las cuencas obtenidas.

#### 4.3.2 MORFOMETRÍA

La morfometría de una cuenca nos permite conocer las características físicas de esta, las cuales tienen una relación estrecha con el comportamiento de los caudales que transitan.

Por ejemplo, cuencas con igual superficie y formas diferentes, es de esperar un comportamiento hidrológico también diferente.

Entre estos parámetros característicos, se encuentran los siguientes:

. Área, corresponde a la superficie delimitada por la divisoria de aguas de la zona de estudio. Es realmente importante, ya que determina la magnitud de volumen recogido por la cuenca, el caudal de crecida...

. Relieve y pendiente del terreno, cuanta mayor pendiente y menor relieve, se producirá mayor velocidad de flujo y por lo tanto una menor capacidad de infiltración.

Los antes mencionados, están asociados a la forma de la cuenca, pero existen otros importantes relativos al drenaje. Así es el caso del tiempo de concentración, es decir, el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe.

Para la obtención del tiempo de concentración en cuencas principales se utilizará la ecuación proporcionada por la instrucción:

$$T_c = 0.3 \times L_c^{0.76} \times J_c^{-0.19}$$

Donde:

$T_c$	(horas)	Tiempo de concentración
$L_c$	(km)	Longitud del cauce
$J_c$	(adimensional)	Pendiente media del cauce

En el Apéndice II, se puede ver los cálculos realizados y también como se ha dado el caso de que, en todas las cuencas, el tiempo de concentración (calculado con la fórmula mencionada anteriormente) resulta ser menor a 0.25 horas. Estos casos se deben a que el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno es apreciable respecto al tiempo de recorrido total.

Dada esta condición se deberá aplicar la ecuación correspondiente a cuencas secundarias:

$$T_{dif} = 2 \times L_{dif}^{0.408} \times n_{dif}^{0.312} \times J_{dif}^{-0.209}$$

Donde:

$T_{dif}$  (minutos) Tiempo de recorrido en flujo difuso

$n_{dif}$  (adimensional) Coeficiente de flujo difuso

$L_{dif}$  (m) Longitud de flujo difuso

$J_{dif}$  (adimensional) Pendiente media

De la misma forma que antes, en el Apéndice II, se puede ver una tabla resumen de todos los cálculos realizados con la ayuda de una hoja de cálculo Excel.

El resultado de tiempo de concentración en difuso en todas las cuencas queda entre unos valores de 5 y 40 minutos. Por lo que, de acuerdo a la siguiente tabla extraída de la norma, los minutos obtenidos serán los equivalentes a los de tiempo de concentración.

$t_{dif}$ (minutos)	$t_c$ (minutos)
$\leq 5$	5
$5 \leq t_{dif} \leq 40$	$t_{dif}$
$\geq 40$	40

Tabla 2: Determinación de  $T_c$  en condiciones de flujo difuso (Instrucción 5.2-IC)

Finalmente quedaría de la siguiente forma:

Cuenca	$T_{dif}$ (min)	$T_c$ (h)
1	9.14	0.152
2	9.67	0.161
3	7.88	0.131
4.1	7.57	0.126
4.2	7.43	0.124

Figura 5: Determinación de  $T_c$

#### 4.3.2 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía (C), define la parte de la precipitación de intensidad, I (T,  $T_c$ ), que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca. Y se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 \quad C = \frac{\left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1 \right) \left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23 \right)}{\left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11 \right)^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 \quad C = 0$$

Figura 6: Determinación del coeficiente de escorrentía (Instrucción 5.2-IC)

Para la obtención del coeficiente de escorrentía, se necesitan variables como la precipitación diaria correspondiente al período de retorno considerado, el factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (KA) o el umbral de escorrentía.

#### 4.3.2.1 UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Este parámetro representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía.

Viene determinado por la siguiente fórmula:

$$P_0 = P_0^i \times \beta$$

Donde:

$P_0$	(mm)	Umbral de escorrentía
$P_0^i$	(mm)	Valor inicial del umbral de escorrentía
$\beta$	(adimensional)	Coef. corrector del umbral de escorrentía

##### 4.3.2.1.1 VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

Primeramente, es necesario saber a qué grupo hidrológico pertenece el suelo presente en las cuencas. Para ello hidrológico se utilizará el mapa de la siguiente imagen.

