



ANEJO Nº 9: REDES DE SANEAMIENTO Y PLUVIALES

ÍNDICE

- 1.- OBJETO DEL ANEJO.
- 2.- DESCRIPCION DE LA RED DE DRENAJE DISEÑADA
- 2.- CÁLCULO DE CAUDALES
 - 2.1.- Pluviometría
 - 2.2- Método Racional.
 - 2.3- Coeficiente de escorrentía.
 - 2.4.- Cálculo de los caudales.
- 3.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO



1.- OBJETO DEL ANEJO

Para realizar El objeto del presente Anejo es de definir y dimensionar los elementos de saneamiento y drenaje a disponer en los nuevos viales de la Urbanización AUA PRV03 (Gijón).

En este dimensionamiento de los elementos de drenaje, se procederá en primer lugar a analizar la cuencas y subcuencas que vierten a los elementos proyectados, (las cuales vienen dadas por las superficies de los viales, de las parcelas y del resto de cuenca que pueda desembocar a los mismos), se obtendrán las precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 25 años, habitual en este tipo de proyectos, se calcularán el caudal para las cuencas estudiadas y, por último, se comprobará el funcionamiento hidráulico de los elementos proyectados.

En la realización de este Anejo, se han seguido las especificaciones definidas por Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero, por la que se aprueba la norma 5.2-IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras.

Para realizar este dimensionamiento de los elementos de saneamiento se procederá a la comprobación de los colectores diseñados en función de los caudales previstos.

La red se proyecta separativa de acuerdo con las especificaciones del servicio municipal de aguas, cuyas directrices han sido tenidas en cuenta en el diseño de las mismas, la red de fecales discurrirá por el eje de los viales con conducción de PVC de diámetro 315 mm y la red de pluviales junto a la anterior y recogerá sumideros y acometidas de aguas pluviales de las parcelas.

Las acometidas tendrán una profundidad máxima de 70 cm de acuerdo a las especificaciones técnicas de EMA, y en todos los casos se proyectan en el frontal de las parcelas.

Los colectores y arquetas se construirán de acuerdo a las secciones tipo y detalles que acompañan el presente proyecto y que son los habituales de la Empresa Municipal de Aguas.

2.- DESCRIPCION DE LA RED DE DRENAJE DISEÑADA.

Red de drenaje:

Los colectores discurrirán por el eje del vial recogiendo sumideros y las arquetas de acometida proyectadas de las viviendas, conectando al colector existente en el Camino de Monteviento a unos 275 m al sudoeste de la actuación, de acuerdo con el plano correspondiente, se justifica el tener que extender por prescripción de la Empresa Municipal de Aguas, la red de drenaje hasta dicho punto al no existir red de pluviales más cercana a la zona a urbanizar.

Los colectores serán de PVC, con diámetro exterior 200,mm, 315mm, y 400 mm, según las superficies y caudales recogidos, y discurrirán con distintas pendientes según el caso, generando distintas alturas de pozo, de acuerdo con el perfil longitudinal correspondiente.

Se proyectan dos colectores principales, uno recogerá la zona norte del ámbito y otro la zona sur, ambos se juntarán en el exterior de la urbanización para su derivación a la red existente.

Red de aguas negras:

Los colectores discurrirán por el centro de los viales recogiendo las arquetas de acometida proyectadas para las viviendas, conectando al colector existente, en el Camino de los Modroños al sur de la nueva urbanización, de acuerdo con el plano correspondiente. Los colectores interiores serán de PVC, con diámetro exterior 315mm, y se proyectan con una pendiente del 1% de acuerdo a los perfiles correspondientes.

Un ramal discurrirá por el Camino del Túnel recogiendo las acometidas de las parcelas dotacionales situadas al este del ámbito derivándolas al citado colector existente en el Camino de los Modroños.

Se tiene en cuenta en el diseño el informe de la Empresa Municipal de Aguas de fecha 9 de febrero de 2024, de acuerdo al mismo:

Se dan todas las acometidas desde los frentes de parcela.

