

ANEJO 10 .RED DE SANEAMIENTO Y ALCANTARILLADO.

Proyecto de ampliación del Puerto Deportivo del Perelló (T.M.
Sueca). Servicios.

INDICE:

1.INTRODUCCIÓN.

2. CAUDAL DE CALCULO.

3. RED DE AGUAS PLUVIALES.

3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS.

3.2. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE AGUAS PLUVIALES.

3.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA RED.

4. RED DE AGUAS RESIDUALES.

4.1. AGUAS RESIDUALES DE LOS EDIFICIOS.

4.2. AGUAS RESIDUALES DE LAS EMBARCACIONES.

4.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA RED.

1. INTRODUCCIÓN.

En este anejo se muestra el diseño y dimensionamiento de la red de saneamiento y alcantarillado del Puerto Deportivo El Perelló.

El diseño debe asegurar tres funciones, la sanitarias, es decir, evacuar las aguas residuales para evitar problemas de salubridad a la población, anti- inundación, evacuar las aguas pluviales en episodios de lluvia y anti – contaminación, para evitar durante episodios de lluvia vertidos de aguas con alta carga contaminante al medio receptor.

Se tendrán en cuenta las condiciones recogidas en las correspondientes Normas Tecnológicas de la Edificación – Instalaciones de salubridad-alcantarillado. (NTE-ISA).

Se adopta un sistema de red separativa, que utiliza dos redes independientes, una para aguas pluviales y otra para aguas residuales exclusivamente, ya que este tipo de red es más adecuado en:

- Zonas con edificabilidad inferior a 1m³/m²
- Zonas contiguas a riberas de los ríos o mares.

En el cálculo de la red de saneamiento vamos a considerar 4 tipos de aguas:

- La evacuación de las aguas residuales de los edificios
- La evacuación de las aguas residuales de las embarcaciones
- La evacuación de las aguas pluviales de los edificios
- La evacuación de las aguas pluviales de la zona terrestre

En general las aguas pluviales serán recogidas por las tuberías de cada cuenca hasta las dársenas del puerto, excepto en la zona de talleres y varada, que será recogida y conectada a la red de aguas residuales, ya que por la naturaleza de sus actividades, se considera que drenar esta superficie podría provocar vertidos de sustancias contaminantes.

Material utilizado:

Se emplearán colectores de PVC, que discurren en zanja bajo los viales, ya que pese a que sus prestaciones mecánicas son inferiores que las de hormigón, conseguimos las siguientes ventajas:

- Estanqueidad.
- Facilidad y rapidez en el montaje.
- Puesta en marcha inmediata después de la instalación.
- Facilita las reparaciones en obra vieja.

- Menor coste final de la obra terminada.
- Superficie interna perfectamente lisa, lo que se traduce en la inexistencia de incrustaciones y una mayor capacidad para trasegar caudales.
- La junta elástica permite la absorción de las contracciones y dilataciones del tubo.

El PPTG para Tuberías de saneamiento exige una rigidez anular mínima de 3.9KN/m^2 por tanto, como mínimo seleccionar tubos de PVC-U con rigidez nominal SN 4. En estos tubos, el diámetro nominal se corresponde con el diámetro exterior. El diámetro a utilizar en los cálculos hidráulicos es el diámetro interior, que se consultará en catálogos comerciales.

Vamos a utilizar los diámetros normalizados siguientes :
110mm,125mm,160mm, 200mm, 250mm.

Diámetro nominal (mm)	Espesor r (mm)	Diámetro interior (mm)
110	6,4	103,6
125	6,4	118,6
160	4,0	152,0
200	4,9	190,2
250	6,2	237,6

La característica más importante del perfil de un colector es la pendiente. La pendiente elegida debe producir unas velocidades tales que aseguren:

- Capacidad autolimpiante: la velocidad del agua ha de ser suficiente para impedir la deposición de sólidos. Al ser una red separativa tenemos:
 - Colectores que conducen exclusivamente aguas residuales, cuya velocidad mínima debe ser de 0.6 m/s
 - Colectores de agua pluvial, la velocidad de circulación del caudal de agua asociado al chubasco cuyo período de retorno es de 2 años debe ser igual o superior a 0.9 m/s.

- Evitar la erosión. La velocidad máxima es de 4 m/s cuando el caudal que circula por la conducción corresponde al chubasco cuyo período de retorno es el de diseño del colector.

Se tomará un período de retorno de diseño de 25 años, que es el período de retorno de diseño habitual en estos casos, ya que no existe ninguna normativa de uso general aplicable al respecto.

