

ANEJO 15:

RED DE SANEAMIENTO

ÍNDICE

1	Objeto.....	5
2	Generalidades de las redes	5
3	Descripción de la red de saneamiento	6
4	Cálculo red de drenaje	8
4.1	Cálculo de caudales	8
4.1.1	Precipitación diaria máxima	8
4.1.2	Intensidad de precipitación.....	10
4.1.3	Coeficiente de escorrentía	13
4.1.4	Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación	14
4.1.5	Resultado.....	14
4.2	Cálculo hidráulico	14
4.2.1	Comprobación de la velocidad	15
5	Cálculo red de residuales	16
5.1	Cálculo hidráulico	16
6	Depuración de hidrocarburos	17
6.1	Calculo de la red	17

ÍNDICE ILUSTRACIONES

Ilustración 15.1. Designación de los diámetros de los tubos de PVC-U.....	5
Ilustración 15.2. Isolíneas para obtener Cv y P. Plano 4-4. Fuente Ministerio de Fomento.....	9
Ilustración 15.3. Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Fuente Instrucción 5.2- IC, Drenaje superficial.....	11
Ilustración 15.4. Datos IDF de Valencia.....	12
Ilustración 15.5. Curvas IDF de Valencia.	12
Ilustración 15.6. coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente Instrucción 5.2-IC Drenaje superficial.	14
Ilustración 15.7. Separador de hidrocarburos. Fuente Depósitos para líquidos	17

ÍNDICE TABLAS

Tabla 15.1. Diámetros normalizados de PVC-U	6
Tabla 15.2. Separaciones mínimas entre servicios. (Liria, 1995)	7
Tabla 15.3. Factor de amplificación Yt.	9
Tabla 15.4. Dimensionamiento red de aguas pluviales.....	16
Tabla 15.5. Dimensionamiento de la red de residuales.....	16
Tabla 15.6. Dimensionamiento red de depuración de hidrocarburos	17

1 OBJETO

El objetivo del presente anejo es el de realizar el de realizar el diseño de la red de saneamiento y alcantarillado del puerto de El Perelló.

Los datos del estado actual de la red de saneamiento han sido sacados de la información que tiene la Generalitat Valenciana en su base de datos. Por lo tanto, en el caso de efectuarse este Proyecto, habría que comprobar exactamente cómo se encuentra la red de saneamiento en la actualidad y realizar el dimensionamiento del sistema en función de estos datos.

2 GENERALIDADES DE LAS REDES

Para el diseño de las tuberías de la red de saneamiento, se emplearán tuberías de PVC-U de pared compacta con junta estanca. Según establece la *Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano del CEDEX*, el diámetro nominal DN , de estas tuberías corresponde al diámetro exterior.

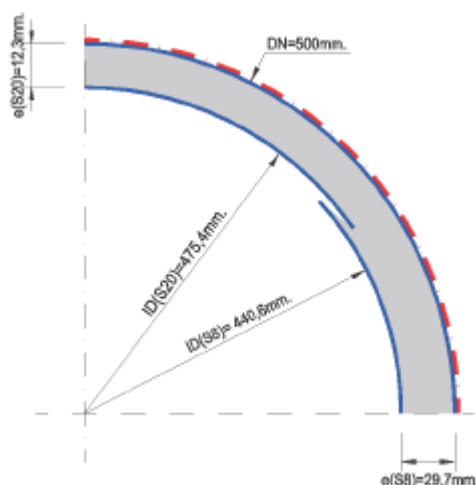


Ilustración 15.1. Designación de los diámetros de los tubos de PVC-U

Siguiendo con algunas definiciones de las tuberías encontramos que la relación de dimensiones estándar SDR , es la relación entre el diámetro nominal DN y el espesor nominal e . La serie S es un parámetro adimensional que permite clasificar los tubos y se define como la relación entre el radio medio teórico r_m y el espesor nominal e :

$$S = \frac{r_m}{e} \quad r_m = \frac{DN - e}{2}$$

Ambos ratios, SDR y S , se relacionan según la siguiente expresión:

$$S = \frac{SDR - 1}{2}$$

Por otro lado, la rigidez nominal SN , es un valor que coincide aproximadamente con la rigidez circunferencial específica a corto plazo (S_0) que representa la rigidez de la tubería a flexión transversal por unidad de longitud.

