



# PLAN DIRECTOR DE SANEAMIENTO Y PLUVIALES DE CAMPO DE MIRRA (ALICANTE)

Diciembre 2025





## ÍNDICE

1 ANTECEDENTES	6
2 OBJETIVO DEL PLAN DIRECTOR	6
3 METODOLOGÍA	7
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	7
3.2 CONDICIONANTES Y CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DE DISEÑO	8
3.2.1 Determinación de los caudales de estudio	8
3.2.2 Determinación de las subcuencas	9
3.2.3 Criterios de diseño de las redes	9
3.3 CARTOGRAFÍA INFORMÁTICA DE LA RED DE ALCANTARILLADO	9
3.4 DATOS HIDROLÓGICOS	10
3.5 CONSTRUCCIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO	10
3.6 DIAGNÓSTICO DE LA RED	11
3.7 PROPUESTA DE ACTUACIONES Y PROGNOSIS DEL FUNCIONAMIENTO FUTURO	11
4 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DE CAMPO DE MIRRA	12
4.1 ENCUADRE FÍSICO DE LA ZONA	12
4.1.1 Ámbito de estudio	12
4.1.2 Medio físico	13
4.2 ANÁLISIS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO EXISTENTE	22
4.2.1 Tipología de red	22
4.2.2 Esquema de funcionamiento de la red	23
4.2.3 Caracterización de la red	23
4.2.4 Problemática conocida de la red	26
4.3 ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO	26
4.3.1 Metodología	27
4.3.2 Recopilación de la información	27
4.3.3 Datos de precipitación máxima	28
4.3.4 Análisis de frecuencias. Régimen máximo extremal	29
4.3.5 Método Gumbel	31
4.3.6 Construcción de curvas IDF y de los Hietogramas de cálculo	33
4.3.7 Hietogramas Sintéticos	34
4.4 DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO URBANÍSTICO	37
4.4.1 Ámbito urbanístico actual	38
4.4.2 Modificaciones al plan general.	40
4.4.3 Crecimiento urbanístico previsto	41
4.4.4 Modificación en trámite N°4.	45
5 CÁLCULO DE CAUDALES DE APORTACIÓN AL SISTEMA	46
5.1 CÁLCULO DE CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES	46
5.1.1 Caudal de aportación de agua residual medio diario actual (QMDact)	46
5.1.2 Caudal de aportación de agua residual medio diario futuro (QMDfut).	47
5.1.3 Caudal punta de agua residual actual y futuro (Qpunta)	50
5.1.4 Caudal mínimo de agua residual actual y futuro (Qmin)	50
5.2 CÁLCULO DE CAUDALES DE AGUAS PLUVIALES	50
5.2.1 Construcción y recopilación de información geográfica digital	50
5.2.2 Delimitación y parametrización geográfica de cuencas	51
5.2.3 Parametrización hidrológica de las cuencas	53
5.2.4 Transformación lluvia-escorrentía	56
6 CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL ANÁLISIS DE LA RED Y EL DISEÑO DE NUEVAS	

CONDUCCIONES	56
6.1 DIÁMETRO MÍNIMO Y MÁXIMO DE LAS TUBERÍAS	57
6.2 GRADOS DE LLENADO	57
6.3 VELOCIDAD Y PENDIENTE DE LOS COLECTORES	58
7 DIAGNÓSTICO DE LA RED	58
7.1 ANÁLISIS EN TIEMPO SECO, ESCENARIO ACTUAL	58
7.1.1 Grados de llenado y saltos de tapa	58
7.1.2 Velocidades máximas	59
7.2 ANÁLISIS EN TIEMPO DE LLUVIA T=10 AÑOS, ESCENARIO ACTUAL	60
7.2.1 Grados de llenado y saltos de tapa	60
7.2.2 Velocidades máximas	61
7.3 ANÁLISIS EN TIEMPO SECO, ESCENARIO FUTURO	62
7.3.1 Grados de llenado y saltos de tapa	62
7.3.2 Velocidades máximas y mínimas	63
7.4 ANÁLISIS EN TIEMPO DE LLUVIA T=10 AÑOS, ESCENARIO FUTURO	64
7.4.1 Grados de llenado y saltos de tapa	64
7.4.2 Velocidades máximas	65
8 PROPUESTA DE ACTUACIONES	66
8.1 Actuación propuesta 1. Creación red separativa con balsa de laminación de pluviales	67
8.1.1 Actuación propuesta 1.1 Ejecución de nuevo colector de pluviales norte y balsa de laminación.	70
8.1.2 Actuación propuesta 1.2 Ejecución de nuevo colector pluviales centro.	74
8.2 Actuación propuesta 2. Mejora de colectores a contra pendiente.	77
9 PRESUPUESTO	82

## ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Esquema descriptivo de la metodología empleada.....	7
Imagen 2. Campo de Mirra y su entorno más cercano.....	13
Imagen 3. Vías Pecuarias que transcurren por el término municipal de Campo de Mirra.....	14
Imagen 4. Cuenca del Vinalopó, localización de Campo de Mirra.....	15
Imagen 5. Localización de los cauces del término municipal de Campo de Mirra..	16
Imagen 6. Acequia en el ámbito de estudio.....	17
Imagen 7. Mapa cuencas de estudio Campo de Mirra.....	17
Imagen 8. Distribución de superficies existentes en la zona urbanizada de Campo de Mirra.....	18
Imagen 9. Mapa geológico del término municipal de Campo de Mirra a escala 1:50.000. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).....	19
Imagen 10. Leyenda de mapa geológico. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).....	20
Imagen 11. Mapa geotécnico del término municipal de Campo de Mirra. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).....	22
Imagen 12. Red de saneamiento de Campo de Mirra según su tipología.....	23
Imagen 13. Distribución de la red según dimensiones.....	24
Imagen 14. Distribución de la red según la longitud de los tramos entre pozos de registro.....	25
Imagen 15. Localización de los imbornales (en verde).....	26
Imagen 16. Polígonos de Thiessen sobre el área de estudio con todos los pluviómetros cercanos.....	29
Imagen 17. Precipitación media de la estación de Campo de Mirra.....	30
Imagen 18. Gráfico del ajuste estadístico de la distribución tipo Gumbel.....	32
Imagen 19. Mapa de isóneas propuesto por el MOPU.....	33
Imagen 20. Curvas IDF de Villena.....	34
Imagen 21. Cálculo de intensidades para el hietograma.....	35
Imagen 22. Cuencas (en marrón) y tramo de mayor longitud (en rojo) de la red de drenaje de Campo de Mirra.....	36
Imagen 23. Hietograma de intensidades para un período de retorno T=10 años...	37
Imagen 24. Áreas de actuación del PGOU.....	39
Imagen 25. Suelo Urbano clasificado como núcleo histórico (1) y vivienda unifamiliar (2) en Campo de Mirra.....	40
Imagen 26. Nuevo suelo reclasificado como suelo urbano (S.U.) de uso industrial en Campo de Mirra.....	41
Figura 27. Previsión de crecimiento del número de viviendas previsto.....	44
Figura 28. Ortofoto 2024 PNOA con las áreas potenciales de ampliación en zona urbana.....	44
Imagen 29. Zona de reclasificación marcada en amarillo en el Municipio de Campo de Mirra.....	46

Imagen 30. MDE 2 x 2 m construido a partir de los datos Lidar sobre la ortofoto...	51
Imagen 31. Localización de las cuencas consideradas en el estudio, direcciones principales de flujo y localización de imbornales existentes.....	52
Imagen 32. Hidrograma de vertido colector final T10.....	56
Imagen 33. Características del flujo y la velocidad en una sección circular tipo en función del calado.....	57
Imagen 34. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo seco actual.....	59
Imagen 35. Velocidades en un escenario actual en tiempo seco.....	60
Imagen 36. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales actual.....	61
Imagen 38. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo seco futuro.....	63
Imagen 39. Velocidades en un escenario futuro en tiempo seco.....	64
Imagen 40. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales futuro.....	65
Imagen 41. Velocidades máximas en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales futuro.....	66
Imagen 42. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales actuación propuesta 1.....	69
Imagen 43. Velocidades máximas en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales. Actuación propuesta 1.....	70
Imagen 44. Nuevo colector. Actuación propuesta 1.1.....	72
Imagen 45. Perfil transversal a balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.....	72
Imagen 46. Perfil transversal a aliviadero. Actuación propuesta 1.1.....	73
Imagen 47. Detalle grados de llenado balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.....	73
Imagen 48. Detalle perfiles transversales balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.....	74
Imagen 49. Nuevo colector. Actuación propuesta 1.2.....	76
Imagen 50. Perfil transversal. Actuación propuesta 1.2.....	76
Imagen 51. Ubicación colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.....	78
Imagen 52. Valores colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.....	79
Imagen 53. Perfil transversal colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.....	79
Imagen 54. Colectores propuestos. Actuación propuesta 1.2.....	80
Imagen 55. Perfil transversal nuevos colectores propuestos. Actuación propuesta 1.2.....	81

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Área por tipo de superficie.....	18
Tabla 2. Coordenadas de las estaciones meteorológicas de la AEMET.....	28
Tabla 3. Periodos de recogida de datos en los pluviómetros del AEMET.....	28
Tabla 4. Precipitaciones medias mensuales Campo de Mirra.....	30
Tabla 5. Series de máximos anuales del pluviómetro de Villena.....	31
Tabla 6. Valores de la variable de Gumbel según T (años).....	32
Tabla 7. Resultados de los hietogramas de diseño para los diferentes períodos de retorno.....	37
Tabla 8. Previsión de crecimiento del número de viviendas previsto.....	43
Tabla 9. Número de viviendas previstas en cada área de ampliación.....	45
Tabla 10. Consumo registrado en contadores de abonados trimestralmente en el año 2024.....	47
Tabla 11. Volumen estimado de agua residual en el año 2024.....	47
Tabla 12. Consumos estimados para planeamiento futuro.....	48
Tabla 13. Volumen de agua residual estimado para planeamiento futuro.....	49
Tabla 14. Consumos de abonados y caudales medios de aguas residuales actuales y futuras.....	49
Tabla 15. Caudales punta de agua residual según la IT de Saneamiento de Areciar.	50
Tabla 16. Caudal mínimo de agua residual.....	50
Tabla 17. Valores del número de curva CN en condiciones antecedentes de humedad de tipo II.....	55
Tabla 18. Velocidades y pendientes máximas y mínimas.....	58
Tabla 19. Cotas nuevos pozos.....	81
Tabla 20. Presupuesto de las actuaciones evaluadas.....	83

## 1 ANTECEDENTES

El servicio de alcantarillado del municipio de Campo de Mirra se gestiona actualmente desde los servicios municipales.

El Ayuntamiento de Campo de Mirra ha facilitado el levantamiento topográfico de la red de saneamiento ejecutado recientemente, con el objetivo de tener una base de trabajo sólida y actualizada.

## 2 OBJETIVO DEL PLAN DIRECTOR

Se redacta el presente Estudio con un doble objetivo:

- En primer lugar, se pretende conocer la situación actual de la red de alcantarillado del municipio, tanto en lo referente a su geometría y estado estructural, como a su funcionamiento hidráulico, identificando y caracterizando de manera detallada las deficiencias actuales.
- Además se plantea el dimensionar y valorar aquellas actuaciones necesarias para solucionar la problemática existente, y hacerlo de una manera coordinada con el crecimiento urbanístico consolidado y también previsto en el municipio, de manera que se garantice un correcto funcionamiento de la red, no sólo en el presente, sino también dando respuesta a las necesidades a techo de planeamiento futuro.

La metodología utilizada ha consistido en la utilización de un modelo de simulación matemática (programa informático que permite reproducir el comportamiento del alcantarillado de forma exacta en el ordenador) de máxima precisión y de amplia utilización a nivel mundial, para la realización del estudio de funcionamiento hidráulico.

Como resultado de esta tarea se ha obtenido un diagnóstico de la red, elementos básicos a partir de los cuales se han elaborado el estudio y las propuestas de actuación.

Finalmente, se considera también objetivo del presente estudio, establecer las bases para intentar avanzar en la gestión del alcantarillado mediante la instrumentalización de la red, de forma que se tenga un mayor conocimiento de los procesos del sistema de alcantarillado y de la cuantificación de los vertidos al medio en los aliviaderos, atendiendo a lo establecido en el RD 1290/2012.

