

**ANEJO Nº6.- ESTUDIO DE CAUDALES Y CÁLCULOS HIDRÁULICOS**

**ÍNDICE**

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETO .....	2
2.	ESTUDIO DE CAUDALES.....	2
2.1.	ANTECEDENTES Y DATOS DE PARTIDA.....	2
2.2.	CAUDALES .....	3
2.3.	VERTIDOS .....	5
2.4.	CONCLUSIONES.....	6
3.	DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO EDAR .....	8
3.1.	FUNDAMENTOS DE LA TECNOLOGÍA EMPLEADA .....	8
3.2.	DIMENSIONAMIENTO DEL PROCESO .....	9
3.3.	FORMULAS A EMPLEAR PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO.....	11
3.4.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR.....	13
4.	DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTOR SEFLUENTE DE SALIDA A RÍO .....	15
4.1.	DATOS DE PARTIDA .....	15
4.2.	CÁLCULO HIDRÁULICO .....	16
4.3.	CONCLUSIONES.....	17
5.	DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO CUNETAS DE GUARDA Y COLECTOR DE PLUVIALES .....	18
5.1.	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE CAUDALES .....	18
5.2.	DATOS GENERALES .....	27
5.3.	DATOS DE CUENCAS VERTIENTES .....	28
5.4.	CÁLCULO HIDRÁULICO COLECTOR DE PLUVIALES.....	29
5.5.	CÁLCULO HIDRÁULICO CUNETAS DE GUARDA.....	32

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

Este anejo tiene por objeto fijar los caudales de diseño en base a la población a la que va a servir la depuradora, determinar los vertidos del efluente, determinar la dimensión de la estación depuradora, así como los cálculos hidráulicos para determinar la superficie de filtro necesaria al buen tratamiento de las aguas residuales y la evolución de la línea piezométrica desde la llegada del agua bruta a la EDAR hasta el vertido del agua tratada al río Ega. Se establecen las bases teóricas de cálculo de pérdidas de carga.

## 2. ESTUDIO DE CAUDALES

### 2.1. ANTECEDENTES Y DATOS DE PARTIDA

El año 2015 la Agencia Vasca del Agua promovió el “Proyecto de la EDAR de Lagrán, T.M de Lagrán, Álava. Sistema de tratamiento de aguas domésticas por sistema de filtro plantado de carrizos”, con la colaboración de la empresa especialista en fitodepuración Syntea Tratamientos de depuración S.A.

Para dicho proyecto, se partía del supuesto de que antes de la ejecución de la nueva EDAR se iba a llevar a cabo la separación de redes de la localidad, con lo que los caudales que llegarán a la EDAR iban a ser exclusivamente de aguas fecales.

En cuanto a la población, se fijaban tres escenarios:

- Escenario HI: Población actual (a fecha de 2015), se consideraba una población de 97 habitantes, incrementándose hasta 146 en momentos punta.
- Escenario HII (+16 viviendas): Población de 145 habitantes con puntas de 218 habitantes. Previsión de esta población para el año 2030.
- Escenario HII (+32 viviendas): Población de 241 habitantes con puntas de 362 habitantes. Previsión de esta población para el año 2040.

En las siguientes tablas se detalla las etapas y superficie de ocupación de cada escenario analizado:

Plan de Etapas	
Escenario HI (2015)	-
Escenario HII (2030)	1409 m <sup>2</sup>
Escenario HII (2040)	2500 m <sup>2</sup>

Para poder adaptarse al incremento poblacional de la localidad se valoraba una ampliación en superficie de los filtros, tal y como se exponía en la siguiente tabla:

Superficie Estimada para la EDAR	Normal	Punta
Actual, Escenario HI	97	146
Escenario HII (+ 16 viv)	48	72

Total habitantes equivalentes	145	218
Superficie de filtro 1ª Etapa (m <sup>2</sup> )	174	174
Superficie de filtro 2ª Etapa (m <sup>2</sup> )	116	87
Superficie Total de Filtro (m <sup>2</sup> )	290	261
Superficie Parcela (m <sup>2</sup> )	1409	

Superficie Estimada para la EDAR	Normal	Punta
Actual, Escenario HI	97	146
Escenario HII (+ 16 viv)	48	72
Escenario HII( + 32 viv)	96	144
Total habitantes equivalentes	241	362
Superficie de filtro (m <sup>2</sup> )	603	362
Superficie Parcela (m <sup>2</sup> )	2500	

En resumen, se fijaba como situación de cálculo el escenario HII (+16 viviendas), con una población total de 146 habitantes equivalentes y unas puntas de 218 h.e.

Se ha consultado la Población por entidades de población de Álava, referidas a fecha 1 de enero de 2020 (Eustat) y la población de Lagrán para dicha fecha era de 103 habitantes.

Tras hablar con el Presidente de la Junta Administrativa en relación a la población, efectivamente la población apenas ha variado respecto a los valores de partida de 2015.

También se consultó al arquitecto municipal la previsión de algún desarrollo urbanístico en Lagrán, no valorando en un futuro próximo esta posibilidad.

Por último, se realizó consulta a la empresa Syntea para valorar si el incremento de población suponía un impedimento al diseño original de 2015. Los técnicos de dicha empresa consideraron que a efectos del dimensionamiento de los filtros, la población actual (a fecha de 1 de enero de 2020) es perfectamente válida al igual que la población de diseño para el escenario de 2030.

Por todo ello, el presente proyecto toma como datos de partida los propios del proyecto de 2015, considerándolos adecuados para los cálculos de población, caudales y parámetros de vertido del efluente de la nueva EDAR.

## 2.2. CAUDALES

### - Datos de consumo de agua potable:

La Junta Administrativa de Lagrán facilitó la relación de consumos unitarios de los contadores de la localidad. El dato de consumo de agua potable de la localidad de Lagrán durante el período anual 2014-2015 referente a los registros en contadores de usuarios, asciende a la cantidad de 16.258 m<sup>3</sup>. Observando la tabla de datos de los aproximadamente 150 abonados, se constata que hay un minúsculo grupo de siete abonados que consume el 35% del agua potable de la localidad, con consumos unitarios disparados para un abastecimiento de agua potable doméstica. Si se eliminan estos abonados, el consumo global anual se rebaja a los 10.800 m<sup>3</sup>. Dividiendo por el número de días al año, se llega a la cifra de consumo diario medio de unos 29,50 m<sup>3</sup>. Si se reparte este consumo

diario medio entre los 150 abonados, se obtiene una dotación diaria media de agua potable de 197 l/abonado y día. Lógicamente, los caudales de vertido de aguas residuales domésticas, tal y como se observa en los caudales de retorno medidos en la red de saneamiento, serán inferiores a esa cantidad.

- Datos de caudales en colector:

Se recogió la comparación, mes a mes, entre las gráficas de los Datos de altura de lámina de agua registrados, y las gráficas de los Datos pluviométricos. Los datos de pluviometría han sido aportados por la Confederación Hidrográfica del Ebro a través de SAIH Ebro, referentes a su estación pluviométrica de Lagrán-Villaverde.

Se observa que las puntas de altura de lámina de agua, es decir, las puntas de caudales en los colectores estudiados coinciden exactamente con las puntas de precipitación pluviométrica, lo que evidencia el marcado carácter unitario de la red de saneamiento.

Igualmente, e indicado por la observación de los caudales escasos pero mantenidos que se observan en los datos del dataloger de arriba entre finales de diciembre y mayo, es posible deducir una entrada “anormal” de aguas procedentes de filtración durante el invierno y asociadas, en principio, al nivel de agua en el cauce.

