

# PLAN DE SECTORIZACIÓN DEL ÁMBITO UNS04.05-RP "DESARROLLO DEL ESTE-ENSANCHE DE SAN FERNANDO" (MADRID)

## DOCUMENTO DE AVANCE

MAYO 2025

### BLOQUE E ANEXOS TITULO I. EC-01. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Promotor:

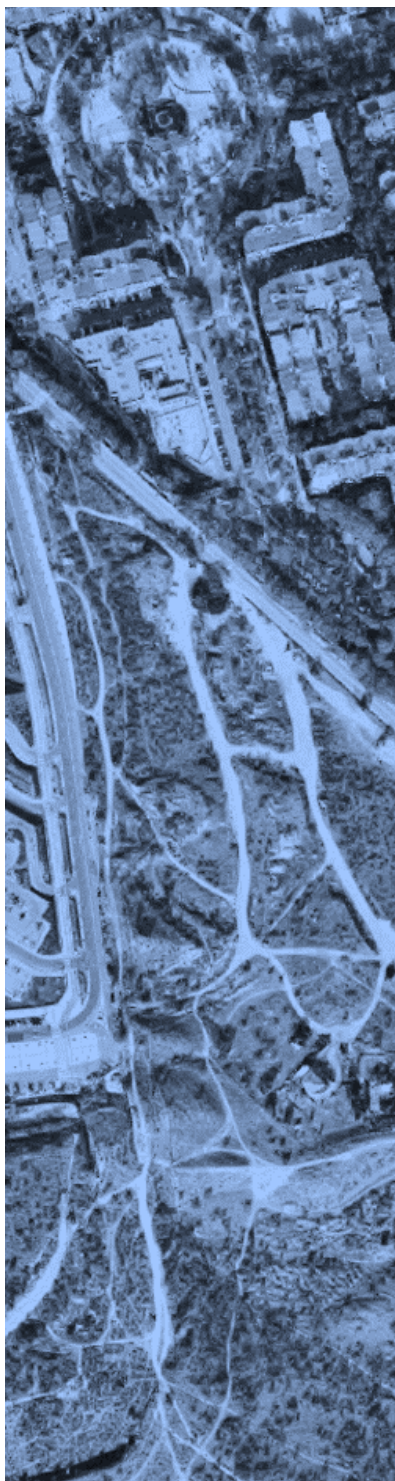
COMISIÓN GESTORA  
ENSANCHE DE SAN FERNANDO

Empresa Redactora:

Gestión, Ingeniería y Soluciones  
 **GIS**  
Gestión Integral del Suelo, S.L.



# PLAN DE SECTORIZACIÓN DEL ÁMBITO UNS 04.05-RP “DESARROLLO DEL ESTE – ENSANCHE DE SAN FERNANDO” (MADRID)



## DOCUMENTO DE AVANCE

### BLOQUE E - TÍTULO I

### EC-01. ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### Dirección Técnica:

Magdalena Barreales Caballero	Ingeniera de Caminos
Rubén Fernández Rodríguez	Arquitecto
Fernando Carmona Mateos	Arquitecto
Pedro Tarancón Gómez	Arquitecto

#### Equipo Redactor:

Luis Miguel Ramos del Cerro	Arquitecto
Natalia González Alonso	Arquitecta
Silvia Blanco Pisabarro	Arquitecta
Ana García Peña	Grado en Arquitectura
Lara Caamaño Fernández	Arquitecta-Paisajista
Sergio Ordás Llamazares	Ingeniero de Caminos
Nuria Ibarguren Fernández	Ingeniero de Caminos
Diego Carrera Pérez	Ingeniero de Caminos
Francisco Barreales Carrasco	Ingeniero de Caminos
Carmen Cordero González	Lda. Ciencias Ambientales
Elena Arranz Borreguero	Ingeniera Agrónoma
Jorge Blanco Moro	Graduado Ciencias Ambientales
Armando López Hernández	Ldo. Geografía e Historia
Inés Suárez Santos	Lda. Derecho
Marta Gayo Modino	Lda. Derecho
Luis Diego Rodríguez Canga	Ingeniero Técnico Agrícola
Javier Rodríguez Barrientos	Ingeniero Técnico Agrícola
Agustín Jara Nevado	Ingeniero Industrial
Marta Sandoval Cerón	Delineante
Dulce María Pérez Benavides	Delineante
Miguel Ángel García Angulo	Delineante
Noelia Yugueros Anta	Delineante

#### Promotor:

Comisión Gestora  
Ensanche de San Fernando

#### Empresa Redactora:



Calle Mejía Leguerica, 3  
28004 (Madrid)

Paseo de la Castellana 127, 2ª planta  
28046 Madrid

## ÍNDICE

<b>TÍTULO I. ESTUDIO HIDROLÓGICO .....</b>	<b>3</b>
<b>Capítulo 1. Introducción y objeto del estudio.....</b>	<b>4</b>
<b>Capítulo 2. Descripción de la zona de estudio .....</b>	<b>5</b>
<b>Capítulo 3. Red hidrográfica .....</b>	<b>6</b>
3.1. Previsión en la modificación de la red hidrográfica.....	7
<b>Capítulo 4. Redes de abastecimiento, saneamiento y depuración .....</b>	<b>8</b>
4.1. Abastecimiento.....	8
4.2. SANEAMIENTO Y DEPURACIÓN .....	9
4.3. AGUAS REGENERADAS .....	12
<b>Capítulo 5. AGUAS PLUVIALES .....</b>	<b>14</b>
5.1. CÁLCULO DE CAUDALES .....	14
<b>Capítulo 6. SISTEMA DE SANEAMIENTO Y DRENAJE ADOPTADO .....</b>	<b>24</b>
<b>Capítulo 7. INFRAESTRUCTURAS DE SANEAMIENTO EXISTENTES .....</b>	<b>25</b>
<b>Capítulo 8. DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO Y ZONAS INUNDABLES .....</b>	<b>28</b>

## Título I. ESTUDIO HIDROLÓGICO

## Capítulo 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL ESTUDIO

En el presente anexo, y en cumplimiento del Decreto 170/1998 de 1 de octubre, sobre gestión de las infraestructuras de saneamiento de aguas residuales de la Comunidad de Madrid, se procede a analizar la repercusión del desarrollo del nuevo ámbito urbanístico en la red de saneamiento, a fin de garantizar la conectividad de este nuevo área a la red general.

De hecho, el Decreto 170/1998 indica en su artículo 7 que todos los planes, proyectos o actuaciones de alcantarillado y todos los desarrollos urbanísticos deberán ser informados por la Comunidad de Madrid cuando impliquen variación en las condiciones de funcionamiento de los emisarios o las depuradoras.

Así pues, se procede a calcular los nuevos aportes tanto en lo que respecta a caudales fecales como pluviales, de forma que se pueda comprobar la posibilidad de tratamiento de los nuevos caudales de aportación.

El objeto, por tanto, del presente documento, es el de determinar los caudales pluviales y fecales que se generarán en la zona de estudio y que constituirán las nuevas aportaciones al sistema general de saneamiento.

Las estimaciones se han realizado en base a la Alternativa de Ordenación Pormenorizada 3, con carácter indicativo, y se ajustarán a la alternativa seleccionada en fases posteriores.

