

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y DE SANEAMIENTO

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Contenido

1.	RED DE PLUVIALES.....	3
1.1.	Introducción.	3
1.2.	Aspectos generales.....	4
1.2.1.	Trazado.....	4
1.2.2.	Perfil.	4
1.2.3.	Tipos de tuberías a emplear.	5
1.3.	Dimensionamiento de la red.....	5
1.3.1.	Fórmulas utilizadas para el cálculo.	5
2	RED DE SANEAMIENTO.	13
2.1	Introducción.	13
2.2	Aspectos generales.....	14
2.2.1	Trazado.....	14
2.2.2	Perfil.	14
2.2.3	Tipos de tuberías a emplear.....	15
2.3	Dimensionamiento de la red.....	15

1. RED DE PLUVIALES.

1.1. Introducción.

En el presente anejo se dimensionará la red de alcantarillado de la zona del Real Club Náutico del Puerto de Denia.

Para ello, nos hemos basado en un programa del Ayuntamiento de Valencia que se ha desarrollado con profesores de la Universidad Politécnica de Valencia, llamado Valencia.exe. Es versión MSDOS y permite la implementación informática de los Cálculos Hidráulicos e hidrológicos para el diseño de una Red Secundaria de Saneamiento. Este programa se ha realizado para la ciudad de Valencia pero podemos adaptarlo para Denia ya que las condiciones climatológicas son bastante similares.

Hipótesis básicas adoptadas en cuanto a los cálculos hidrológicos:

- El Coeficiente de Escorrentía se considerará constante para cada tipo de suelo.

Tipo de agrupación de superficie	C
Grandes áreas pavimentadas	0.95
Áreas urbanas	0.85
Áreas residenciales	0.50
Áreas no pavimentadas	0.20

Coeficiente de escorrentía según los tipos de superficie para un periodo de retorno de 25 años. Fuente : Normativa de Elementos de Saneamiento (NESCOV,2003).

- La intensidad de lluvia se considerará uniforme en el tiempo y en el espacio, en toda la extensión de la cuenca acumulada de cada tramo.
- El cálculo de la intensidad de lluvia de diseño se efectuará en base a curvas I.D.F. para una duración del chubasco igual al Tiempo de Concentración de la cuenca acumulada de cada tramo. El Periodo de Retorno aplicable en el diseño de colectores en la ciudad de Valencia es de T=25 años.
- Cada tramo de colector se diseñará considerando toda la cuenca vertiente en el punto final del mismo.
- Solo es aplicable en redes con un Tiempo de Concentración menor o igual a 40 minutos (Redes Secundarias de Saneamiento).
- Para el cálculo se emplea en Método Racional para obtener los caudales de diseño.

Hipótesis básicas adoptadas en cuanto a los cálculos hidráulicos:

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

- Puesto que el flujo en los conductos se calcula en Régimen Uniforme, se deberá prestar especial atención a los diseños de perfil longitudinal con bruscas variaciones. Utiliza como ecuación de pérdidas de energía la fórmula de Manning.
- Se deberá diseñar el perfil longitudinal de forma que la línea de energía se mantenga constante (o con pendiente positiva) entre dos tramos con el fin de evitar remansos aguas arriba.

1.2. Aspectos generales.

1.2.1. Trazado.

El trazado en planta está formado por colectores, el tamaño de los cuales irá ligado intrínsecamente a la cantidad potencial de agua que ha de pasar por él. Se denominan colectores principales o primarios a aquellas conducciones que tienen la misión principal de transportar las aguas residuales o pluviales, mientras que los colectores secundarios son los que recogen el agua.

Para asegurarse de un perfecto funcionamiento hidráulico de los colectores principales es necesario que sus uniones se realicen de forma suave, evitando giros de 90 grados.

1.2.2. Perfil.

El perfil es una característica importante, en el diseño de un colector, ya que la pendiente debe elegirse de manera que la velocidad del agua que recorre el colector asegure:

- La velocidad del agua es mayor a la velocidad que asegure su limpieza, evitando la deposición de sólidos.
- La velocidad es menor a la velocidad que produciría problemas de erosión en la red.