### 3 METODOLOGÍA

#### 3.1 Descripción general

El proceso metodológico empleado en la elaboración del presente documento se puede resumir, de forma somera, en los cuatro puntos que se enumeran a continuación:

- 1) Caracterización de la red de alcantarillado actual mediante la configuración de la cartografía informática y definición climática e hidrológica de Campo de Mirra.
- 2) Construcción de un modelo de simulación de la red a partir de los datos obtenidos.
- 3) Análisis del funcionamiento de la red en su configuración actual y considerando el desarrollo urbanístico previsto.
- 4) Propuesta y valoración de actuaciones y pronosis de funcionamiento de la red resultante.

En la figura siguiente se presenta un esquema descriptivo de la metodología seguida en la elaboración del presente Estudio, cuyas fases se detallan seguidamente.

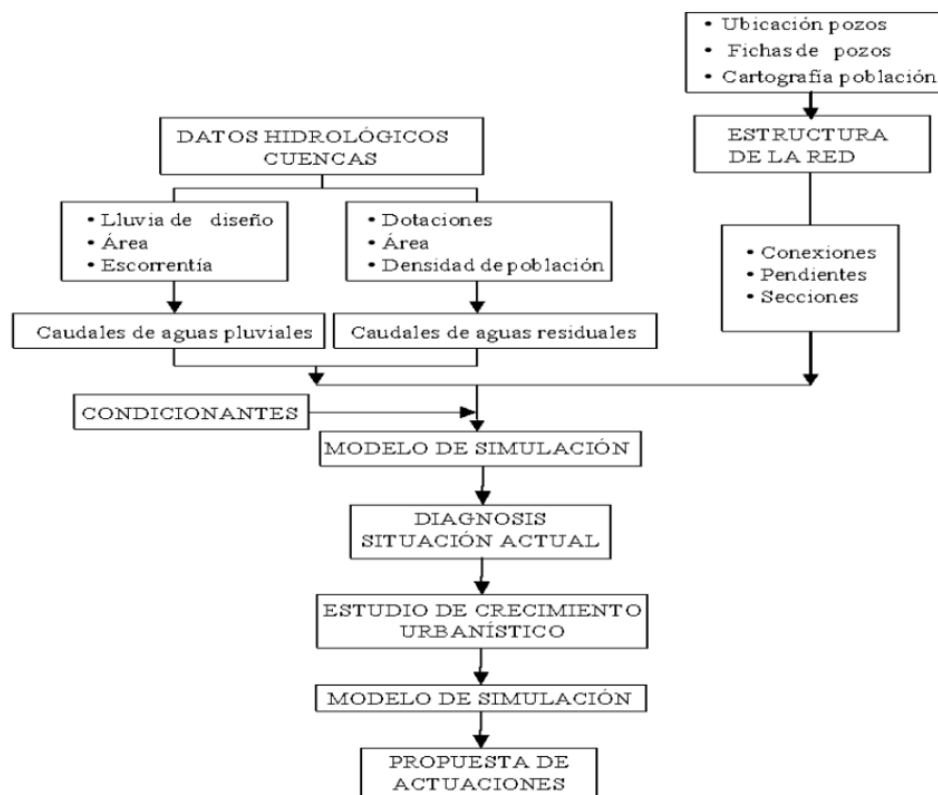


Imagen 1. Esquema descriptivo de la metodología empleada.

### 3.2 Condicionantes y criterios de análisis y de diseño

Existe, previo a la descripción de las tareas, un proceso de detección de los condicionantes existentes y de definición de los criterios adoptados para la redacción de este documento.

#### 3.2.1 Determinación de los caudales de estudio

Lógicamente, la respuesta de la red ante un episodio de precipitación dependerá de la intensidad, evolución y distribución de la misma. Tradicionalmente, para la planificación de redes pluviales o unitarias y, en general, de cualquier infraestructura, se emplean lluvias sintéticas asociadas a un determinado periodo de retorno que representan estadísticamente la pluviometría de la zona con una determinada probabilidad de ocurrencia.

En los cálculos realizados en el presente Plan Director se han considerado tres hipótesis de cálculo que se describen a continuación:

- 1) Una lluvia de ocurrencia media desde el punto de vista del drenaje urbano de un período de retorno  $T=10$  años, equivalente a una lluvia de una intensidad tal, que probabilísticamente caiga de forma media una vez cada 10 años. En esta situación el aliviadero existente de la red unitaria funciona vertiendo los excesos de caudal en el arroyo. Este es el **escenario de diseño de nuevas conducciones**.
- 2) Una lluvia de ocurrencia media desde el punto de vista del drenaje urbano: periodo de retorno de 10 años, equivalente a una lluvia de una intensidad tal que cae de forma media una vez cada diez años. **Este escenario se realizará para la priorización de actuaciones.**

**Para la comprobación de la red existente**, estos criterios son que para el periodo de retorno establecido las conducciones funcionen con la línea piezométrica por debajo del nivel del terreno (*“no salten tapas”*) y que las velocidades máximas estén por debajo de los valores máximos admisibles.

Resumiendo, se realizará la comprobación del funcionamiento hidráulico de la red para cuatro escenarios, dos en tiempo seco y dos en tiempo de lluvia:

- Hipótesis de cálculo de aguas residuales.
- Hipótesis de cálculo de caudal punta de aguas residuales con lluvia de diseño T10.

### **3.2.2 Determinación de las subcuencas**

En una red de drenaje urbano la lluvia cae sobre el terreno, donde se produce el proceso lluvia – escorrentía, y a continuación se introduce en la red de alcantarillado mediante sumideros. Es por este motivo que la definición de las subcuencas no depende únicamente de las condiciones topográficas del terreno sino especialmente de la situación de los sumideros.

En el presente estudio, como se verá en el apartado correspondiente, se ha considerado una subcuenca para cada zona de vertido donde se ubican los imbornales de la red, y se ha considerado total conectividad de los sumideros de tal manera que toda la precipitación caída sobre una subcuenca se introduce al imbornal correspondiente.

La delimitación de las subcuencas dependerá, pues, de la topografía del terreno, de la configuración de la red y también de su tipología.

### **3.2.3 Criterios de diseño de las redes**

El estudio de la red de drenaje urbano tiene una finalidad hidráulica y ambiental. La hidráulica consiste en comprobar que la red unitaria pueden transportar con fluidez los caudales de aguas residuales y que la red pluvial y la red unitaria son capaces de transportar el agua pluvial por un periodo de retorno de 10 años y una duración igual al tiempo de concentración asociado a la red, sin que se produzca un desbordamiento en la superficie. La finalidad ambiental hace referencia a que la red unitaria pueda transportar todas las aguas residuales estudiadas hasta el colector principal o el emisario, sin producir vertidos al medio natural con una dilución inferior a 1:4 sobre el caudal punta de aguas residuales, y sin incumplir los estándares de emisión de vertidos prefijados.

## **3.3 Cartografía informática de la red de alcantarillado**

Para poder realizar un diagnóstico de la red de alcantarillado, es preciso conocer con suficiente detalle la red en su configuración actual, identificando geométrica, topográfica y funcionalmente todos sus elementos para definirla de manera completa y con suficiente detalle. En este sentido, es importante destacar la relevancia de disponer de unos datos altimétricos fiables dado el funcionamiento en gravedad de este tipo de redes.

El proceso de realización de la cartografía informática consta de dos fases: una fase de trabajos de campo, en que se identifican y se caracterizan geoméricamente los elementos, y una fase de delineación en que los resultados se plasman en una cartografía informática en formato GIS.

Ambas fases se hicieron con antelación a la redacción del presente Estudio, realizándose ahora una comprobación de la topografía de la red, previamente a su introducción en el modelo matemático.

### **3.4 Datos hidrológicos**

Los datos hidrológicos son los que permiten definir los caudales de agua que deben circular en tiempo de lluvia o en tiempo seco. Fundamentalmente, se basan en datos geográficos y climáticos de la zona objeto de estudio. Son, esencialmente, en el caso de las aguas residuales, la definición geográfica de las cuencas en función de la dirección de las alcantarillas, los consumos de agua y la población de las cuencas, mientras que en el caso de las aguas pluviales son la definición de las cuencas, el historial de lluvia, y las condiciones físicas de las cuencas. Con estos datos se obtienen los caudales máximos que circulan en la red y se introducen para la simulación.

Por otra parte, para caracterizar el proceso lluvia - escorrentía, hay que definir los coeficientes de escorrentía y el tiempo de retardo de la cuenca pluvial sobre la que cae la lluvia y por la que circula antes de introducirse en la red de alcantarillado. Para ello, se han considerado un total de 6 categorías diferentes para las tipologías de superficies de que se compone el terreno, que se verán en el apartado correspondiente.

### **3.5 Construcción y validación del modelo matemático**

El objetivo de la construcción de un modelo matemático de la red es la simulación con suficiente detalle de los procesos hidrológicos e hidráulicos que tienen lugar en la superficie de los núcleos urbanos y en la red de alcantarillado, para poder realizar un diagnóstico preciso de su funcionamiento hidráulico durante episodios de precipitación y analizar la bondad de diferentes actuaciones propuestas.

Así, el modelo de simulación deberá permitir reproducir la escorrentía y la propagación de los caudales resultantes por la red, resolviendo en el mejor de los casos las ecuaciones de Saint-Venant completas y considerando de manera acertada los distintos elementos singulares tales como aliviaderos, uniones y derivaciones u otros.

El software utilizado para el presente Plan Director, Storm Water Management Model (SWMM), desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos para poder entregarlo en formato .rtp.

### 3.6 Diagnóstico de la red

Una vez el modelo matemático de simulación del sistema se encuentra construido, se puede emplear, en primera instancia, para realizar un diagnóstico del funcionamiento hidráulico del estado actual de la red, sometiéndola a las dos hipótesis de comprobación descritas: caudal punta de aguas residuales en tiempo seco y mojado, con lluvia de diseño de T10.

El diagnóstico de la red se realiza en base a los resultados obtenidos y a las tres funciones que debe cumplir una red de alcantarillado: la estructural, la higienista y la capacidad hidráulica.

Así, se pueden identificar los puntos débiles de la red para cada uno de los casos ensayados, lo cual debe servir para planificar las actuaciones futuras pero que hay que tener también en cuenta para la gestión óptima del sistema.

### 3.7 Propuesta de actuaciones y pronosis del funcionamiento futuro

La siguiente fase consiste en proponer una serie de actuaciones que resuelvan las insuficiencias de la red observadas durante la diagnosis. La adopción de las soluciones se ha adecuado a los condicionamientos de tipo urbanístico, económico, a la magnitud de la red existente, y a las últimas obras de alcantarillado realizadas y siempre buscando la máxima optimización de la red.

El **criterio básico de diseño** para la propuesta de soluciones es que la red tenga en todos sus puntos **capacidad para desaguar los caudales asociados a lluvias de periodo de retorno 10 años** sin producir desbordamiento de caudales en las calles.

Finalmente, las diferentes actuaciones propuestas se priorizan para tener un criterio a la hora de acometer las inversiones que suponen a lo largo del tiempo.

Una vez establecidas las actuaciones a proponer, se ha realizado una pronosis del funcionamiento de la red resultante de su aplicación para los diferentes periodos de retorno, verificando que se cumplen los criterios de diseño.

Finalmente, se ha realizado una valoración preliminar, con el nivel de detalle correspondiente al predimensionamiento realizado, de las diferentes actuaciones propuestas.

## **4 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA DE DRENAJE DE CAMPO DE MIRRA**

### **4.1 Encuadre físico de la zona**

Se analizarán en este apartado todas aquellas características con afectación a la red de drenaje. En concreto se estudiarán:

- La clasificación ambiental de la zona, la cual podrá imponer limitaciones a la ejecución de infraestructuras, o a la interacción entre el sistema de alcantarillado y el medio ambiente.
- La red hidrográfica que representará posibles puntos de entrada de escorrentía periurbana además de puntos de recepción de alivios dese el alcantarillado al medio ambiente.
- La vegetación y usos del suelo en el entorno urbano que serán claves para la cuantificación de los caudales de escorrentía a vehicular por la red.
- La geología y geotecnia que marcan las soluciones técnicas a implantar, y su valoración económica, en función de la capacidad resistente y escalabilidad del terreno.