Para la instalación de la EDAR es necesaria la eliminación de este aporte sustancial de aguas “limpias”. Ello se conseguirá realizando en otro proyecto una red urbana separativa de aguas residuales y de aguas pluviales que permita que sólo las primeras accedan a la EDAR, lo que redundará en un óptimo funcionamiento y mejores rendimientos de dicha instalación de depuración.

En el Anejo 8 del proyecto de los colectores se presenta un análisis detallado del comportamiento de la red cuando funciona en ausencia de lluvia y filtración, es decir, en situación equivalente a una red separativa de saneamiento, que deberá ser la característica a la que debe tender la red una vez realizadas las mejoras.

Se comenta como ejemplo representativo de la temporada fuera de verano el hidrograma del día 18 de Abril de 2015, donde se producen dos puntas de caudal, una a las 12 h y con caudal de poco menos de 0,5 l/s, y otra a las 19 h con caudal próximo a los 0,2 l/s. Entre las 24 h y las 7 h de la mañana el caudal es prácticamente nulo. El volumen diario acumulado es de 12 m<sup>3</sup>/día.

Realizando un análisis similar en temporada de verano, el día 20 de agosto de 2015, se obtiene a las 13 h una punta de caudal de 0,6 l/s y a las 22 h. otra de 0,3 l/s. El volumen diario acumulado en este día es de 23 m<sup>3</sup>/día.

- Datos de consumos estimados:

Basándonos en las medias habituales empleadas en España para realizar la estimación de aguas residuales vertidas por una población clásica, hemos calculado el volumen diario:

- Datos:

Población de 150 HE en punta

Consumo de 150 L/HE/día

Caudal diario: 22,5 m<sup>3</sup>/día

Se puede comprobar que existe una buena correlación entre los caudales estimados y medidos.

### 2.3. VERTIDOS

En relación con la carga contaminante de las aguas residuales urbanas, dado que no hay datos de análisis previos, se realizó una campaña de recogida de seis muestras de aguas residuales para la caracterización de los vertidos. Esa campaña se ha realizado en los meses “secos” de junio, julio y agosto de 2015.

En las muestras tomadas, se han analizado pH, Conductividad a 20º, sólidos en suspensión, DBO, DQO, Detergentes aniónicos, Aceites y grasas, Amoníaco, Nitrógeno y Fósforo.

Los parámetros límites a alcanzar son los siguientes:

**DQO: 125 mg/L**

**DBO5: 25 mg/L**

**SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN: 35 mg/L**

En la tabla debajo se encuentran recogidos los resultados completos de la analítica realizada en las aguas residuales de Lagrán.

- Tabla recapitulativa de los resultados de análisis:

Fecha	Aceite y grasas	Amonio	Conductividad a 20°C	DBO5	DQO	Detergente aniónicos	Nitrógeno Kjeldal	pH	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	Fosforo total
26/06/15	<5 mg/L	124 mg/L	526 µS/cm	210 mg/L	588 mg/L	0,21 mg/L	162 mg/L	6,8	169 mg/L	6,2 mg/L
17/07/15	12,7 mg/L	35,9 mg/L	693 µS/cm	110 mg/L	452 mg/L	6,12 mg/L	25,9 mg/L	7,1	106 mg/L	3,68 mg/L
30/07/15	5,4 mg/L	41,6 mg/L	706 µS/cm	330 mg/L	600 mg/L	0,35 mg/L	44,5 mg/L	8,6	160 mg/L	10,22 mg/L
11/08/15	30 mg/L	74,6 mg/L	887 µS/cm	480 mg/L	1268 mg/L	5,95 mg/L	71,9 mg/L	7,6	468 mg/L	9,82 mg/L
21/08/15	49,7 mg/L	73,2 mg/L	986 µS/cm	200 mg/L	591 mg/L	9,75 mg/L	72,7 mg/L	7,4	194 mg/L	7,23 mg/L
Media	20,56 mg/L	69,86 mg/L	759,6 µS/cm	266 mg/L	699,8 mg/L	4,48 mg/L	75,4 mg/L	7,5	219,4 mg/L	7,43 mg/L

- VERANO:

En los datos obtenidos en las tomas de abajo junto al puente de la carretera A-3132 de Bajauri, se advirtió una importante punta de contaminación de las aguas residuales hacia la mitad del mes de Agosto. Si se plantea este resultado máximo como referencia, los valores de índices de contaminación a considerar para el dimensionamiento del sistema depurador habrán de ser:

- DQO (max. verano) = 1.268 mg O<sub>2</sub>/l
- DBO5 (max. verano) = 480 mg O<sub>2</sub>/l
- SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (max. verano) = 468 mg/l
- Caudal diario en verano: 23 m<sup>3</sup>

La Directiva 91/271/CEE define el concepto de habitante equivalente como “la carga orgánica biodegradable con una demanda bioquímica de oxígeno de 5 días (DBO5) de 60 g de oxígeno por día”.

Habitantes equivalentes: 23.000 l/día x 0,480g O<sub>2</sub>/l teniendo 60 g O<sub>2</sub>/hab y día: 184 hab

Lo que, para el cumplimiento de los parámetros de vertido exigidos por el organismo competente, llevaría a precisar de unos rendimientos de depuración en la EDAR de:

- DQO (max. verano) = 90%
- DBO5 (max. verano) = 95%
- SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (max. verano) = 92%

- RESTO DEL AÑO:

Si se analizan los datos de contaminación para el resto del año será preciso eliminar esa punta de contaminación de agosto. Igualmente, los datos del punto de toma del lavadero de fecha del 26/6/2015 se desechan por no ser significativos debido al ínfimo volumen de agua residual y sus casi nulos índices contaminantes. Con lo cual, quedarán como válidas el resto de las analíticas realizadas. Considerando la media aritmética de los resultados obtenidos en ellas, los valores obtenidos serán:

- DQO (media resto año) = 588 mg O<sub>2</sub>/l
- DBO5 (media resto año) = 210 mg O<sub>2</sub>/l
- SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (media resto año) = 169 mg/l
- Caudal diario resto año: 12 m<sup>3</sup>

Habitantes equivalentes: 12.000 l/día x 0,212g O<sub>2</sub>/l teniendo 60 g O<sub>2</sub>/hab y día: 43 hab.

En este supuesto, se precisarán unos rendimientos de depuración en la EDAR de:

- DQO (media resto año) = 78%
- DBO5 (media resto año) = 88%
- SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN (media resto año) = 88%

Este análisis, totalmente acorde a la tipología de aguas residuales exclusivamente domésticas, facilita una interesante información a la hora de proyectar la EDAR de Lagrán, instalación dónde no se han de poder registrar aguas de otro origen.

## 2.4. CONCLUSIONES

Se constata que, en un día tipo en el que la red se comporta como si fuera separativa, solo con las aguas residuales domésticas, el caudal medio viene a ser de 0,25 l/s, con caudales punta que no exceden, en ningún caso de los 2,5 l/s, y unos caudales totales diarios de entre 12 y 24 m<sup>3</sup>/día.

Estos datos confirman la necesidad de actuar sobre la red de saneamiento para transformarla en una red totalmente separativa, o al menos, en lo que más se acerque a esta tipología.

Las obras de separación de los colectores estando previstas por hacerse antes de la realización de las obras de la EDAR, prevemos un consumo diario de 30 m<sup>3</sup>/día de punta.

En cuanto a las concentraciones, vemos que son bastante más altas en verano que el resto del año. El sistema propuesto tiene la ventaja de tener rendimientos mucho más altos en verano que cumplen con los mínimos calculados:

- DQO (max. verano) = 90%
- DBO5 (max. verano) = 95%
- SST (max. verano) = 92%

Y en invierno el sistema también tiene rendimientos por encima de los calculados:

- DQO (media resto año) = 78%
- DBO5 (media resto año) = 88%
- SST (media resto año) = 88%

Por lo tanto, se concluye que el sistema propuesto es perfectamente válido para alcanzar los niveles de depuración marcados en líneas superiores y conseguir un adecuado efluente al río Ega.

