

ANEJO Nº2.- CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

ÍNDICE

1.- OBJETO	2
2.- RED DE PLUVIALES	2
2.1.- CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL	2
2.2.- RESULTADOS.....	3
2.3.- CÁLCULO DE CAUDALES.....	3
3.- RED DE FECALES.....	4
3.1.- CRITERIOS DE DISEÑO ADOPTADOS	4
3.2.- CAUDALES DE CALCULO	5
3.3.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE COLECTORES	7
4.- CÁLCULOS LUMINOTÉCNICOS.....	7
5.- JUSTIFICACIÓN PRESUPUESTO CABLEADO ELÉCTRICO	7

1.- OBJETO

El objeto del presente anejo es recoger el conjunto de criterios generales de diseño que se han seguido para el dimensionamiento de las nuevas redes de Pluviales, fecales y alumbrado público, previstas dentro del *Proyecto Urbanización de las calles Caravaca. Extraído del Plan de Renovación Infraestructural del Casco Urbano de Estepona*.

2.- RED DE PLUVIALES

Para determinar los caudales de aguas pluviales que circularán por las tuberías, debemos determinar, en primer lugar, la intensidad de lluvia del área en estudio. A continuación estableceremos los tramos que van a desaguar en cada colector proyectado, y les aplicaremos sus correspondientes coeficientes de escorrentía para obtener así el caudal de diseño.

2.1.- CÁLCULO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

El proceso a seguir para calcular los caudales de escorrentía superficial consistirá en el estudio hidrológico de la zona, con base en los resultados obtenidos a partir de los valores zonales de la publicación *“Máximas lluvias diarias en la España peninsular”* de 1999 de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento.

Los fundamentos del citado método pueden resumirse en lo siguiente:

Asume la variable Y, cuyo valor es

$$Y = \frac{P}{\bar{P}}$$

es decir, el cociente del valor máximo anual por su media, al cual sigue una distribución de frecuencia igual en toda la región considerada. Los parámetros de dicha distribución se obtuvieron

del conjunto de datos de las estaciones de la región. El valor local de la media se estima exclusivamente a partir de los datos de cada estación.

La estimación de cuantiles locales X_t en un punto determinado se obtiene reescalando los cuantiles regionales Y_t con la media local $\bar{P}$ según la siguiente expresión:

$$X_t = Y_t \times \bar{P}$$

La estimación regional de cuantiles se efectuó agrupando las estaciones básicas, con 30 años de registros como mínimo, en 26 regiones geográficas que agrupan regiones territoriales con características meteorológicas similares, y analizando de forma complementaria los coeficientes de variación C_v muestrales, contrastando posteriormente la homogeneidad de estas regiones mediante un test estadístico chi-cuadrado.

Para el cálculo de los cuantiles de lluvia en distintos periodos de tiempo pueden seguirse dos procedimientos, según indica la citada publicación *“Máximas lluvias diarias en la España peninsular”*:

1. Utilizando los mapas que acompañan a la publicación que proporcionan el valor C_v y el valor promedio $\bar{P}$, según el siguiente proceso operativo.
 - Localización del punto geográfico que se investiga en el mapa correspondiente.
 - Mediante las isolíneas representadas se estima el valor medio $\bar{P}$ de la ley de frecuencia de máximas precipitaciones diarias anuales y el valor del coeficiente de variación C_v de dicha ley.
 - Para el periodo de retorno T que se investiga y el valor hallado de C_v , se obtiene de valor del cuantil regional Y_t de la figura 3.3 o de la tabla 7.1 de la citada publicación.
 - Se obtiene el cuantil local X_t multiplicando el cuantil regional Y_t por el valor medio $\bar{P}$, con lo cual se determina la lluvia correspondiente a cada periodo de retorno.
2. Utilizando el programa informático MAXPLU, facilitado con la citada publicación, a partir de las coordenadas geográficas o U.T.M., según el siguiente proceso operativo.