#### **4.1.1 Ámbito de estudio**

El ámbito de estudio es la red de alcantarillado de Campo de Mirra, municipio situado en la comarca del alto Vinalopó, en la provincia de Alicante, a 590 metros de altitud, a 57 Km de Alicante, a 14 km de Villena y 28 km de Ontinyent. Los pueblos más cercanos son Beneixama, El Portillo y La Canyada. En el año 2024 contaba con 445 habitantes. Su extensión es de 21,8 km<sup>2</sup>.



*Imagen 2. Campo de Mirra y su entorno más cercano*

## **4.1.2 Medio físico**

### **4.1.2.1 Entorno medioambiental**

En el marco medioambiental, cabe destacar que a lo largo del término municipal de Campo de Mirra discurren varias Vías Pecuarias. Se trata de una serie de corredores ecológicos, esenciales para la migración, la distribución geográfica y el intercambio genético de las especies silvestres. Estas, con un uso histórico basado en el tránsito de redes, en la actualidad se han convertido en sustento de otras prácticas de ocio en plena naturaleza.

Son consideradas por la normativa estatal como bienes de dominio público de las comunidades autónomas y su régimen jurídico queda establecido la Ley 3/2014, de 11 de julio, de la Generalitat, de Vías Pecuarias de la Comunitat Valenciana. Según el catálogo de Vías Pecuarias de la Comunitat Valenciana existen nueve vías pecuarias que cruzan o transcurren por el término municipal, las cuales se indican a continuación:

- Sendera de l'Alt de la Safra / Cordel de Cabreras por Peñarrubia.
- Sendera del Camí de les Fonts / Vereda del Camino de las Fuentes.
- Sendera del Límit.
- Sendera del Límit / Vereda del Campo de Mirra.

- Sendera del Camí de la Canyada.
- Assagador de les Fonts.
- Assagador de les Fonts / Colada del Camino de Caudete.
- Assagador dels Calderons
- Sendera Reial de Biar



*Imagen 3. Vías Pecuarías que transcurren por el término municipal de Campo de Mirra.*

#### **4.1.2.2 Orografía e hidrografía**

El término municipal de Campo de Mirra se ubica en la comarca del Alto Vinalopó. Este término municipal está delimitado por dos sierras. Al norte se ubica la Sierra de Beneixama y al sur, se ubica la Sierra de la Villa. La cota más alta del municipio se encuentra en la Sierra de Beneixama a 983 m, en la cima del Àguila. La cota más alta de la Sierra de la Villa se ubica en la cima Les Penyetes a 688 m. El casco urbano del municipio está ubicado en la cara norte de las faldas de esta sierra de la Villa, el cual se sitúa entre las cotas 596 y 574 m. Entra las dos sierras se encuentra el Valle de Beneixama, el cual transcurre dentro del municipio de Campo de Mirra.

En la cara sur de la Sierra de la Villa y cercano al límite sur del municipio de Campo de Mirra con Biar, transcurre el Río Vinalopó, entre las cotas 576 y 562 m. El borde norte

del municipio está rodeado por una acequia que transcurre desde el municipio de Beneixama hasta el municipio de Cañada, denominada como Acequia del Real.

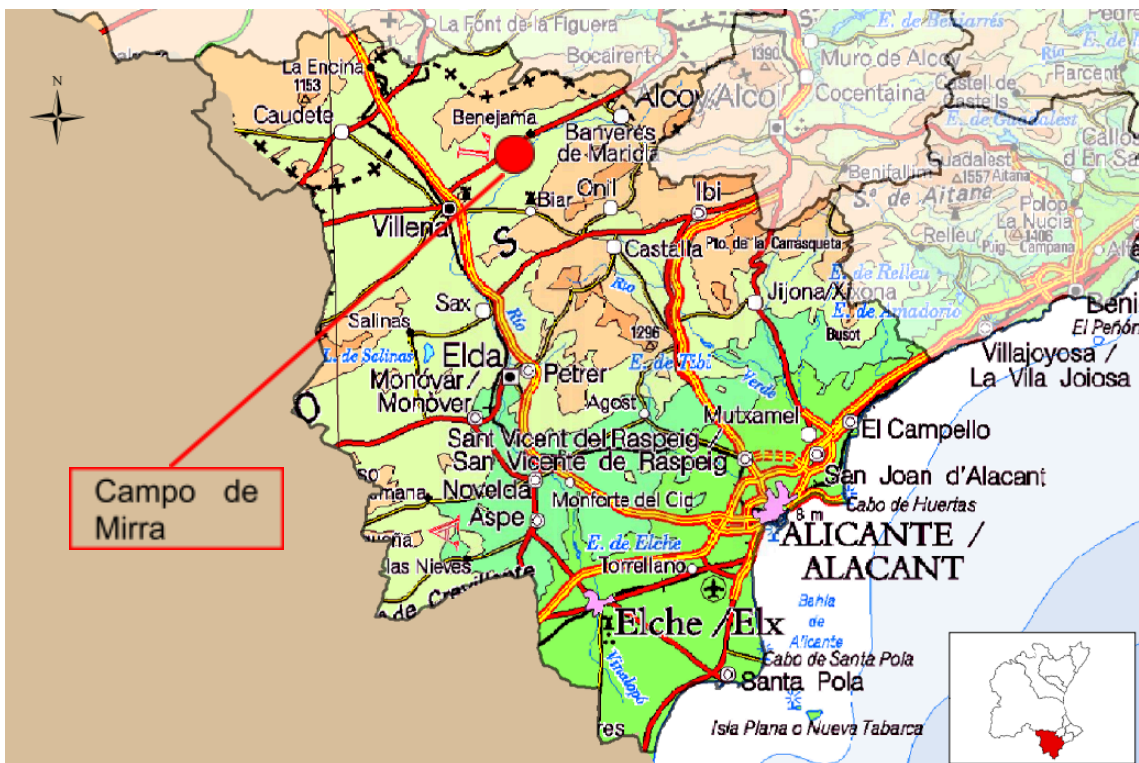


Imagen 4. Cuenca del Vinalopó, localización de Campo de Mirra.

El término municipal de Campo de Mirra se localiza en la Cuenca del río Vinalopó, de la demarcación Hidrográfica del Júcar.

El cauce principal del en el término municipal de Campo de Mirra es el río Vinalopó, el cual recibe la escorrentía de la cara sur de la Sierra de la Villa. La sierra de la Villa drena mediante arroyos de poca entidad al Valle de Beneixama, el cual recoge las aguas que finalmente desembocan, al río Vinalopó, este valle se encuentra fuera del ámbito de estudio de este Plan Director.

El único elemento hidrológico que transcurre por el municipio y que será tenido en cuenta en este estudio es la acequia del Real que transcurre por el norte del municipio.



*Imagen 5. Localización de los cauces del término municipal de Campo de Mirra.*

A partir de los datos del LIDAR descargables del Instituto Geográfico Nacional (IGN) se ha construido un modelo de elevación digital del terreno (MDT), de 2 x 2 metros de resolución de malla. A partir de este, se han calculado las direcciones preferentes de vertido y se han determinado los flujos de agua principales de la zona de estudio.



*Imagen 6. Acequia en el ámbito de estudio.*

#### **4.1.2.3 Vegetación y usos del suelo**

Para la modelización hidrológica de las cuencas que forman la escorrentía del municipio, es necesario determinar los usos del suelo y conocer su cobertura vegetal.



*Imagen 7. Mapa cuencas de estudio Campo de Mirra.*

La zona desarrollada, que resulta de interés en el presente Estudio, se caracteriza por una presencia escasa de vegetación, siendo las superficies presentes las que se muestra a continuación.

Tipo de superficie	Área (m <sup>2</sup> )	Proporción (%)
Tejado	713,27	41,40%
Viales	610,81	35,45%
Zonas urbanas impermeables	259,20	15,04%
Zonas urbanas permeables	76,12	4,42%
Zonas urbanas semipermeables	57,85	3,36%
Exclusión (Piscinas)	5,59	0,32%
<b>Total</b>	<b>1.722,83</b>	<b>100%</b>

Tabla 1. Área por tipo de superficie.

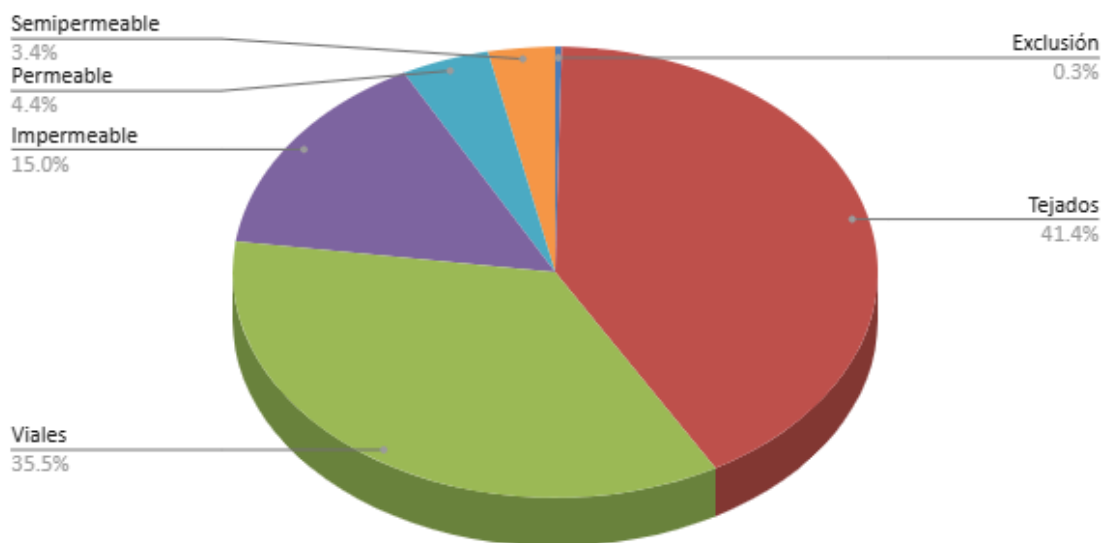


Imagen 8. Distribución de superficies existentes en la zona urbanizada de Campo de Mirra.

#### 4.1.2.4 Geología y geotecnia

Capo de Mirra se encuentra situada en las coordenadas geográficas 38° 41'N, 0° 46' O. De tal forma queda inscrita en la hoja 820 (28-32) de la tercera serie Magna 50 denominada como Ontinyent, y publicado por el IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).



Imagen 9. Mapa geológico del término municipal de Campo de Mirra a escala 1:50.000. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).

## LEYENDA

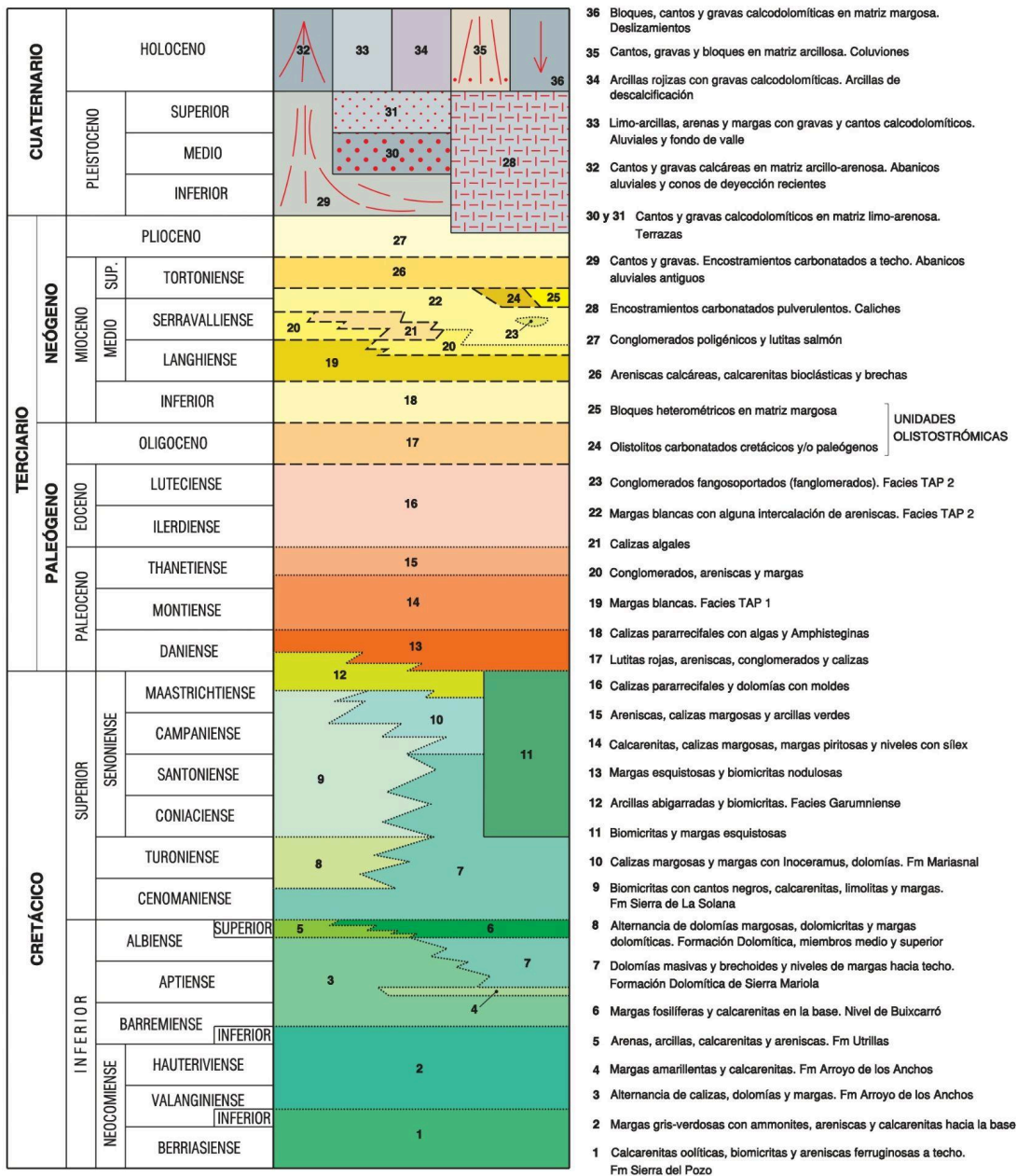


Imagen 10. Leyenda de mapa geológico. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).