Los colectores irán alojados en zanjas de 1 metro de anchura. La distancia mínima entre la superficie y la clave del colector será de 1,2 m. Se colocarán sobre un lecho de arena de 15 cm de espesor. El relleno de la zanja se compactará como mínimo al 95% del ensayo Proctor Modificado.

2. CAUDAL DE CALCULO.

Para el cálculo hidráulico de colectores utilizamos la fórmula de Manning, que permite el cálculo de la velocidad de un colector funcionando a sección llena mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Siendo:

R: Radio hidráulico en metros (Sección ocupada por el agua/Perímetro mojado). Para conductos circulares su valor es D/4, siendo D el diámetro del conducto.

i: Pendiente del colector en m/m

n: Coeficiente de Manning, cuyo valor para conductos de PVC es de n=0'01

En el caso de colectores circulares, el diámetro (m) necesario para evacuar el caudal Q (m³/s) se obtiene mediante la expresión:

$$D = 1.548 \left(\frac{nQ}{i^{\frac{1}{2}}} \right)^{3/8}$$

El caudal a utilizar para la obtención del diámetro necesario será:

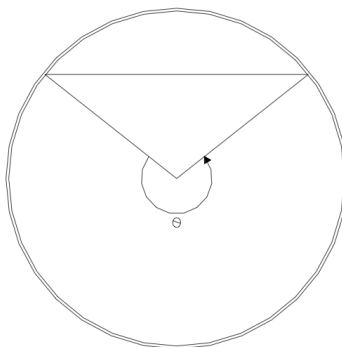
- Para la red de aguas pluviales: El del chubasco correspondiente al período de retorno de diseño de la red.
- Para la red de aguas residuales: El caudal punta de aguas residuales.

El diámetro elegido finalmente será el normalizado inmediatamente superior o mayor.

Como ya se indico anteriormente, deben comprobarse que las velocidades del agua en el colector estén dentro de los rangos descritos anteriormente por erosión y por sedimentación, lo que exige poder conocer la velocidad en función del caudal a desaguar. Para obtener dicha velocidad en función del caudal se resuelven las siguientes ecuaciones:

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

Siendo θ el ángulo de la superficie mojada expresado en radianes:



3. RED DE AGUAS PLUVIALES.

3.1. Descripción de los elementos.

Se adopta un sistema de red separativa para zonas contiguas a las riberas de los ríos o mares.

La recogida de aguas pluviales en la zonas en las que no se vierte el agua directamente al mar, se realizará mediante cunetas de hormigón, situados éstos junto a las zonas peatonales, que se entroncarán con imbornales situados a ambos lados de las calzadas de los viales del puerto. Finalmente los imbornales se conectarán con los colectores en pozos de registro. También se colocarán pozos de registro en los cambios de dirección o pendiente de los colectores, así como en los puntos singulares del trazado y, en cualquier caso, siempre a distancias menores de 50 metros. Este sistema para la evacuación de aguas pluviales, a base de imbornales, es de una elevada eficacia y proporciona buenos resultados en zonas abiertas.

En cada uno de los edificios ubicados en las instalaciones se dispondrá el clásico sistema de evacuación formado por canalones y bajantes. Al pie de cada bajante se dispondrá una arqueta que se conectará con la conducción de la red bajo el nivel del suelo.

El agua pluvial de la zona terrestre verterá por gravedad a los imbornales instalados en los viales y la que no sea recogida por éstos será vertida mediante gravedad directamente al mar, gracias a la pendiente del 1% con la que se ha dotado a las distintas superficies. Las zonas situadas en las proximidades de los muelles carecen de red de recogida de agua, ya que la pendiente impuesta del 1% hace que el agua vierta directamente hacia el mar.

Los pantalanes disponen de una pendiente transversal necesaria para que el agua evacue directamente al mar.

3.2. Estimación del caudal de aguas pluviales.

Para la obtención de los caudales de aguas pluviales a evacuar se utilizará el Método Racional Modificado. La expresión es la siguiente:

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

Siendo:

C: Coeficiente de escorrentía o relación entre el agua no retenida por el terreno y el agua de lluvia.

I: Intensidad uniforme en mm/h.

A: Superficie de la cuenca en km².

K: Coeficiente que permite tener en cuenta la no uniformidad de la lluvia.