Los tubos de PVC-U destinados para el saneamiento en lámina libre se clasifican en función de su diámetro nominal *DN* y de su rigidez nominal *SN*. En cambio, como la rigidez nominal está relacionada con la serie *S*, y también con la relación *SDR*, el CEDEX clasifica las tuberías de PVC-U en función de las siguientes dimensiones:

Tabla 15.1. Diámetros normalizados de PVC-U

Diámetro (mm)		Ovalación (mm)	Espesor (mm)		
DN	Tol OD		SN 2	SN 4	SN 8
			SDR 51	SDR 41	SDR 34,4
			S 25	S20	S 16,7
110	0,3	2,64		3,2	3,2
125	0,3	3		3,2	3,7
160	0,4	3,84	3,2	4	4,7
200	0,5	4,8	3,9	4,9	5,9
250	0,5	6	4,9	6,2	7,3
315	0,6	7,56	6,2	7,7	9,2
355	0,7	8,52	7	8,7	10,4
400	0,7	9,6	7,9	9,8	11,7
450	0,8	10,8	8,8	11	13,1
500	0,9	12	9,8	12,3	14,6
630	1,1	15,12	12,3	15,4	18,4
710	1,2	17,04	13,9	17,4	
800	1,3	19,2	15,7	19,6	
900	1,5	21,6	17,6	22	
1000	1,6	24	19,6	24,5	

3 DESCRIPCIÓN DE LA RED DE SANEAMIENTO

Actualmente, en la Avinguda del Pantà existe una red unitaria de saneamiento que discurre por medio de toda la Avenida, de manera que las aguas negras y las pluviales se recogen y conducen por la misma red. La tubería que discurre por el centro de la Avenida es de hormigón de un diámetro de 350 mm con un grado de deterioro elevado. Por lo que, se propone realizar una reposición del colector utilizando una tubería de PVC-U de pared compacta, con juntas estancas y de diámetro nominal de 400 mm.

Para la recogida de pluviales, tan solo existen una serie de imbornales a lo largo de toda la Avenida que se conectan a la red unitaria de saneamiento. Se propone colocar nuevos imbornales que se conectarán a los pozos de registro instalados. Estos imbornales de recogida de las aguas pluviales serán sifónicos y prefabricados de polipropileno.

En los cruces y puntos singulares se dispondrán de pozos de registro prefabricados de hormigón, de planta circular de diámetro interior de 100 cm para los colectores de 400 mm. En el caso de encontrarnos con tramos rectos de una longitud considerable sin ningún cruce o punto singular, se dispondrá un pozo de registro cada 50 m.

Respecto a la zona interior del puerto, donde tenemos el muelle de servicios, que tenemos la presencia de algún edificio (Club Náutico y zona de vigilancia) se realizará el dimensionamiento mediante una red separativa. En el resto del puerto, al no tener ningún edificio, se realizará el vertido directo al mar desde el cantil por las propias pendientes del 2% que tendrá el pavimento de los muelles.

Para la recogida de pluviales del muelle de servicios, se dispondrán de dos sistemas de recogidas de aguas pluviales, por un lado, se realizará un vertido directo al mar como ocurre en el resto de puerto y, por otro lado, se recogerá el agua de las pluviales mediante unos imbornales de idénticas características que los dispuestos en la Avingua del Pantà para su posterior vertido al mar.

En estos colectores se emplearán los de PVC-U de pared compacta con juntas estancas de 315 mm de diámetro exterior de la serie S 20 para la red de recogida de aguas pluviales y para la recogida de las aguas residuales se empleará un colector de 200 mm de la serie S20 para el edificio de vigilancia y otro de 250 mm de la serie S20 para el edificio del Club Náutico. Los cálculos de estos diámetros se reflejan en los apartados siguientes.