### 3. DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO EDAR

---

#### 3.1. FUNDAMENTOS DE LA TECNOLOGÍA EMPLEADA

Los Humedales Artificiales son sistemas de depuración en los que se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en las zonas húmedas naturales. El carácter artificial de este tipo de humedales viene definido por las siguientes peculiaridades:

- El confinamiento del humedal se construye mecánicamente y se impermeabiliza para evitar pérdidas de agua al subsuelo.
- Se emplean sustratos diferentes al terreno original para el enraizamiento de las plantas.
- Se elige el tipo de plantas que van a colonizar el humedal.

La depuración de las aguas residuales tiene lugar al hacerlas circular a través de estas zonas húmedas artificiales, en las que se desarrollan procesos físicos, químicos y biológicos. La tecnología de Humedales Artificiales actúa pues, como un complejo ecosistema en el que participan los siguientes elementos:

- El agua para tratar, que circula a través del sustrato filtrante y la vegetación.
- El sustrato, que tiene las finalidades de servir de soporte a la vegetación y de permitir la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula), que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes presentes en el agua a tratar.
- Las plantas acuáticas emergentes, que proporcionan superficie para la formación de películas bacterianas, facilitan la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, contribuyen a la oxigenación del sustrato y a la eliminación de nutrientes y controlan el crecimiento de algas, al limitar la penetración de la luz solar. Asimismo, la vegetación permite la integración paisajística de estos dispositivos de tratamiento.

La vegetación que se emplea en este tipo de humedales es la misma que coloniza los humedales naturales: plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas..), helófitos que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo, y cuyos tallos y hojas emergen fuera del agua, pudiendo alcanzar alturas de 2-3 m. Este tipo de plantas toleran bien canales internos o zonas de aireación (aerénquima), que facilitan el paso del oxígeno desde las partes aéreas hasta la zona radicular.

En este proyecto se ha optado por un Humedal de Flujo Subsuperficial Vertical. Las aguas residuales, tras su paso por una reja de desbaste de 15 mm de paso, y sin ser sometidas a una etapa de tratamiento primario, alimentan de forma intermitente, gracias al empleo de un sifón auto-cebante, a la primera etapa de humedales. En esta etapa se produce un tratamiento conjunto de las aguas y de la materia en suspensión presente (al no contarse con tratamiento primario), quedando esta última retenida en la superficie del lecho. Al recibir estos lechos aguas muy cargadas, se utilizan como material filtrante lechos de gravilla, así como dispositivos especiales de alimentación para evitar la colmatación del sistema de distribución.

Cada humedal que integra la primera fase del tratamiento se somete alternativamente a dos fases operativas:

- Una fase de alimentación: durante 3-4 días las aguas alimentan a un único filtro de la primera etapa.



- Una fase de reposo: con una duración de al menos dos veces superior a la fase de alimentación (6-8 días).

Esta alternancia entre las fases de alimentación y reposo es fundamental para regular el crecimiento de la biomasa adherida al sustrato, mantener las condiciones aerobias y mineralizar los depósitos orgánicos procedentes de las materias en suspensión presentes en las aguas. Los efluentes de esta primera etapa se reúnen, y con la ayuda de un segundo sifón, alimentan de forma discontinua a la segunda etapa.

Al igual que en la primera etapa, cada humedal que integra la segunda fase del tratamiento se somete alternativamente a dos fases operativas:

- Una fase de alimentación: durante 7 días las aguas alimentan a un único filtro de la segunda etapa.
- Una fase de reposo de 7 días.

### 3.2. DIMENSIONAMIENTO DEL PROCESO

Tabla recapitulativa de los datos de dimensionamiento:

Época del año:	Cargas		Verano (Escenario HII)	Invierno (Escenario HII)
Capacidad	150	EH	218	150
Cargas hidráulicas a tratar				
Volumen Aguas Residuales	150,00	l/d		
Caudal diario	22,50	m <sup>3</sup> /d	32,70	22,50
Caudal medio por hora	0,94	m <sup>3</sup> /h	1,36	0,94
Coefficiente calculado	<b>6,40</b>		8,72	6,00
<b>Caudal Punta</b>	6,00	m <sup>3</sup> /h		
Cargas orgánicas a tratar				
SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	13,50	kg/d	19,62	13,50
DQO	18,00	kg/d	26,16	18,00
DBO <sub>5</sub>	9,00	kg/d	13,08	9,00
NK	1,80	kg/d	2,62	1,80
PT	0,60	kg/d	0,87	0,60
Superficie mínima del filtro alimentado en función de la DQO			<b>58</b>	<b>60</b>

Las cargas orgánicas se calculan con los datos siguientes, típicos de aguas residuales domesticas:

SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	70,00	g/d/HE
DQO	120,00	g/d/HE
DBO <sub>5</sub>	60,00	g/d/HE

La superficie mínima del filtro alimentado se calcula los datos siguientes:

- En verano el filtro puede tratar una carga de 450 gDQO/m<sup>2</sup>
- En invierno el filtro puede tratar una carga de 300 gDQO/m<sup>2</sup>

En los dos casos tenemos un mínimo de 60 m<sup>2</sup> por filtro alimentado.

En la siguiente tabla se apunta la media de las concentraciones medidas a la entrada de la depuradora existente:

ENTRADA	Concentración media medida a la entrada de la depuradora		
	Parámetro	Concentración	unidad
Concentraciones	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	219,40	mg/l
	DQO	699,80	mg/l
	DBO5	266,00	mg/l

En la siguiente tabla aparecen los parámetros habituales correspondiente a ese tipo de población que se encuentran para aguas residuales domesticas:

ENTRADA	Concentración medias habituales de aguas residuales		
	Parámetro	Concentración	unidad
Concentraciones	SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN	470,00	mg/l
	DQO	800,00	mg/l
	DBO5	400,00	mg/l

Se observa que los parámetros medidos aparecen parecidos a las medias habituales aunque las concentraciones medidas están un poco por debajo de las estimaciones. Se puede explicar con la entrada de aguas de lluvia o infiltraciones a la red dado que el colector no es de tipo separativo. Como se prevé la separación de las redes con la colocación de un colector separativo, se puede imaginar que en un futuro, las concentraciones medias se acercarán a los valores habituales de aguas residuales. El diseño se hace entonces con los valores siguientes:

- DQO = 800,00 mg/L
- SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN = 470 mg/L
- DBO5= 400,00 mg/L

Superficie por habitante equivalente:

Se calcula la superficie necesaria de filtro de la manera siguiente:

- Para la primera etapa: 1,2 m<sup>2</sup> por habitante equivalente en invierno, es decir en nuestro caso 1,2 x 150 HE = 180m<sup>2</sup>. Se implantan 3 filtros de 60 m<sup>2</sup>.
- Para la segunda etapa: 0,8 m<sup>2</sup> por habitante equivalente en invierno, es decir en nuestro caso 0,8 x 150 HE = 120m<sup>2</sup>. Se implantan 2 filtros de 60 m<sup>2</sup>.
- La superficie total de filtros debe ser de 2 m<sup>2</sup>/HE en invierno. Es decir en nuestro caso de 2 x 150 HE = 300 m<sup>2</sup>.

Coinciden las superficies con el cálculo realizado anteriormente con las cargas máximas admisibles por lo que prevemos 3 filtros de 60m<sup>2</sup> en la primera etapa y 2 filtros de 60m<sup>2</sup> para la segunda etapa.