Para el cálculo se partirá de las precipitaciones máximas diarias con períodos de retorno de 2 y 25 años. Estimando unos valores de:

$$Pd (25) = 160\text{m/día.}$$

$$Pd (2) = 40\text{m/día.}$$

El valor de P_o depende de las características de la superficie, por tanto, como nosotros contamos con superficie hormigonada tanto en la zona de talleres de 390,2 m², como en la zona de gasolinera de 421,32 y el resto es de adoquines 2684,58 m², por tanto:

$$P_o = 4 \text{ mm.}$$

$$P_o = 6 \text{ mm}$$

Contaremos por tanto, con un valor de P_o ponderado en función del área de cada tipo de superficie.

$$P_o = 4,46 \text{ mm}$$

El valor del coeficiente de escorrentía varía con las características de la superficie sobre la que llueve y la cantidad de lluvia caída. Se puede estimar mediante la siguiente expresión:

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

Para las precipitaciones máximas diarias con período de retorno de 2 y 25 años y el encharcamiento considerado, se obtienen unos valores del coeficiente de escorrentía de:

$$C (25) = 0.934$$

$$C (2) = 0.6388$$

Para calcular el valor de I se utiliza la expresión:

$$I_t = I_d * \left(\frac{I_t}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1} - D^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

Siendo:

- It (mm/h): Intensidad media correspondiente al intervalo de duración TC horas.
- Id (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación correspondiente al período de retorno considerado. Es igual a Pd /24.
- Pd (mm/día): Precipitación total diaria correspondiente al período de retorno considerado.
- I1 / Id: Cociente entre la intensidad horaria y la diaria, independiente del período de retorno. Para la zona mediterránea puede tomarse un valor de 11.

Para la utilización de la expresión siguiente, es necesario conocer el tiempo de concentración Tc que hace máximo el caudal. Para zonas urbanizadas, donde el agua circula más rápidamente por los colectores que sobre el terreno, el cálculo del tiempo de concentración en minutos se realiza mediante la siguiente expresión, se elegirá el mayor de todos los recorridos posibles:

$$T_c = \left(\frac{L_o}{V_o} + 1,2 * \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i} \right) * \frac{1}{60}$$

Siendo:

- n: Número de tramos de colector situados aguas arriba del punto de desagüe
- Li: Longitud de cada tramo de colector en metros
- Vi: Velocidad de cada tramo de colector en m/s, calculada con la hipótesis de flujo uniforme y a sección llena
- L0: Longitud en metros desde el punto más alejado de la cuenca hasta el arranque del primer colector
- V0: Velocidad en superficie en m/s. Puede aproximarse por la mitad de la velocidad del primer colector.

El coeficiente de mayoración de 1.2 se ha introducido para considerar el hecho de que los colectores no circulan durante todo el hidrograma a sección llena.

Para evitar la consideración de chubasco de corta duración y gran intensidad, que no llegan a provocar que el agua corra sobre la superficie, el valor mínimo del tiempo de

retención que debe considerarse es de 10 minutos, por lo que $T_c > 10$ minutos.

Como hipótesis, se considerará en todos los cálculos que el tiempo de concentración es menor de 10 minutos, por lo que el valor a considerar es $T_c = 10$ minutos. Una vez realizados los cálculos y obtenidas las velocidades se comprobará que la hipótesis adoptada es correcta.

Así, tras estas suposiciones, las intensidades de lluvia correspondientes a períodos de retorno de 2 y 25 años son las siguientes:

$$I(25) = 173,5 \text{ mm/h.}$$

$$I(2) = 74,357 \text{ mm/h.}$$

El valor del coeficiente de punta K se obtiene de la siguiente expresión, donde T_c está expresado en horas:

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

Teniendo en cuenta las hipótesis realizadas acerca del valor del tiempo de concentración, tenemos que el factor de punta adopta un valor de:

$$K = 1,0075$$

Así pues, las expresiones que dan los caudales correspondientes a los chubascos con período de retorno de 2 y 25 años, en l/s, y en función del área de la cuenca vertiente, en Ha, quedan de la siguiente manera:

$$Q_{25} = 0,045351 \cdot A$$

$$Q_2 = 0,0132932 \cdot A$$

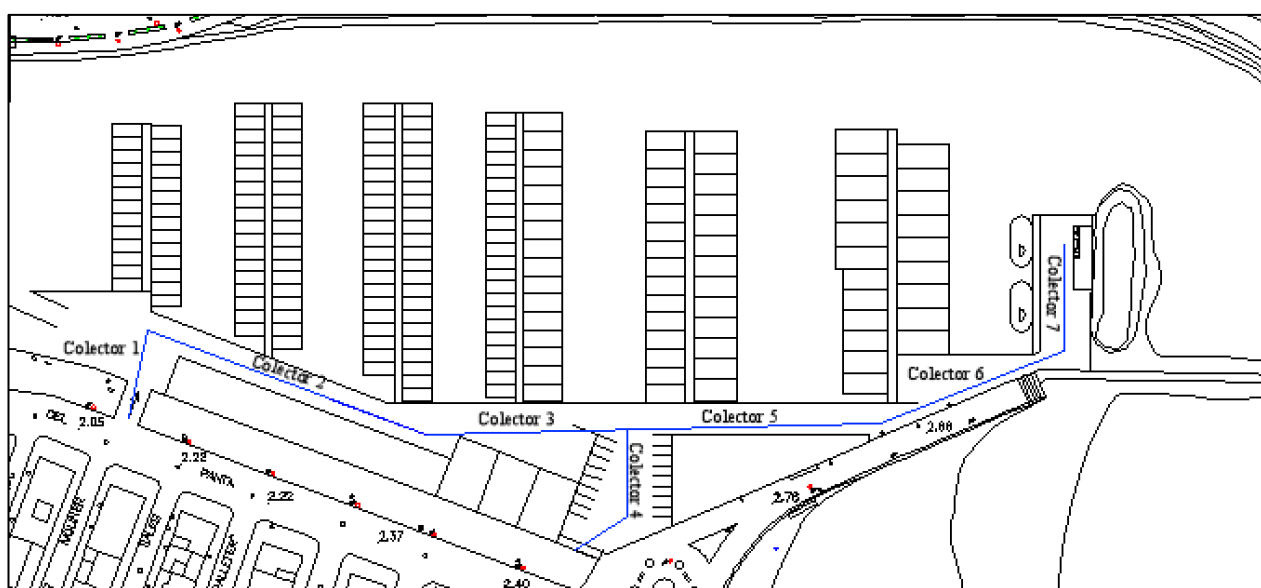
3.3. Dimensionamiento de la red.

El proceso de cálculo del caudal a evacuar en el punto de una cuenca, tras efectuar la caracterización estadística de la lluvia y fijar el periodo de retorno de diseño de la red de alcantarillado, exige seguir los siguientes pasos:

1. Obtención de los datos físicos de la cuenca: A , P_0 y su topografía.
2. Calcular el coeficiente de escorrentía C .
3. Calcular el tiempo de concentración T_c y comprobar que es < 10 min.
4. Calcular la intensidad de chubasco más desfavorable I .
5. Calcular el coeficiente de punta K
6. Calcular el caudal a evacuar.

7. Seleccionar la pendiente.
8. Obtención del diámetro mínimo necesario.
9. Fijación del diámetro al valor normalizado inmediatamente superior al necesario.
10. Cálculo de la velocidad en el colector.
11. Comprobar si el colector elegido es capaz de evacuar dicho caudal y si la velocidad del agua cumple las restricciones expuestas anteriormente.
12. Realizar el mismo proceso para ambos periodos, de 2 y 25 años.

A continuación se muestra un esquema que muestra la identificación de los colectores:



Colector nº	1	2	3
Área (m2)	302,55	596,44	571,89
Q25 (l/s)	13,72	27,05	25,94
C - Coeficiente de escorrentía	0,934	0,934	0,934
I - intensidad uniforme en mm/h	173,5	173,5	173,5
K - Coeficiente no uniformidad	1,0075	1,0075	1,0075
Pendiente i (m/m)	0,6	0,5	0,6
Coef. de rugosidad de Manning	0,01	0,01	0,01
Φ necesario (mm)	80,89	107,96	102,70
Φ interior (mm)	103,6	118,6	118,6
Diámetro normalizado (mm)	110	125	125
Sección	0,0095	0,0123	0,0123
V25 (m/s)	1,44	2,20	2,11
Longitud (m)	21	69,4	46,58
Tc (min)	0,291	0,630	0,441
Q2 (l/s)	4,02	7,93	7,60
C - Coeficiente de escorrentía	0,6388	0,6388	0,6388
I - intensidad uniforme en mm/h	74,357	74,357	74,357
K - Coeficiente no uniformidad	1,0075	1,0075	1,0075