Los diámetros de las tuberías son de tipo estándar y con rigideces SN8 para garantizar su integridad estructural.

Se evitan en la medida de lo posible las conexiones y trazados a contradi dirección del sentido del agua, para facilitar el correcto funcionamiento, así como los ángulos rectos en las conexiones a pozos (P4-1).

Se deberán garantizar unas recubrimientos no inferiores a 1m y puntualmente de 80 cm.

Los pozos de registro serán de Dint 1,2m en aquellos casos en los que su altura supere el 1,5m de altura.

3.- CÁLCULO DE CAUDALES DE DRENAJE

3.1.- Pluviometría

Para la obtención de los datos pluviómetros de la zona se ha utilizado “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular” del Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras.

Localizada la zona de proyecto en la hoja “2.1 OVIEDO”, se estima el coeficiente de variación C_v y el valor medio de precipitación diaria anual P . Para nuestro caso, los valores son:

- $C_v = 0.35$
- $P = 55 \text{ mm/día}$

Se consideran el siguiente valor de periodo de retorno T : 25 años, habitual en este tipo de proyectos.

Con la tabla correspondiente y los datos anteriores se obtiene una $K_t = 1,732$

Con estos datos, se calcula la precipitación diaria máxima para el periodo de retorno estimado en:

- $P_d (T = 25 \text{ años}) = 95,26 \text{ mm/día}$

3.2- Método Racional.

Según la Norma 5.2 IC Drenaje Superficial, aprobada por Orden FOM/298/2016 el caudal máximo anual Q_T , correspondiente a un período de retorno T , se calcula mediante la fórmula:

$$Q_T = \frac{I(T, t_c) \cdot C \cdot A \cdot K_t}{3,6}$$

Donde,

- Q_T : Caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T , en el punto de desagüe de la cuenca. (m^3/s)
- $I(T, t_c)$: Intensidad de precipitación (correspondiente al período de retorno considerado T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c , de la cuenca. (mm/h)

- C : Coeficiente medio de escurrimiento de la cuenca o superficie considerada. (adimensional)
- A : Área de la cuenca o superficie. (km²)
- Kt : Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación. (adimensional).

La intensidad de precipitación $I(T, t)$ se obtendrá por medio de la siguiente fórmula:

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

Donde,

- I_d : Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T . (mm/h)
- F_{int} : Factor de intensidad (adimensional)

La intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T , se obtiene mediante la fórmula:

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

Donde,

- I_d : Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T (mm/h)
- P_d : Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T (mm)
- K_A : Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (adimensional). Se obtiene a partir de la siguiente fórmula. En nuestro caso $K_A < 1 \text{ km}^2$, por lo que su valor es 1.

$$\text{Si } A < 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1$$

$$\text{Si } A \geq 1 \text{ km}^2$$

$$K_A = 1 - \frac{\log_{10} A}{15}$$

Para el factor de intensidad consideraremos el factor obtenido a través del índice de torrencialidad (I_1/I_d), dado por la expresión:

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3,5287 - 2,5287 t^{0,1}}$$

Para la obtención del factor F_a , se debe particularizar la expresión para un tiempo de duración del aguacero igual al tiempo de concentración ($t = t_c$).