## Capítulo 2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio a la que se refiere el presente documento se localiza al este del Término Municipal de Madrid, en el Distrito de Vicálvaro, colindando al este con el Barrio “Parque Roma-Coronas” del municipio de San Fernando de Henares, al oeste con el Barrio del Jarama de Coslada, actualmente en fase de desarrollo urbanístico, y al sur con el sector UZp.02.02-RP DESARROLLO DEL ESTE – LOS CERROS, del municipio de Madrid, en fase de ejecución de la urbanización actualmente. El ámbito cuenta, según la ficha del PGOU vigente (establecido en la MPG2013) con una superficie estimada de 218.783 m<sup>2</sup>s. Esta superficie se ha revisado tras realizar un levantamiento topográfico y se recoge en el presente documento una superficie de suelo de **217.518,40 m<sup>2</sup>s**. El ámbito colinda con zonas urbanas consolidadas (Barrio del Parque Roma en San Fernando de Henares), y otras en fase de desarrollo urbanístico (Barrio del Jarama y Los Cerros), por lo que se deberá contemplar su correcto encaje territorial con los tejidos urbanos existentes y previstos del entorno. La propuesta planteada tiene por objeto la renovación de esta área, con la implantación de nuevas viviendas, zonas verdes y espacios dotacionales.

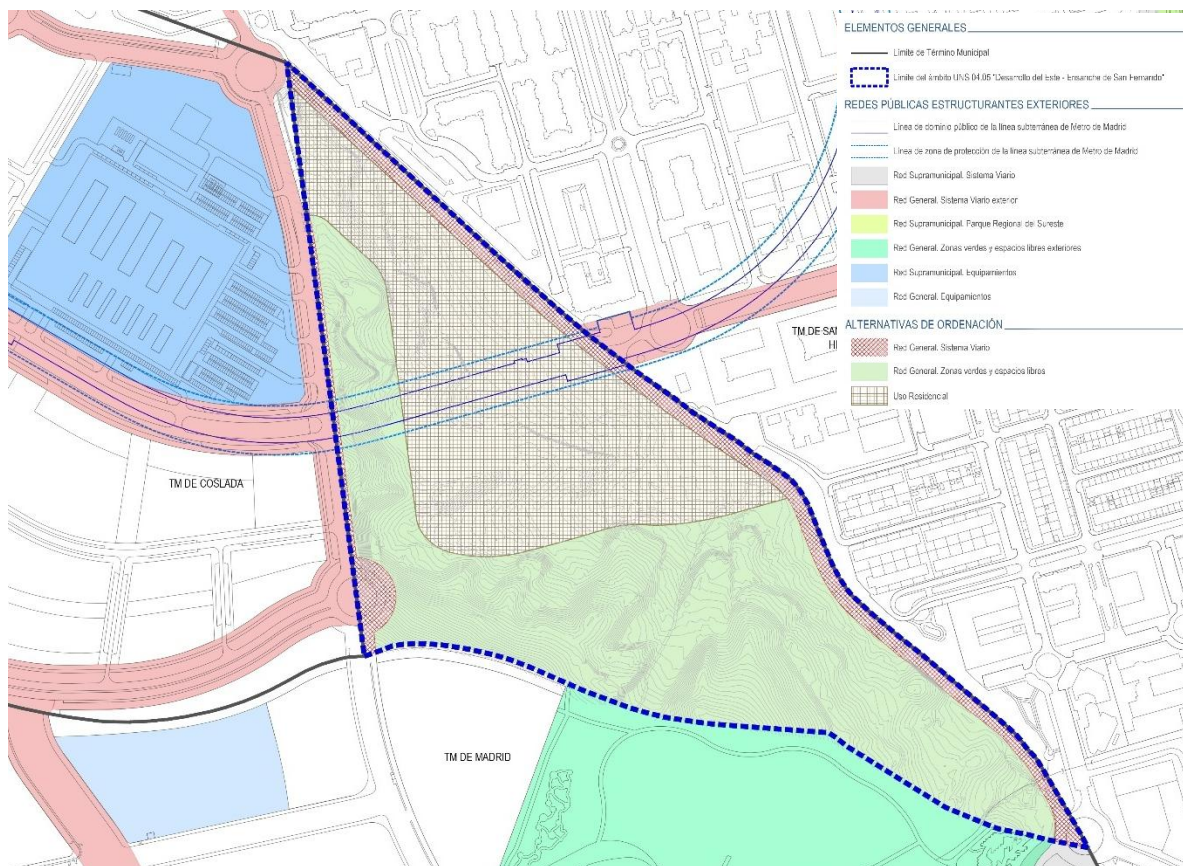


Figura 1. Alternativa de Ordenación Estructurante escogida

Se destaca en cualquier caso que la zona de estudio se corresponde con un área no antropizada, por la que discurren dos cauces de corriente discontinua que no generan ningún tipo de afección sectorial. El estudio de las nuevas aportaciones que se incluye en el presente documento se centra en el área que delimita el ámbito de estudio, considerando también las posibles conexiones de ésta con la red general.

### Capítulo 3. RED HIDROGRÁFICA

Como se ha indicado, la zona de estudio se sitúa sobre un ámbito eminentemente periurbano. El área se encuentra delimitada por diversos viales, quedando enclavada entre la Carretera de Mejorada al este y la Avenida José Hierro al oeste.

- La calle Carretera de Mejorada, perteneciente a la red viaria del Ayuntamiento de Madrid, ejerce de límite y barrera urbana con el barrio de Parque Roma-Coronas, que conecta tan solo en dos puntos en 1,2 km (glorieta al suroeste y Avenida Algorta) y cuenta con una red viaria interior completamente independiente de dicho vial.
- La Avenida José Hierro actualmente está ejecutada tan solo en el perímetro de la parcela del Hospital del Henares, quedando pendiente la ampliación del vial hacia el sur, como parte del proyecto de urbanización del ámbito de Barrio del Jarama.

En este sentido, dentro del ámbito de actuación, se encuentran dos cauces de corriente discontinua de muy escasa entidad. Ninguno de ellos está incluido en la Red Hidrológica Principal suministrada por la Confederación Hidrográfica del Tajo.



Figura 2. Cauces de corriente discontinua detectados. Ortofoto IGN y elaboración propia

### 3.1. Previsión en la modificación de la red hidrográfica

Tal y como se ha indicado en los puntos anteriores, y a la vista de las características físicas de la zona de actuación, se puede concluir que no existen elementos constitutivos de la red hidrográfica que pueden verse afectados por el propio proceso constructivo y por la incorporación de las nuevas infraestructuras.

## Capítulo 4. REDES DE ABASTECIMIENTO, SANEAMIENTO Y DEPURACIÓN

### 4.1. Abastecimiento

Se incluye a continuación un análisis pormenorizado de las necesidades en cuanto a abastecimiento y saneamiento asociados a los nuevos desarrollos planteados.

#### 4.1.1. Caudales

El cálculo de la demanda de abastecimiento de agua se realiza aplicando las dotaciones medias en función de los usos, de acuerdo con las Normas para el Abastecimiento de Agua del CYII, a los datos urbanísticos obtenidos del Plan General y la previsiones de crecimiento planteadas por el Avance del Plan de Sectorización. En cuanto a la dotación precisa para dar servicio a las nuevas edificaciones, y a fin de establecer una primera aproximación a los consumos reales que se generarán, se parte de los parámetros de uso habitual en el Canal de Isabel II:

- Viviendas colectivas: 8,0 l/m<sup>2</sup> edif. y día
- Viviendas unifamiliares: 9,5 l/m<sup>2</sup> edif. y día
- Equipamiento terciario, dotacional e industrial: 8,0 l/m<sup>2</sup> edif y día
- Espacios verdes: 1,5 l/m<sup>2</sup> y día

Conforme a la ordenación propuesta, se tienen los siguientes valores:

Requerimientos de abastecimiento				
Usos	Superficie. (m <sup>2</sup> )	Dotación (l/m <sup>2</sup> y día)	Consumo (m <sup>3</sup> /día)	Consumo (l/seg)
Vivienda unifamiliar	0	9,5	0	0
Vivienda colectiva	69.167,39	8	553,34	6,40
Equipamientos	16.038,32	8	128,30	1,49
Zonas verdes	137.077,29	1,5	205,62	2,38
<b>TOTAL</b>			<b>887,26</b>	<b>10,27</b>