Respecto a la canalización del saneamiento, se realizará una zanja de 90 centímetros de ancho a una profundidad de 90 centímetros desde la rasante del pavimento a la clave de la tubería. La tubería está embebida por hormigón en masa, HM-20, 10 cm por debajo de la clave inferior y 20 cm por arriba de la clave superior. Se colocará una capa de suelo seleccionado hasta llegar a la capa del paquete de firme.

Habrà que realizar un montaje de todas las canalizaciones de las instalaciones que discurrirán por el puerto y comprobar las interferencias entre ellas, ya que las separaciones mínimas que se recomiendan sean las indicadas en la *Tabla 98 (Liria, 1995)*:

Tabla 15.2. Separaciones mínimas entre servicios. (Liria, 1995)

Servicio	Planta (cm)	Alzado (cm)
Abastecimiento	100	100
Gas	50	50
Electricidad. Alta	30	30
Electricidad. Baja	20	20
Comunicaciones	30	30

De la misma manera que se dispuso en la Avinguda del Pantà, en los cruces y puntos singulares se dispondrán de pozos de registro prefabricados de hormigón, de planta circular de diámetro interior de 100 cm para los colectores de 400 mm. En el caso de encontrarnos con tramos rectos de una longitud considerable sin ningún cruce o punto singular, se dispondrá un pozo de registro cada 50 m.

En la zona de la gasolinera se propone colocar una rejilla longitudinal para recoger los posibles vertidos de hidrocarburos y no sean vertidos directamente al mar. Estos serán recogidos para ser depurados mediante un decantador de hidrocarburos y su vertido se realizará a la red de saneamiento.

4 CÁLCULO RED DE DRENAJE

Se realiza a continuación el cálculo de la red de drenaje para la zona del muelle de servicios de la remodelación del puerto de El Perelló.

Se considerarán dos periodos de retorno diferente, por un lado, tendremos un periodo de retorno de 2 años donde comprobaremos que la velocidad de circulación del agua es igual o superior a 0,9 m/s. De esta forma, aseguramos que en el colector tenga la suficiente velocidad para sea autolimpiable. Y, por otro lado, utilizaremos un periodo de retorno de 25 años donde comprobaremos que la velocidad de circulación del agua es inferior a 4 m/s, evitando los daños provocados por la erosión.

4.1 CÁLCULO DE CAUDALES

Para realizar el cálculo del caudal máximo que necesitamos desaguar por la acometida de aguas pluviales, como tenemos un área de la cuenca inferior a 50 km² y vamos a establecer un periodo de retorno máximo de 25 años, según establece la *Instrucción 5.2 IC: Drenaje superficial*, debemos emplear el Método Racional.

En él, el caudal máximo anual Q_T , correspondiente a un periodo de retorno T , se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

- Q_T es el caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno T .
- $I(T, t_c)$ es la intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno T , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración t_c de la cuenca.
- C es el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca.
- A es el área de la cuenca considerada.
- K_t es el coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación

4.1.1 Precipitación diaria máxima

La precipitación diaria máxima se va a obtener según lo indicado en la publicación "*Máximas luvias diarias en la España peninsular*" realiza por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento. El procedimiento es el siguiente:

- Mediante las isolíneas que se reflejan en los planos, se estima el coeficiente de variación C_v (de color rojo) y el valor medio de la precipitación diaria anual P (de color morado).