- Obtención del valor medio de la precipitación diaria anual P y del coeficiente de variación Cv.
- Estimación de la precipitación diaria máxima correspondiente a diferentes periodos de retorno, a partir del valor de su media y su coeficiente de variación, asumiendo una distribución SQRT-ET max.

De entre los métodos estadísticos comúnmente utilizados en análisis estadístico (Gumbel, Log-Pearson III, SQRT-ET max), la última de las leyes mencionadas se caracteriza por:

- Es el único de los métodos analizados de la ley de distribución propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias.
- Está formulada con dos parámetros, lo que permite una mayor facilidad de presentación de resultados.
- Proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel y que otros modelos de ley analizados.
- Demuestra una buena respuesta frente a simulaciones de ocurrencia de sucesos aleatorios tipo Montecarlo.

En el presente proyecto se ha optado por el segundo procedimiento de los anteriormente expuestos, aplicando el programa MAXPLU a la zona de nuestro proyecto, ubicándola mediante sus coordenadas geográficas.

A partir de la citada aplicación se han deducido los valores de la máxima precipitación diaria anual P y el coeficiente de variación asociados al punto de localización de cada estación. A partir de dichos parámetros se han obtenido las precipitaciones diarias máximas correspondientes al periodo de retorno de 10 años.

2.2.- RESULTADOS

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenidos mediante la aplicación de la metodología expuesta.

Plaza de Los Remedios:

X	Y	HUSO	T	Longitud	Latitud	Pm	Cv	Pt(mm)
302500	4032500	H30	10	5°12'9,82"	36°25'0,52"	83	0.40	125

2.3.- CÁLCULO DE CAUDALES

Para el cálculo de los caudales se ha utilizado el método de cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas y medianas cuencas (J.R.Témez – 1991).

Este método permite obtener la ley de frecuencia de caudales máximos a partir de la de precipitaciones máximas diarias aplicando una metodología basada en el método racional.

Tiempo de concentración (Tc) = 10 minutos = 0,167 horas.

$$K = 1 + Tc^{1,25} / (Tc^{1,25} + 14) = 1,00755.$$

$$A = 800 \times 500 = 0,4 \text{ Km}^2.$$

$$K_a = 1 \text{ si } A < 1 \text{ Km}^2.$$

$$P = P_d \times K_a = 125 \text{ mm/día.}$$

$$\text{Factor regional} = I_1/I_d = 8 \text{ (según 5.2-1C).}$$

Según esto se obtiene una intensidad media de precipitación a emplear en la estimación de los caudales de referencia por métodos hidrometeorológicos de:

$$I_t = 98,72 \text{ mm/hora. (obtenida según 5.2-1C)}$$

De forma usual se utilizan los siguientes coeficientes de escorrentía:

TIPO DE ZONA	COEFICIENTE C
Rural	0,50
Urbana. Edificación abierta	0,70

Urbana. Edificación cerrada	0,90
Mixta. Urbano – Industrial	0,80
Industrial	0,70
Zona verde	0,30

Para el caso que nos ocupa, se tomará un valor de:

$C = 0,80$ (media entre Urbana. Edificación abierta y Edificación cerrada).

$Q = (C \times I \times A) / 3,6 \times K = 218,70 \text{ lt /seg Ha.}$ ($A = 0,01 \text{ Km}^2 = 1 \text{ Ha}$)

Área de la cuenca vertiente a nuestra red de pluviales separativa = 249.918 m^2 .

$Q = 218,70 \times 249.918 / 10.000 = 5.465,71 \text{ lt / seg.}$

Longitud total de calles de recogida de pluviales = 11.750 m.

$q = 5.465,71 / 11.750 = 0,47 \text{ lt /seg m.}$

Este caudal se utilizará para calcular los colectores de la red de pluviales proyectada.

Se emplearán tubos de $\varnothing 315$, 400, 500, 600 y 800 de PVC y $\varnothing 1000$ y 1200 de HA.