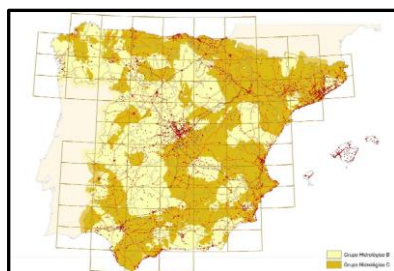


Figura 7: Grupos hidrológicos de suelo (Instrucción 5.2-IC)

La localidad de La Pobla de Vallbona se encuentra dentro del grupo hidrológico tipo C, la cual se caracteriza por estar formado por una potencia media/pequeña de un material arcillo-arenoso, con unas propiedades de drenaje imperfectas y caracterizarse por una infiltración lenta (cuando están muy húmedos).

Una vez obtenido el grupo de suelo se va a utilizar las tablas proporcionadas por la Instrucción con las cuales se puede obtener el valor inicial del umbral de escorrentía correspondiente a las condiciones presentes.

Este valor se obtendrá de esta forma debido a la ausencia de datos de la zona geográfica aportados por la Dirección General de Carreteras.

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
11200	Urbanizaciones			24	14	8	6
22221	Cítricos		< 3	95	42	22	15

Tabla 3: Valor inicial del umbral de escorrentía (Instrucción 5.2-IC)

Por lo que, al tener un grupo de suelo C y darse el caso de que en la cuenca coexisten como uso de suelo las urbanizaciones y cítricos, el valor inicial del umbral de escorrentía se toma como la media, 15 mm.

##### 4.3.2.1.2 COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

La formulación del método racional efectuada a lo largo de este documento, requiere una calibración con datos reales de las cuencas, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

En este caso, la nueva modificación de la normativa presenta dos formulaciones.

. Plataforma y márgenes  $\beta^{PM} = \beta_m \times F_T$

. Drenaje transversal  $\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \times F_T$

Donde:

$\beta_m$  (adimensional) Valor medio en la región del coef. corrector

$F_T$  (adimensional) Factor en función del período de retorno T.

$\Delta_{50}$  (adimensional) Desviación respecto al valor medio.

Al tratarse de Valencia, de acuerdo a la siguiente figura, la región corresponde a la 822.



Figura 8: Regiones para caracterización del coef. corrector (Instrucción 5.2-IC)

Una vez definida la región de estudio, gracias a la siguiente tabla, que ofrece la instrucción, se pueden obtener los valores de las variables definidas previamente.

Región	Valor medio, $\beta_m$	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno T (años), $F_T$				
		50% $\Delta_{50}$	67% $\Delta_{67}$	90% $\Delta_{90}$	2	5	25	100	500
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,16	-	-

Tabla 4: Valores correspondientes a calibraciones regionales (Instrucción 5.2-IC)

Para la plataforma y los márgenes, se utilizará el coeficiente correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.

.  $\beta^{PM} = 2.40 \times 1.16 = 2.8$

En cambio, para el drenaje transversal, el valor de  $F_{10}$  a pesar de no estar tabulado, en una nota al pie de la tabla se menciona que se debe tomar un valor de 1.00 para todos los casos.

Por lo que, para drenaje transversal:

.  $\beta^{DT} = (2.40 - 0.25) \times 1 = 2.15$

#### 4.3.2.2 FACTOR REDUCTOR DE LA PRECIPITACIÓN POR ÁREA

El factor  $K_A$  tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Su procedimiento de cálculo varía según el área, por lo que para superficies de cuenca menores a 1 km<sup>2</sup>, como es este caso, este factor tomará un valor igual a 1.

#### 4.3.2.3 INTENSIDAD MEDIA DIARIA DE PRECIPITACIÓN CORREGIDA

Se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$I_d = \frac{P_d \times K_A}{24}$$

Donde:

$P_d$  (mm) Precipitación diaria.

$K_A$  (mm) Factor reductor de la precipitación por área.

A partir de los datos proporcionados por el Ministerio de Fomento mediante el documento “Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular” y los cálculos que proporciona, se obtendrán las precipitaciones diarias de la zona para los períodos de retorno requeridos.

Para ello, primeramente, se localizarán el plano que contenga la zona de estudio. Este, se puede ver en la siguiente imagen, donde se muestra el coeficiente de variación ( $C_v$ ) mediante las isolíneas rojas y el valor de la máxima precipitación diaria anual ( $P_d$ ) mediante las líneas moradas.