La zona de Campo de Mirra se integra dentro del área cartografiada por la Hoja 820 (Ontinyent), perteneciente al dominio externo del Prebético externo, en el marco de la antigua orogenia de la Cordillera Bética. Se trata de un terreno estructuralmente complejo, dominado por sierras alineadas en dirección SO-NE (como la sierra de Benejama / sierra de la Solana) que se elevan sobre valles rectilíneos y depresiones rellenas por sedimentos terciarios y cuaternarios, donde se ubica el valle donde se asienta Campo de Mirra.

Litológicamente, los materiales aflorantes en el área son diversos: predominan rocas del Cretácico, incluyendo calizas, dolomías y margas, con intercalaciones variables de areniscas, margas limosas y niveles detríticos. En particular, en las sierras circundantes aparecen formaciones representativas del Cretácico Superior —dolomías masivas, dolomitizadas y dolomías margosas—, mientras que en las zonas bajas y vaguadas se encuentran depósitos más recientes del Neógeno y Cuaternario: conglomerados, gravas, arenas, margas y depósitos aluviales. El casco urbano de Campo de Mirra se ubica concretamente en una zona del Holoceno, donde se pueden encontrar cantos, gravas y bloques en matriz arcillosa.

Geomorfológicamente, la configuración del relieve —con laderas serranas, crestas y fondos de valle— responde a una tectónica intensa, caracterizada por un plegamiento típico del Prebético con pliegues vergentes y estructuras anticlinales y sinclinales de orientación SO-NE, así como una red de fracturas relacionada con la apertura del Golfo de Valencia. Este marco tectónico favoreció la diferenciación del relieve: las sierras conforman zonas de rocas carbonatadas endurecidas y potencialmente karstificadas, mientras que los valles y áreas aledañas se rellenaron con sedimentos más blandos, resultantes de la erosión y transporte.

Desde un punto de vista hidrogeológico, las calizas y dolomías cretácicas constituyen los acuíferos preferentes de la zona: cuerpos kársticos de elevada permeabilidad cuyo espesor puede ser considerable, aunque su continuidad y potencia varían según la fracturación y disolución. En cambio, los sedimentos detríticos y margosos que rellenan los valles actúan como unidades de menor permeabilidad, con menor interés como acuíferos.

Según el mapa geotécnico general publicado por el IGME (Instituto Geográfico y Minero Español), en su hoja 63, Campo de Mirra se encuentra en una zona donde se incluyen el conjunto de depósitos cuaternarios desconectados del cauce actual de los ríos.

En general están formados por formas de relieve en pendiente donde se encuentran materiales recientes sueltos de arenas y arcillas sobre margas medianamente compactadas. Destaca una morfología en pendiente uniforme y suave. La permeabilidad es de media a baja, con un nivel freático profundo, y con drenaje superficial favorable. La capacidad de carga media es de 2 a 4 kg/cm<sup>2</sup>. No presenta asientos, tiene zonas abarrancadas y algún posible punto inestable.

Según ese mismo mapa, la zona urbana de Campo de Mirra se encuentra en una zona de condiciones constructivas aceptables con posibles problemas de tipo hidrológico y geotécnico.

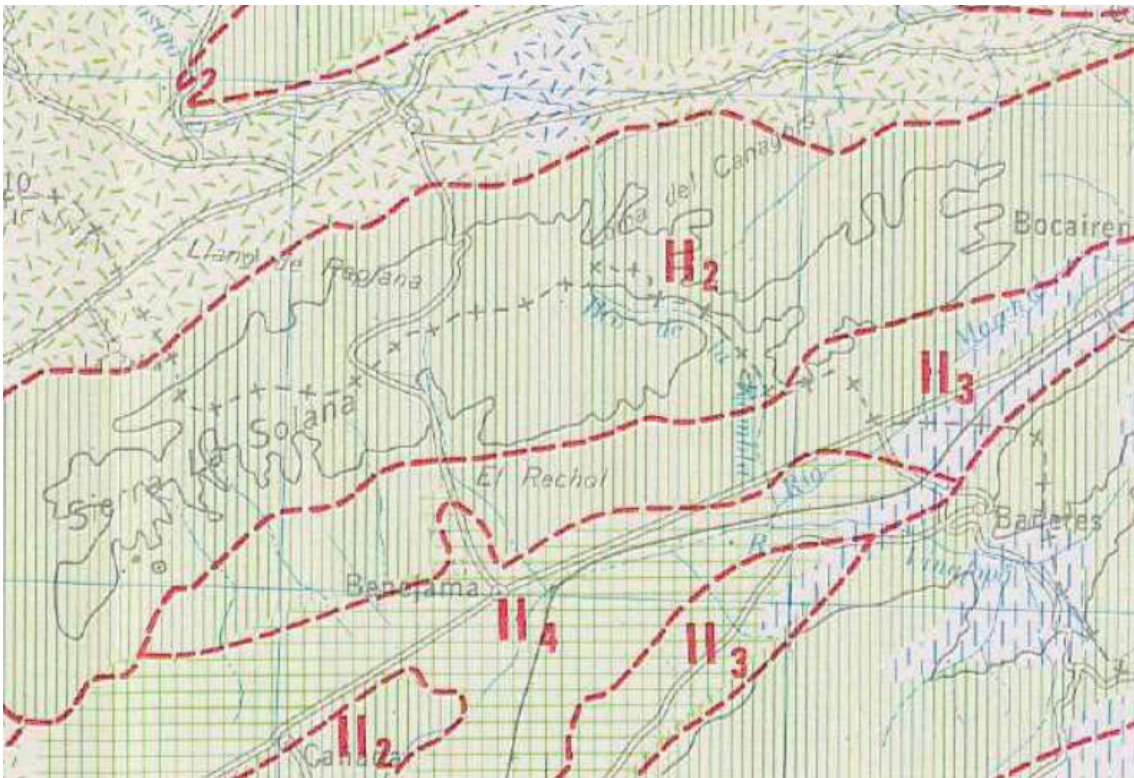


Imagen 11. Mapa geotécnico del término municipal de Campo de Mirra. Fuente IGME (Instituto Geográfico y Minero Español).

## 4.2 Análisis del sistema de alcantarillado existente

### 4.2.1 Tipología de red

La red de drenaje urbano de Campo de Mirra es unitaria. El vertido de aguas residuales del núcleo de población se realiza de forma unitaria mediante un colector que discurre por la CV-7940 hasta un punto de conexión con un colector general que recoge las aguas de del municipio de Beneixama aguas arriba y finalmente las vierta a la EDAR de Villena. Este colector no es gestionado por Campo de Mirra, por lo que no es objeto de este estudio.

Existe un aliviadero, lo que genera un segundo punto de vertido mediante una tubería de DN 400 mm. Se encuentra en la avenida de Villena, a 415 metros antes del punto de vertido final.

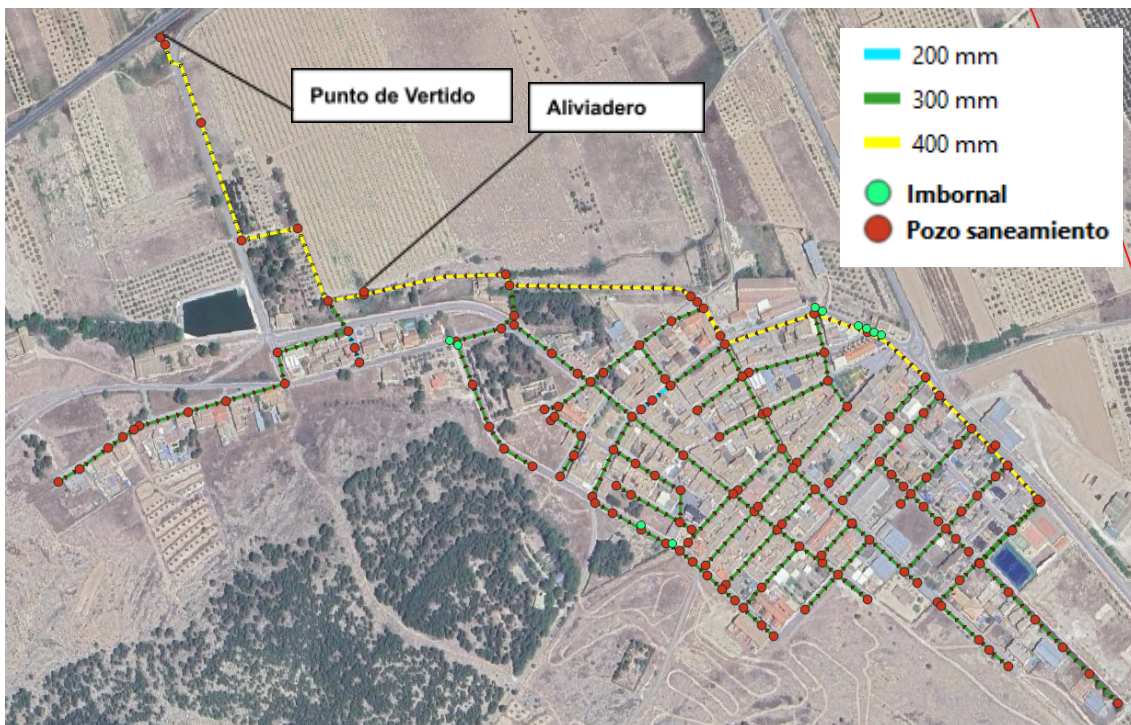


Imagen 12. Red de saneamiento de Campo de Mirra según su tipología.

## 4.2.2 Esquema de funcionamiento de la red

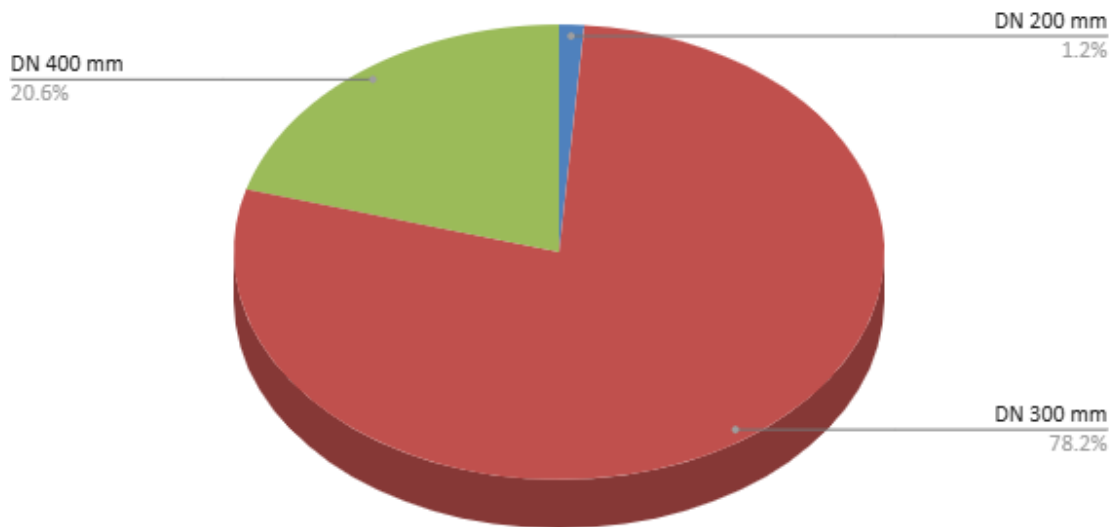
Como se ha comentado anteriormente la red de drenaje urbano de Campo de Mirra no cuenta con una EDAR en funcionamiento, por lo que la red de drenaje urbano se conecta a un colector que cruza el municipio recogiendo aguas desde Beneixama, aguas arriba, pasando por Campo de mirra y Cañada, hasta que finalmente las vierte a la EDAR de Villena.