Figura 3. Consumos de abastecimiento

Las redes de distribución se dimensionarán a caudal punta, que viene reflejado por la expresión:

Tipo de red	Uso	Coefficiente punta instantáneo
Red de aducción	Por gravedad aguas arriba del depósito regulador	1
	En impulsiones a depósito regulador	$\frac{24}{\text{horas de bombeo diarias}}$
Red de distribución	Demandas de usos urbano residenciales, terciarios, dotacionales e industriales y riego de zonas verdes	$1,4 + \frac{2,8}{\sqrt{Q_m}} \leq 3$

Figura 4. Valores del coeficiente punta (C<sub>p</sub>) de abastecimiento

De este modo, el coeficiente punta resulta de 2,27 y el caudal punta de 23,31 l/s

#### 4.1.2. Necesidades en la red de abastecimiento

Los aportes a la red de abastecimiento de San Fernando de Henares se producen desde un anillo de aducción en fundición dúctil que recorre la Carretera de Mejorada en dirección norte-sur. Desde él, parten conducciones de distribución que sirven a los diferentes desarrollos existentes a ambos lados del mencionado eje. Esto implica que existan conexiones a la red de aducción únicamente desde el límite oriental del ámbito de estudio, a la altura de la Avenida Algorta y la Avenida Éibar.

El ámbito no cuenta con ningún depósito regulador en su extensión o en sus inmediaciones, sirviéndose exclusivamente a través del anillo de aducción y la red de distribución descritos, que se consideran con capacidad suficiente para asumir el incremento de demanda previsto.



Figura 5. Red de abastecimiento en el ámbito de estudio.

## 4.2. Saneamiento y depuración

### 4.2.1. Caudales

La determinación de los caudales residuales, siguiendo los criterios establecidos por el Canal de Isabel II, se realiza a partir de las dotaciones de abastecimiento de aguas domésticas e industriales, aplicando un coeficiente

de retorno en función del uso. No se considera el consumo de agua en los espacios libres, pues ésta se infiltra en el terreno o es recogida por la red de pluviales.

USO DEL SUELO	Viviendas unifamiliares	Viviendas multifamiliares	Terciario, dotacional e industrial
Suelo urbano no consolidado (SUNC) sin desarrollar	0,800	0,950	0,855
Suelo urbanizable sectorizado (SUS) sin desarrollar			
Suelo urbanizable no sectorizado (SUNS) sin desarrollar			

Figura 6. Coeficientes de retorno a la red de saneamiento

APORTE A LA RED DE SANEAMIENTO					
Usos	Consumo Abastecimiento (m <sup>3</sup> /día)	Consumo Abastecimiento (l/seg)	Coefficiente de aporte a la red de saneamiento	Aporte a la red de saneamiento (m <sup>3</sup> /día)	Aporte a la red de saneamiento (l/seg)
Vivienda unifamiliar	0	0	0,8	0	0
Vivienda colectiva	553,34	6,40	0,95	525,67	6,08
Equipamientos	128,30	1,49	0,855	109,70	1,27
TOTAL	681,64	7,89		635,37	7,35

Figura 7. Aporte a la red de saneamiento

Del mismo modo, el caudal punta se calcula conforme a la siguiente expresión:

$$Q_p = 1,6 \times [(Q_D + Q_I)^{1/2} + (Q_D + Q_I)] \leq 3 \times (Q_D + Q_I)$$

Donde:

QD = caudal doméstico

QI = caudal industria

Así, conforme a los datos anteriormente reflejados se tiene que el caudal punta resultante es de 16,10 l/s, inferior al valor de  $3 \times (Q_D + Q_I) = 22,05$  l/s.

#### 4.2.2. Necesidades de la red de saneamiento

La ficha de desarrollo del ámbito en su determinación 9 establece que los vertidos deberán tratarse en la ampliación de sistema de depuración de Madrid (EDAR suroriental) a través del UZP Los Cerros y solo en el caso de que el Canal de Isabel II lo estime oportuno podría admitirse como alternativa la EDAR de Casaquemada

La EDAR de Casaquemada, localizada en el municipio de San Fernando de Henares, y situada a escasos 400 m del límite sureste del presente desarrollo, se encuentra operativa desde 1987, da servicio actualmente a los

municipios de San Fernando de Henares, Coslada, Torrejón de Ardoz, Ajalvir y Daganzo. Cuenta con un caudal autorizado de 86.700 m<sup>3</sup>/día, el equivalente a unos 505.750 h-e.

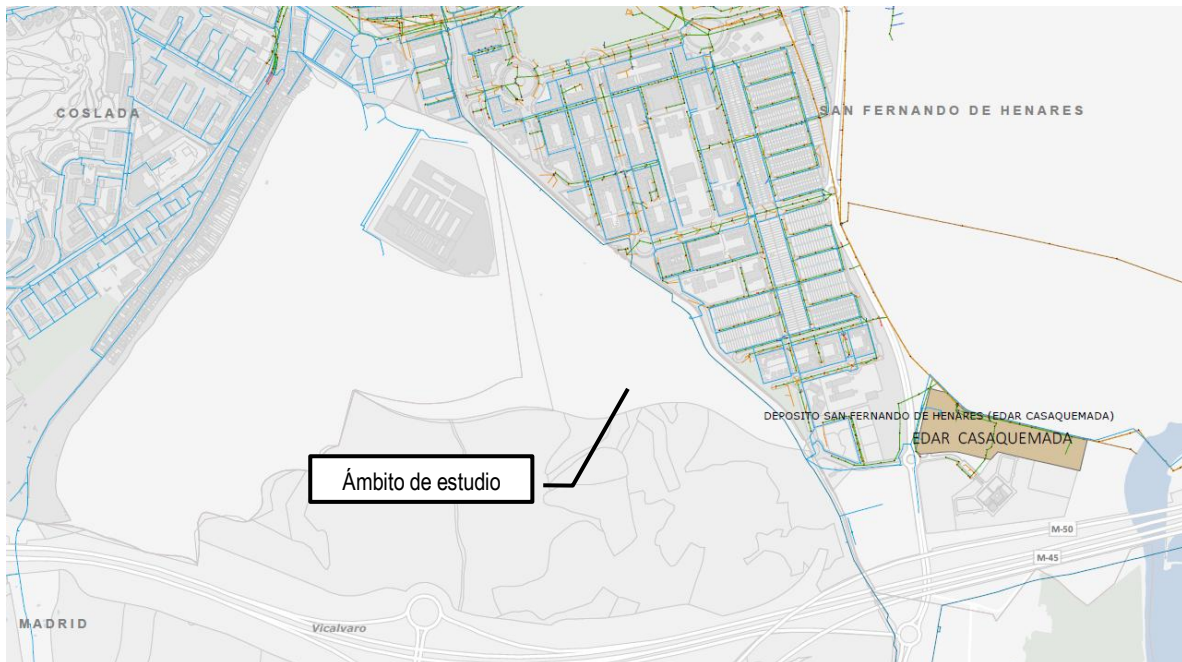


Figura 8. Red de saneamiento en el ámbito de estudio y EDAR de Casaquemada

En cuanto a los colectores principales, destacar que el más importante recorre la Carretera de Circunvalación M-206 (colector A-5 – emisario A-7), con dimensiones máximas de 1,4 x 2,1 m, recogiendo los aportes de los distintos colectores de la zona desde la Carretera de Mejorada y conduciendo los caudales generados a la EDAR de Casaquemada.