En la tabla siguiente se calcula la superficie de filtros por habitante equivalente en todas las situaciones:

	1 <sup>era</sup> etapa	2 <sup>da</sup> etapa	Total
<b>Escenario HI</b>	180 m <sup>2</sup>	120 m <sup>2</sup>	300 m <sup>2</sup>
Invierno 100HE	1,8 m <sup>2</sup> /HE	1,2 m <sup>2</sup> /HE	3 m <sup>2</sup> /HE
Verano 150HE	1,2 m <sup>2</sup> /HE	0,8 m <sup>2</sup> /HE	2 m <sup>2</sup> /HE
<b>Escenario HII</b>	180 m <sup>2</sup>	120 m <sup>2</sup>	300 m <sup>2</sup>
Invierno 150HE	1,2 m <sup>2</sup> /HE	0,8 m <sup>2</sup> /HE	2 m <sup>2</sup> /HE
Verano 218HE	0,8 m <sup>2</sup> /HE	0,6 m <sup>2</sup> /HE	1,4 m <sup>2</sup> /HE

### 3.3. FORMULAS A EMPLEAR PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO

El estudio hidráulico permite validar los datos siguientes:

- Alcanzamos la velocidad mínima para garantizar la capacidad de arrastre y evitar sedimentaciones en las tuberías (velocidad > 0,3 m/s).
- Las arquetas de alimentación permiten repartir los caudales necesarios con la topografía disponible (0,5 m<sup>3</sup>/h/m<sup>2</sup> para la primera etapa con un punto de alimentación para 50 m<sup>2</sup> y 0,5 m<sup>3</sup>/h/m<sup>2</sup> para la segunda etapa con 1 punto/m<sup>2</sup>).

$$Hm = hgi + P + \Delta h_i$$

Siendo:

Hm: altura manométrica impulsión, en m.c.a

Hgi: altura geométrica impulsión,

P: Presión en arqueta, en m.c.a.: 0

$\Delta h_i$ : pérdida de carga impulsión

Para las pérdidas de carga lineales se aplica la fórmula de Darcy-Weisbach y las singulares se consideran mediante la obtención de su longitud equivalente.

$$\Delta h = \lambda \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$L_{eq} = \frac{K_s \cdot D}{f}$$

Siendo:

$\Delta h$ : Pérdidas de carga continuas y singulares, en m.c.a.

$f$ : factor de fricción.

$K$ : Rugosidad: 1,5 mm

$D$ : Diámetro interior tubería, en m.

$L$ : Longitud del tramo considerado, en m.

$K_S$ : Coeficiente de resistencia del elemento considerado

COEFICIENTES DE PERDIDAS DE CARGA SINGULARES		
<b>ENTRADA Y SALIDA DE RED:</b>		
En el interior del pozo en ausencia de válvulas (= 2 codos de 90°):		<b>1,8</b>
En el interior del pozo con cámara equipada con válvulas:		<b>6,95</b>
Pérdida de carga a la salida:		<b>1</b>
<b>PIEZAS ESPECIALES</b>		
Codo 45°		<b>0,4</b>
Codo 90°		<b>0,9</b>
Té		<b>1,3</b>
Variación diámetro		<b>0,1</b>
Válvula abierta		<b>0,15</b>

Para el cálculo de las pérdidas de cargas lineales usamos la fórmula de COLEBROOK para determinar el coeficiente  $\lambda$ .

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

donde  $Re$  es el número de Reynolds,  $k/D$  la rugosidad relativa y  $\lambda$  el factor de fricción.

La fórmula de Darcy-Weisbach nos permite calcular la pérdida de carga:

$$h_f = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$h_f$  = pérdida de carga debida a la fricción. (m)

$\lambda$  = factor de fricción de Darcy. (adimensional)

$L$  = longitud de la tubería. (m)

$D$  = diámetro de la tubería. (m)

$V$  = velocidad media del fluido. (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad  $\approx 9,80665 \text{ m/s}^2$

### 3.4. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA EDAR

#### Sifón Nº1

	SIFON	ARQUETA DE REPARTICIÓN → ENTRADA FILTRO	ENTRADA FILTRO → 1ERA RAMIFICACIÓN	1RA RAMIFICACIÓN → SALIDA	TOTAL
<b>MATERIAL:</b>	PEAD	PEAD	INOX	INOX	
<b>DIAMETRO EXTERIOR (mm)</b>		160	129	104	
<b>DIAMETRO INTERIOR (mm)</b>	115,40	136,40	125,00	100,00	
<b>LONGITUD (m) :</b>		41,50	3,00	2,50	47,00
<b>NUMERO :</b>	1	1	1	2	
<b>CAUDAL (m³/h) :</b>	23,59	23,59	23,59	11,79	
<b>VELOCIDAD (m/s) :</b>		0,45	0,53	0,42	
<b>COEFICIENTE DE PERDIDAS DE CARGAS SINGULARES :</b>	4,5	0,9+0,5+0,4+0,4+0,9+0,1= 3,20	1,3+0,1 = 1,40	1+0,9 = 1,90	
<b>PERDIDAS DE CARGA SINGULARES (m)</b>		0,03	0,02	0,02	0,07
<b>PERDIDAS DE CARGA LINEALES (m)</b>		0,06	0,01	0,00	0,07
<b>PERDIDAS DE CARGAS TOTALES (en m) :</b>		0,10	0,03	0,02	<u>0,15</u>

COTA ENTRADA AGUA ARQUETA SIFÓN	737,00
COTA PUNTO ALTO NIVEL AGUA	737,00
COTA NIVEL FONDO ARQUETA	736,35
ALTURA DE AGUA	0,65m
CAUDAL MINIMO SIFÓN	23,59 m³/h
DESNIVEL NECESARIO ENTRE COTA ENTRADA ARQUETA Y SUPERFICIE FILTRO	1,70 m

Se adopta como solución un sifón auto-cebante para aguas residuales. El sifón dará servicio a tres filtros funcionando de manera alternativa.

El sifón de la etapa 1 irá alojado en una arqueta prefabricado de hormigón con dimensiones interiores: 2,5m x 1,2 m y altura 1,45 m.

Cada filtro tendrá 2 puntos de alimentación para respetar la regla de un punto de alimentación para 50m<sup>2</sup> de filtro.

### Sifón nº2

	SIFON	ARQUETA DE REPARTICIÓN → TUBERÍA CENTRAL	EN LA TUBERÍA CENTRAL	EN LAS TUBERÍAS LATERALES	TOTAL	TUBERÍAS LATERALES	
MATERIAL:	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD		NUMERO DE AGUJERO ELEGIDO :	48
DIAMETRO EXTERIOR (mm)	110	160	125	125		CAUDAL POR AGUJERO :	0,00026 m <sup>3</sup> /s
DIAMETRO INTERIOR (mm)	101,6	147,80	106,60	106,60		DIAMETRO DE LOS AGUJEROS:	15 mm
LONGITUD (m) :		17,00	0,95	11,10		RESULTADOS	
NUMERO :	2	1	2	2			
COEFICIENTE DE PERDIDAS DE CARGAS SINGULARES :	5,5	0,9+0,5+0,9 +0,9+1,3= 4,50	1,50	0,20		PRESION DE SERVICIO : (>0,25)	0,31 m
PERDIDAS DE CARGA SINGULARES (m)		0,12	0,04	0,01	0,17		
PERDIDAS DE CARGA LINEALES (m)		0,106	0,001	0,03	0,137		
PERDIDAS DE CARGAS TOTALES (en m):		0,226	0,041	0,04	0,31	TOTAL PERDIDAS DE CARGAS EN EL SISTEMA DE REPARTICIÓN :	0,08 m
CAUDAL (m <sup>3</sup> /h) :	45,46	45,46	22,73	22,73		PERDIDAS DE CARGA EN EL SISTEMA DE REPARTICIÓN/PRESION DE SERVICIO :	
VELOCIDAD (m/s):		0,74	0,71	0,71			
VOLUMEN DE AGUA DENTRO DE LA TUBERÍA: (m <sup>3</sup> )		0,29	0,02	0,2	0,51		