Las limitaciones de velocidad exigidas a la hora de realizar el cálculo, para una red separativa son las siguientes:

- Velocidad mínima para la red de aguas pluviales $V_{min} > 1.2$ m/s asociado a un periodo de retorno de 2 años.
- Velocidad máxima.

La limitación que se exige en el diseño es que la velocidad del agua sea inferior a 4m/s para el caso de la red de aguas pluviales cuando circula el caudal asociado al

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

periodo de retorno de diseño, este periodo de retorno es de 25 años, en el cálculo realizado.

Las pendientes habituales suelen estar del orden del 1 o 5 por mil.

La distancia mínima entre la parte superior del colector y el pavimento será mayor o igual a 1m.

1.2.3. Tipos de tuberías a emplear.

Las tuberías que se emplearan en ambos casos serán de PVC.

Los elementos de recogida de aguas pluviales, se distribuirán a lo largo de la carretera interior del puerto, de manera similar a la utilizada en las calles de las ciudades.

1.3. Dimensionamiento de la red.

Como ya hemos dicho anteriormente para el cálculo del caudal de diseño de la red de alcantarillado del Real Club Náutico de Denia vamos a utilizar el programa Valencia.exe.

1.3.1. Fórmulas utilizadas para el cálculo.

1.3.1.1 Cálculo hidrológico:

El método que se propone para el cálculo de los caudales de diseño de cada tramo de la red de saneamiento se va a denominar Método Racional Calibrado (MRC), basado en el Método Racional pero adaptado a las características hidrológicas específicas de la Ciudad de Valencia.

Las principales hipótesis de este método son:

- La precipitación es uniforme en el espacio y en el tiempo.
- La intensidad de lluvia es la correspondiente a un aguacero de duración el tiempo de concentración de la cuenca, ya que se considera que esta duración es la más desfavorable.
- Existe un coeficiente de escorrentía constante para cada tipo de uso del suelo.

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

- El Método Racional no considera la posible laminación del hidrograma producida en la cuenca vertiente y durante la propagación a lo largo de la red, ya que se asume que se compensa aproximadamente con la no-existencia de picos en la precipitación. El MRC introduce un nuevo coeficiente de propagación que mejora los resultados obtenidos y permite el uso del método hasta tiempos de concentración de 40 minutos.
- Con carácter general, cada tramo de colector se calcula a partir de toda la cuenca vertiente al punto final del mismo.

1.3.1.1.1 Tiempo de concentración.

Para el cálculo del tiempo de concentración se empleará la siguiente expresión:

$$tc = ts + \frac{\alpha}{60} \times \sum_{i=1}^n \frac{Li}{Vi}$$

siendo:

n = Número de tramos de colector aguas arriba del punto de desagüe.

Li = Longitud de cada tramo de colector en metros.

Vi = Velocidad en cada tramo de colector en m/s, calculada con la hipótesis de flujo uniforme y con caudal de diseño en cada tramo.

ts = Tiempo de recorrido en superficie, que toma el valor mayor de 360 segundos (para las características de la red de la Ciudad de Valencia) o L0/V0.

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. Se puede aproximar por la mitad de la velocidad del primer colector.

α = Factor de mayoración del tiempo de recorrido en la red, que tiene en cuenta el hecho que los colectores no circulan en todo momento con el caudal máximo. Se recomienda para las características de la red de la Ciudad de Valencia el valor 1,2.

Se ha incluido un factor mayorante de 1,2 para tener en cuenta que los colectores no van a circular durante toda la recesión del hidrograma a sección llena.

Se adoptará el mayor tiempo de concentración para los diferentes recorridos posibles del agua.

1.3.1.1.2 Intensidad de la lluvia.

El nivel de protección adoptado para las aguas pluviales es el correspondiente a un periodo de retorno de 25 años. La razón fundamental de este valor, que podría considerarse elevado para una red de drenaje urbano, es la especial característica de los chubascos extremos mediterráneos, con muy bajas intensidades para bajos periodos de retorno, pero muy altas para periodos de retorno medios y altos. Un diseño con un nivel de riesgo tradicional produciría demasiado frecuentemente graves insuficiencias en la red.