En lo que respecta al casco urbano de Campo de Mirra, cabe destacar que toda la red va conectándose al colector principal de DN 400 mm que rodea el norte del municipio.

## 4.2.3 Caracterización de la red

### 4.2.3.1 Colectores

La longitud total de la red de drenaje urbano de Campo de Mirra es de 6.054 m. Dicha red se compone, básicamente, por conducciones de tipo circular, con una longitud media de 38,81 m, y diámetros de 200, 300 y 400 mm.



*Imagen 13. Distribución de la red según dimensiones.*

Un 78,2 % de la red presenta diámetros de 300 mm, y el 20,6 % tiene un diámetro entre de 400 mm. De diámetro 200 mm solo hay un 1,2%. Para tuberías por gravedad en redes de alcantarillado, las instrucciones técnicas para redes de saneamiento se fijan un diámetro mínimo de 400 mm salvo excepciones justificadas.

En lo que se refiere al material, el 100 % de la red lo componen colectores de hormigón en masa.

#### **4.2.3.2 Pozos de registro**

El análisis de los pozos de registro se ha elaborado a partir del GIS del levantamiento topográfico de la red, a partir del cual se pueden extraer las siguientes cifras.

Del estudio se extrae que la red de drenaje urbano del término municipal de Campo de Mirra se compone de un total de 154 pozos; lo que supone una distancia media entre ellos de 38.81 m. En general, se recomienda que la distancia entre pozos se sitúe entre 40 y 60 m. Por encima de estos valores pueden aparecer problemas de mantenimiento de la red. Por lo tanto, se puede decir que la red estudiada presenta una baja densidad de pozos, al menos en valores medios.

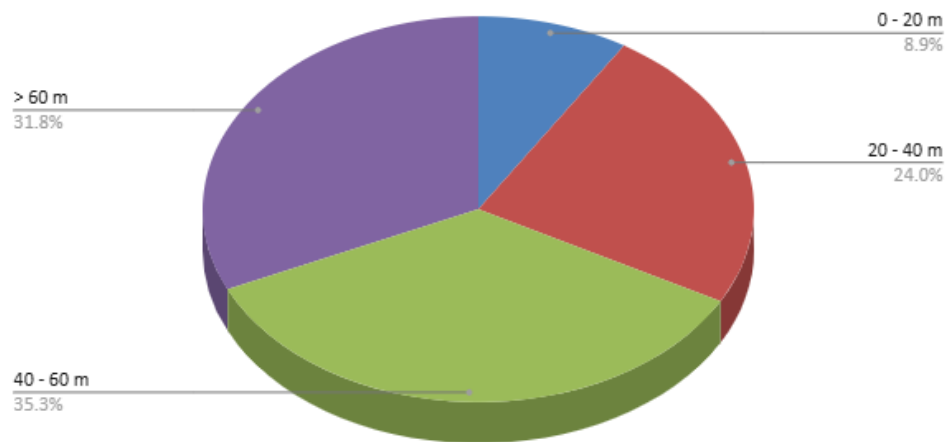


Imagen 14. Distribución de la red según la longitud de los tramos entre pozos de registro.

Se observa que solo un 31.8 % de los tramos de la red presenta longitudes superiores al máximo recomendado, mientras que un 32.9 % presentan distancias inferiores a 40 m. Estos valores indican que la densidad de pozos de registro del municipio es baja.

#### 4.2.3.3 Aliviaderos

En la información facilitada hay un aliviadero que se encuentra en la avenida de Villena, a 415 metros antes del punto de vertido final.

#### 4.2.3.4 Imbornales

Según la información facilitada en formato GIS de Campo de Mirra, existen actualmente un total de 10 imbornales distribuidos en 3 zonas concretas del casco urbano. En la imagen siguiente se muestra la red con la localización de los imbornales.



Imagen 15. Localización de los imbornales (en verde).

#### 4.2.4 Problemática conocida de la red

Existen tres problemáticas derivadas de la propia geometría de la red: tramos de colectores en contrapendiente, déficit de pozos y estrangulamientos.

- **Tramos en con poca pendiente:** El colector principal que recoge todas las aguas en la parte baja del municipio se ha comprobado que tiene muy poca pendiente donde se manifiestan problemas de llenado y desbordamientos de aguas fecales en episodios de lluvias.
- **Déficit de pozos:** Como se ha comentado anteriormente, existe un buen número de pozos con distancia media entre ellos de 40 metros. No obstante, existen 21 tramos con una longitud mayor a 60 metros, lo que podría causar problemas en la conservación de la red.

#### 4.3 Estudio Pluviométrico

Para analizar los problemas hidráulicos de la red de drenaje urbano que genera la aparición de inundaciones es preciso simular la respuesta de la red en determinados sucesos de lluvias. Para ello hay que calcular previamente cuáles son las lluvias a tener en cuenta mediante un estudio pluviométrico.

El objetivo de este estudio pluviométrico es, por tanto, obtener las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) y, a partir de ellas, los hietogramas de las lluvias

que se van a utilizar para identificar los problemas hidráulicos y para diseñar las soluciones.

### 4.3.1 Metodología

En primer lugar, se ha procedido a la recogida de datos de las estaciones meteorológicas cercanas al ámbito de estudio, propiedad de la Agencia Española de Meteorología (AEMet).

Se ha realizado un tratamiento estadístico de los datos pluviométricos de las diferentes fuentes, obteniendo las precipitaciones máximas para diferentes períodos de retorno.

Algunos autores indican que nunca deben usarse registros inferiores a 20 años para análisis de frecuencia de variables hidrológicas, como es el caso. (Linsley et al. 1988). Siguiendo esta directriz, sería deseable disponer de una serie de datos de un mínimo de 25 a 30 años sin interrupciones, sin embargo es muy difícil contar con ella totalmente completa.

En este caso manejamos datos de varias estaciones y, como veremos a continuación, todos presentan carencias de datos. En un análisis de frecuencias se usan series anuales, es necesario tener información de todos los días de año y de todos los años de la serie sin interrupciones, por lo tanto, se debería descartar un año porque le faltan unos pocos datos. Sin embargo, existen procedimientos para completar datos en alguna de varias series temporales a analizar. En los datos de precipitación diaria que se utilizan en el presente estudio se han completado realizando proporcionalidades entre precipitaciones del mismo día en estaciones cercanas.

### 4.3.2 Recopilación de la información

Las estaciones meteorológicas de la Agencia Española de Meteorología (AEMET) que tienen más influencia sobre las cuencas de estudio son las contenidas en la tabla siguiente.

El criterio de influencia escogido ha sido que las estaciones pluviométricas estén situadas en un radio de un máximo de 30 km de Campo de Mirra.

CÓDIGO	DISTANCIA	ESTACIÓN	X <sub>UTM</sub>	Y <sub>UTM</sub>
8003A	1	BENEIXAMA CASA CRESPO	694908	4285100
8004	5	BIAR	693798	4279058
8005X	9	FONTANARS DEL ALFORINS	692803	4294180
8008Y	14	VILLENA	685931	4271923

CÓDIGO	DISTANCIA	ESTACIÓN	X <sub>UTM</sub>	Y <sub>UTM</sub>
8283X	21	ONTINYENT	707946	4300395
8059C	127	ALCOI	720842	4287883
8198Y	30	ALMANSA	667984	4301863

Tabla 2. Coordenadas de las estaciones meteorológicas de la AEMET.

Los datos analizados en cada estación son las lluvias diarias acumuladas en las series de años más recientes que se han encontrado. En la tabla siguiente se describen las características de las series de datos disponibles:

CÓDIGO	ESTACIÓN	Fecha Inicio	Fecha Fin	Años Medidos	Dentro de los últimos 15 años
8003A	BENEIXAMA CASA CRESPO	1976	2024	48	SÍ
8004	BIAR	1914	2024	61	SÍ
8005X	FONTANARS DEL ALFORINS	1992	2024	32	SÍ
8008Y	VILLENA	2013	2024	11	NO
8283X	ONTINYENT	2013	2024	11	NO
8059C	ALCOI	2013	2024	11	NO
8198Y	ALMANSA	2013	2024	11	NO

Tabla 3. Periodos de recogida de datos en los pluviómetros del AEMET.

### 4.3.3 Datos de precipitación máxima

Para identificar cuáles de las estaciones analizadas tienen influencia sobre las cuencas de estudio se han realizado polígonos de Thiessen entre todas ellas.

Para realizar un análisis de extremos preciso deben considerarse series de datos de un mínimo de 10 años y con información de los últimos 10 años para que las curvas IDF construidas sean representativas de la zona de estudio analizada en un escenario actual.

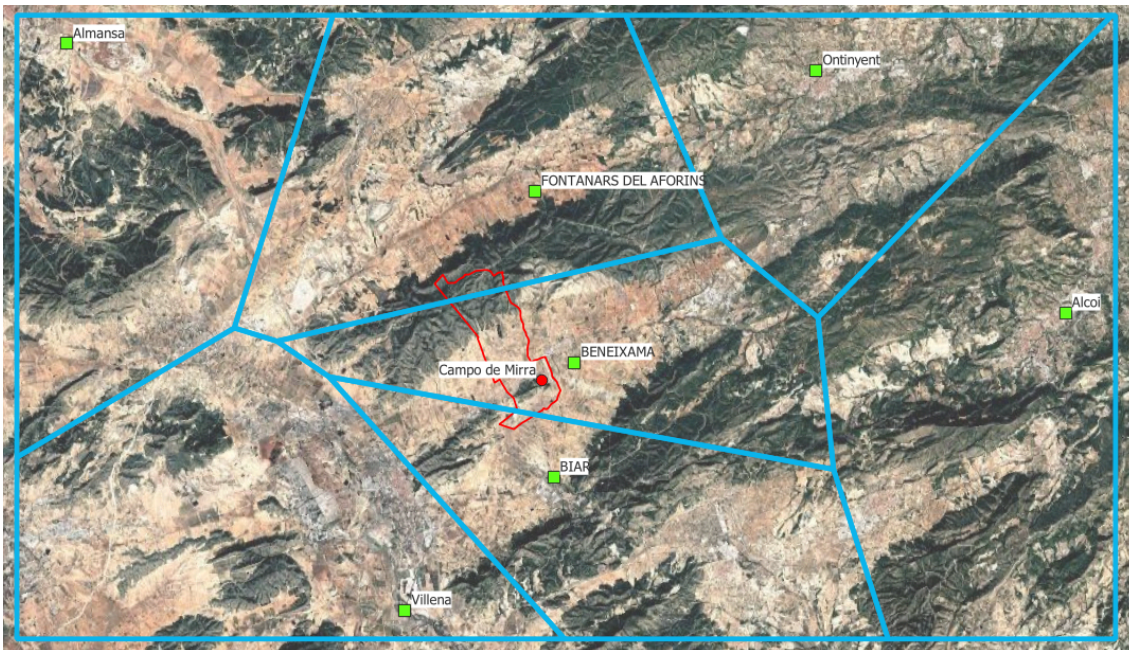


Imagen 16. Polígonos de Thiessen sobre el área de estudio con todos los pluviómetros cercanos.

Como puede observarse en la figura anterior, las estaciones más cercanas con más de 15 años de registros dentro de los últimos 15 años son la estación de Beneixama, Biar y Fontanars del Aforins. La más representativa de todas ellas, debido a su proximidad, es la estación de Beneixama.