COTA FONDO HUMEDAL ETAPA 1	734,55
COTA ENTRADA AGUA ARQUETA SIFÓN	734,42
COTA PUNTO ALTO NIVEL AGUA	734,75
CAUDAL MINIMO SIFÓN	45,46 m <sup>3</sup> /h

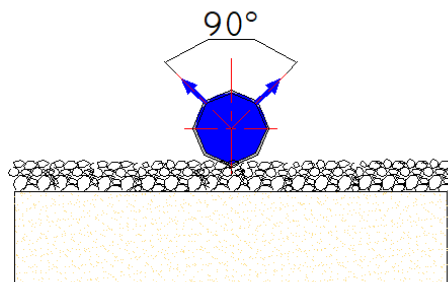
Se adopta como solución un sifón auto-cebante para aguas residuales. El sifón dará servicio a dos filtros funcionando de manera alternativa. El sifón de la etapa 2 irá alojado en una arqueta prefabricado de hormigón con dimensiones interiores: 1,2m x 1,2 m y altura 1,45 m.

Las aguas tratadas en la primera etapa llegan al segundo sifón. Ese sifón alimentará la segunda etapa del tratamiento (se necesitará un volumen mínimo de 1200L). El terreno tiene poca pendiente, por lo que se ha tenido que prever un sifón específico. El interés de este sifón es que necesita menos desnivel que un sifón normal para funcionar. El principio de este sifón es que usa el volumen de las tuberías de drenaje de la primera etapa como volumen de alimentación. El fondo de la primera etapa se pone en carga (llena de agua) entre 10 y 15cm. Es por ello que se usan tuberías de drenaje con diámetro ancho (colectores de diámetro DN200 y tuberías DN 160).

El volumen de alimentación de un impulso disponible se descompone en:

- \* Volumen de las tuberías de drenaje (1,23 m<sup>3</sup>)
- \* Volumen de la arqueta del sifón (0,22 m<sup>3</sup>)

Las tuberías de alimentación de la segunda etapa están hechas de PEAD, deben tener 2 agujeros laterales cada 90cm (24 agujeros por rampa, cada rampa tiene  $\approx$  11 metros) para tener el caudal adecuado.



Disposición de los agujeros de la alimentación de la segunda etapa

#### 4. DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTOR SEFLUENTE DE SALIDA A RÍO

##### 4.1. DATOS DE PARTIDA

Se realiza el cálculo del colector teniendo en consideración que tendrá una pendiente mayor o igual al 0.6%, considerando que el colector se ejecuta con tubería de Polietileno de alta densidad PE100 PN16 DN200.

#### 4.2. CÁLCULO HIDRÁULICO

##### Worksheet for Colector de salida a río

###### Project Description

Friction Method                      Manning Formula  
Solve For                                Normal Depth

###### Input Data

Roughness Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.60000	%
Diameter	0.18	m
Discharge	2.50	L/s

###### Results

Normal Depth	0.04	m
Flow Area	0.00	m <sup>2</sup>
Wetted Perimeter	0.17	m
Hydraulic Radius	0.02	m
Top Width	0.15	m
Critical Depth	0.04	m
Percent Full	20.8	%
Critical Slope	0.00400	m/m
Velocity	0.63	m/s
Velocity Head	0.02	m
Specific Energy	0.06	m
Froude Number	1.22	
Maximum Discharge	0.03	m <sup>3</sup> /s
Discharge Full	0.03	m <sup>3</sup> /s
Slope Full	0.00005	m/m
Flow Type	SuperCritical	

###### GVF Input Data

Downstream Depth	0.00	m
Length	0.00	m
Number Of Steps	0	

###### GVF Output Data

Upstream Depth	0.00	m
Profile Description		
Profile Headloss	0.00	m
Average End Depth Over Rise	0.00	%
Normal Depth Over Rise	20.77	%
Downstream Velocity	Infinito	m/s
Upstream Velocity	Infinito	m/s
Normal Depth	0.04	m
Critical Depth	0.04	m
Channel Slope	0.60000	%



**Cross Section for Colector de salida a río**

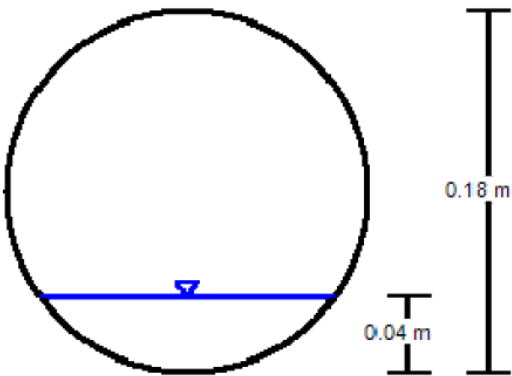
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.010
Channel Slope	0.60000 %
Normal Depth	0.04 m
Diameter	0.18 m
Discharge	2.50 L/s

Cross Section Image



V: 1  
H: 1

4.3. CONCLUSIONES

La sección DN200 proyectada es más que suficiente para conducir el agua depurada de la EDAR hasta el punto de vertido en el río Ega.

## 5. DIMENSIONADO Y CÁLCULO HIDRÁULICO CUNETAS DE GUARDA Y COLECTOR DE PLUVIALES

### 5.1. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE CAUDALES

Para el cálculo de los caudales de aguas pluviales recogidos por la red de saneamiento es de aplicación la norma 5.2 – IC drenaje superficial de la Instrucción de Carreteras. Actualizada por la Orden FOM/298/2016, de 15 de febrero.

La norma 5.2 propone el Método racional, que es un método hidrometeorológico que basa el cálculo de los caudales en la aplicación de una intensidad media máxima de precipitación a la superficie de la cuenca y en la estimación de su escurrimiento, según el cual:

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

siendo:

$Q_T$  Caudal máximo anual correspondiente al periodo de retorno  $T$ , en el punto de desagüe de la cuenca [ $\text{m}^3/\text{s}$ ].

$C$  Coeficiente de escurrimiento [adimensional].

$I(T, t_c)$  Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado  $T$ , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración  $t_c$ , de la cuenca [ $\text{mm/h}$ ].

$A$  Área de la cuenca vertiente [ $\text{Km}^2$ ].

$K_t$  Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la distribución [adimensional].

### Intensidad de lluvia

El cálculo de la intensidad de lluvia se puede llevar a cabo por dos métodos, el hidrometeorológico y uno de los denominados indirectos.

En el presente proyecto se ha empleado el método hidrometeorológico, expuesto en la Instrucción 5.2-IC, y evalúa la intensidad de precipitación  $I(T, t)$  correspondiente a un período de retorno  $T$ , y a una duración del aguacero  $t$ , mediante la expresión:

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

siendo

$I(T, t_c)$  Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado  $T$ , para una duración del aguacero igual al tiempo de concentración  $t_c$ , de la cuenca [ $\text{mm/h}$ ].

$I_d$  Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno  $T$  [ $\text{mm/h}$ ].

$F_{int}$  Factor de intensidad [adimensional].