La curva IDF utilizada en este programa esta basada en los datos recogidos en el pluviograma de Viveros en Valencia de 1951 a 1993, es la siguiente:

$$I = 157.2 - 2.645d + 0.02662d^2 - 0.0001122d^3$$

donde:

d = Duración de la lluvia en minutos.

I = Intensidad de la lluvia en mm/h.

Dada la expresión funcional empleada, sólo es recomendable su utilización para duraciones entre 10 y 99 minutos. Si el tiempo de concentración fuese inferior a 10 minutos se adoptará como duración de la lluvia la de 10 minutos. En caso contrario, la duración es la del tiempo de concentración. Para duración de 10 minutos el resultado es de 133 mm/h que es equivalente a 370 l/s/Ha.

Normalmente en una Ciudad como Valencia las cuencas de menos de 4 Ha de superficie dan lugar a tiempos de concentración inferiores a 10 minutos. Por lo tanto en estos casos y como una primera aproximación del lado de la seguridad, puede adoptarse directamente el valor de intensidad de lluvia correspondiente a una duración de 10 minutos.

1.3.1.1.3 Coeficientes de escorrentía.

Para un período de retorno de 25 años se adoptaran un coeficiente dependiendo del tipo de superficie:

Tipo básico de superficie	C
---------------------------	---

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Impermeable	0.95
Edificación	0.75
Permeable	0.20
No conecta con la red	0.00

Los anteriores tipos de superficies pueden ser agregados a efectos de la determinación del coeficiente de escorrentía de 25 años de T en los siguientes grupos:

Tipo de agrupación de superficie	C
Grandes áreas pavimentadas	0.95
Áreas urbanas	0.75
Áreas residenciales	0.20
Áreas pavimentadas	0.00

Se entiende como grandes áreas pavimentadas las zonas de aparcamiento de gran extensión y grandes plazas sin jardines. Las áreas urbanas son aquellas superficies constituidas por calles, pequeñas plazas y edificaciones en altura. Las urbanizaciones, donde se mezcla la edificación unifamiliar con jardines serán consideradas como áreas residenciales mientras que en las áreas no pavimentadas se incluirán los parques y jardines.

1.3.1.1.4 Caudal de diseño.

Por aplicación del MRC, el caudal de diseño de pluviales de 25 años de periodo de retorno del ramal de colector (en m³/s) será:

$$Q = \frac{Kp \times I \times (C1 \times A1 + C2 \times A2 + C3 \times A3 + C4 \times A4)}{360}$$

donde:

A_i = Área en Ha de la superficie tipo i.

C_i = Coeficiente de escorrentía de la superficie i.

I = Intensidad del chubasco de diseño en mm/h correspondiente a 25 años de periodo de retorno.

K_p = Coeficiente de propagación de la cuenca

1.3.1.2 Cálculo hidráulico.

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

La sección necesaria del tramo de colector en estudio se obtendrá a partir del caudal de diseño con la hipótesis de funcionamiento a sección llena.

Para colectores de pluviales o unitarios el caudal de diseño se corresponde con el caudal de pluviales asociado a 25 años de periodo de retorno Q25. Si como resultado del cálculo hidráulico se obtuviera una sección muy diferente de la supuesta en el cálculo del tiempo de concentración y si éste fuera superior a 10 minutos, se debe de recalcular el tiempo de concentración y, por tanto, el caudal de diseño y el dimensionamiento del colector.

En cualquier caso, se adoptará como ecuación de pérdida de energía por rozamiento la dada por la fórmula de Manning, tomándose como coeficientes de Manning los presentados en el siguiente apartado.

Como regla general, para los colectores objeto de esta normativa la conversión de caudal a calados en el colector se realizará con la hipótesis de flujo uniforme, es decir, las pérdidas de energía son iguales a la pendiente del colector.