Se puede observar que, a la localidad de la Pobla de Vallbona le corresponden los siguientes valores:

$$C_v = 0.41 \quad P = 49 \text{ mm/día}$$

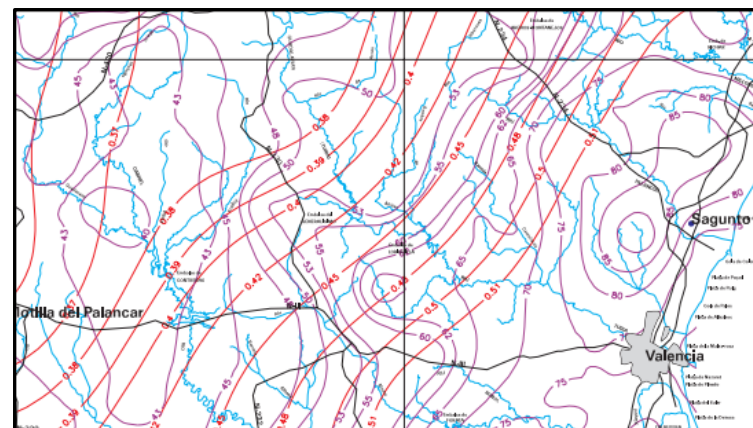


Figura 9: Plano de isolíneas de Valencia. (Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular)

A continuación, ya obtenido el valor de  $C_v$ , y para el período de retorno determinado, se puede sacar a partir de la siguiente tabla el valor de  $K_t$ , es decir, el factor de amplificación, que ayudará a escalar la precipitación máxima diaria anual actual a la del período deseado  $P_T$ .

$C_v$	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189

Tabla 5: Factores de amplificación  $K_t$  (Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular)

Así pues, para un período de retorno de 25 años, le corresponde un valor de  $K_T$  de 1.854, y para uno de 10 años, 1.507.

El resultado del apartado 4.2.2 Coeficiente de esorrentía, se resumirá en una tabla Excel en el Apéndice III.

## 5. DRENAJE

### 5.1. INTRODUCCIÓN

Una vez obtenido el comportamiento de las cuencas hidrológicas, el siguiente paso es, cómo se evacua el agua que circula por dichas cuencas e intersecta con la carretera en cuestión.

Para ello, se estudiarán las siguientes condiciones:

- . La recogida de aguas pluviales de la plataforma y sus márgenes mediante cunetas y sumideros.
- . La evacuación de las aguas recogidas a los correspondientes cauces naturales a través de ODT, así como la restitución de los cauces naturales cortados por la obra lineal.

### 5.2. DRENAJE LONGITUDINAL

En nuestro caso, la carretera se adapta en gran parte al relieve del terreno, por lo que discurrirá en terraplén casi toda su longitud. En ningún caso se da el hecho de que la altura del terraplén supere los 3 metros de altura, por lo que, no será necesario el uso de bajantes ni bordillos que conduzcan el agua.

Por lo que, se dispondrá, a lo largo de la traza, una cuneta trapezoidal al pie de terraplén o desmonte, según proceda. Se colocará de forma que no establezca una barrera física para el cauce natural existente.

Una vez ya estudiadas las características de las cuencas que afectan al trazado en cuestión, la norma establece dos condiciones que se deben cumplir simultáneamente:

- . La capacidad hidráulica de los elementos lineales debe de ser mayor que el caudal de proyecto.

$$Q_{CH} = \frac{J^{1/2} R_H^{2/3} S_{Max}}{n} \geq Q_P$$

- . La velocidad media del agua para el caudal de proyecto, debe ser menor que la que produce daños en el elemento de drenaje.

$$V_P = \frac{Q_P}{S_P} \leq V_{Max}$$

Donde:

$J$	(adimensional)	Pendiente geométrica del elemento lineal
$S_{Max}$	(m <sup>2</sup> )	Área de la sección transversal del conducto
$R_H$	(m)	Radio hidráulico
		$R_H = \frac{S}{p}$
$S$	(m <sup>2</sup> )	Área de la sección transversal ocupada por la corriente
$p$	(m)	Perímetro mojado
$n$	(s/m <sup>1/3</sup> )	Coefficiente de rugosidad de Manning, dependiente del tipo de material del elemento lineal. Salvo justificación en contrario, se deben tomar los valores de la tabla 3.1.