Existe un Informe de Viabilidad de suministro del Ámbito de Actuación “Barrio del Jarama” (Coslada), del CYII, en el cual se recoge la propuesta de disponer los correspondientes colectores de saneamiento a lo largo de la Carretera de Mejorada, mediante una red separativa, hasta conectar directamente con la EDAR de Casaquemada. Esta línea recorrería el ámbito UNS 04.05 en estudio por su extremo oriental, siendo viable la conexión de la nueva red del ámbito a estas conducciones. Asimismo, en el mencionado informe se recoge la propuesta de ejecutar un nuevo tanque de tormentas anti DSU en el extremo sureste del ámbito, actuación que sería compatible con la ordenación propuesta.

En el diseño de nuevas redes de alcantarillado se adoptarán, siempre que sea posible, redes separativas, conforme al criterio establecido en el artículo 28.2 apartado a del Plan Hidrológico del Tajo: “Los proyectos de nuevas urbanizaciones deberán establecer preferentemente redes de saneamiento separativas para aguas negras y pluviales”. Por lo tanto, la red de drenaje que se proponga para la evacuación de las aguas residuales producidas en los nuevos desarrollos será separativa. Existirá una red de colectores que conduzcan las aguas fecales hacia el emisario que vierte en la EDAR y otra red de colectores para las aguas pluviales que darán salida a las escorrentías hacia los cauces de los arroyos a través de vertidos puntuales.

El trazado de las conducciones, tanto de aguas residuales como pluviales, se deberá hacer, siempre que sea posible, de tal forma que la evacuación de las aguas sea por gravedad, sorteando las divisorias más

pronunciadas del terreno natural y considerando los puntos más adecuados de paso, y preferiblemente bajo las aceras del viario que se establezca.

#### 4.2.3. Predimensionamiento

Considerando un diámetro mínimo de 400 mm, y tubería de PVC y sección al 75 %, se incluye a continuación una tabla indicativa de los caudales desaguados para diferentes pendientes de la tubería. Se comprueba cómo con este diámetro, se evacúan caudales muy superiores a los previamente calculados.

Díámetro (mm)	Pendiente (%)	Caudal desaguado (l/s)
400	10	621
400	5	439
400	2,5	311
400	1	196
400	0,5	139
400	0,3	108

#### 4.3. Aguas regeneradas

En los núcleos de Coslada y San Fernando de Henares existe una red de reutilización que distribuye agua regenerada para el baldeo de calles y riego de zonas verdes. En el entorno inmediato del ámbito UNS 04.05 recorre la Carretera de Mejorada, de manera que es posible conectar directamente a la conducción principal para el suministro a los nuevos desarrollos.

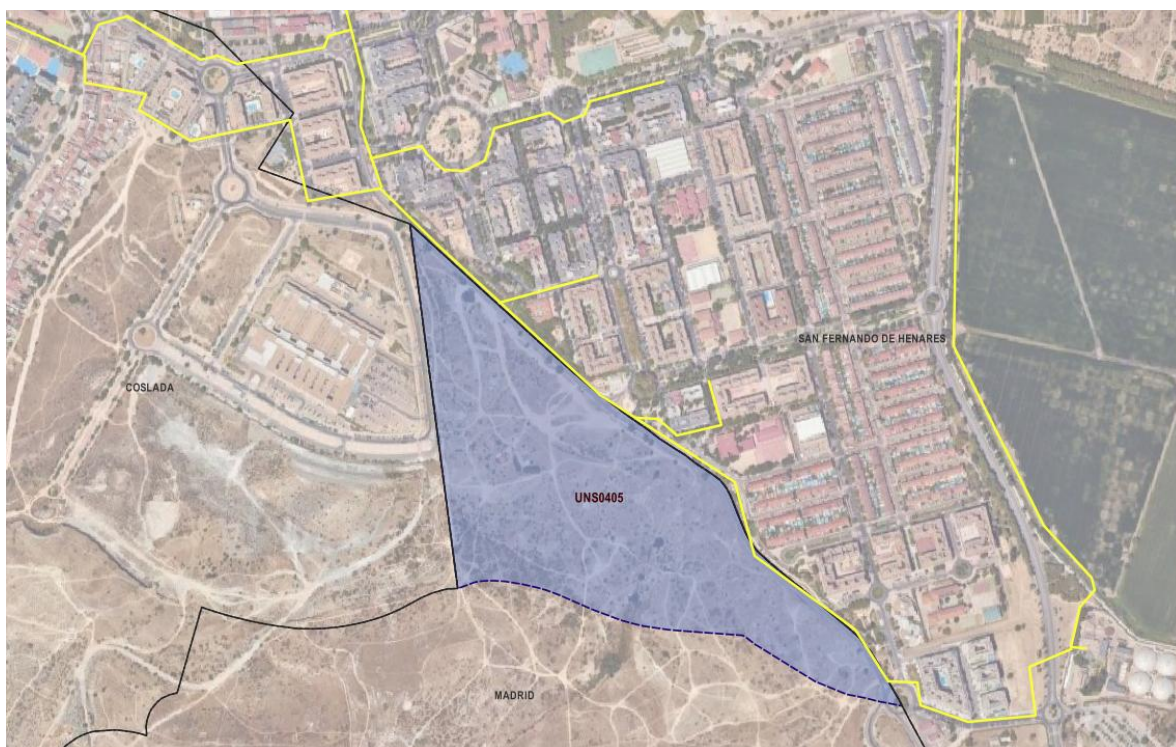


Figura 9. Red de agua regenerada existente

## Capítulo 5. AGUAS PLUVIALES

Para el cálculo de los caudales pluviales generados, se procede a continuación a describir y calcular las características principales del aguacero tipo, que por aplicación a la superficie del ámbito determinará los caudales a evacuar.

Se incide nuevamente en el hecho de que la zona de actuación abarca un espacio ya urbanizado, y con características muy similares a la solución proyectada en lo que respecta a condiciones de infiltración y evacuación del agua de lluvia.

En cualquier caso, se centra el estudio de cálculo sobre el área asociada al ámbito de actuación, por ser esta zona donde se producirá una modificación de la red de saneamiento.

### 5.1. Cálculo de caudales

Para el cálculo de los caudales asociados a la zona de actuación, se ha seguido una versión modificada del método hidrometeorológico propuesto por la Instrucción 5.2.-I.C., "Drenaje Superficial", del Ministerio de Fomento. Dicha versión fue presentada por J.R. Témez en una comunicación al XXIV Congreso de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (Madrid 1991).

La máxima lluvia diaria Pd. se obtiene mediante la publicación del Ministerio de Fomento "Máximas lluvias diarias en la España peninsular" de diciembre de 1999.

#### 5.1.1. Pluviometría

Para el estudio de la pluviometría se utiliza el método SQRT-EX max descrito en la publicación "Máximas lluvias diarias en la España Peninsular" del Ministerio de Fomento de 1999.

Los datos obtenidos con el método Gumbel utilizan exclusivamente datos de una sola estación meteorológica. Sin embargo este método da un enfoque regional y trata de reducir la varianza de los parámetros estimados con una única muestra, empleando la información de estaciones con similar comportamiento, lo que permite aprovechar el conjunto de información disponible en dicha región.

En la aplicación del citado método, se realizan los pasos que se muestran a continuación.

- 1) Usos de mapas de representación de  $C_v - P$  (coeficiente de variación – máxima precipitación diaria anual)

En el anejo 1 de la publicación indicada se incluyen una serie de mapas en los que se representan tanto las isólinas del coeficiente de variación  $C_v$  como las del valor medio  $P$  de la máxima precipitación diaria anual.