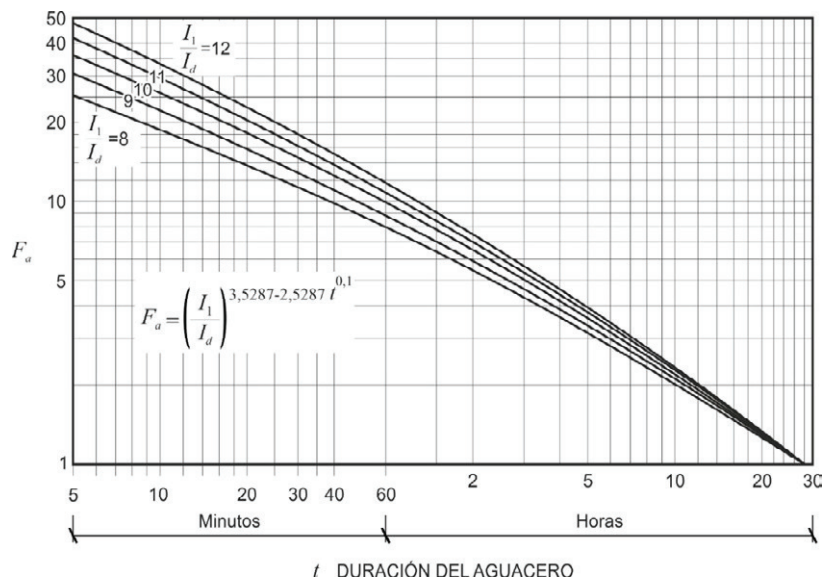


FIGURA 2.3.- FACTOR F_a

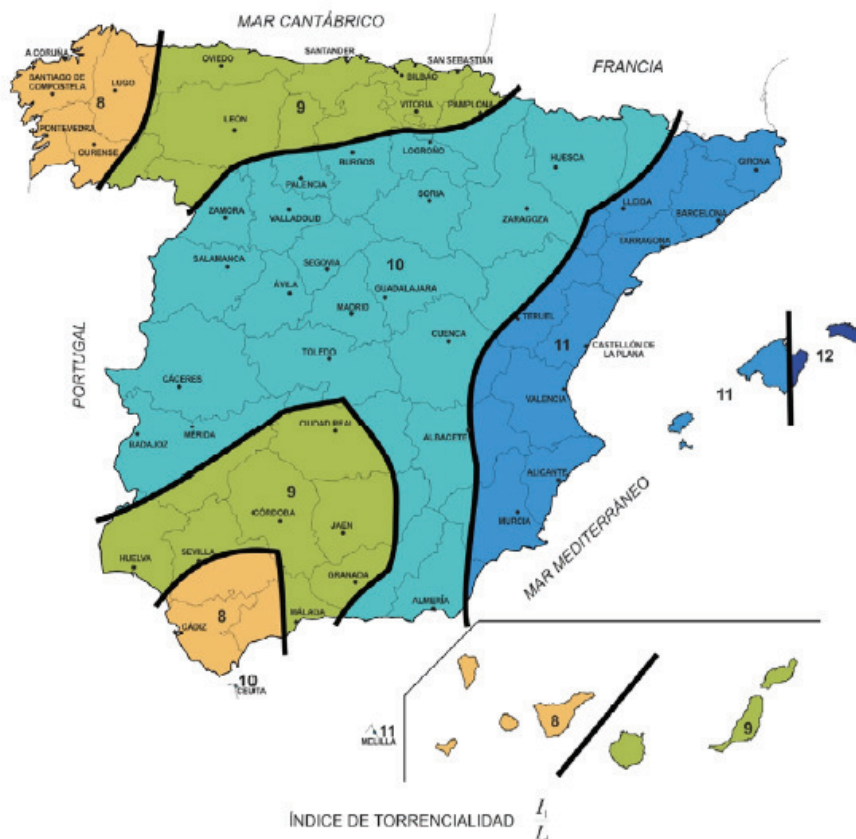


FIGURA 2.4.- MAPA DEL ÍNDICE DE TORRENCIALIDAD (I_1/I_0)

El **tiempo de concentración** (t_c) para cuencas principales se calcula a través de la siguiente expresión:

$$t_c = 0,3 \cdot L_c^{0,76} \cdot J_c^{-0,19}$$

Para cuencas secundarias cuya escorrentía se vierte a sus elementos de drenaje de plataforma y márgenes, se utiliza la siguiente expresión:

$$t_{dif} = 2 \cdot L_{dif}^{0,408} \cdot n_{dif}^{0,312} \cdot J_{dif}^{-0,209}$$