$Q_P$	(m <sup>3</sup> /s)	Caudal de proyecto del elemento de drenaje
$V_P$	(m/s)	Velocidad media de la corriente para el caudal de proyecto
$S_P$	(m <sup>2</sup> )	Área de la sección transversal ocupada por la corriente para el caudal de proyecto
$V_{Max}$	(m/s)	Velocidad máxima admisible en el elemento de drenaje transversal, dada por la tabla 3.2, en función del material del que está constituido

Con estas dos comprobaciones se asegura que el elemento longitudinal tenga suficiente capacidad para evacuar el agua que recoge, así como evitar que se deteriore por la erosión producida por la energía que llega el flujo.

En el Apéndice IV, se puede ver de forma detallada la forma de cálculo de este apartado.

### 5.3. DRENAJE TRANSVERSAL

Los flujos de agua, de cierta consideración y generados generalmente fuera de la zona de obra, plantean una problemática bastante importante en la vía y sus elementos estructurales, que se resuelve a través de la ejecución de obras de drenaje transversal.

Estas, se diseñan con el fin de que cuando su funcionamiento tenga lugar con el máximo caudal previsible, no se produzcan daños a las propiedades colindantes ni a la obra en sí.

Para que se dé este caso, se debe permitir el paso del flujo de agua y de los materiales sólidos que puedan ser arrastrados.

#### 5.3.1 CRITERIOS DE PROYECTO

El diseño de las obras de drenaje transversal se ha realizado siguiente lo presente en la Instrucción 5.2-I.C.

Se establece una sección mínima para las obras de drenaje transversal que ayude a poder realizar un mantenimiento adecuado, además de cumplir con su finalidad. Esta sección mínima estará definida en función de la longitud de la obra, tabulada en la siguiente tabla:

$L$ (m)	$D_L$ (m)
$L (m) < 3$	$D_L (m) \geq 0,6$
$3 \leq L (m) < 4$	$D_L (m) \geq 0,8$
$4 \leq L (m) < 5$	$D_L (m) \geq 1,0$
$5 \leq L (m) < 10$	$D_L (m) \geq 1,2$
$10 \leq L (m) < 15$	$D_L (m) \geq 1,5$
$L (m) \geq 15$	$D_L (m) \geq 1,8$

Tabla 6: Dimensión mínima de una ODT en función de la longitud (Instrucción 5.2-IC)

Además, se ha adoptado como criterios generales para realización del drenaje transversal los mencionados a continuación:

- . Se limita la velocidad máxima del flujo a 6 m/s para evitar la erosión de las obras.
- . Se limita la velocidad mínima del flujo a 0.6 m/s para evitar la deposición de sedimentos en la obra.

De acuerdo a las dimensiones de la carretera, la longitud de la OD se encuentra en los 10 y 15 metros por lo que la dimensión mínima (radio en el caso de tubos circulares y lado menor en caso de sección rectangular) será superior a los 1.5 metros.

Por otro lado, las características que definen la obra de drenaje son el tipo de obra (marco o tubo), sus dimensiones, la pendiente y la longitud.

Un último condicionante, es la posición de la OD. Y es que, debido a las características del terreno, el punto más bajo del trazado se encuentra casi en uno de los extremos de la carretera, por lo que se ha decidido no focalizar todo el caudal de las cuencas en este punto y colocar obras de drenaje transversal previas a dicho punto. De esta forma, se reparte el flujo y tiene un menor afecto a los campos colindantes.

Considerando PK 0+000 el punto de inicio de la rotonda de intersección de la CV-375, el reparto quedaría de la siguiente forma:

- . Cuenca 4.1 y 4.2, descargarían en una ODT localizada en el PK 0+437.
- . Cuenca 3, descargaría en una ODT situada en el PK 0+632.
- . Cuenca 2, descargaría en una ODT que se encontraría en el PK 0+803.
- . Cuenca 1, descargaría en una ODT localizada en el PK 1+152.