Los parámetros indicados se obtienen a partir de la siguiente figura:

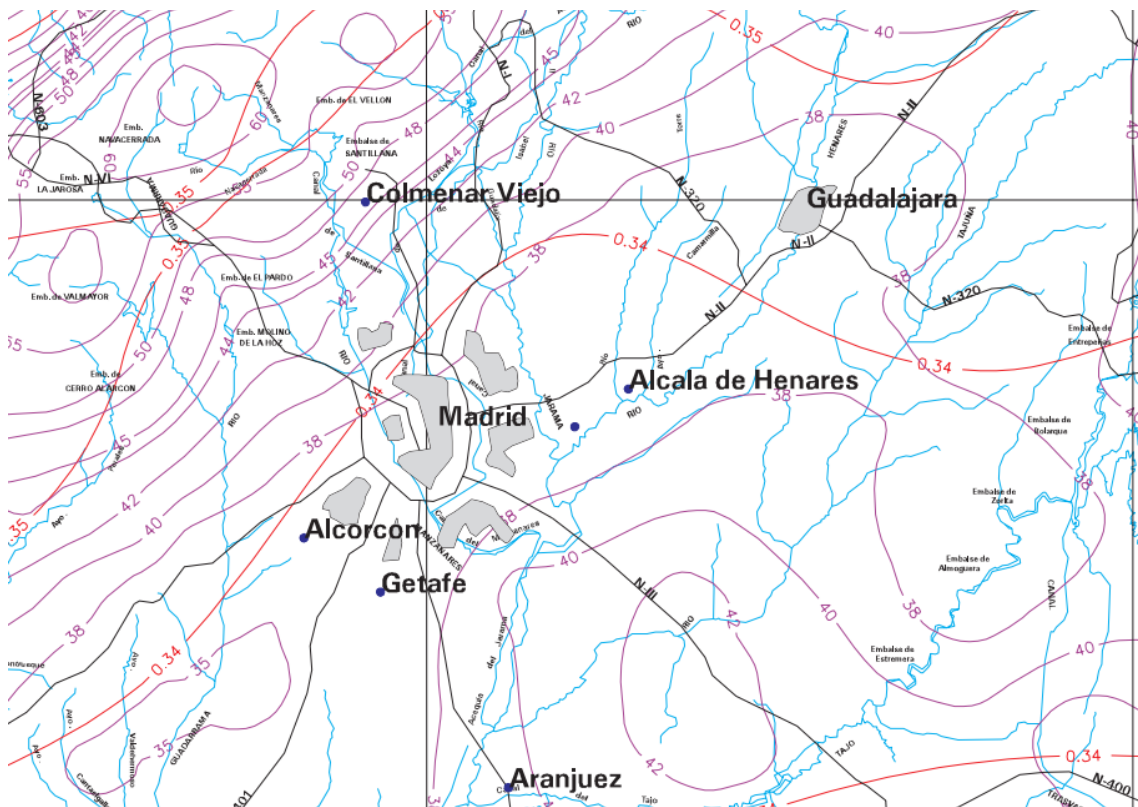


Figura 10. Máxima precipitación diaria

A partir de dichos mapas, y mediante la aplicación informática que incluye la publicación mencionada se obtienen los siguientes valores, para la zona de actuación:

$$C_v = 0,340$$

$$P_m = 38 \text{ mm/día}$$

2) Estimación de las precipitaciones máximas para cada periodo de retorno

Para los periodos de retorno deseados, y con el valor de  $C_v$ , se obtiene el cuantil regional  $Y_t$ , también denominado “factor de amplificación”  $K_t$ , mediante la tabla 7.1. que se incluye a continuación:

C <sub>v</sub>	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 7.1 - Cuantiles  $Y_1$ , de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación  $K_T$ , en el "Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular" (1997).

Los resultados obtenidos son:

T(años)	2	5	10	25	50	100	200	500
Y <sub>t</sub>	0,924	1,213	1,423	1,717	1,930	2,174	2,434	2,785

Realizando el producto del factor de amplificación  $Y_t$ , por el valor medio  $P$ , de la máxima precipitación diaria anual, se obtiene la precipitación diaria máxima para cada periodo de retorno considerado.

T	P <sub>m</sub>	C <sub>v</sub>	Y <sub>t</sub>	P <sub>d</sub>
2	38	0,34	0,924	35,11
5	38	0,34	1,213	46,09
10	38	0,34	1,423	54,07
25	38	0,34	1,717	65,25
50	38	0,34	1,93	73,34
100	38	0,34	2,174	82,61
200	38	0,34	2,434	92,49
500	38	0,34	2,785	105,83

### 5.1.2. Hidrología

En el cálculo de los caudales aportados, se aplica el método hidrometeorológico, recogido en la Instrucción 5.2-IC, con las modificaciones del método racional corregido, el cual es válido para tiempos de concentración inferiores a 24 horas y cuencas inferiores a 3.000 km<sup>2</sup>. Para la obtención del caudal (m<sup>3</sup>/s) se ha utilizado la fórmula de la citada instrucción en la que se han incorporado las mejoras del método racional introducidas por la Dirección General de Carreteras, clásicas en las normativas de otros países:

$$Q = \frac{CxIx A}{3,6} \times K_T$$

- A: Área de la superficie de aportación (km<sup>2</sup>)
- C: Coeficiente de escorrentía
- I: Intensidad media de precipitación (mm/h)
- K<sub>T</sub>: Coeficiente de uniformidad de reparto temporal de la lluvia

$$K_T = I + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

### 5.1.3. Tiempo de concentración

La intensidad media de precipitación, I<sub>t</sub> de la anterior fórmula será la asociada a una duración igual al tiempo de concentración considerado, para el cual se adopta el siguiente valor:

$$T_c = t_e + t_r$$

- T<sub>c</sub> tiempo de concentración, en horas.
- t<sub>e</sub> tiempo que tarda una gota caída en un punto de la cuenca en alcanzar la entrada del sistema de colectores, en horas.
- t<sub>r</sub> tiempo que tarda una gota en recorrer la distancia que separa la entrada al sistema de colectores de la sección de cálculo considerada, en horas

$$t_r = \frac{L}{3600 \times v}$$

- L longitud de las conducciones de la red, en m
- v velocidad media de circulación del agua en la red, en m/s

Para la estimación del tiempo de concentración se ha empleado la siguiente expresión:

$$T = 0,3 * \left( \frac{L}{J^{\frac{1}{4}}} \right)^{0,76}$$

En la que:

- T (h): tiempo de concentración
- L (km): longitud del curso principal
- J (m/m): pendiente media del curso principal

De este modo, y a partir de la topografía del terreno, se considera un tiempo de concentración de **0,28 horas**, es decir, **17 minutos**

#### 5.1.4. Período de retorno

El periodo de retorno de referencia para el cálculo de los caudales pluviales es de **10 años**. Se procede en cualquier caso al cálculo de las precipitaciones para diversos periodos de retorno.

#### 5.1.5. Intensidad media de precipitación

Para el cálculo del caudal se ha considerado que el caso más desfavorable se produce cuando el aguacero tiene una duración igual a la del tiempo de concentración. Al contar sólo con datos de precipitaciones máximas diarias, no se pueden extrapolar los valores de las intensidades de aguaceros de distinta duración, por lo que para determinarlos se ha de recurrir a las curvas intensidad-duración elaboradas para un conjunto de estaciones españolas. Consultando el mapa de isóneas de los valores  $I1/I_d$  para España que figura en la Norma 5.2-IC siendo  $I1$  la intensidad horaria e  $I_d$  la intensidad media diaria, se obtiene que en la zona en estudio  $I1/I_d = 10$