Donde,

- t_{dif} : Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno (minutos)
- n_{dif} : Coeficiente de flujo difuso (tabla 2.1) (adimensional)
- L_{dif} : Longitud de recorrido en flujo difuso (m)
- J_{dif} : Pendiente media (adimensional)

TABLA 2.1.- VALORES DEL COEFICIENTE DE FLUJO DIFUSO n_{dif}

Cobertura del terreno		n_{dif}
Pavimentado o revestido		0,015
No pavimentado ni revestido	Sin vegetación	0,050
	Con vegetación escasa	0,120
	Con vegetación media	0,320
	Con vegetación densa	1,000

El valor del tiempo de concentración t_c , a considerar se obtiene de la tabla 2.2:

TABLA 2.2.- DETERMINACIÓN DE t_c EN CONDICIONES DE FLUJO
DIFUSO

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

3.3- Coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía C , se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0 \quad C = \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1 \right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23 \right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11 \right)^2}$$
$$\text{Si } P_d \cdot K_A \leq P_0 \quad C = 0$$

Representada gráficamente,

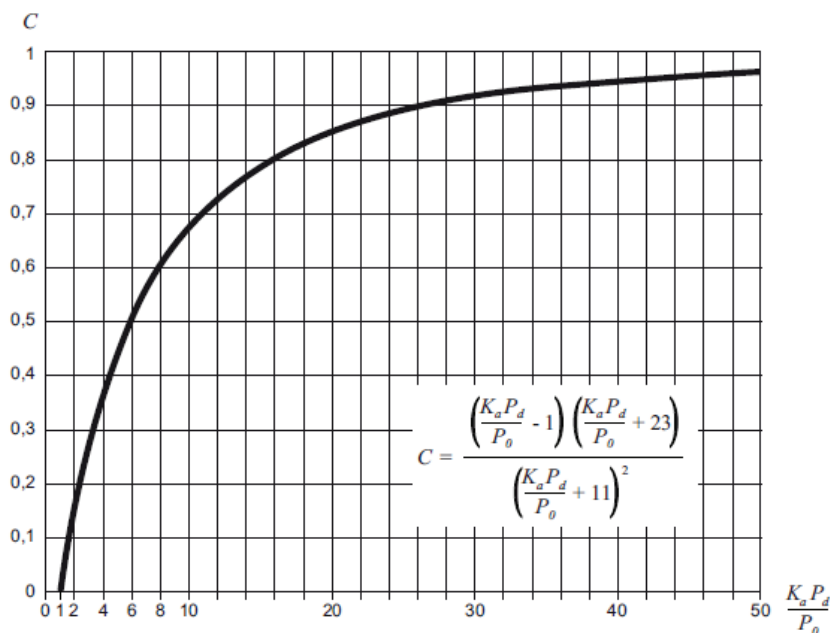


FIGURA 2.6.- DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Donde,

- C (adimensional) Coeficiente de escorrentía.
- P_d (mm) Precipitación diaria correspondiente al período de retorno T considerado.
- K_A (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.
- P_0 (mm) Umbral de escorrentía. Se determina mediante la siguiente fórmula:

$$P_0 = P_0^i \cdot \beta$$

Donde P_0^i es el valor inicial del umbral de escorrentía y β el coeficiente corrector.

En nuestro caso, según la tabla 2.3 de la Norma 5.2-IC, con un uso del suelo como urbanización (código 11200) se obtiene, para un suelo del grupo D, de acuerdo al geotécnico y a la situación final, el valor de P_0^i sería 6 mm y el valor del coeficiente corrector β de 1.083 para $T=25$.

Con los datos anteriores, el umbral de escorrentía P_0 tiene unos valores de 1.083 ($T=25$).

Y consultando la Figura 2.6- Determinación del coeficiente de escorrentía, el valor de éste para el periodo de retorno de 25 años:

- $C (T=25) = 0,75$ (Urbanizaciones).