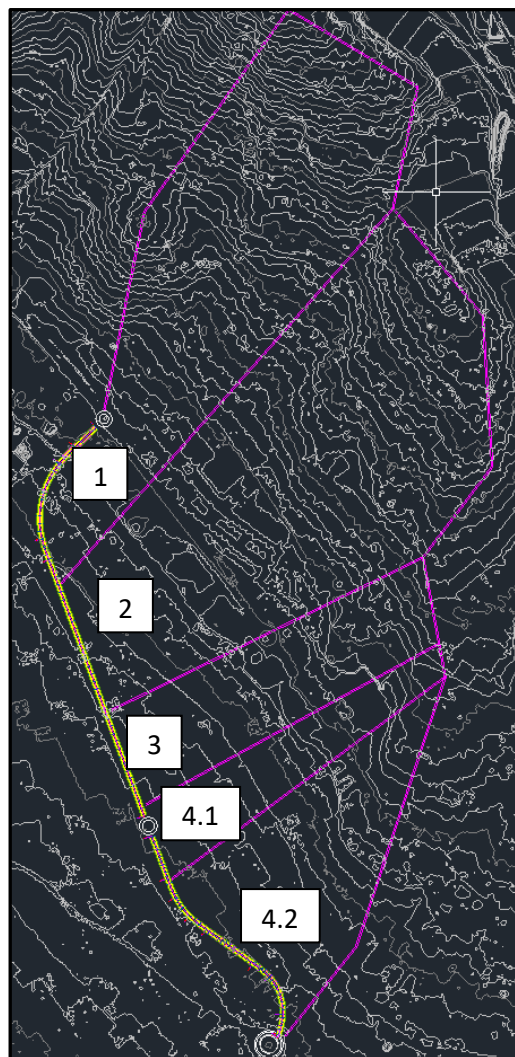
Para efectuar las comprobaciones hidráulicas correspondientes, que corroborarán que el dimensionamiento realizado es apto para captar el flujo de agua que circula, se ha ejecutado una hoja Excel en la cual se obtiene el caudal máximo y la velocidad.

Cuenca	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Tipo	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad (m/s)
1	22.668	2 Tubos Ø1800	27.54	5.8
2	25.901	Marco 2 x 2	35.42	3.2
3	12.608	2 Tubos Ø1500	16.92	5.58
4.1	9.904	Marco 2 x 2	36.12	3.34
4.2	16.423			

Figura 10: Caudales y ODT consideradas para  $T > 100$  años



## APÉNDICE I      DELIMITACIÓN DE LAS CUENCAS





## APÉNDICE II CARACTERIZACIÓN DE LAS CUENCAS

Cuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Cauce (km)	Pendiente (m/m)	Máx. Cota (m)	Mín. Cota (m)	Tc (h)	Tdif (min)	Tc.modif(h)
1	0.472	1.684	31.865	152.06	98.40	0.231	9.140	0.152
2	0.605	1.512	19.755	129.00	99.13	0.233	9.666	0.161
3	0.167	0.968	21.963	118.34	97.08	0.163	7.882	0.131
4.1	0.110	0.893	22.788	114.30	93.950	0.152	7.568	0.126
4.2	0.251	0.828	21.473	111.73	93.950	0.145	7.430	0.124

*Figura 11: Caracterización cuencas*



## APÉNDICE III CÁLCULO CAUDALES DE LAS CUENCAS

Cuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Tc (h)	T (años)	Pd (mm/día)	Int.Med.Diaria (mm/h)	F <sub>int</sub>	Int. Precipitación (mm/h)	K <sub>T</sub>	C	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	0.472	0.15233472	25	90.85	3.79	31.12	117.81	1.0068	0.121	-	0.283
			10	73.84	3.08	31.12	95.76		0.136	0.257379972	22.668
2	0.605	0.161102439	25	90.85	3.79	30.26	114.53	1.0072	0.121	-	0.353
			10	73.84	3.08	30.26	93.10		0.136	0.320656102	25.901
3	0.167	0.131361227	25	90.85	3.79	33.51	126.84	1.0056	0.121	-	0.108
			10	73.84	3.08	33.51	103.10		0.136	0.097840084	12.608
4.1	0.110	0.12613285	25	90.85	3.79	34.19	129.41	1.0053	0.121	-	0.072
			10	73.84	3.08	34.19	105.19		0.136	0.065710353	9.904
4.2	0.251	0.123831691	25	90.85	3.79	34.19	129.41	1.0052	0.121	-	0.165
			10	73.84	3.08	34.50	106.15		0.136	0.151290205	16.423

Figura 12: Caudales de las cuencas



## APÉNDICE IV    CÁLCULO HIDRÁULICO CUNETAS

Cuenca		1	
J	Pendiente	0.020	tanto por 1
$S_{MAX}$	Área conducto	0.315	m <sup>2</sup>
n	Manning	0.013	sm <sup>-1/3</sup>
$R_H$	Radio hidráulico	0.161	m
$Q_{CH}$	Cap.Hidráulica	1.015	m <sup>3</sup> /s
Capacidad Hidráulica mayor que Caudal de Proyecto			
$S_p$	Área ocupada Qp	0.088	m <sup>2</sup>
$Q_p$	Caudal Proyecto	0.283	m <sup>3</sup> /s
$V_{MAX}$	Vel.max.admisib	4.500	m/s
$V_p$	Vel.med corriente	3.222	m/s
Velocidad media de la corriente menor que la máxima admisible			