#### 4.3.4 Análisis de frecuencias. Régimen máximo extremal

Previamente a la realización de un análisis de frecuencias debe hacerse un control de calidad en detalle de los datos de los que se dispone.

Como ya se ha comentado, existen varios períodos de tiempo donde no se registraron datos por incidencias en el mantenimiento. El primer paso es rellenar datos no registrados. Existen diversas técnicas para el llenado de datos. Un método es utilizar datos de una estación próxima. Se han utilizado los datos de Biar, Fontanars del Aforins y Ontinyent para rellenar los datos faltantes de la estación de Villena.

Mes	P (mm)
Enero	31,84
Febrero	7,01
Marzo	34,38
Abril	45,93

Mes	P (mm)
Mayo	24,49
Junio	24,44
Julio	3,11
Agosto	10,76
Septiembre	28,62
Octubre	19,11
Noviembre	23,37
Diciembre	21,48
<b>TOTAL</b>	<b>274,54</b>

Tabla 4. Precipitaciones medias mensuales Campo de Mirra.

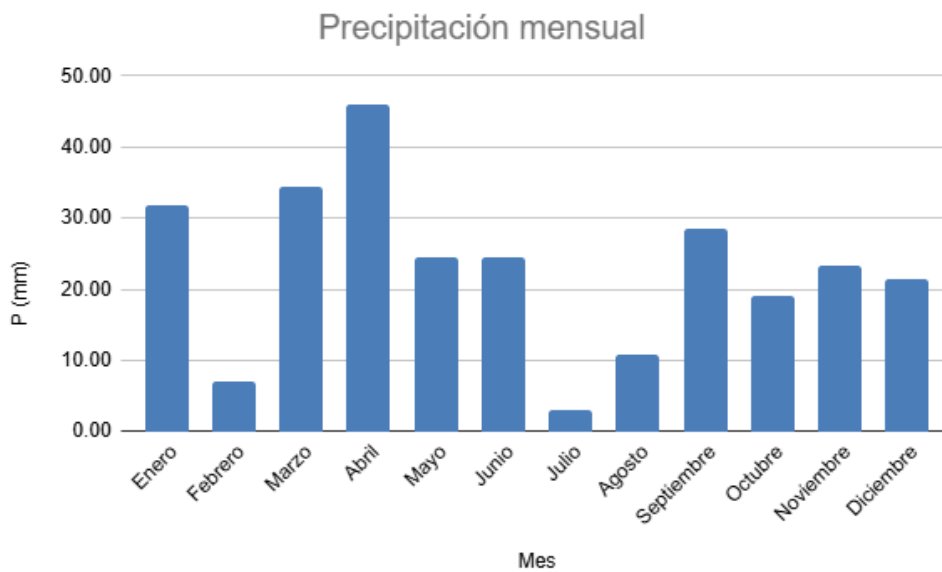


Imagen 17. Precipitación media de la estación de Campo de Mirra.

Después de este análisis cualitativo de adecuación de los datos disponibles, puede concluirse que **la serie de datos a utilizar para el análisis de extremos es representativa de la realidad de la zona de estudio.**

A continuación se recogen las precipitaciones máximas anuales extraídas de los listados de los pluviómetros considerados. A partir de dicha serie de máximos se realiza la progresión estadística para estimar los valores de la pluviometría según los diferentes períodos de retorno.

Precipitaciones Máximas Villena	
Año	Pmax (mm)
2014	20,4
2015	25,2
2016	34,8
2017	31,0
2019	83,8
2020	63,8
2021	24,6
2022	24,6
2023	42,4
2024	17,4
<b>Media (X<sub>m</sub>)</b>	<b>38,87</b>
<b>Desviación (σ)</b>	<b>19,1</b>

Tabla 5. Series de máximos anuales del pluviómetro de Villena.

#### 4.3.5 Método Gumbel

Los eventos puntuales tienen una duración variable con diferentes intensidades de lluvia para diferentes intervalos de tiempo. Con los registros analizados no se dispone de dicha información, por lo tanto se hace necesario construir hietogramas de proyecto teniendo en cuenta la diferente probabilidad de cada evento tormentoso.

Por ello, se ha realizado un ajuste extremal tipo Gumbel por el método de los momentos, por el de máxima verosimilitud y por el de mínimos cuadrados. En concreto se han realizado cuatro ajustes para calcular los máximos esperados para cada periodo de retorno en función de las series de datos existentes, de los cuales prevalecerá el más desfavorable.

Las funciones de distribución tipo Gumbel son las siguientes:

$$F(x) = e^{-e^{-(\alpha \cdot (x-\beta))}}$$

$$F_n(x) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

**Ajuste 1:** Método de los momentos

**Ajuste 2:** Método de la máxima verosimilitud

**Ajuste 3:** Método de los mínimos cuadrados con la distancia según una recta de pendiente contraria.

**Ajuste 4:** Método de los mínimos cuadrados con la distancia según la normal.

P. retorno	Frecuencia	Ajuste 1	Ajuste 2	Ajuste 3	Ajuste 4	Máximo (mm)
T (años)	F(x)	x	x	x	x	
2	0.5000	35.736	35.583	36.306	35.316	36.306
5	0.8000	52.608	53.279	58.167	54.449	58.167
10	0.9000	63.779	64.995	72.641	67.116	72.641
25	0.9500	74.495	76.234	86.524	79.267	86.524
50	0.9600	77.894	79.799	90.929	83.122	90.929
100	0.9800	88.365	90.781	104.496	94.995	104.496
250	0.9900	98.759	101.682	117.962	106.781	117.962
300	0.9960	112.443	116.034	135.694	122.300	135.694
500	0.9967	115.163	118.886	139.217	125.383	139.217
1.000	0.9980	122.777	126.872	149.082	134.017	149.082
5.000	0.9990	133.102	137.702	162.461	145.726	162.461

Tabla 6. Valores de la variable de Gumbel según T (años).

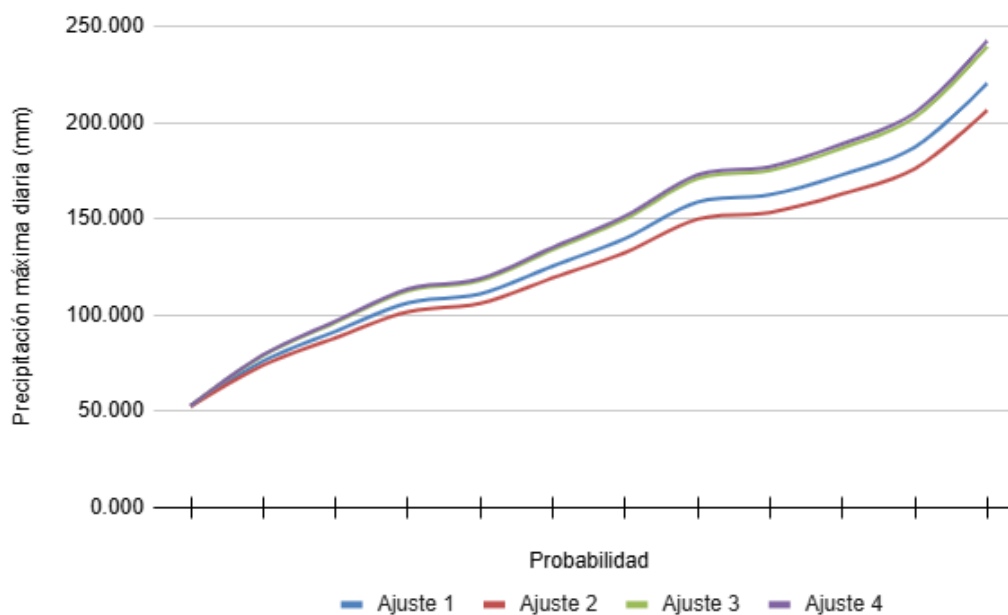


Imagen 18. Gráfico del ajuste estadístico de la distribución tipo Gumbel.

Para obtener las curvas IDF y posteriormente los hietogramas de diseño usaremos los valores máximos, los cuales se corresponden con el ajuste 4.

#### 4.3.6 Construcción de curvas IDF y de los Hietogramas de cálculo

El conocimiento de la relación entre la intensidad de una tormenta dada, su duración y la probabilidad de recurrencia en un punto geográfico, es un dato fundamental para la previsión de las lluvias de la zona, y por lo tanto, para el diseño de cualquier obra civil.

Para construir las curvas IDF, y posteriormente los hietogramas, teniendo en cuenta los datos pluviométricos analizados anteriormente, se ha utilizado la ecuación de Témez, desarrollada para estimar la intensidad de precipitaciones de duración inferior a 24 horas a partir de registros pluviométricos diarios.

Inicialmente, se toma únicamente la intensidad máxima esperada media de la lluvia en la zona de estudio, con tormentas de 24 horas.

$$I_t = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{3.4886 - 2.5 \cdot t^{0.1}}$$

$I_t$ : Intensidad media de la precipitación en t minutos de duración.

$I_1$ : Intensidad de la precipitación en 1 hora de duración.

$I_d$ : Intensidad media de la precipitación en 24 horas de duración.

$I_1/I_d$ : Relación entre la intensidad horaria de la precipitación y una lluvia de 24 horas de duración. Este valor se obtiene utilizando el mapa de isóneas propuesto por la DGC del MOPU. La zona de estudio toma un valor de  $I_1/I_d = 8,5$ .

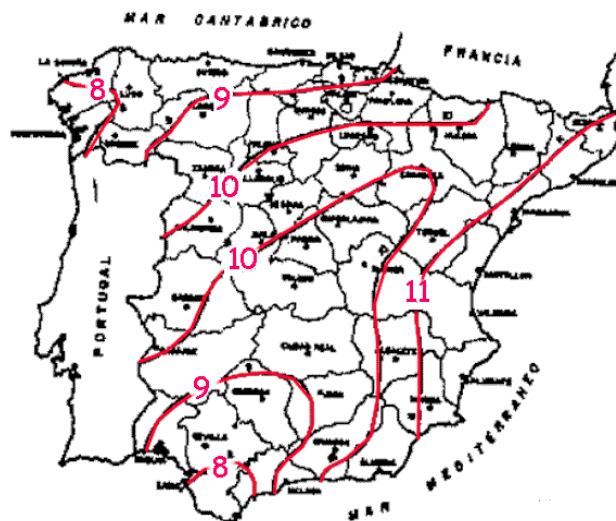


Imagen 19. Mapa de isóneas propuesto por el MOPU.

Con todos los parámetros se construyen las curvas IDF para cada período de retorno como se muestra en la figura siguiente:

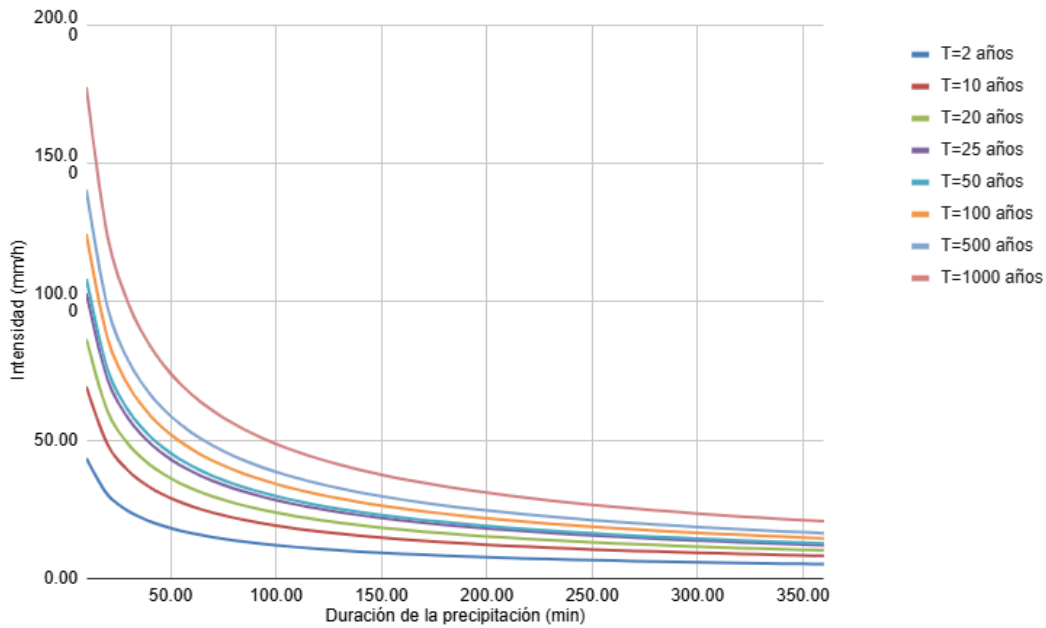


Imagen 20. Curvas IDF de Villena.