En los ramales secundarios de la red proyectada que recojan pluviales de calles de longitud menor o igual a 250 m, bastará colocar un tubo de $\varnothing 315$ de PVC, tal y como se justifica en la siguiente tabla:

$q(\text{lt/seg.m}) = 0,47$

COLECTOR			PREDIM. ($y=0,75 \cdot D$)	SECCION ADOPTADA				PENDIENTE J (m/m)	CALCULO A SECCION LLENA		COMPROBACION SECCION CON EL CAUDAL DE CALCULO MAXIMO				
TRAMO	Longitud (m)	Qmax (l/s)		Material	ϕ (mm)	e (mm)	n		V (m/s)	Q (l/s)	Qr (l/s)	Hr (m)	Vr (m/s)	Calado (mm)	Vmax (m/s)
	250,000	117,500	297	PVC	300	7,70	0,0090	0,010000	1,91	121,37	0,968	0,875	1,041	249,03	1,99
	250,000	117,500	199	PVC	300	7,70	0,0090	0,085000	5,56	353,84	0,332	0,390	0,897	110,99	4,99

A su vez en aquellas calles en las cuales el ancho es pequeño y donde las pendientes de las mismas no nos condicionan en el cálculo, se ha proyectado la instalación de canaletas longitudinales de fundición dúctil.

Las velocidades se mantienen en todos los casos mayores a 0,60 m/seg y menores a 6,00 m/seg.

Al final del presente Anejo se muestran los resultados de los cálculos hidráulicos del resto de colectores de la red, en el *Apéndice N°1.- Cálculos Hidráulicos Red de Pluviales*.

3.- RED DE FECALES

3.1.- CRITERIOS DE DISEÑO ADOPTADOS

3.1.1.- Criterios Generales

Red de tipo separativa, con circulación del agua por gravedad y convenientemente ventilada.

Cada una de las acometidas domiciliarias se recogerán en su correspondiente arqueta de dimensiones 40x40cm, desde dichas arquetas se acometerá mediante canalización de 200mm de PVC hasta el pozo de registro más cercano. Debido a que estas distancias serán elevadas, se hará necesario la realización de una red paralela a la principal que recoja las aguas de varias acometidas, según se indica en la documentación gráfica adjunta.

3.1.2.- Características de la Red

3.1.2.1.- Trazado en planta

La red de alcantarillado discurre en todo momento por calles y viales públicos manteniéndose, siempre que ha sido posible, el trazado existente actualmente.

3.1.2.2.- Secciones

Se emplearán las siguientes secciones circulares en las conducciones:

- En colectores principales se emplearán secciones de tubos de diámetros:
 - En hormigón armado: 1000 mm.
 - En PVC corrugado: 315-400-500-600-700-800 mm.
- En colectores secundarios se ha establecido un diámetro mínimo de 315 mm en PVC corrugado.
- En las acometidas individuales a cada finca o portal se emplearán conductos de PVC de 200 mm de diámetro.

3.1.2.3.- Velocidades

Para el diseño de la red se han establecido los siguientes criterios:

- Velocidad máxima de 3 m/s en aquellos colectores que solo transporten fecales.
- Velocidad máxima de 6 m/s en aquellos colectores que transportando solo fecales reciben incorporaciones desde fuera de nuestro ámbito de actuación, procedentes de la red unitaria existente.
- Velocidad mínima de 0,60 m/s para el caudal mínimo de cálculo de fecales.

Dicha velocidad mínima en determinados tramos de la red no se ha conseguido mantener, debido en algunos casos al estar limitados por el pozo de entronque con la red existente o bien por el escaso caudal mínimo que transportan. Esto se paliará con un mantenimiento (limpieza) más frecuente.

3.1.2.4.- Pendientes

Las pendientes empleadas en el diseño de la red vendrán condicionadas por los siguientes elementos:

- El rango de velocidades máxima y mínima de diseño, arriba mencionado.
- Todos aquellos puntos de entronque con la red existente, principalmente por la escasa profundidad a que discurre la red existente.
- Por las distintas características de las calles, encontrándonos con calles con una pronunciada pendiente, o bien con calles cuya pendiente es casi nula.

Dichas pendientes aparecen reflejadas en el [Apéndice N°2.-Cálculos Hidráulicos Fecales](#).