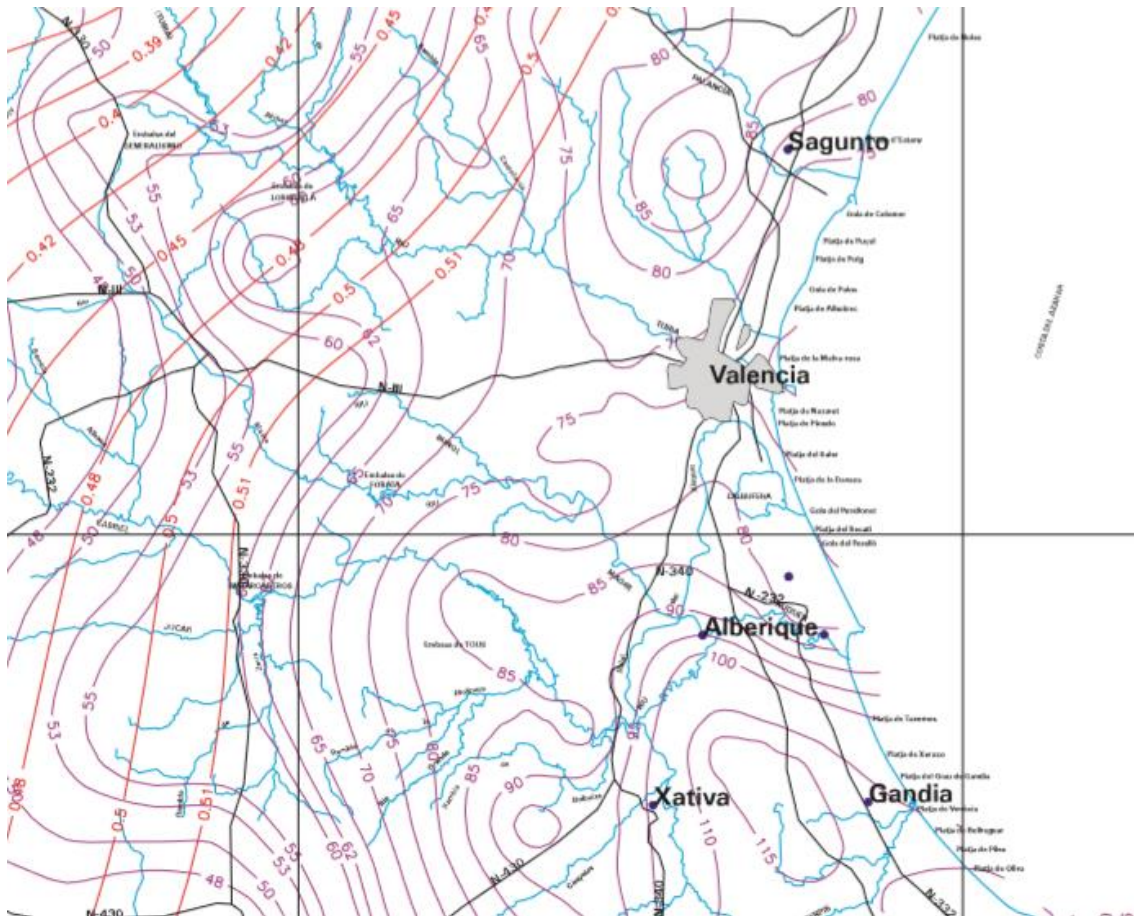


Ilustración 15.2. Isolíneas para obtener C_v y P . Plano 4-4. Fuente Ministerio de Fomento.

Como se puede observar en la anterior ilustración, para la zona de El Perelló, el valor del coeficiente de variación es de $C_v = 0,51$ y el valor de la precipitación diaria anual es de 75 mm/día.

- Para el periodo de retorno T y el valor C_v , se obtiene el factor de amplificación Y_T .

Para los periodos de retorno establecidos y el coeficiente de variación obtenido en el punto anterior, tenemos los siguientes factores de amplificación:

Tabla 15.3. Factor de amplificación Y_t .

C_v	$T = 2$ años	$T = 25$ años
0,51	0,883	2,068

- La precipitación diaria máxima para el periodo de retorno deseado, P_T , se multiplica el factor de amplificación por el valor medio de la máxima precipitación diaria anual.

$$P_{T,2} = Y_{T,2} \cdot P = 0,883 \cdot 75 = 66,225 \text{ mm/día}$$

$$P_{T,25} = Y_{T,25} \cdot P = 2,068 \cdot 75 = 155,1 \text{ mm/día}$$

4.1.2 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación $I(T, t)$ correspondiente a un periodo de retorno T , y a una duración de aguacero t , se obtiene de la siguiente fórmula:

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

Donde:

- I_d es la intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al periodo de retorno T
- F_{int} es el factor de intensidad

Intensidad media diaria de precipitación corregida

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

$$I_{d,i} = \frac{P_{T,i} \cdot K_A}{24}$$

Donde:

- $P_{T,i}$ es la precipitación diaria máxima correspondiente a un periodo de retorno T .
- K_A es el factor reductor de la precipitación por el área de la cuenca. Como el área de la cuenca es inferior a 1 km^2 , este valor es $K_A = 1$

Con estos datos, el valor de la intensidad media diaria para los dos periodos de retorno es:

$$I_{d,2} = \frac{66,225}{24} = 2,76 \text{ mm/h}$$

$$I_{d,2} = \frac{155,1}{24} = 6,46 \text{ mm/h}$$

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración t_c es 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. Se obtiene calculando el recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe, mediante la siguiente formulación:

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

Donde:

- L_c es la longitud del cauce. En nuestro caso, la distancia larga que podemos desaguar en el muelle de servicios hasta el punto de desagüe es de 0,09 km.
- J_c es la pendiente media del cauce. Se va a adoptar una pendiente del colector del 2%.

Por lo tanto, el tiempo de concentración es:

$$t_c = 0,3 \cdot L_c^{0,76} \cdot J_c^{-0,19} = 0,3 \cdot 0,09^{0,76} \cdot 0,02^{-0,19} = 0,10 \text{ h} = 6 \text{ min}$$

Vamos a suponer que el tiempo de concentración es de 10 min.

Factor de intensidad F_{int}

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de, por un lado, de la duración del aguacero t , y, por otro lado, del periodo de retorno T en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo en su comportamiento.

Se tomará el mayor de los valores obtenidos de entre los que se indica a continuación:

$$F_{int} = \max(F_a, F_b)$$

Donde:

- F_a es el factor obtenido a partir del índice de torrencialidad (I_1/I_d)
- F_b es el factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

a) F_a

$$F_a = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{3.5287 - 2.5287 \cdot t^{0.1}}$$

Según el mapa del índice de torrencialidad que aparece en la Instrucción 5.2, para nuestra zona de estudio tenemos un índice de 11, por lo que, el factor F_a es:

$$F_a = 29.74$$

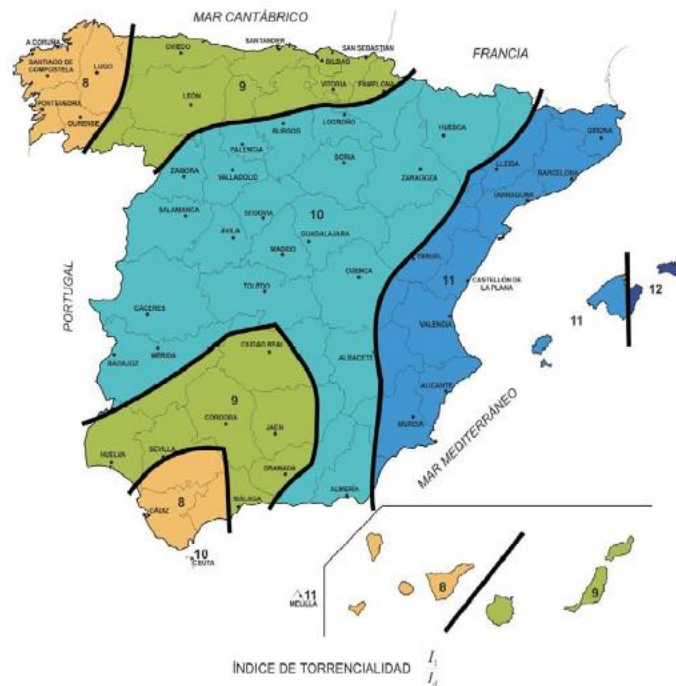


Ilustración 15.3. Mapa del índice de torrencialidad (I_1/I_d). Fuente Instrucción 5.2- IC, Drenaje superficial.

b) F_b

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

Donde:

- $I_{IDF}(T, t_c)$ es la intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno T y al tiempo de concentración t_c obtenido a través de las curvas IDF del pluviógrafo.
- $I_{IDF}(T, 24)$ es la intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno T y a un tiempo de aguacero igual a 24 horas, obtenido a través de curvas IDF.
- k_b es el factor que tiene en cuenta la relación entre la intensidad máxima anual en un periodo de 24 horas y la intensidad máxima anual diaria. Se toma como valor 1,13, según establece la Instrucción.