### **Intensidad media diaria de precipitación corregida**

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

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

siendo

$I_d$  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 ha facilitado el cálculo de  $P_d$  a partir de los valores de precipitación dados en la publicación Máximas luvias diarias en la España Peninsular del Ministerio de Fomento (1999).

### **Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca**

El factor reductor de la precipitación por área de la cuenca  $K_A$ , tiene en cuenta la no simultaneidad de la lluvia en toda su superficie. Se obtiene a partir de la siguiente formula:

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

$$K_A = 1$$

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

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

siendo

$K_A$  Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca [adimensional].

$A$  Área de la cuenca vertiente [Km<sup>2</sup>].

### **Factor de intensidad Fint**

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = \text{máx} (F_a, F_b)$$

siendo

$F_{int}$  Factor de intensidad [adimensional].

$F_a$  Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad ( $I_1/I_d$ ) [adimensional]

$F_b$  Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo [adimensional].

El factor  $F_b$  no se expondrá por no disponer de datos en las proximidades.

### Obtención de $F_a$

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

siendo

$F_a$  Factor obtenido a partir del índice de torrencialidad ( $I_1/I_d$ ) [adimensional]

$I_1/I_d$  Índice de torrencialidad que expresa la relación entre la intensidad de precipitación horaria y la media diaria corregida [adimensional].

$t$  duración del aguacero [h]

Se facilita el Índice de torrencialidad a partir del mapa de la figura 2.4 de la Instrucción 5.2-IC.

### Tiempo de concentración

El tiempo de concentración para un punto dado, es el tiempo que tarda el punto más alejado de la cuenca vertiente en drenar por dicho punto.

Para el cálculo del tiempo de concentración de cada elemento susceptible de introducir aguas pluviales en la red, se permite el empleo de los dos métodos expuestos en la Instrucción 5.2-IC, según predomine el flujo canalizado por cauces bien definidos o el flujo difuso sobre la superficie del terreno.

### Flujo canalizado

Para cuencas principales, cuando predomina el flujo canalizado en cauces bien definidos, se puede emplear la relación empírica:

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

siendo:

$t_c$  tiempo de concentración, en h.

$L_c$  longitud del cauce principal, en km.

$J_c$  pendiente media del cauce, en m/m.

El cauce (o recorrido) que debe escogerse es aquél que da lugar a un valor mayor del tiempo de concentración.

### Flujo difuso

Si el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno fuese relativamente apreciable, como es el caso de la plataforma de una carretera y de las márgenes que a ella vierten, la fórmula anterior no resulta aplicable. Se considera que se produce esta circunstancia cuando  $t_c < 0,25$  h.

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

donde:

$t_{dif}$  Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno, en minutos.

$n_{dif}$  Coeficiente de flujo difuso, adimensional.

$L_{dif}$  Longitud de recorrido en flujo difuso, en m.

$J_{dif}$  pendiente media, en m/m.

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

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

$t_{fid}$ (minutos)	$t_c$ (minutos)
$\leq 5$	5
$5 \leq t_{fid} \leq 40$	$t_{fid}$
$\geq 40$	40

### Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía -relación del caudal que discurre superficialmente al precipitado- es un factor adimensional que depende fundamentalmente de las características de la cuenca y que está comprendido entre 0 y 1.

Para su cálculo se proporciona la posibilidad de elegir entre la estimación mediante asimilación a una superficie tipo o el método propuesto por la Instrucción 5.2-IC. También se permite la introducción directa del valor del coeficiente de escorrentía.

En el presente proyecto se ha empleado el siguiente método

Método de la Instrucción 5.2-IC: El programa permite el cálculo del coeficiente de escorrentía según la metodología expuesta en la mencionada Instrucción. Este método está fundamentalmente concebido para el cálculo del drenaje y de avenidas para pasos de carreteras, por lo que es muy flexible, adaptándose tanto a pequeñas superficies pavimentadas como a grandes cuencas vertientes naturales.

Este método proporciona el cálculo del coeficiente de escorrentía en función de la precipitación máxima diaria  $P_d$  y el umbral de escorrentía  $P_0$ , estimado en función del tipo de terreno.

Una vez obtenidos estos parámetros, el coeficiente de escorrentía se evalúa como:

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0$$

$$C = \frac{\left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} - 1 \right) \left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 23 \right)}{\left( \frac{P_d \cdot K_A}{P_0} + 11 \right)^2}$$

$$\text{Si } P_d \cdot K_A > P_0$$

$$C = 0$$

$C$  Coeficiente de escorrentía (adimensional).

$P_d$  Precipitación diaria correspondiente al período de retorno  $T$  considerado (mm).

$P_0$  Umbral de escorrentía (mm).

$K_A$  Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (adimensional).

### Umbral de escorrentía

El umbral de escorrentía  $P_0$ , representa la precipitación mínima que debe caer sobre la cuenca para que se inicie la generación de escorrentía. Se determinará mediante la siguiente fórmula:

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

$P_0$  Umbral de escorrentía (mm).

$P_0^i$  Valor inicial del umbral de escorrentía (mm).

$\beta$  Coeficiente corrector del umbral de escorrentía (adimensional).

## Valor inicial del umbral de escorrentía

El valor inicial del umbral de escorrentía se determinará como se refiere a continuación, a partir de:

- Series de datos o mapas publicados por la Dirección General de Carreteras, en los que se obtenga directamente el valor de  $P_o^i$  para una determinada localización geográfica. Normalmente, dicho valor en cada punto se obtendrá como promedio en la cuenca vertiente al punto de cálculo de una determinada discretización espacial llevada a cabo sobre el territorio.
- Tabla 2.3 de la norma 5.2-IC, en las siguientes circunstancias:
  - Cuando la información referida en el párrafo precedente no se encuentre disponible.
  - Cuando el tamaño de la cuenca sea similar (o inferior) al tamaño de la discretización espacial efectuada.
  - En problemas específicos de escorrentía urbana.
  - Para la definición del drenaje de plataforma y márgenes.
  - Cuando se tenga constancia de cambios de uso del suelo con posterioridad a la elaboración de las series de datos o mapas a que se hace referencia en el párrafo anterior.
  -

Para la realización de cálculos en que se supongan modificaciones de los usos del suelo, respecto a lo reflejado en las mencionadas series de datos o mapas.

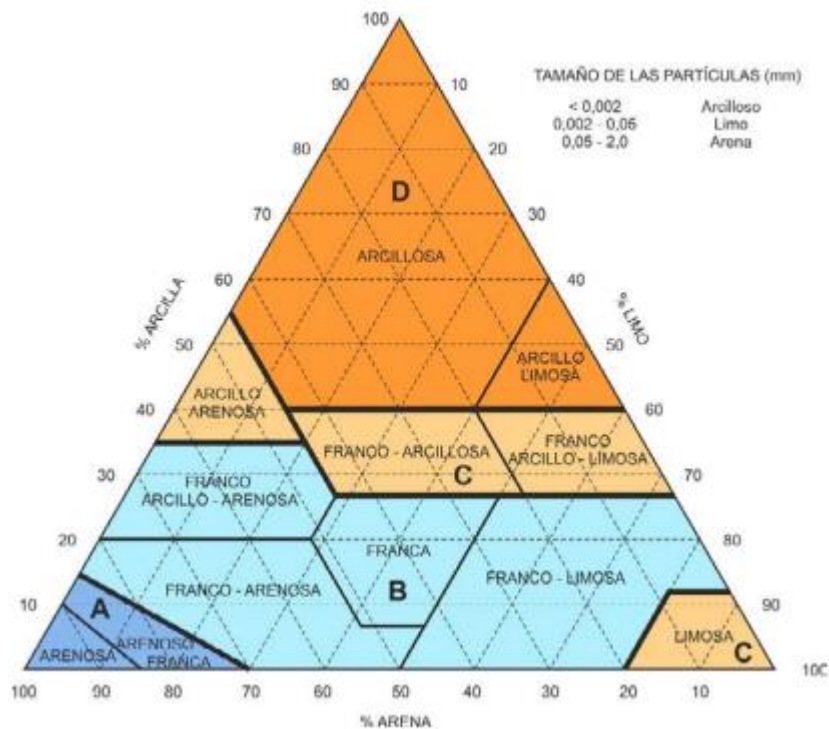
La determinación de los grupos hidrológicos de suelo presentes en la cuenca se debe realizar a partir del mapa de la figura 2.7 de la norma 5.2-IC. Cuando se disponga de información más detallada, en el proyecto se puede justificar el cambio del grupo hidrológico de suelo en alguna cuenca concreta, según los criterios de la tabla 2.4 y la figura 2.8.