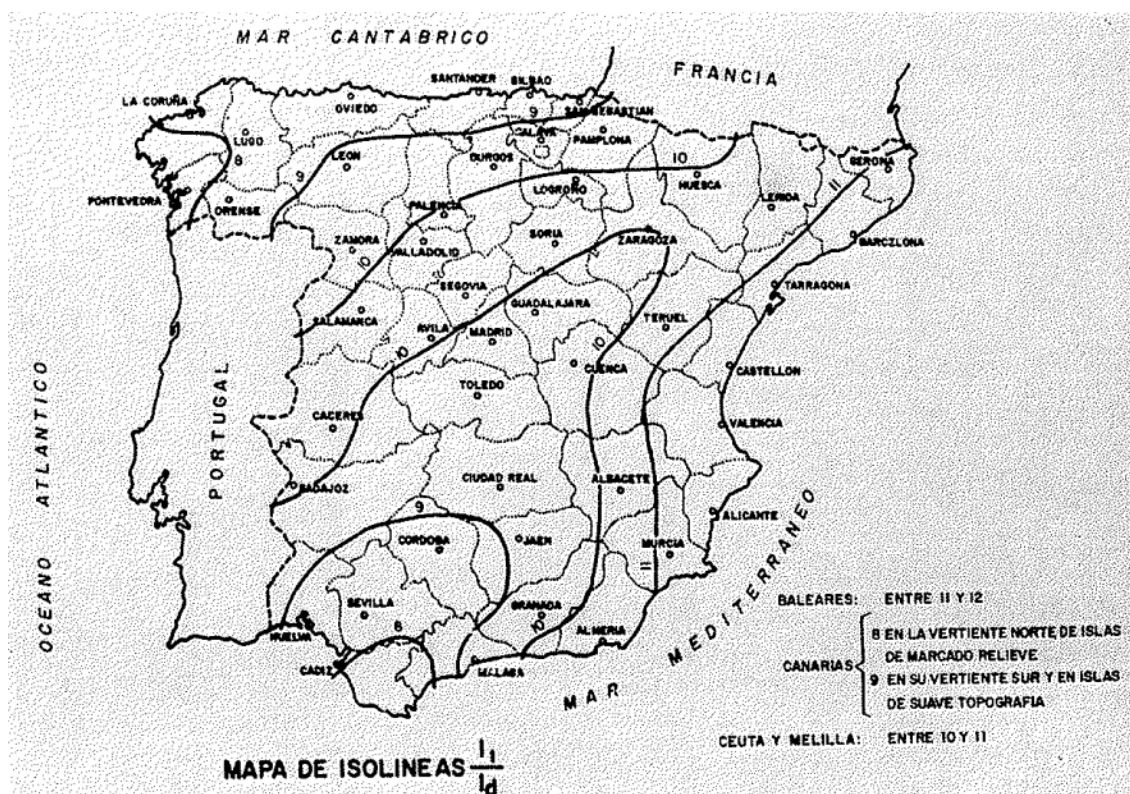


Figura 11. Mapa de isóneas  $I1/I_d$

Para calcular la intensidad correspondiente a un aguacero de duración igual al tiempo de concentración se ha partido de la expresión general de las curvas intensidad-duración, siendo:

$$I_t = \left( \frac{P_d^*}{24} \right) \times \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

donde:

Pd\*: Precipitación diaria corregida

$$P_d^* = P_d \times K_A$$

Pd: Precipitación diaria (mm)

$K_A = 1$  para  $A < 1 \text{ km}^2$

$K_A = 1 - \frac{\log A}{15}$  para  $1 \leq A \leq 3.000 \text{ km}^2$

t: Duración del aguacero (h)

C: Coeficiente de escorrentía

A: Área de la superficie de aportación ( $\text{km}^2$ )

I<sub>d</sub>: Intensidad media diaria modificada de precipitaciones correspondiente al período de retorno considerado en mm/h ( $P_d^*/24$ )

I<sub>1</sub>: Intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho período de retorno. El valor I<sub>1</sub>/I<sub>d</sub> se toma del mapa de isóneas I<sub>1</sub>/I<sub>d</sub>. En el caso que nos ocupa I<sub>1</sub>/I<sub>d</sub> = 10

Para el periodo de retorno considerado, se obtuvo una precipitación diaria máxima de 54,07 mm, lo que se corresponde con una intensidad máxima diaria de:

$$\frac{P_d^*}{24} = \frac{54,07 \text{ mm}}{24 \text{ h}} = 2,25 \text{ mm / h}$$

Del mismo modo, para los diferentes periodos de retorno se tiene:

T	2	5	10	25	50	100	200	500
Pd/24	1,46	1,92	2,25	2,72	3,06	3,44	3,85	4,41

Con todo, la intensidad del aguacero a considerar resulta, para los diferentes periodos de retorno, la siguiente:

$$I_t = \frac{P_d^*}{24} x \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\left( \frac{28^{0,1} \cdot T^{0,1}}{28^{0,1} - 1} \right)}$$

T	2	5	10	25	50	100	200	500
It	29,34	38,52	45,19	54,53	61,29	69,04	77,29	88,44

### 5.1.6. Coeficiente de escorrentía

Se pueden obtener los valores típicos del coeficiente de escorrentía de diferentes fuentes, entre otras las siguientes:

- Instrucción de Carreteras 5.2.-IC. Drenaje Superficial. Dirección General de Carreteras. 1990.
- Manual de Depuración Uralita. Aurelio Hernández Muñoz. et alt. 1995.
- American Society of Civil Engineers.

Para el caso estudiado, con una cierta homogeneidad, y dado que su extensión es relativamente pequeña, es posible adoptar un coeficiente único para todo el ámbito. En el siguiente cuadro se indican los valores más típicos del coeficiente de escorrentía para distintos tipos de áreas urbanas

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA				
TIPO DE ÁREA	INSTRUCCIÓN	URALITA	A.S.C.E.	OTROS
RESIDENCIAL	Población densa			0,75 a 0,95
	Casco urbano con edificación muy densa		0,70 a 0,90	
	Barrio antiguo con edificación densa		0,65 a 0,90	
	Barrio moderno con muchos edificios		0,50 a 0,70	
	Zona residencial densa			0,60a 0,75
	Manzana cerrada	0,57 a 0,69		0,8
	Zona residencial de edificios aislados			
	Zona residencial media			0,40 a 0,60
	Bloque aislado	0,43 a 0,52		0,40 a 0,60
	Zona residencial unifamiliar en extrarradio		0,25 a 0,50	0,30 a 0,50
	Unifamiliar en hilera	0,31 a 0,41		0,4
Unifamiliar aislada	0,24 a 0,33		0,4	

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA					
TIPO DE ÁREA		INSTRUCCIÓN	URALITA	A.S.C.E.	OTROS
	Alrededores de zonas residenciales				0,25 a 0,40
	Barrios periféricos				0,50 a 0,70
	Zona suburbana poco poblada		0,10 a 0,30		
	Zona rural		0,05 a 0,25		0,10 a 0,25
VIVIENDAS/HA	0 a 5				0,10 a 0,25
	5 a 10				0,25 a 0,35
	10 a 25				0,30 a 0,50
	25 a 50				0,40 a 0,70
	50 a 100				0,65 a 0,80
	100 a 150				0,75 a 1,00
	>150				0,70 a 1,00
COMERCIAL	Céntrica			0,70 a 0,95	0,70 a 0,95
	Periférica			0,50 a 0,70	0,50 a 0,85
	Intensiva				0,60 a 0,90
	Extensiva				0,50 a 0,80
INDUSTRIAL	Ligera			0,50 a 0,80	0,50 a 0,80
	Pesada			0,60 a 0,90	0,60 a 0,90
	En ciudad		0,60 a 0,85		
	De edificios aislados		0,25 a 0,60		
OTRAS	Deportivas			0,20 a 0,35	0,20 a 0,35
	Parques y jardines			0,20 a 0,35	0,05 a 0,25
	Cementerios			0,20 a 0,35	0,10 a 0,25
	Estaciones de ferrocarril				0,20 a 0,40

Se adopta como valor de cálculo un coeficiente de escorrentía de 0,5 asociado a zonas residenciales con ocupación de planta media.