Teniendo en cuenta que el cálculo se realiza para viales pavimentados y parcelas que en su mayor parte serán terreno natural, se justifica adoptar para el cálculo un coeficiente de escorrentía igual a 0,65.

3.4.- Cálculo de los caudales y comprobación de conducciones

Con los datos obtenidos se obtienen unos caudales máximos previsibles de acuerdo a las superficies que recogen y utilizando la fórmula de Manning-Strickler,

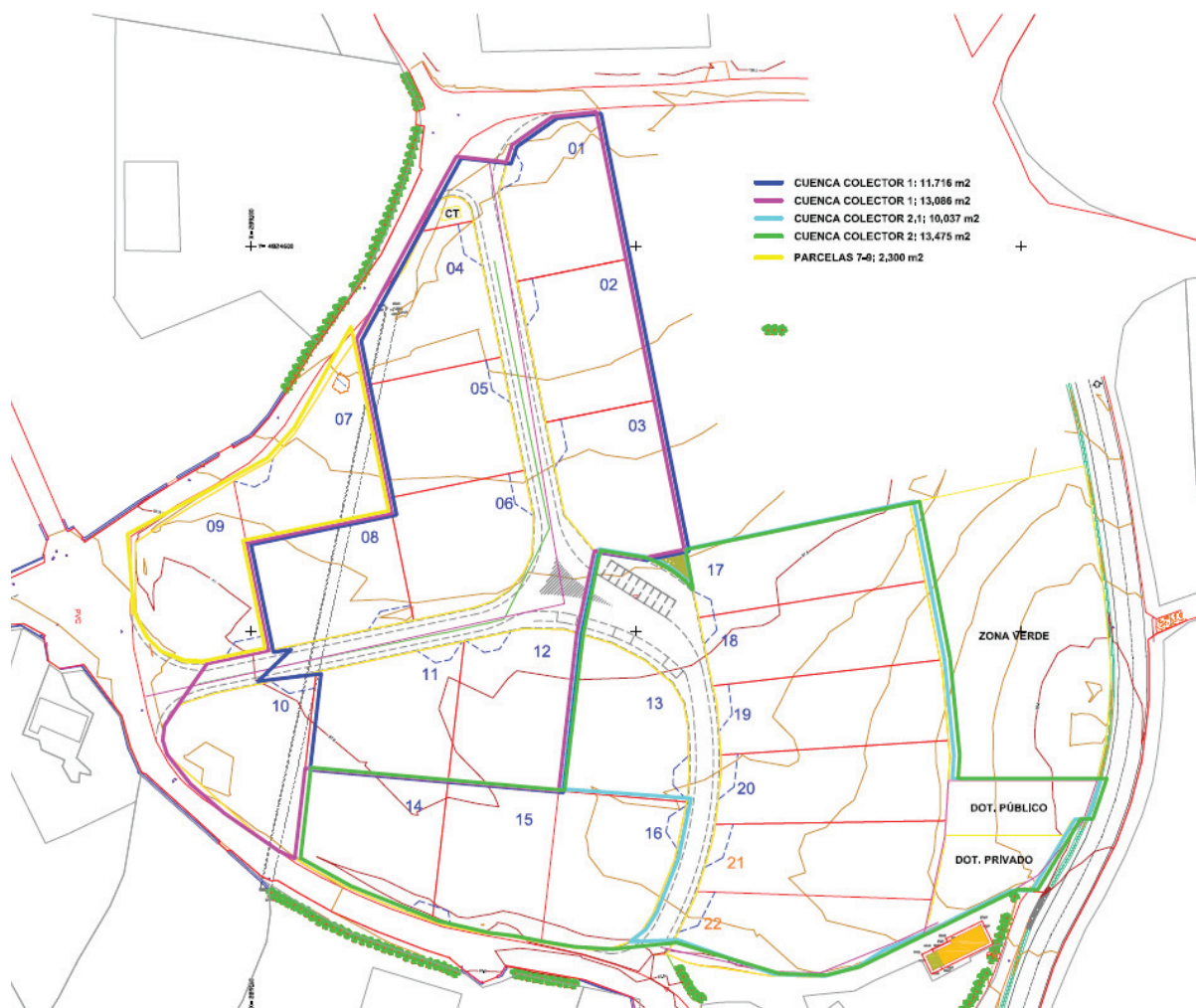
$$v = \frac{Q}{S} = \frac{1}{n} * e^{2/3} * J^{1/2}$$