1.3.1.2.1 Coeficiente de rugosidad.

Los valores del número de Manning adoptados por este programa son los siguientes:

Material	N
Hormigón	0.015
P.V.C	0.010
Polietileno	0.010

1.3.1.2.2 Diámetro de tubería.

Con la hipótesis de flujo uniforme a sección llena y para tuberías circulares, el diámetro de diseño, en metros, viene dado por la siguiente ecuación:

$$Dd = 1.548 \times \left(\frac{n \times Qd}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

donde:

Qd = Caudal de diseño en m³ /s (Q25 o Qr).

i = Pendiente del tramo en tanto por uno.

n = Coeficiente de Manning.

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Para el caso de secciones circulares se empleará un diámetro interior comercial igual o superior al D25 o Dr obtenido por la ecuación anterior.

1.3.1.2.3 Diámetros mínimos.

Para evitar atascamientos y facilitar las labores de limpieza, en cualquier caso el diámetro mínimo para la red de pluviales es de 347 mm.

1.3.1.2.4 Velocidad para colectores circulares.

Se podría demostrar que con la hipótesis de flujo uniforme y haciendo uso de la ecuación de pérdida de energía de Manning, dadas unas características hidráulicas de diámetro, pendiente y rugosidad, la velocidad en m/s correspondiente a un determinado caudal se obtiene a partir de la expresión:

siendo:

Q = Caudal en m^3/s .

D = Diámetro en m.

θ = Ángulo en radianes de la superficie mojada, que se obtiene a su vez resolviendo mediante algún método iterativo la ecuación:

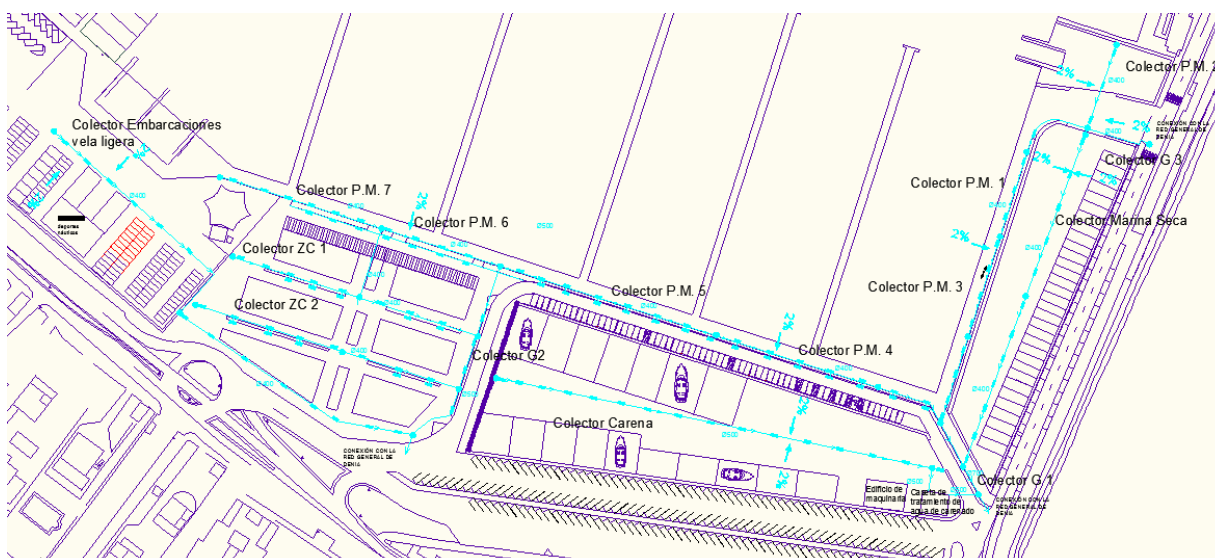
donde:

n = Número de Manning.

i = Pendiente del colector en tanto por uno.

Para el cálculo de las diferentes canalizaciones dividiremos la superficie del Club Náutico en cinco zonas las cuales las dividiremos en diferentes colectores debido a las magnitudes de la superficie. A continuación se muestra los resultados obtenidos por el programa Valencia.exe:

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.



Plano de las diferentes zonas y colectores.