Colector nº	4	5	6	7
Area (m2)	507,93	443,39	426,05	397,99
Q25 (l/s)	23,04	20,11	19,32	18,05
C - Coeficiente de escorrentía	0,934	0,934	0,934	0,934
I - intensidad uniforme en mm/h	173,5	173,5	173,5	173,5
K - Coeficiente no uniformidad	1,0075	1,0075	1,0075	1,0075
Pendiente i (m/m)	0,6	0,5	0,5	0,5
Coef. de rugosidad de Manning	0,01	0,01	0,01	0,01
Φ necesario (mm)	98,23	96,60	95,17	92,77
Φ interior (mm)	103,6	103,6	103,6	103,6
Diámetro normalizado (mm)	110	110	110	110
Sección	0,0095	0,0095	0,0095	0,0095
V25 (m/s)	2,42	2,12	2,03	1,90
Longitud (m)	34,32	19,17	45,3	25
Tc (min)	0,283	0,181	0,446	0,263
Q2 (l/s)	6,75	5,89	5,66	5,29
C - Coeficiente de escorrentía	0,6388	0,6388	0,6388	0,6388
I - intensidad uniforme en mm/h	74,357	74,357	74,357	74,357
K - Coeficiente no uniformidad	1,0075	1,0075	1,0075	1,0075

4. RED DE AGUAS RESIDUALES.

La red de saneamiento tiene por objeto la evacuación de las aguas residuales, las cuales pueden provenir de los edificios o de las embarcaciones.

4.1. Aguas residuales de los edificios.

La estimación del caudal medio de aguas residuales viene directamente dada por el consumo de agua potable. Este caudal medio no es aplicable directamente al diseño de la red de saneamiento, puesto que se debe diseñar para el caudal máximo instantáneo. No puede utilizarse el caudal punta de agua potable puesto que al estar funcionando la red de saneamiento en lámina libre se produce una laminación que disminuye dicho caudal punta.

A falta de datos conocidos, puede utilizarse para la estimación del caudal punto de aguas residuales la siguiente expresión, que toma como dato el caudal medio de aguas residuales considerado en m³/h:

$$Q_{max} = Q_{med} * \left(1.15 + \frac{2.575}{Q_{med}^{0.25}} \right)$$

Siendo Q máx. el caudal punta de aguas residuales en m³/h.

Como se ha mencionado con anterioridad, la estimación del caudal medio de aguas residuales vendrá dada directamente por los consumos de agua potable, que son los siguientes:

USO	Q_{med} (l/s)
Club Social	10
Capitanía	3
Taller	5
Marina seca	3
Estación de combustible	1

4.2. Aguas residuales de las embarcaciones.

La principal producción de aguas residuales proviene de los sólidos decantados.

Para solucionar el problema de la posibilidad de decantación de sólidos, se deben tener presentes algunas medidas, entre ellas están:

- A. Disponer una red de saneamiento a lo largo de los muelles con el fin de poderla conectar con tomas flexibles a los barcos.

B. Instalación de servicios químicos en las embarcaciones deportivas.

C. Mediante medidas especiales que eviten el problema:

- a. Prohibiendo vertidos al agua de sólidos y líquidos.
- b. Disponiendo en la zona terrestre, los servicios necesarios para cubrir las necesidades. Además, se repartirán papeleras con sacos intercambiables cada 30 metros, cumpliendo lo exigido en el Reglamento (artículo 5.7).

Se opta por la solución C, más económica que las demás, y se recomienda a los propietarios que dispongan la instalación de servicios químicos en aquellas embarcaciones susceptibles de ello.

4.3. Dimensionamiento de la red.



El proceso de cálculo seguido para cada colector es el siguiente:

- Obtención del caudal punta de aguas residuales.
- Selección de la pendiente.
- Obtención del diámetro mínimo necesario.
- Fijación del diámetro al valor normalizado inmediatamente superior al necesario.
- Cálculo de la velocidad en el colector con el caudal punta. Comprobación de velocidad máxima, $V < 4 \text{ m/s}$.
- Comprobación de velocidad mínima, $V > 0.6 \text{ m/s}$.

Los caudales punta son:

Colector	Caudal (l/s)	Caudal (m3/h)	Q punta (m3/h)
Club Social	10	36	79,244
Capitanía	3	10,8	27,76
Taller	5	18	43,2
Marina seca	3	10,8	27,76
Estación de combustible	1	3,6	10,87

Para el correcto funcionamiento de la red se realizarán los bombeos necesarios para impulsar el agua hasta la acometida de la red general. Además se construirán los correspondientes pozos de bombeo donde se alojarán las bombas que sean necesarias y con la potencia suficiente para el óptimo funcionamiento de las instalaciones descritas.

Colector nº	1	2	3
Q med. (l/s)	3	18	1
Q máx. (l/s)	9,32	43,2	3,725
Pendiente i (mm)	0,01	0,005	0,01
Φ necesario (mm)	113,06	228,83	80,16
Φ interior (mm)	118,6	237,6	83,6
Diámetro normalizado (mm)	125	250	90
Sección	0,012	0,049	0,006
Velocidad (m/s)	0,76	0,88	0,65