se comprueban a continuación los diámetros y pendientes de las conducciones proyectadas.

Con lo que se comprueba que la capacidad de la conducción proyectada es más que suficiente para los caudales previsibles.

3.4.1- Cuencas y subcuencas.

Para el cálculo se ha dividido el ámbito en distintas superficies que aportarán aguas pluviales a los distintos colectores de acuerdo al siguiente esquema:



Obteniéndose en base a las formulaciones anteriores los siguientes resultados y caudales para cada una de las cuencas:

DATOS CUENCAS	cuenca 1,1	cuenca 1	cuenca 2,1	cuenca 2	cuenca 3	total
colector	1,1	1	2,1	2,2	Parcelas 7-9	3
Longitud (m)	230,00	230,00	85,00	242,00	373,00	
Cota maxima	99,37	99,37	97,65	97,65	98,02	
Cota minima	97,20	96,54	97,51	96,69	97,51	
Desnivel	2,17	2,83	0,14	0,96	0,51	
J (m/m)	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	
A (km2)	0,011720	0,013086	0,010037	0,013475	0,002260	0,028821
RESULTADOS						
n_{dif}	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	
l_d (mm/h)	3,96	3,96	3,96	3,96	3,96	
K_a	1	1	1	1	1	
t_c (min)	0,73	0,69	0,70	0,89	1,33	
l/l_d	9	9	9	9	9	
F_a	30	30	30	30	30	
I	95,26	95,26	95,26	95,26	95,26	
C	0,65	0,65	0,65	0,65	0,5	
K_t	1	1	1	1	1	
Q (m3/s)	0,20	0,23	0,17	0,23	0,03	0,49



3.4.2.- Comprobación colectores

A continuación, se comprueban los colectores calculados y que tienen capacidad suficiente para las aguas pluviales que pueden llegar a ellos, con resguardo suficiente.

colector	n	J	Radio (m)	Pm(ml)	S(m2)	Rh(m)	V(m/seg)	Q des(m3/s)	Qmax	Resguardo
1,1	0,007	0,015	0,15	0,94	0,07	0,08	3,117	0,2203	0,202	0,019
1	0,007	0,015	0,20	1,26	0,13	0,10	3,775	0,4744	0,225	0,249
2,1	0,007	0,01	0,15	0,94	0,07	0,08	2,545	0,1799	0,173	0,007
2	0,007	0,01	0,20	1,26	0,13	0,10	3,082	0,3874	0,232	0,156
Parcelas 7-9	0,007	0,01	0,15	0,94	0,07	0,08	2,545	0,1799	0,030	0,150
3	0,007	0,02	0,20	1,26	0,13	0,10	4,359	0,5478	0,487	0,061

4.- CÁLCULO DE CAUDALES DE AGUAS NEGRAS Y COMPROBACION DE CONDUCCIONES

En el caso de las aguas negras, se tienen en cuenta unos caudales iguales a los de abastecimiento de agua y en la tabla adjunta se comprueba que las conducciones proyectadas de diámetro 315 mm y PVC tienen sobrada capacidad para recoger las mismas.

colector	n	J	Radio (m)	Pm(ml)	S(m2)	Rh(m)	V(m/seg)	Q des(m3/s)	Qmax	Resguardo
aguas negras	0,007	0,01	0,15	0,94	0,07	0,08	2,545	0,1799	0,002	0,178