#### 5.1.7. Cálculo del caudal de pluviales

Siguiendo la metodología descrita, se procede al cálculo del caudal de pluviales a desaguar por el nuevo colector. Así, para un periodo de retorno de 10 años se tiene:

- Coeficiente de variación Cv: 0,34
- Máxima precipitación diaria anual Pm: 38 mm
- Periodo de retorno para el cálculo de pluviales T: 10 años
- Cuantil regional para un periodo de retorno de 10 años Yt: 1,423
- Precipitación diaria máxima para el periodo de retorno de 10 años Pt: 54,07 mm

- Precipitación diaria máxima corregida para el periodo de retorno de 10 años Pd: 54,07 mm (se adopta el valor de 1 para Ka al ser la cuenca inferior a 1 km<sup>2</sup>)
- Superficie de aportación: conforme la descripción del ámbito, se considera una superficie de aportación de 217.518 m<sup>2</sup>
- Tiempo de concentración Tc = 0,28 h
- Intensidad media diaria: 54,07 / 24 = 2,25 mm
- Relación entre la intensidad horaria y la intensidad media diaria I1/Id: 10, conforme a los valores recogidos en la Norma 5.2.-IC
- Intensidad de lluvia It: 45,19 mm/h
- Coeficiente de escorrentía. Se adopta, un valor de 0,5, de zonas residenciales medias
- Coeficiente de uniformidad de reparto temporal de la lluvia Kt: 1,014
- Caudal:  $0,50 \times 45,19 \times 0,218 / 3,6 \times 1,014 = 1,385 \text{ m}^3/\text{s} = 1385 \text{ l/s}$

Y repitiendo el cálculo para los diferentes periodos de retorno:

T (años)	Pm (mm)	Cv	Yt	Pt (mm)	Pt/24 (mm)	I1/Id	It (mm/h)	Kt	C	Q (m <sup>3</sup> /s)
2	38	0,34	0,924	35,11	1,46	10,00	29,34	1,014	0,50	0,899
5	38	0,34	1,213	46,09	1,92	10,00	38,52	1,014	0,50	1,18
10	38	0,34	1,423	54,07	2,25	10,00	45,19	1,014	0,50	1,385
25	38	0,34	1,717	65,25	2,72	10,00	54,53	1,014	0,50	1,671
50	38	0,34	1,93	73,34	3,06	10,00	61,29	1,014	0,50	1,878
100	38	0,34	2,174	82,61	3,44	10,00	69,04	1,014	0,50	2,116
200	38	0,34	2,434	92,49	3,85	10,00	77,29	1,014	0,50	2,369
500	38	0,34	2,785	105,83	4,41	10,00	88,44	1,014	0,50	2,71

Dicho valor resulta similar al que puede deducirse de la situación actual, pues el coeficiente de escorrentía será prácticamente igual que el asociado a la zona residencial propuesta.

Con todo, se establece la correspondiente red de drenaje, con conexión a la red general de saneamiento para la evacuación de los caudales generados.

#### 5.1.8. Predimensionamiento

Se incluye a continuación un breve resumen de los diámetros y las pendientes mínimas con las que podrían evacuarse estos caudales, considerando conducciones de PVC y sección al 75 % de su capacidad, para un periodo de retorno de 10 años.

Díámetro (mm)	Pendiente (%)	Caudal desaguado (m <sup>3</sup> /s)
315	10	0,33
315	5	0,23
400	4	0,39
500	1,5	0,47
630	0,5	0,467

En caso de que la red de saneamiento actual no fuese capaz de absorber estos caudales, se debería implantar el correspondiente tanque de tormentas con el que amortiguar el efecto inmediato del periodo de lluvia. Si bien, como se ha indicado, en la situación actual ya se estarán vertiendo estos caudales o similares sobre la red de drenaje.

#### 5.1.9. Necesidades y diseño de las redes

Las aguas de lluvia serán recogidas y evacuadas al cauce natural más cercano y adecuado para el vertido.

En cuanto a los pluviales, podrían conectarse también a la red municipal si cuenta con una red separativa, o bien proponer un nuevo punto de vertido.

En caso necesario, será conveniente la implantación de tanques de tormenta o elementos de laminación que recojan las primeras lluvias, que serán además las que presenten una mayor carga de sólidos y contaminantes. De este modo, se atenúa el efecto del cambio de permeabilidad de las zonas urbanizadas, que provoca una llegada más rápida del agua de lluvia a los cauces naturales.

## Capítulo 6. SISTEMA DE SANEAMIENTO Y DRENAJE ADOPTADO

En los puntos anteriores se ha procedido a la definición de los nuevos caudales de aportación asociados al desarrollo del nuevo ámbito. Sobre ellos, se establece la correspondiente propuesta de sistema de saneamiento.

Aun cuando en el entorno de actuación no existe un sistema separativo de la red de saneamiento, si se propone la diferenciación de los caudales fecales y pluviales, aunque finalmente viertan al mismo colector general. Por tanto, este colector deberá garantizar la evacuación simultánea de los caudales fecales junto con el agua de lluvia que pueda caer sobre la zona de estudio.

De este modo, se define una nueva red de saneamiento incorporando los correspondientes colectores a lo largo de los nuevos viales y zonas libres. La pendiente de estos elementos será coherente con la propia geometría de la parcela, siendo compatible con la conexión a la red general.

## Capítulo 7. INFRAESTRUCTURAS DE SANEAMIENTO EXISTENTES

La red de saneamiento en la zona de estudio es, en la actualidad, unitaria.

La ficha de desarrollo del ámbito en su determinación 9 establece que los vertidos deberán tratarse en la ampliación de sistema de depuración de Madrid (EDAR suroriental) a través del UZP Los Cerros y solo en el caso de que el Canal de Isabel II lo estime oportuno podría admitirse como alternativa la EDAR de Casaquemada, localizada en el municipio de San Fernando de Henares y situada a escasos 400 m del límite sureste del presente desarrollo.

En cuanto a los colectores principales, destacar que el más importante recorre la Carretera de Circunvalación M-206 (colector A-5 – emisario A-7), con dimensiones máximas de 1,4 x 2,1 m, recogiendo los aportes de los distintos colectores de la zona desde la Carretera a Mejorada y conduciendo los caudales generados a la EDAR de Casaquemada.

Existe un Informe de Viabilidad de suministro del Ámbito de Actuación “Barrio del Jarama” (Coslada), del CYII, en el cual se recoge la propuesta de disponer los correspondientes colectores de saneamiento a lo largo de la Carretera a Mejorada, mediante red separativa, hasta conectar directamente con la EDAR de Casaquemada. Esta línea recorrería el ámbito UNS 04.05 en estudio por su extremo oriental, siendo viable la conexión de la nueva red del ámbito a estas conducciones.

Asimismo, se recoge en el mencionado informe la propuesta de un nuevo tanque de tormentas anti DSU en el extremo sureste del ámbito, actuación que sería compatible con la ordenación de éste.