Figura 13: Comprobación cuneta Cuenca 1

Cuenca		3	
J	Pendiente	0.006	tanto por 1
$S_{MAX}$	Área conducto	0.315	m <sup>2</sup>
n	Manning	0.013	sm <sup>-1/3</sup>
$R_H$	Radio hidráulico	0.161	m
$Q_{CH}$	Cap.Hidráulica	0.545	m <sup>3</sup> /s
Capacidad Hidráulica mayor que Caudal de Proyecto			
$S_p$	Área ocupada Qp	0.062	m <sup>2</sup>
$Q_p$	Caudal Proyecto	0.108	m <sup>3</sup> /s
$V_{MAX}$	Vel.max.admisib	4.500	m/s
$V_p$	Vel.med corriente	1.729	m/s
Velocidad media de la corriente menor que la máxima admisible			

Figura 15: Comprobación cuneta Cuenca 3

Cuenca		2	
J	Pendiente	0.005	tanto por 1
$S_{MAX}$	Área conducto	0.315	m <sup>2</sup>
n	Manning	0.013	sm <sup>-1/3</sup>
$R_H$	Radio hidráulico	0.161	m
$Q_{CH}$	Cap.Hidráulica	0.517	m <sup>3</sup> /s
Capacidad Hidráulica mayor que Caudal de Proyecto			
$S_p$	Área ocupada Qp	0.215	m <sup>2</sup>
$Q_p$	Caudal Proyecto	0.353	m <sup>3</sup> /s
$V_{MAX}$	Vel.max.admisib	4.500	m/s
$V_p$	Vel.med corriente	1.640	m/s
Velocidad media de la corriente menor que la máxima admisible			

Figura 14: Comprobación cuneta Cuenca 2

Cuenca		4.1	
J	Pendiente	0.005	tanto por 1
$S_{MAX}$	Área conducto	0.315	m <sup>2</sup>
n	Manning	0.013	sm <sup>-1/3</sup>
$R_H$	Radio hidráulico	0.161	m
$Q_{CH}$	Cap.Hidráulica	0.525	m <sup>3</sup> /s
Capacidad Hidráulica mayor que Caudal de Proyecto			
$S_p$	Área ocupada Qp	0.043	m <sup>2</sup>
$Q_p$	Caudal Proyecto	0.072	m <sup>3</sup> /s
$V_{MAX}$	Vel.max.admisib	4.500	m/s
$V_p$	Vel.med corriente	1.667	m/s
Velocidad media de la corriente menor que la máxima admisible			

Figura 16: Comprobación cuneta Cuenca 4.1

	Cuenca	4.1	
J	Pendiente	0.005	tanto por 1
$S_{MAX}$	Área conducto	0.315	m <sup>2</sup>
n	Manning	0.013	sm <sup>-1/3</sup>
$R_H$	Radio hidráulico	0.161	m
$Q_{CH}$	Cap.Hidráulica	0.525	m <sup>3</sup> /s
Capacidad Hidráulica mayor que Caudal de Proyecto			
$S_p$	Área ocupada Qp	0.043	m <sup>2</sup>
$Q_p$	Caudal Proyecto	0.072	m <sup>3</sup> /s
$V_{MAX}$	Vel.max.admisib	4.500	m/s
$V_p$	Vel.med corriente	1.667	m/s
Velocidad media de la corriente menor que la máxima admisible			

Figura 17: Comprobación cuneta Cuenca 4.2

Para la realización de estas comprobaciones se ha tenido en cuenta un diseño geométrico triangular de la cuneta, tal y como se puede apreciar en la siguiente imagen:

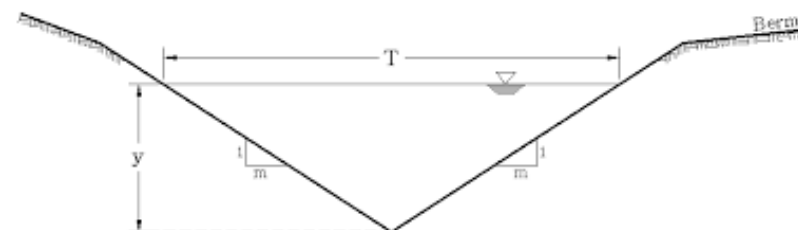


Figura 18: Geometría de la cuneta