Para la obtención de las curvas IDF se ha extraído la información del estudio realizado por Moncho, R., Belda, F. y Caselles, V. (2008), "Estudio climático del exponente "n" de las curvas IDF: aplicación para la Península Ibérica". Se utilizan las curvas IDF de Valencia como representativas de nuestra zona de estudio debido a su proximidad.

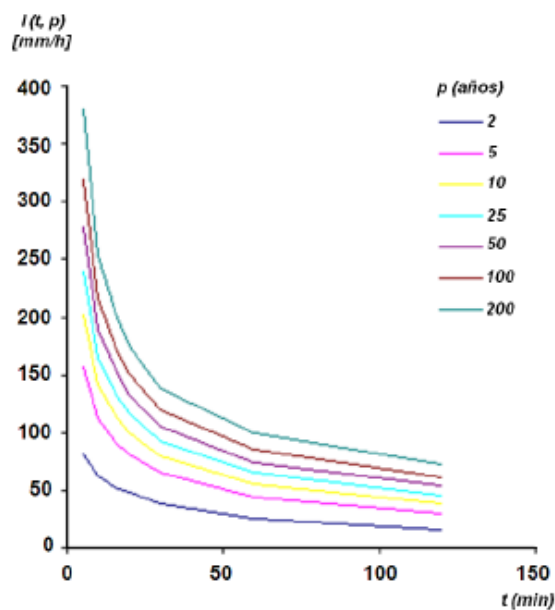


Ilustración 15.5. Curvas IDF de Valencia.

Duración (minutos)	p, Período de retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
5	81	124	156	202	239	278	319	380
10	63	91	112	141	165	189	216	253
15	53	76	93	117	135	156	177	206
20	48	67	81	100	117	133	151	175
30	39	54	65	80	93	105	119	138
60	25.3	36.2	44.3	55.7	65	74.4	84.8	99.6
120	16.2	24.3	30.4	39	45.9	53.7	61.5	72.9
180	12.6	19.3	24.3	31.5	37.4	43.6	50.2	59.6
360	8.2	12.8	16.4	21.4	25.3	29.8	34.5	40.8
720	5	7.7	9.8	12.8	15.2	17.8	20.6	24.5

Ilustración 15.4. Datos IDF de Valencia.

Con estos datos, obtenemos los siguientes valores del factor F_b :

$$F_{b,2} = 1,13 \cdot \frac{63}{2,4} = 29,66$$

$$F_{b,25} = 1,13 \cdot \frac{141}{8,2} = 19,43$$

El factor de intensidad para nuestra zona de estudio será:

$$F_{int,2} = \max(29,74; 29,66) = 29,74$$

$$F_{int,25} = \max(29,74; 19,43) = 29,74$$

Y la intensidad de precipitación para los dos periodos de retorno considerados es de:

$$I_{2,10} = 2,76 \cdot 29,74 = 82,07 \text{ mm/h}$$

$$I_{25,10} = 6,46 \cdot 29,74 = 82,07 \text{ mm/h}$$

4.1.3 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C , define la parte de la precipitación de intensidad $I(T,tc)$ que genera el caudal de avenida en el punto de desagüe de la cuenca. Se define mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Si } P_d \cdot K_A > p_0 \quad C &= \frac{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1\right) \left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23\right)}{\left(\frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11\right)^2} \\ \text{Si } P_d \cdot K_A \leq p_0 \quad C &= 0 \end{aligned}$$

Donde:

- P_d es la precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno T .
- K_A es el factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.
- P_0 es el umbral de escorrentía.

El umbral de escorrentía viene definido por la siguiente expresión:

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

Según las tablas que proporciona la Instrucción, para un uso del suelo portuario, tenemos un valor inicial del umbral de escorrentía de 1 mm.

El coeficiente corrector del umbral de escorrentía viene definido mediante la siguiente expresión:

$$\beta^{PM} = \beta_m \cdot F_T$$

El Perelló se encuentra en la región 822, según se establece en la *figura 2.9* de la Instrucción y con ella, podemos obtener los siguientes valores para el coeficiente corrector del umbral de escorrentía.