Todas las acometidas domiciliarias se realizarán con una pendiente mínima del 2%.

3.2.- CAUDALES DE CALCULO

3.2.1.- Dotación

Para el cálculo de la misma se ha tenido en cuenta el *Plan de Especial Protección y Mejora del Casco Urbano de T.M. de Estepona*, redactado en Abril del 2004, así como los criterios indicados en el libro "Manual de Saneamiento Uralita", redactado por Aurelio Hernández Muñoz y Aurelio Hernández Lehman.

De acuerdo con esto, se ha considerado una dotación de 250 l/hab.día, estimación esta adecuada para una población entre 12.000 y 50.000 habitantes. Dicha dotación ya incluye los posibles consumos doméstico, industrial dentro de la ciudad y servicios municipales.

3.2.2.- Coeficiente punta

Se define como coeficiente punta o factor punta (K_p), a la relación del consumo máximo horario, dentro del día de consumo máximo, con el consumo horario medio, dentro del día de consumo medio.

Se ha estimado por tanto un coeficiente punta (K_p) de 2,50.

3.2.3.- Caudales de Cálculo

Caudal punta

Para la obtención del caudal punta necesario en cada uno de los colectores se aplicará la siguiente expresión:

$$Q = Kp \times \frac{D \times N}{86400}$$

siendo:

Q Caudal máximo previsto en (l/seg.)

D Dotación prevista en (l/hab. día)

N Población en nº de habitantes

Kp Coeficiente Punta

Caudal medio

Para la obtención del caudal medio en cada uno de los colectores se aplicará la siguiente expresión:

$$Q = \frac{D \times N}{86400}$$

siendo:

Q Caudal medio previsto en (l/seg.)

D Dotación prevista en (l/hab. día)

N Población en nº de habitantes

Caudal mínimo

El caudal mínimo en cada uno de los colectores se obtendrá a partir del caudal medio :

$$Q_{\min} = 0,20 \times Q_{\text{medio}}$$

Dichos caudales para cada uno de los colectores principales que componen la red calculada, aparecen en las siguientes tablas:

CAUDALES AGUAS RESIDUALES

ZONA	Aportaciones (l/sg)	Viviendas	Población	Q punta	Q medio	Q mínimo
COLECTOR A						
0-A1	61,18	69	345	63,68	1,00	0,20
A1-A7		36	180	1,30	0,52	0,10
A7-A12		32	160	1,16	0,46	0,09
A12-A17		237	1.185	8,57	3,43	0,69
A17-A19	146,30	10	50	146,66	0,14	0,03
A19-A23	357,20	24	120	358,07	0,35	0,07
A23-A27		32	160	1,16	0,46	0,09
A27-A30		135	675	4,88	1,95	0,39
A30-A32		340	1.700	12,30	4,92	0,98
A32-A34		109	545	3,94	1,58	0,32
A34-A36		118	590	4,27	1,71	0,34
A36-A38		126	630	4,56	1,82	0,36
A38-A42		145	725	5,24	2,10	0,42
A42-A44	666,90	25	125	667,80	0,36	0,07
A44-A47		139	695	5,03	2,01	0,40
A47-A50		152	760	5,50	2,20	0,44
A50-A54		162	810	5,86	2,34	0,47
A54-A58		100	500	3,62	1,45	0,29
			TOTALES	1.303,59	28,80	5,76
COLECTOR B						
0-B1		34	170	1,23	0,49	0,10
B1-B3		41	205	1,48	0,59	0,12
B3-B6		20	100	0,72	0,29	0,06
			TOTALES	3,44	1,37	0,27
COLECTOR C						
C1-C4		50	250	1,81	0,72	0,14
C4-C8		53	265	1,92	0,77	0,15
C8-C12		56	280	2,03	0,81	0,16
C12-C18		131	655	4,74	1,90	0,38
			TOTALES	10,49	4,20	0,84
COLECTOR D						
D1-D6		13	65	0,47	0,19	0,04
D6-D17		69	345	2,50	1,00	0,20
			TOTALES	2,97	1,19	0,24
COLECTOR E						
E1-E3		11	55	0,40	0,16	0,03
E3-E7		23	115	0,83	0,33	0,07
E7-E18		60	300	2,17	0,87	0,17
			TOTALES	3,40	1,36	0,27
COLECTOR F						
F1-F4		15	75	0,54	0,22	0,04
F4-F12		53	265	1,92	0,77	0,15
F12-F16		22	110	0,80	0,32	0,06
			TOTALES	3,26	1,30	0,26
COLECTOR G						
O-G1		8	40	0,29	0,12	0,02
G1-G4		26	130	0,94	0,38	0,08
G4-G10		30	150	1,09	0,43	0,09
G10-G12		17	85	0,61	0,25	0,05
			TOTALES	2,93	1,17	0,23
COLECTOR H						
H1-H7		32	160	1,16	0,46	0,09
H7-H10		32	160	1,16	0,46	0,09
H10-H13		40	200	1,45	0,58	0,12