TABLA 2.4 - GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SUELO A EFECTOS DE LA DETERMINACIÓN DEL VALOR INICIAL DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA

GRUPO	INFILTRACIÓN (cuando están muy húmedos)	POTENCIA	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillo-arenosa Franco-limosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto
D	Muy lenta	Pequeño (litosuelo) u horizontes de arcilla	Arcillosa	Pobre o muy pobre

Nota: Los terrenos con nivel freático alto se incluirán en el Grupo D

FIGURA 2.8 – DIAGRAMA TRIANGULAR PARA LA DETERMINACIÓN DE LA TEXTURA EN MATERIALES TIPO SUELO



### Coeficiente corrector del umbral de escorrentía

La formulación del método racional efectuada en los epígrafes precedentes requiere una calibración con datos reales de las cuencas, que se introduce en el método a través de un coeficiente corrector del umbral de escorrentía  $\beta$ .

Se pueden distinguir los siguientes casos, en función de los datos disponibles:

- Cuando se disponga de una calibración específica para una cuenca concreta, el valor del coeficiente corrector a aplicar es, directamente, el obtenido en ella.
- Cuando no se disponga de información suficiente en la propia cuenca de cálculo o en cuencas próximas similares, para llevar a cabo la calibración, se puede tomar el valor del coeficiente corrector a partir de los datos de la tabla 2.5, correspondientes a las regiones de la figura 2.9. de la norma

En este último caso, atendiendo al tipo de obra de que en cada caso se trate, se debe proceder como se indica a continuación:

- Drenaje transversal de vías de servicio, ramales, caminos, accesos a instalaciones y edificaciones auxiliares de la carretera y otros elementos anejos (siempre que el funcionamiento hidráulico de estas obras no afecte a la carretera principal) y drenaje de plataforma y márgenes: Se debe aplicar el producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía por un factor dependiente del período de retorno  $T$ , considerado para el caudal de proyecto en el elemento de que en cada caso se trate:



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

- o Drenaje transversal de la carretera (puentes y obras de drenaje transversal): producto del valor medio de la región del coeficiente corrector del umbral de escorrentía corregido por el valor correspondiente al intervalo de confianza del cincuenta por ciento, por un factor dependiente del período de retorno T considerado para el caudal de proyecto, es decir:

$$\beta^{DT} = (\beta_m - \Delta_{50}) \cdot F_T$$

donde:

$\beta^{PM}$  Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje de plataforma y márgenes, o drenaje transversal de vías auxiliares (adimensional).

$\beta^{DT}$  Coeficiente corrector del umbral de escorrentía para drenaje transversal de la carretera (adimensional).

$\beta_m$  Valor medio en la región del umbral de escorrentía (tabla 2.5) (adimensional).

$F_T$  Factor función del periodo de retorno T (tabla 2.5) (adimensional).

$D_{50}$  Desviación respecto al valor medio: intervalo de confianza correspondiente al cincuenta por ciento (50%) (adimensional).

TABLA 2.5.- COEFICIENTE CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA:

VALORES CORRESPONDIENTES A CALIBRACIONES REGIONALES

Región	Valor medio, $\beta_m$	Desviación respecto al valor medio para el intervalo de confianza del			Período de retorno T(años), $F_T$				
		D50%	D67%	D90%	2	5	25	100	500
11	0,90	0,20	0,30	0,50	0,80	0,90	1,13	1,34	1,59
12	0,95	0,20	0,25	0,45	0,75	0,90	1,14	1,33	1,56
13	0,60	0,15	0,25	0,40	0,74	0,90	1,15	1,34	1,55
21	1,20	0,20	0,35	0,55	0,74	0,88	1,18	1,47	1,90
22	1,50	0,15	0,20	0,35	0,74	0,90	1,12	1,27	1,37
23	0,70	0,20	0,35	0,55	0,77	0,89	1,15	1,44	1,82
24	1,10	0,15	0,20	0,35	0,76	0,90	1,14	1,36	1,63
25	0,60	0,15	0,20	0,35	0,82	0,92	1,12	1,29	1,48
31	0,90	0,20	0,30	0,50	0,87	0,93	1,10	1,26	1,45
32	1,00	0,20	0,30	0,50	0,82	0,91	1,12	1,31	1,54
33	2,15	0,25	0,40	0,65	0,70	0,88	1,15	1,38	1,62

41	1,20	0,20	0,25	0,45	0,91	0,96	1,00	1,00	1,00
42	2,25	0,20	0,35	0,55	0,67	0,86	1,18	1,46	1,78
511	2,15	0,10	0,15	0,20	0,81	0,91	1,12	1,30	1,50
512	0,70	0,20	0,30	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52	0,95	0,20	0,25	0,45	0,89	0,94	1,09	1,22	1,36
53	2,10	0,25	0,35	0,60	0,68	0,87	1,16	1,38	1,56
61	2,00	0,25	0,35	0,60	0,77	0,91	1,10	1,18	1,17
71	1,20	0,15	0,20	0,35	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
72	2,10	0,30	0,45	0,70	0,67	0,86	1,00	-	-
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	-	-
83	2,30	0,15	0,25	0,40	0,63	0,85	1,21	1,51	1,85
91	0,85	0,15	0,25	0,40	0,72	0,88	1,19	1,52	1,95
92	1,45	0,30	0,40	0,70	0,82	0,94	1,00	1,00	1,00
93	1,70	0,20	0,25	0,45	0,77	0,92	1,00	1,00	1,00
941	1,80	0,15	0,20	0,35	0,68	0,87	1,17	1,39	1,64
942	1,20	0,15	0,25	0,40	0,77	0,91	1,11	1,24	1,32
951	1,70	0,30	0,40	0,70	0,72	0,88	1,17	1,43	1,78
952	0,85	0,15	0,25	0,40	0,77	0,90	1,13	1,32	1,54
101	1,75	0,30	0,40	0,70	0,76	0,90	1,12	1,27	1,39
1021	1,45	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00
1022	2,05	0,15	0,25	0,40	0,79	0,93	1,00	1,00	1,00

En Ceuta y Melilla se adoptarán valores similares a los de la región 61.

Pueden obtenerse valores intermedios por interpolación adecuada a partir de los datos de esta tabla  
En todos los casos  $F_{10}=1,00$

FIGURA 2.9.- REGIONES CONSIDERADAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL COEFICIENTE  
CORRECTOR DEL UMBRAL DE ESCORRENTÍA



### Tiempo de recorrido

Es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto de recogida al punto estudiado. Depende de las condiciones hidráulicas del colector.

$$T_r = \sum_i \frac{L_i}{V_i}$$

donde:

$V_i$       velocidad de cada tramo.

$L_i$       longitud de cada tramo.