Región	Valor medio, β_m	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Periodo de retorno T (años), F_T				
		50% Δ_{50}	67% Δ_{67}	90% Δ_{90}	2	5	25	100	500
81	1,30	0,25	0,35	0,60	0,76	0,90	1,14	1,34	1,58
821	1,30	0,35	0,50	0,85	0,82	0,91	1,07	-	-
822	2,40	0,25	0,35	0,60	0,70	0,86	1,16	-	-

Ilustración 15.6. coeficiente corrector del umbral de escorrentía. Fuente Instrucción 5.2-IC Drenaje superficial.

$$\beta_2^{PM} = 2,40 \cdot 0,70 = 1,68$$

$$\beta_{25}^{PM} = 2,40 \cdot 1,16 = 2,78$$

Y el umbral de escorrentía para los diferentes periodos de retorno es de:

$$P_{0,2} = 1 \cdot 1,68 = 1,68 \text{ mm}$$

$$P_{0,25} = 1 \cdot 2,78 = 2,78 \text{ mm}$$

Con estos datos, el coeficiente de escorrentía es:

$$C_2 = 0,94 \qquad C_{25} = 0,97$$

4.1.4 Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación

El coeficiente K_t tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación y se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14} = 1,0075$$

4.1.5 Resultado

Con todos los datos establecidos en los apartados anteriores, el caudal Q de nuestra zona de estudio para los periodos de retorno considerados y un área de $0,001283 \text{ km}^2$ es de:

$$Q_{t=2} = \frac{82,07 \cdot 0,94 \cdot 1,0075 \cdot 0,001283}{3,6} = 0,028 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{t=25} = \frac{192,21 \cdot 0,97 \cdot 1,0075 \cdot 0,001283}{3,6} = 0,067 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2 CÁLCULO HIDRÁULICO

Para el cálculo hidráulico de los colectores de pluviales se emplea la fórmula de Manning, que permite el cálculo de la velocidad de circulación del agua dentro del colector empleando la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

Donde:

- V es la velocidad del colector.
- R_H es el radio hidráulico, que es la sección que ocupa el agua dividido entre el perímetro mojado. En el caso de secciones circulares, el radio hidráulico se calcula como $D/4$, siendo D el diámetro interior de la sección.
- i es la pendiente del colector
- n es el valor del coeficiente de Manning, en el caso de tuberías de PVC, $n = 0,01$

En el caso de colectores circulares, el diámetro necesario para evacuar el caudal de diseño Q_d (m^3/s) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$D_d = 1,548 \cdot \left(\frac{n \cdot Q_d}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

- Q_d es el caudal de diseño
- i es la pendiente del tramo
- n es el coeficiente de Manning

Finalmente, se colocará el diámetro de la tubería normalizada inmediatamente superior al obtenido mediante la ecuación anterior.

4.2.1 Comprobación de la velocidad

Recordando lo establecido al inicio del apartado 3, es necesario realizar la comprobación de las velocidades de circulación dentro de los colectores para asegurarnos que sea autolimpiable, con velocidades superiores a 0,9 m/s, y que evitemos velocidades excesivas que provoquen daños por erosión, con velocidades inferiores a 4 m/s.

Para el cálculo de estas velocidades en conductos circulares, con las hipótesis de flujo uniforme y haciendo uso de la ecuación de pérdida de energía de Manning, la velocidad correspondiente a un determinado caudal se obtiene como:

$$V = \frac{8 \cdot Q}{D^2 \cdot (\theta - \sin\theta)}$$

Donde:

- θ : ángulo en radianes de la superficie mojada, que se obtiene resolviendo mediante algún método iterativo la ecuación:

$$(\theta - \sin\theta)^5 - \theta^2 \cdot \frac{8192}{D^8} \cdot \left(\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} \right)^3 = 0$$

Los resultados fueron los que se reflejan en la siguiente tabla:

Tabla 15.4. Dimensionamiento red de aguas pluviales.