5 hab/vivienda
2,5 coef punta
250 l/h día

3.3.- DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE COLECTORES

3.3.1.- Fórmula de Manning

El valor de las distintas velocidades se ha calculado mediante la aplicación de la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

V = velocidad media (m/s)

n =: coeficiente Manning (s/m^{1/3})

R =: radio hidráulico, área mojada partida por el perímetro mojado (m)

S = pendiente de la línea piezométrica (m/m)

Para el coeficiente de Manning se han adoptado los siguientes valores:

PVC	0.009
Hormigón	0.015

3.3.2.- Coeficientes correctores de Thormann-Franke

Para tener en cuenta el rozamiento entre el líquido y el aire en el interior del conducto cerrado se puede aplicar los factores correctores de Thormann-Franke.

Según el libro “Saneamiento y alcantarillado” de Aurelio Hernández Muñoz estos factores responden a las siguientes expresiones:

$$\frac{V_p}{V} = \left[\frac{2\beta - \sin 2\beta}{2(\beta + \gamma \cdot \sin \beta)} \right]^{0,625}$$

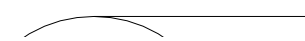
V_p = velocidad con sección parcialmente llena (m/s)

V = velocidad con sección llena (m/s)

$$\frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \sin 2\beta)^{1,625}}{9,69(\beta + \gamma \cdot \sin \beta)^{0,625}}$$

Q_p = caudal con sección parcialmente llena (m³/s)

Q = caudal con sección llena (m³/s)



2β = arco de la sección mojada (radianes)

γ = coeficiente de Thormann (adimensional)

$$\frac{h}{D} \leq 0,5 \quad \gamma = 0$$

$$\frac{h}{D} > 0,5 \quad \gamma = \frac{\eta - 0,5}{20} + \frac{20(\eta - 0,5)^3}{3}$$

3.3.3.- Cálculo de secciones

La comprobación hidráulica de las secciones en los distintos tramos de la red se ha realizado con los caudales punta y mínimos indicados y de acuerdo a la formulación indicada.

Se recogen en el [Apéndice Nº2.-Cálculos Hidráulicos Fecales](#).

4.- CÁLCULOS LUMINOTÉCNICOS.

En el Apéndice Nº3.- Cálculos Luminotécnicos se presenta la justificación luminotécnica de la instalación de alumbrado público que se proyecta para el ámbito de actuación.

5.- JUSTIFICACIÓN PRESUPUESTO CABLEADO ELÉCTRICO

En el Apéndice Nº4.- Justificación presupuesto cableado eléctrico se presenta la justificación presupuestaria de la instalación de cableado eléctrico que se proyecta para el ámbito de actuación.

APÉNDICE N°1: CÁLCULOS HIDRÁULICOS RED DE PLUVIALES

APÉNDICE N°2: CÁLCULOS HIDRÁULICOS RED DE FECALES

APÉNDICE N°3: CÁLCULOS LUMINOTÉCNICOS

APÉNDICE N°4: JUSTIFICACIÓN PRESUPUESTO CABLEADO ELECTRICO