Colector	Marina Seca	Carena	Embarcaciones vela ligera
A1	0.4	0.7386	
A2	0	0	0
A3	0	0	0
A4	0	0	0
i (terreno)	0.02	0.02	0.02
i (colector)	0.005	0.005	0.005
n	0.01	0.01	0.01
L	133	172	79.8
Tc	7.8	8.31	6.45
I	147.6	147.6	147.6
Q25	0.143	0.288	0.167
Qr	0.00	0.00	0.00
D	400	500	400

Colector	Zona comercial 1	Zona comercial 2
A1	0.09784	0.7386
A2	0	0
A3	0	0
A4	0	0
i (terreno)	0.02	0.02
i (colector)	0.005	0.005
n	0.01	0.01
L	96.2	103
Tc	7.08	7.18
I	147.6	147.6
Q25	0.038	0.039
Qr	0.00	0.00
D	400	500

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Colector	Paseo marítimo 1	Paseo marítimo 2	Paseo marítimo 3	Paseo marítimo 4
A1	0.0213	0.16828	0.0200	0.1285
A2	0	0	0	0
A3	0	0	0	0
A4	0	0	0	0
i (terreno)	0.02	0.02	0.02	0.02
i (colector)	0.005	0.005	0.001	0.005
n	0.01	0.01	0.01	0.01
L	96.2	32.88	69	82
Tc	7.08	5.698	6.1	6.7
I	144.470	147.6	147.6	147.6
Q25	0.008	0.063	0.012	0.05
Qr	0.00	0.00	0.00	0.00
D	400	400	400	400

Colector	Paseo marítimo 5	Paseo marítimo 6	Paseo marítimo 7
A1	0.1	0.1	0.1
A2	0	0	0
A3	0	0	0
A4	0	0	0
i (terreno)	0.02	0.02	0.02
i (colector)	0.01	0.01	0.01
n	0.001	0.001	0.001
L	85	47	64
Tc	6.5	5.8	6.1
I	147.6	147.6	147.6
Q25	0.033	0.028	0.027
Qr	0.00	0.00	0.00
D	400	400	400

Colector	General 1	General 2	General 3
A1	0.2	1.5	0.5
A2	0	0	0
A3	0	0	0
A4	0	0	0
i (terreno)	0.02	0.02	0.02
i (colector)	0.005	0.005	0.001
n	0.01	0.01	0.01
L	25	36	76
Tc	5.5	5.5	6.1
I	147.6	147.6	147.6
Q25	0.074	0.575	0.195
Qr	0.00	0.00	0.00
D	400	700	500

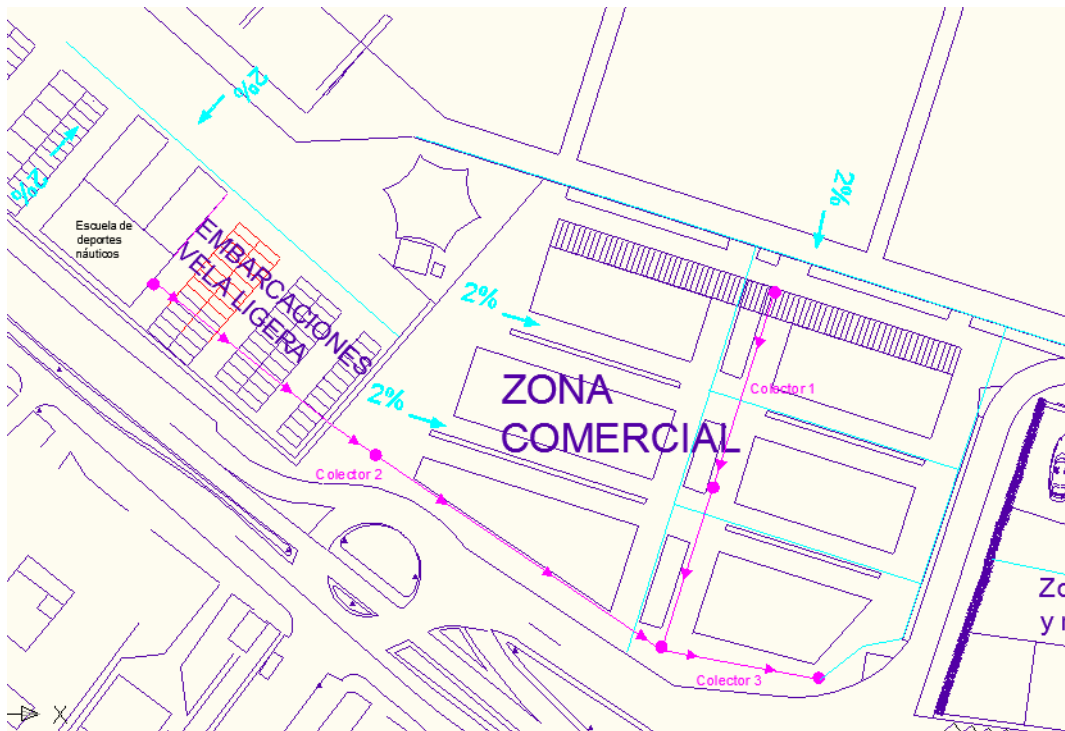
2 RED DE SANEAMIENTO.