Periodo de retorno	Caudal (l/s)	Pdte	Coef. Manning	D requerido (mm)	DN (mm)	DI (mm)	θ (rad)	V (m/s)
T = 2 años	27,8	0,02	0,01	149,57	315	299,6	2,175	1,83
T = 25 años	66.79	0,02	0,01	236,61	315	299,6	3,22	1,80

5 CÁLCULO RED DE RESIDUALES

Para el dimensionamiento del colector de la red de residuales, emplearemos la misma formulación que la que hemos utilizado para red de pluviales.

En este apartado únicamente diseñaremos el colector de recogida de las aguas edificaciones existentes en el puerto, el Club Náutico y la zona de vigilancia. Esta recogida se conectará a la red de saneamiento unitaria existente en la Avingua del Pantà.

A falta de datos más precisos, se asume que existirá un consumo medio para el edificio del Club Náutico es de 300 l/día y que para el edificio de vigilancia es de 50 l/día. En el supuesto de realizar el Proyecto, habrá que comprobar realmente cual es el consumo que demandan estos edificios.

5.1 CÁLCULO HIDRÁULICO

Debido a los picos que se producen en la época estival, es necesario realizar el cálculo hidráulico del colector con un caudal punta, en vez del caudal estimado anteriormente. Para el cálculo del caudal punta emplearemos la siguiente expresión:

$$Q_P = Q_{med} \cdot \left(1,15 + \frac{2,575}{Q_{med}^{0,25}} \right)$$

Por lo tanto, para una tubería de PVC, con un número de Manning de 0,01 y una pendiente del 2%, los diámetros requeridos para que cumpla con la velocidad de circulación del agua son:

Tabla 15.5. Dimensionamiento de la red de residuales.

Edificio	Q _{med} (l/día)	Q _P (l/día)	D (mm)	DN (mm)	DI (mm)	θ (rad)	V (m ² /s)
Club Náutico	300	530,62	224	250	237,6	2,968	2,07
Vigilancia	100	196,43	133,5	160	152	2,784	1,46

6 DEPURACIÓN DE HIDROCARBUROS

Por último, tal y como se había mencionado en la descripción de la red, en la zona de la gasolinera se dispondrá una rejilla longitudinal para recoger los posibles vertidos de hidrocarburos. Estos vertidos irán directos a un decantador para filtrarlos y poder conectarse con la red de saneamiento unitaria de la Avinguda del Pantà. El separador de hidrocarburos que se instalará tendrá una capacidad de 1000 litros

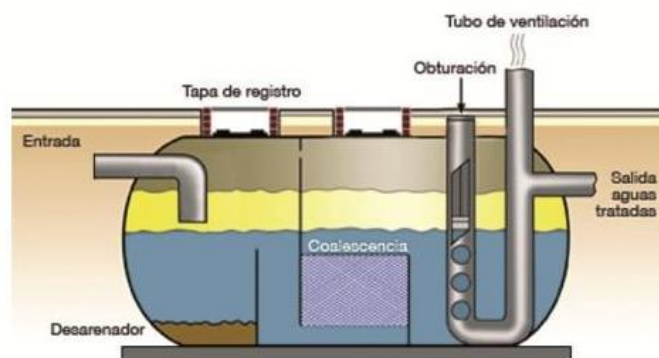


Ilustración 15.7. Separador de hidrocarburos. Fuente Depósitos para líquidos

6.1 CÁLCULO DE LA RED

La red de recogida de los hidrocarburos, además, recogerá una superficie de 315 m² procedente de las aguas pluviales. Por lo tanto, aplicando la metodología de cálculo descrita en los apartados anteriores, tenemos el siguiente diámetro y la comprobación de la velocidad de circulación para los periodos de tiempo establecidos:

Tabla 15.6. Dimensionamiento red de depuración de hidrocarburos

Periodo de retorno	Caudal (l/s)	Pdte	Coef. Manning	D requerido (mm)	DN (mm)	DI (mm)	θ (rad)	V (m/s)
T = 2 años	6,83	0,02	0,01	88,33	160	152	2,448	1,31
T = 25 años	16,40	0,02	0,01	139,74	160	152	3,862	1,26