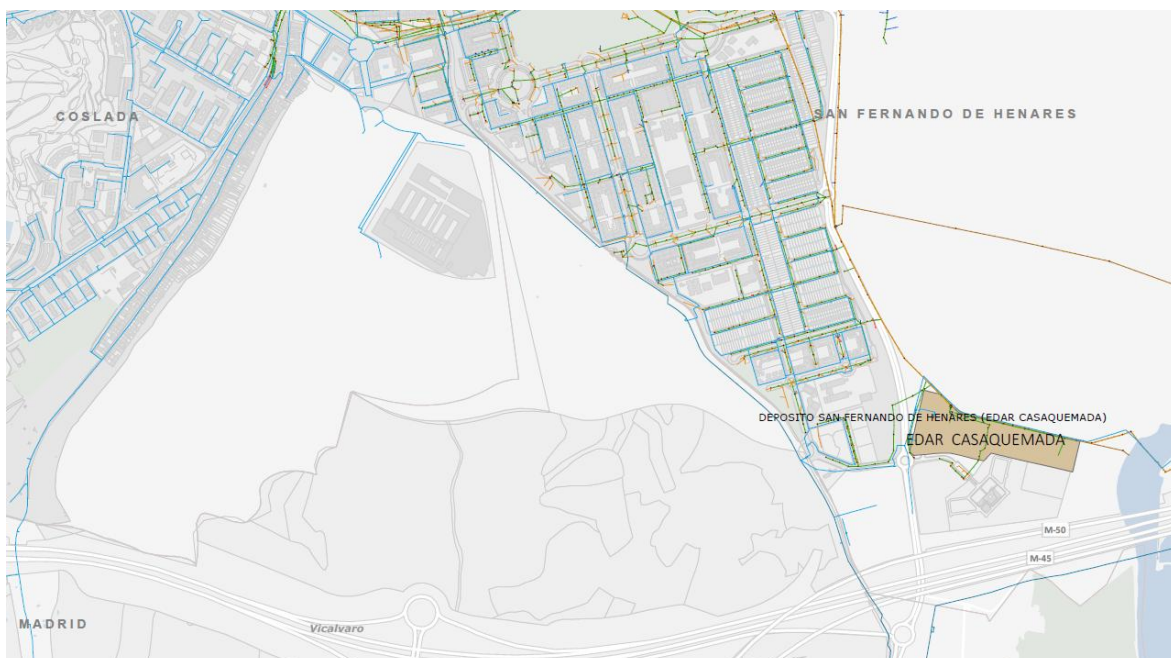


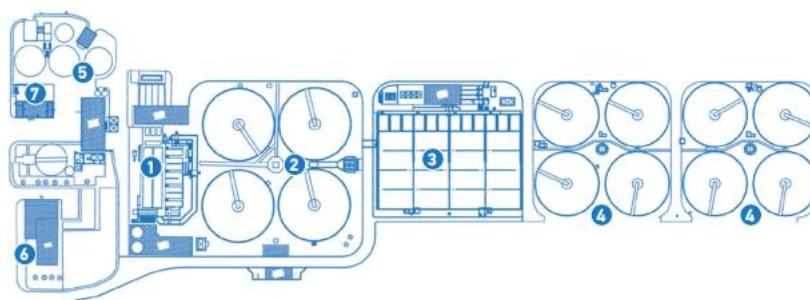
Figura 12. E.D.A.R. de Casaquemada

La EDAR de Casaquemada es gestionada por el Canal de Isabel II y fue puesta en servicio en el año 1987. Su última ampliación fue llevada a cabo en el año 2000. Presenta una capacidad de tratamiento de 86.700 m<sup>3</sup>/día y 505.750 habitantes equivalentes. Actualmente da servicio a los municipios de San Fernando de Henares, Coslada, Torrejón de Ardoz, Ajalvir y Daganzo. Entre sus instalaciones, pueden citarse las siguientes:

- Desbaste
- Desarenado y desengrasado
- Tratamiento físico-químico
- Decantación primaria
- Tratamiento biológico de fangos activos
- Decantación secundaria con tres unidades
- Almacenamiento y dosificación de cloruro férrico para eliminación de fósforo
- Tratamiento terciario:
  - Depósito de regulación de caudales y bombeo a terciario (2+1)
  - Almacenamiento y dosificación de sulfato de alúmina y polielectrolito
  - Mezclador estático
  - Filtro de arena (12 unidades)
  - Desinfección con rayos ultravioleta (1+1+1)
  - Dosificación de hipoclorito sódico
  - Depósito de agua tratada y bombeo
- Tratamiento de fangos: cuenta con cuatro líneas de actuación
  - Espesador de fangos primarios por gravedad
  - Espesador de flotación
  - Deshidratación
  - Estabilización química con adición de cal
  - Digestión secundaria
  - Deshidratación del fango mediante filtros banda y centrifugas
  - Almacenamiento del fango.



Figura 13. E.D.A.R. de Casaquemada



1. Pretratamiento
2. Decantación primaria
3. Tratamiento biológico
4. Decantación secundaria
5. Espesamiento del fango
6. Edificio de control
7. Tratamiento terciario

Figura 14. Esquema de la E.D.A.R. de Casaquemada. CYII

## Capítulo 8. DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO Y ZONAS INUNDABLES

Inciendo en el carácter periurbano de la zona de estudio, cabe destacar que no existe ningún cauce público que atraviese el área a desarrollar, ni tampoco en las zonas próximas al mismo.

Así pues, no corresponde establecer definición alguna sobre zonas de Dominio Público Hidráulico, ni tampoco sobre Zonas Potencialmente Inundables.

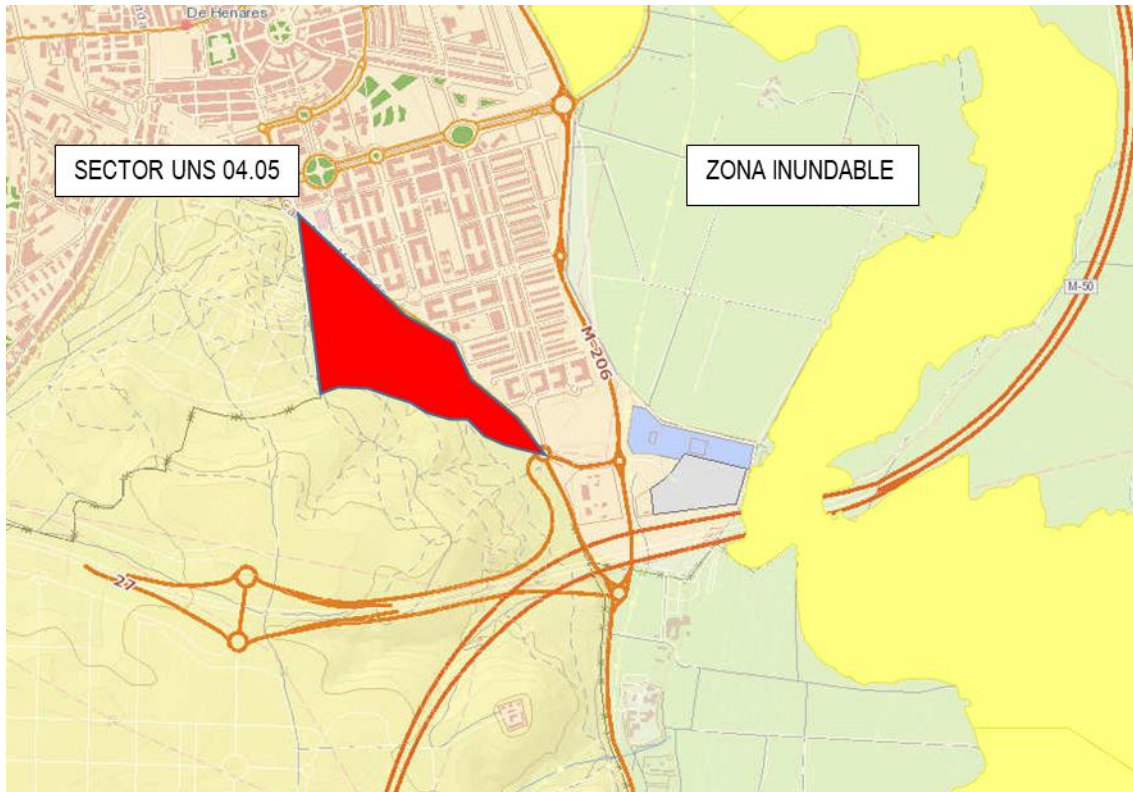


Figura 15. Zonas inundables para  $T=500$  años. SNCZI