El análisis de la intensidad de la precipitación en función de la duración de la lluvia se ha realizado en base de la metodología de la DGC del MOPU como se ha expuesto anteriormente.

#### 4.3.7 Hietogramas Sintéticos

Para la realización de la diagnosis del comportamiento de la red actual y el diseño de las actuaciones en la misma se han utilizado lluvias sintéticas asociadas a diferentes periodos de retorno, construidas a partir de las curvas IDF de la estación 8008Y - Villena de la AEMET, cuya obtención se ha explicado en el apartado anterior.

Se han considerado hietogramas en pico tipo W.T. Chow construido mediante la metodología de los “Bloques alternados” que se documenta a continuación:

Se toma la curva correspondiente al período de retorno T con el que se calcula el hietograma y se divide la duración “d” del hietograma en varias partes iguales n, se calcula la intensidad  $I_i$  correspondiente a cada uno de los tiempos anteriores; por ejemplo si el hietograma es de 60 minutos y se divide en 6 unidades, se obtendrán de la curva IDF las intensidades correspondientes a 1, 2, 3, ..., 6 sextos de hora, es decir  $I_1, I_2, I_3, \dots, I_6$  teniendo los valores que se muestran en la figura siguiente:

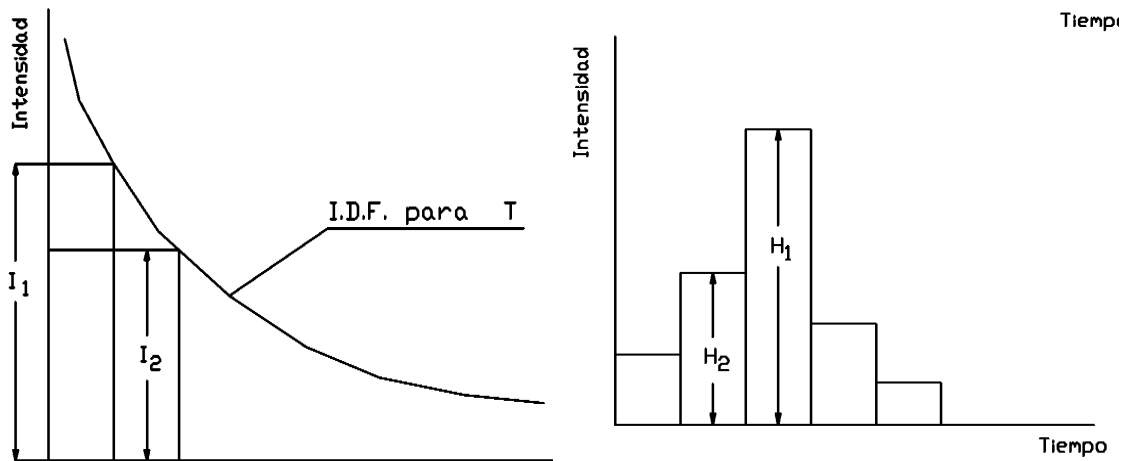


Imagen 21. Cálculo de intensidades para el hietograma.

$$H_1 = I_1$$

$$H_2 = 2 \cdot I_2 - H_1$$

$$H_3 = 3 \cdot I_3 - H_1 - H_2$$

$$H_n = n \cdot I_n - H_{n-1} - H_{n-2} - \dots - H_2 - H_1$$

Las cuales se ordenan según el criterio de situar el máximo en el centro (1) y el siguiente en intensidad a la izquierda (2) del máximo y el tercero en intensidad a la derecha del máximo, etc.

La suma  $H_1 + H_2 + \dots + H_n$  es, por definición, igual a la lluvia total correspondiente a las "n" horas, ya que despejando  $n \cdot I_n$  queda:

$$n \cdot I_n = H_n + H_{n-1} + H_{n-2} + \dots + H_2 + H_1$$

Los hietogramas de las lluvias de diseño que se van a utilizar se compondrán de bloques de 10 minutos de duración.

Respecto al periodo de retorno y duración del aguacero de diseño, teniendo en cuenta que las redes deberán tener capacidad suficiente para poder evacuar el máximo aguacero de frecuencia decenal y duración igual al tiempo de concentración asociado a la red. Entonces, la duración del hietograma vendrá determinada por el valor del tiempo de concentración, que es el tiempo que tarda toda la cuenca en contribuir a la escorrentía.

Este tiempo de concentración de la red de estudio se ha determinado a partir de la siguiente expresión:

$$T_c = t_e + t_r$$

$T_c$  Tiempo de concentración, en horas.

$t_e$  Tiempo de recorrido en los cauces naturales, en horas.

$t_r$  Tiempo de recorrido en las conducciones de la red, en horas.

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

$L$  Longitud de las conducciones de la red, en m.

$v$  Velocidad media de circulación del agua en la red, en m/s.

Se ha escogido el tramo de mayor longitud y la cuenca más alejada del punto de conexión con la EDAR. Realizando el cálculo anterior con  $L=960$  m.

m y una velocidad media máxima en tiempo de lluvia de 2,35 m/s se obtiene un  $t_r$  igual a 7 minutos.

Para la cuenca más alejada se ha fijado un tiempo de entrada a la red de 6 minutos; por lo tanto, aplicando la fórmula para el tiempo de concentración para cuencas menores y flujo canalizado por una red de cauces definidos, se obtiene un tiempo de concentración total de 13 minutos; 0,216 horas. En conclusión, el tiempo de concentración será de:

$$T_c = t_r + t_e = 7 + 6 = 13 \text{ min}$$

Al ser un tiempo de concentración tan pequeño se escogerá una lluvia de 60 minutos con 6 bloques diezminutales para quedarnos del lado de la seguridad y observar comportamiento de los aliviaderos de forma continua en el tiempo.

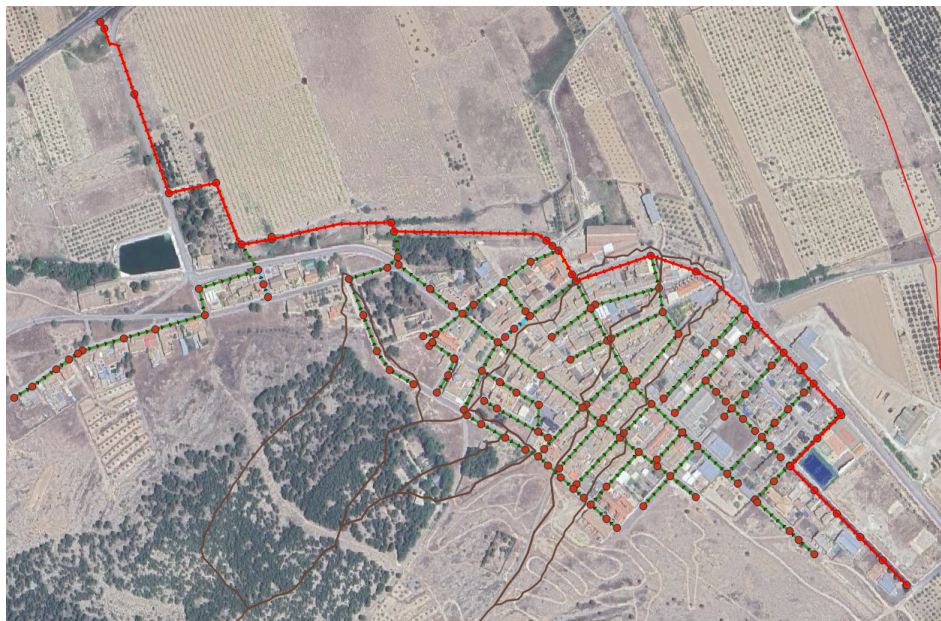


Imagen 22. Cuencas (en marrón) y tramo de mayor longitud (en rojo) de la red de drenaje de Campo de Mirra.

A partir de las curvas IDF calculadas, se confecciona el hietograma de diseño aplicando bloques alternados. Esta metodología consiste en aplicar, a partir del momento de máxima intensidad, que acostumbra a situarse en el punto medio de la duración del aguacero, intensidades máximas de lluvia de periodos sucesivos a los momentos inmediatamente anterior y posterior al instante central. Se han construido hietogramas de 1 hora de duración utilizando pasos de tiempo de 10 minutos.

I (mm/h)					
t (minutos)	T = 2 años	T = 10 años	T = 20 años	T = 100 años	T = 500 años
10	10.09	18.44	21.64	28.88	36.05
20	13.99	25.59	30.03	20.04	50.02
30	24.93	45.59	53.50	23.80	89.13
40	62.99	115.19	135.17	45.10	225.18
50	24.93	32.33	37.94	10.13	63.20
60	11.69	21.37	25.08	5.58	41.78

Tabla 7. Resultados de los hietogramas de diseño para los diferentes periodos de retorno.

A continuación se presentan los hietogramas correspondientes a 10 años de periodo de retorno y una duración de 60 minutos, generados siguiendo la metodología descrita anteriormente:

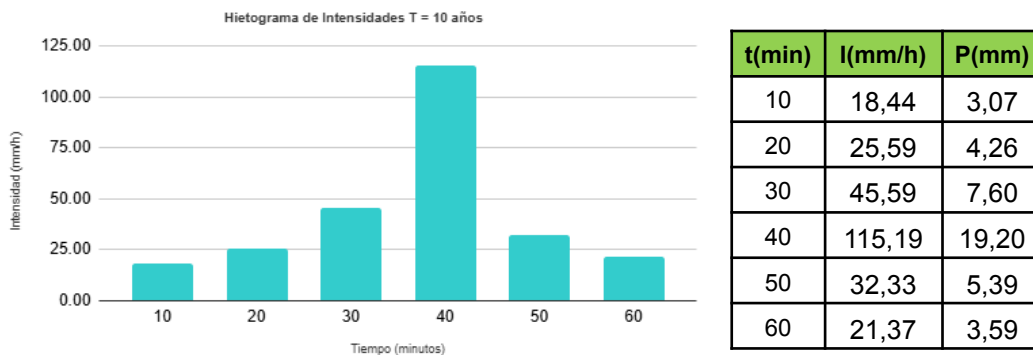


Imagen 23. Hietograma de intensidades para un periodo de retorno T=10 años.

#### 4.4 Descripción del ámbito urbanístico

Para la elaboración de un Plan Director de Alcantarillado es necesario tener en cuenta el crecimiento urbanístico previsto con el fin de asegurar que las actuaciones propuestas en el plan satisfacen las necesidades del municipio a largo plazo. El planeamiento urbanístico prevé las zonas de crecimiento, tanto de uso residencial como industrial.

En general, el desarrollo urbanístico afecta los sistemas de Alcantarillado desde diferentes puntos de vista, todos relacionados con la construcción de nuevas

viviendas, equipamientos e industria que suponen un incremento del consumo de agua y del caudal de aguas residuales.