#### 5.2. DATOS GENERALES

Método de cálculo:

= Hidrometeorológico

Período de retorno [años]

T = 10

Coeficiente de variación:  $C_v = 0,30$   
 Factor de amplificación (cuantil regional):  $K_t = 1,38$   
 Precipitación media diaria:  $P_d = 50,00 \text{ mm/día}$   
 Precipitación máxima diaria:  $P_d = 68,85 \text{ mm/día}$   
 Relación  $I_1/I_d$ :  $I_1/I_d = 9,00$

Coef. corrección umbral escorrentía:  $\theta = 0,850$

Región (mapa figura 2.9): 91  
 Valor medio en la región, del  $\theta$ :  $\theta_m = 0,85$   
 Factor función del periodo de retorno T:  $F_T = 1,00$

### 5.3. DATOS DE CUENCAS VERTIENTES

Referencia	Método cálculo	S [m²]	L [m]	i [%]	Tipo de flujo	$t_{dif}$ [min]	$n_{dif}$	Naturaleza	$P_0$ [mm]	$P_0$ [mm]	C	$t_c$ [min]	$K_t$	$I_d$ [mm/h]	$F_{int}$	$I(T, t_c)$ [mm/h]	$Q_{max}$ [l/s]
Acometida A2	5.2-IC	2.738	80	0,00	Difuso	0,00	0,000	Mezclas de frondosas, Zonas rurales, grupo suelo D	23	19,55	0,32	5,00	-	2,87	30,56	87,67	21,148
Acometida A1	5.2-IC	5.133	150	0,00	Difuso	0,00	0,000	Mezclas de frondosas, Zonas rurales, grupo suelo D	23	19,55	0,32	5,00	-	2,87	30,56	87,67	39,644

$S$  = Superficie.

$L$  = Longitud.

$i$  = Pendiente.

$t_{dif}$  = Tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno, en minutos.

$n_{dif}$  = Coeficiente de flujo difuso.

$P_0$  = Valor inicial del umbral de escorrentía.

$P_0$  = Umbral de escorrentía.

$C$  = Coeficiente de escorrentía.

$t_c$  = Tiempo de concentración.

$K_t$  = Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la distribución.

$I_d$  = Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno  $T$ .

$F_{int}$  = Factor de intensidad.

$I(T, t_c)$  = Intensidad de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado  $T$ , para una duración del aguacero igual a  $t_c$ .

$Q_{max}$  = Caudal máximo.

Práctica de cultivo:

N: Denota cultivo según las curvas de nivel.

R: Denota cultivo según la línea de máxima pendiente.

#### 5.4. CÁLCULO HIDRÁULICO COLECTOR DE PLUVIALES

Se realiza en cálculo considerando los caudales pluviométricos, pero sin considerar el freático de recogida en el subdren. Se sobredimensiona el tubo para dar cabida al caudal freático que pueda recogerse en el fondo de las balsas filtro.

COLECTOR DRENAJE		
Project Description		
Friction Method	Manning Formula	
Solve For	Normal Depth	
Input Data		
Roughness Coefficient	0.010	
Channel Slope	0.60	%
Diameter	0.29	m
Discharge	40.00	L/s
Results		
Normal Depth	0.14	m
Flow Area	0.03	m²
Wetted Perimeter	0.44	m
Hydraulic Radius	0.07	m
Top Width	0.29	m
Critical Depth	0.16	m
Percent Full	47.0	%
Critical Slope	0.00382	m/m
Velocity	1.31	m/s
Velocity Head	0.09	m
Specific Energy	0.22	m
Froude Number	1.29	
Maximum Discharge	0.10	m³/s
Discharge Full	0.09	m³/s
Slope Full	0.00121	m/m
Flow Type	SuperCritical	
GVF Input Data		
Downstream Depth	0.00	m
Length	0.00	m
Number Of Steps	0	
GVF Output Data		
Upstream Depth	0.00	m
Profile Description		
Profile Headloss	0.00	m
Average End Depth Over Rise	0.00	%
Normal Depth Over Rise	47.01	%
Downstream Velocity	Infinito	m/s
Upstream Velocity	Infinito	m/s
Normal Depth	0.14	m
Critical Depth	0.16	m
Channel Slope	0.60	%

**COLECTOR DRENAJE**

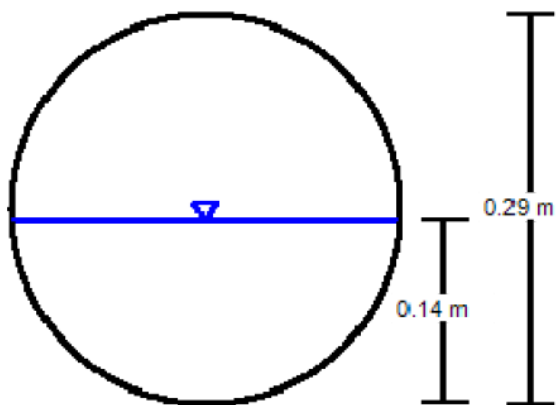
**Project Description**

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

**Input Data**

Roughness Coefficient	0.010
Channel Slope	0.60 %
Normal Depth	0.14 m
Diameter	0.29 m
Discharge	40.00 L/s

**Cross Section Image**



V: 1  
H: 1

### 5.5. CÁLCULO HIDRÁULICO CUNETA DE GUARDA

#### CUNETÓN EDAR

##### Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

##### Input Data

Roughness Coefficient	0.015
Channel Slope	0.50 %
Left Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Right Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Discharge	40.00 L/s

##### Results

Normal Depth	0.22 m
Flow Area	0.05 m <sup>2</sup>
Wetted Perimeter	0.61 m
Hydraulic Radius	0.08 m
Top Width	0.43 m
Critical Depth	0.20 m
Critical Slope	0.00754 m/m
Velocity	0.85 m/s
Velocity Head	0.04 m
Specific Energy	0.25 m
Froude Number	0.83
Flow Type	Subcritical

##### GVF Input Data

Downstream Depth	0.00 m
Length	0.00 m
Number Of Steps	0

##### GVF Output Data

Upstream Depth	0.00 m
Profile Description	
Profile Headloss	0.00 m
Downstream Velocity	Infinito m/s
Upstream Velocity	Infinito m/s
Normal Depth	0.22 m
Critical Depth	0.20 m
Channel Slope	0.50 %
Critical Slope	0.00754 m/m



**Cross Section for Triangular Channel - 1**

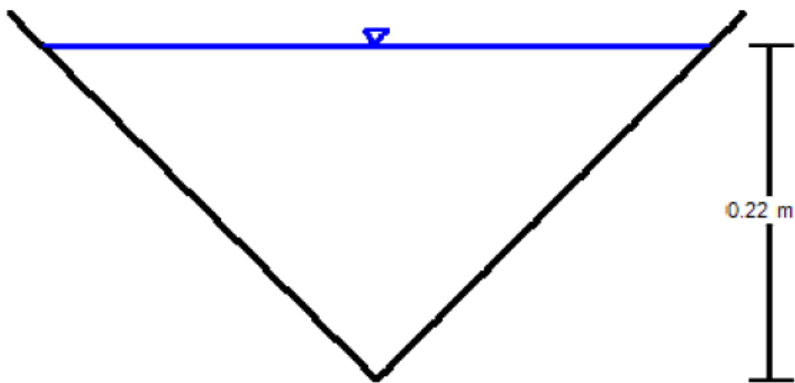
Project Description

Friction Method	Manning Formula
Solve For	Normal Depth

Input Data

Roughness Coefficient	0.015
Channel Slope	0.50 %
Normal Depth	0.22 m
Left Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Right Side Slope	1.00 m/m (H:V)
Discharge	40.00 L/s

Cross Section Image



V: 1  
H: 1