2.1 Introducción.

La red de saneamiento del Club Náutico tiene como objetivo evacuar las aguas residuales que provienen tanto de los edificios como de las embarcaciones. En el presente proyecto la zona marítima no se pretende realizar ninguna actuación pero si en la zona terrestre, por tanto dejaremos la parte perteneciente a los residuos de las embarcaciones suponiendo que los servicios actuales del puerto cubren estas aguas.

Por tanto únicamente dimensionaremos la red de aguas residuales perteneciente a los edificios, para ello utilizaremos el mismo programa usado para el cálculo de agua pluviales perteneciente al ayuntamiento de Valencia ya que al ser zona de edificación no influirá tanto las distintas posiciones geográficas.

A continuación se muestra un plano de las canalizaciones previstas para aguas residuales en el edificio de la escuela de deportes náuticos y en la zona comercial.



Plano 1: Situación de la red de saneamiento.

Como se puede observar las líneas magenta corresponden a la red de distribución mientras que las azules a la de pluviales. Debido al poco volumen de la red residual estas dos redes se juntarán en un pozo y posteriormente serán vertidas a la red general de saneamiento de Denia (ver Apéndice1).

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Para el dimensionamiento de esta red, y como ya hemos hecho en el dimensionamiento de la red de pluviales, nos basaremos el programa Valencia.exe.

Las hipótesis básicas adoptadas en cuanto a los cálculos hidrológicos y hidráulicos serán las mismas que las utilizadas para la red de pluviales (ver apartado 1.1 Introducción).

2.2 Aspectos generales.

2.2.1 Trazado.

El trazado en planta está formado por colectores, el tamaño de los cuales irá ligado intrínsecamente a la cantidad potencial de agua que ha de pasar por él. Se denominan colectores principales o primarios a aquellas conducciones que tienen la misión principal de transportar las aguas residuales o pluviales, mientras que los colectores secundarios son los que recogen el agua.

Para asegurarse de un perfecto funcionamiento hidráulico de los colectores principales es necesario que sus uniones se realicen de forma suave, evitando giros de 90 grados.

2.2.2 Perfil.

El perfil es una característica importante, en el diseño de un colector, ya que la pendiente debe elegirse de manera que la velocidad del agua que recorre el colector asegure:

- La velocidad del agua es mayor a la velocidad que asegure su limpieza, evitando la deposición de sólidos.
- La velocidad es menor a la velocidad que produciría problemas de erosión en la red.

Las limitaciones de velocidad exigidas a la hora de realizar el cálculo, para una red separativa son las siguientes:

- Velocidad mínima para la red de aguas residuales $V_{min} > 0.8 \text{ m/s}$
- Velocidad máxima.

La limitación que se exige en el diseño es que la velocidad del agua sea inferior a 3 m/s para el caso de la red de aguas residuales cuando circula el caudal asociado al periodo de retorno de diseño, este periodo de retorno es de 25 años, en el cálculo realizado.

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

Las pendientes habituales suelen estar del orden del 1 o 5 por mil.

La distancia mínima entre la parte superior del colector y el pavimento será mayor o igual a 1m.

2.2.3 Tipos de tuberías a emplear.

Las tuberías que se emplearan serán de PVC.

2.3 Dimensionamiento de la red.

La sección necesaria del tramo de colector en estudio se obtendrá a partir del caudal de diseño con la hipótesis de funcionamiento a sección llena.

Para colectores de aguas residuales se empleará como caudal de diseño el caudal de aguas residuales Q_r.

En cualquier caso, se adoptará como ecuación de pérdida de energía por rozamiento la dada por la fórmula de Manning, tomándose como coeficientes de Manning los presentados en el siguiente apartado.

Como regla general, para los colectores objeto de esta normativa la conversión de caudal a calados en el colector se realizará con la hipótesis de flujo uniforme, es decir, las pérdidas de energía son iguales a la pendiente del colector.

2.3.1 Coeficiente de rugosidad.

Los valores del número de Manning adoptados por este programa son los siguientes:

Material	N
Hormigón	0.015
P.V.C	0.010
Polietileno	0.010

2.3.2 Diámetro de tubería.

Con la hipótesis de flujo uniforme a sección llena y para tuberías circulares, el diámetro de diseño, en metros, viene dado por la siguiente ecuación:

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

$$Dd = 1.548 \times \left(\frac{n \times Qd}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$$

donde:

Qd = Caudal de diseño en m³ /s (Q25 o Qr).

i = Pendiente del tramo en tanto por uno.

n = Coeficiente de Manning.

Para el caso de secciones circulares se empleará un diámetro interior comercial igual o superior al D25 o Dr obtenido por la ecuación anterior.

2.3.3 Diámetros mínimos.

Para evitar atascamientos y facilitar las labores de limpieza, en cualquier caso el diámetro mínimo para la red de pluviales es de 347 mm.

2.3.4 Velocidad para colectores circulares.

Se podría demostrar que con la hipótesis de flujo uniforme y haciendo uso de la ecuación de pérdida de energía de Manning, dadas unas características hidráulicas de diámetro, pendiente y rugosidad, la velocidad en m/s correspondiente a un determinado caudal se obtiene a partir de la expresión:

siendo:

Q = Caudal en m³/s.

D = Diámetro en m.

θ = Ángulo en radianes de la superficie mojada, que se obtiene a su vez resolviendo mediante algún método iterativo la ecuación:

donde:

n = Número de Manning.

i = Pendiente del colector en tanto por uno.

2.3.5 Caudal de diseño de aguas residuales.

El caudal de aguas residuales en l/s viene en función de la superficie en estudio y del uso del suelo, según la fórmula:

$$Qr = Kr \times A \times f$$

ANEJO 14. RED DE PLUVIALES Y SANEAMIENTO.

A = Superficie de la cuenca en Ha.

Kr = Caudal de aguas residuales medio, dependiente del uso del suelo según la tabla siguiente:

Uso del suelo	Kr (l/s/Ha)
Áreas urbanas	1.2
Áreas residenciales	0.6
Industrial	7.5 a 15

f = Factor de punta. Para superficies inferiores a 1 Ha vale 3,648. Para superficies mayores el factor de punta se reduce con el caudal medio recogido según la siguiente expresión:

$$f = 3.697 \times (Kr \times A)^{-0.07333}$$

Dada la discontinuidad del factor de punta, se puede simplificar que para superficies menores de 4 Ha el caudal de diseño de aguas residuales es de 4,38 l/s/Ha en áreas urbanas.

Debido a la fuerte variabilidad de la dotación industrial, se requerirá en todo caso de un estudio especial para la determinación de las aguas residuales que necesiten ser evacuadas.

A continuación dimensionaremos las tres canalizaciones existentes.

	Colector 1	Colector 2	Colector 3
ÁREA (ha)	0.2	0.02	0.2
Kr	1.2	1.2	1.2
i	0.5	0.5	0.5
n	0.1	0.1	0.1
L	67	110.66	28.77
Qr	0.876		0.890
D	400	400	400

El colector 2 necesitaría una pendiente muy pronunciada debido al poco caudal y a la enorme longitud, por ello se necesitaría de una bomba hidráulica para que el agua residual del edificio de deportes náuticos llegue al pozo de registro. Este dimensionamiento no es de alcance de dicho proyecto.