#### **4.4.1 Ámbito urbanístico actual**

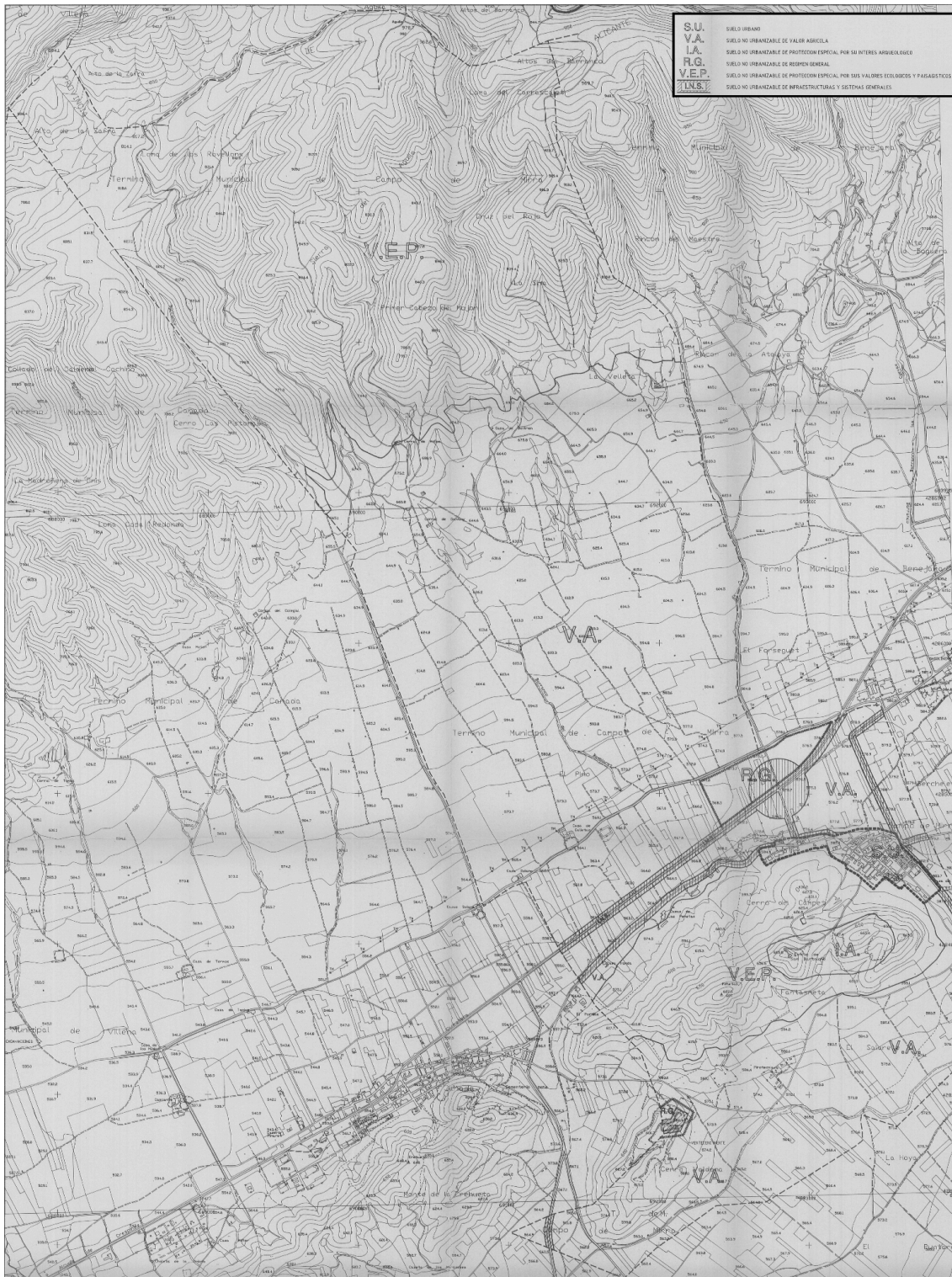
El planeamiento municipal vigente de Campo de Mirra lo constituye el Plan General de Ordenación Urbana de Campo de Mirra, aprobado definitivamente el 30 de mayo de 1997 por la Comisión Territorial de Urbanismo de Campo de Mirra.

Este Plan General es de aplicación en la totalidad del término municipal y su vigencia es indefinida mientras no se apruebe una revisión definitiva, aunque pueden realizarse modificaciones puntuales cuando así lo demande la estructura territorial u otros criterios urbanísticos.

Se procederá a la revisión del vigente Plan General cuando se hayan de adoptar nuevos criterios que afecten a la estructura general orgánica del territorio municipal, o cuando se planteen variaciones sustanciales de sus elementos o determinaciones estructurantes.

- Suelo Urbano (S.U.).
  - Núcleo histórico (1).
  - Vivienda unifamiliar (2).
- Suelo no urbanizable.
  - Suelo no urbanizable de valor agrícola (V.A.).
  - Suelo no urbanizable de protección especial por su interés arqueológico (I.A.).
  - Suelo no urbanizable de interés general (R.G.)
  - Suelo no urbanizable de protección especial por sus valores ecológicos y paisajísticos (V.E.P.)
  - Suelo no urbanizable de infraestructuras y sistemas generales (I.N.S.).

En la Imagen siguiente se representa las áreas de actuación del Plan General de Ordenación Urbana del municipio de Campo de Mirra.



*Imagen 24. Áreas de actuación del PGOU.*

Localizando las zonas urbanizables del municipio, se observan las dos zonas urbanizables del municipio. Por un lado, tenemos la zona urbanizable correspondiente al casco urbano, donde se encuentran los suelos clasificados como núcleo histórico

tradicional (ZUR-NHT) y residencial (ZUR-RE). En la siguiente imagen se puede observar la ubicación de la misma.



*Imagen 25. Suelo Urbano clasificado como núcleo histórico (1) y vivienda unifamiliar (2) en Campo de Mirra.*

#### **4.4.2 Modificaciones al plan general.**

El Plan General de Ordenación Urbana del 30 de mayo de 1997 de Campo de Mirra ha sido modificado en 3 ocasiones, con el objetivo de recalificar zonas del municipio para su mejor aprovechamiento. Las tres modificaciones son las siguientes:

- Modificación N°1 del plan general 1999
- Modificación N°2 del plan general 2002
- Modificación N°3 del plan general 2006

Las modificaciones N°1 y N°2 del plan general de los años 1999 y 2002 se corresponden con la reclasificación de un suelo clasificado como Suelo no urbanizable de protección especial por sus valores ecológicos y paisajístico (V.E.P.) en suelo urbano (S.U) de uso industrial y la creación de nuevas superficies dotacionales, con el objetivo de ejecutar el polígono Industrial La Casilla, en el límite municipal con Beneixama. En la siguiente imagen se puede representar la reclasificación final tras la Modificación N°2.



*Imagen 26. Nuevo suelo reclasificado como suelo urbano (S.U.) de uso industrial en Campo de Mirra.*

La modificación N°3 del plan general 2006, se corresponde con un cambio del índice de edificabilidad de una parcela concreta en la zona de suelo urbano (S.U.) catalogado como vivienda unifamiliar para el mejor aprovechamiento de la parcela, con el objetivo de ejecutar viviendas de protección oficial.

#### **4.4.3 Crecimiento urbanístico previsto**

El Plan General de Ordenación Urbana vigente en el municipio de Campo de Mirra se encuentra desfasado respecto a la realidad actual del municipio, datando del año 1997. En este Plan General, se ha identificado una evolución de la población regresiva, aunque esto no se ha identificado como que exista un abandono del suelo urbano, sino que el fenómeno se plantea un crecimiento urbano mínimo, con poblaciones de segunda residencia, utilizando el municipio como zona de descanso. Tras ese análisis, se ha calculado el mantenimiento del tejido urbano existente con una serie de ampliaciones mínimas.

En dicho Plan General no se ha reservado ninguna nueva área en el municipio para la reclasificación de zonas no urbanizables a zonas urbanizables. Se ha considerado que únicamente con las parcelas que hay sin edificar en el municipio es suficiente para el crecimiento poblacional del mismo.

En el apartado capacidad del planeamiento del Plan General de Campo de Mirra se concreta que, en la actualidad, en el suelo clasificado como urbano, el municipio cuenta con 268 viviendas. También se refleja en dicho Plan que, contando con las parcelas que aún hay vacías, el núcleo urbano tiene una capacidad de crecer hasta 114 más, lo que llegaría a un máximo de 383 viviendas.

Es importante destacar que según la ficha municipal de Campo de Mirra del Insitut Valencià d'Estadística (IVE), a fecha 2024, el número de viviendas residenciales en suelo urbano del municipio de Campo de Mirra es de 321, por lo que, si este aumento de viviendas fuera contante, se podría afirmar que en el 2054 se llegaría al número máximo de viviendas de 383.

En base al número máximo de viviendas, en los siguientes apartados se calculará la población y la demanda futura en el año 2054.

<b>AÑO</b>	<b>NÚMERO DE VIVIENDAS</b>
1998	268
1999	270
2000	272
2001	274
2002	276
2003	278
2004	280
2005	282
2006	284
2007	286
2008	288
2009	290
2010	292
2011	295
2012	297
2013	299
2014	301
2015	303
2016	305
2017	307
2018	309
2019	311
2020	313
2021	315

AÑO	NÚMERO DE VIVIENDAS
2022	317
2023	319
2024	321
2025	323
2026	325
2027	327
2028	329
2029	331
2030	333
2031	335
2032	337
2033	339
2034	341
2035	343
2036	345
2037	348
2038	350
2039	352
2040	354
2041	356
2042	358
2043	360
2044	362
2045	364
2046	366
2047	368
2048	370
2049	372
2050	374
2051	376
2052	378
2053	380
2054	382

Tabla 8. Previsión de crecimiento del número de viviendas previsto.

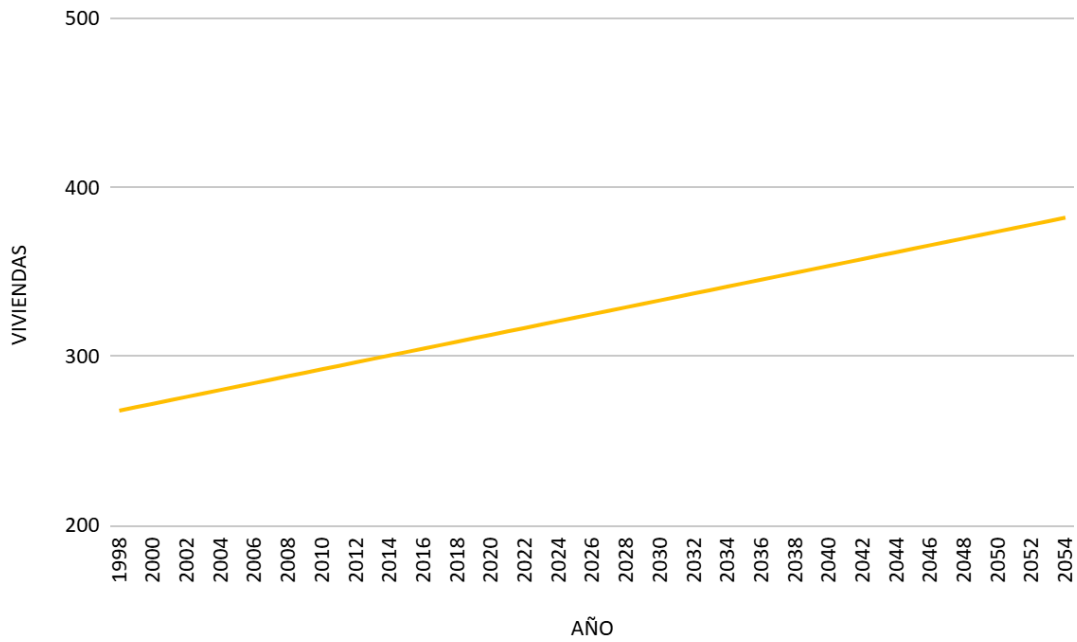


Figura 27. Previsión de crecimiento del número de viviendas previsto.

Para el cálculo del escenario futuro, se deberán identificar los sectores en la zona urbana que podrán recibir un aumento de la población en el futuro. Para ello, se ha estudiado la ortofoto de la actualidad, la versión 2024 del PNOA, y se han detectado seis zonas con parcelas vacías donde pueden llevarse a cabo desarrollos urbanísticos.



Figura 28. Ortofoto 2024 PNOA con las áreas potenciales de ampliación en zona urbana.

Basándose en el área que ocupa cada una de las seis zonas, se dividen las futuras 61 viviendas para poder repercutir una dotación a una zona concreta de la red de abastecimiento.

Áreas de Ampliación	Superficie (m <sup>2</sup> )	Número de viviendas previstas en el futuro
A1	9.020	20
A2	1.460	3
A3	3.862	9
A4	2.479	6
A5	3.587	8
A6	7.012	16
<b>TOTAL</b>	<b>27.420</b>	<b>61</b>

Tabla 9. Número de viviendas previstas en cada área de ampliación.

#### 4.4.4 Modificación en trámite N°4.

Consultadas fuentes municipales, es importante mencionar que en el momento en el que se está redactando este Plan Director, el municipio de Campo de Mirra ha redactado el documento de alcance del estudio ambiental y territorial estratégico para la Modificación puntual núm. 4 del Plan General de Campo de Mirra con número de expediente 010/2023-EAE.

El objeto de este estudio es la reclasificación de las parcelas clasificadas como suelo no urbanizable de interés general (R.G.), en Suelo urbanizable (S.U.) de uso industrial.

Las parcelas objeto del estudio se ubican cercanas a la zona ya reclasificada a suelo urbano (S.U) de uso industrial, mencionada en el apartado anterior. En la siguiente imagen se muestra la ubicación de dicha zona.

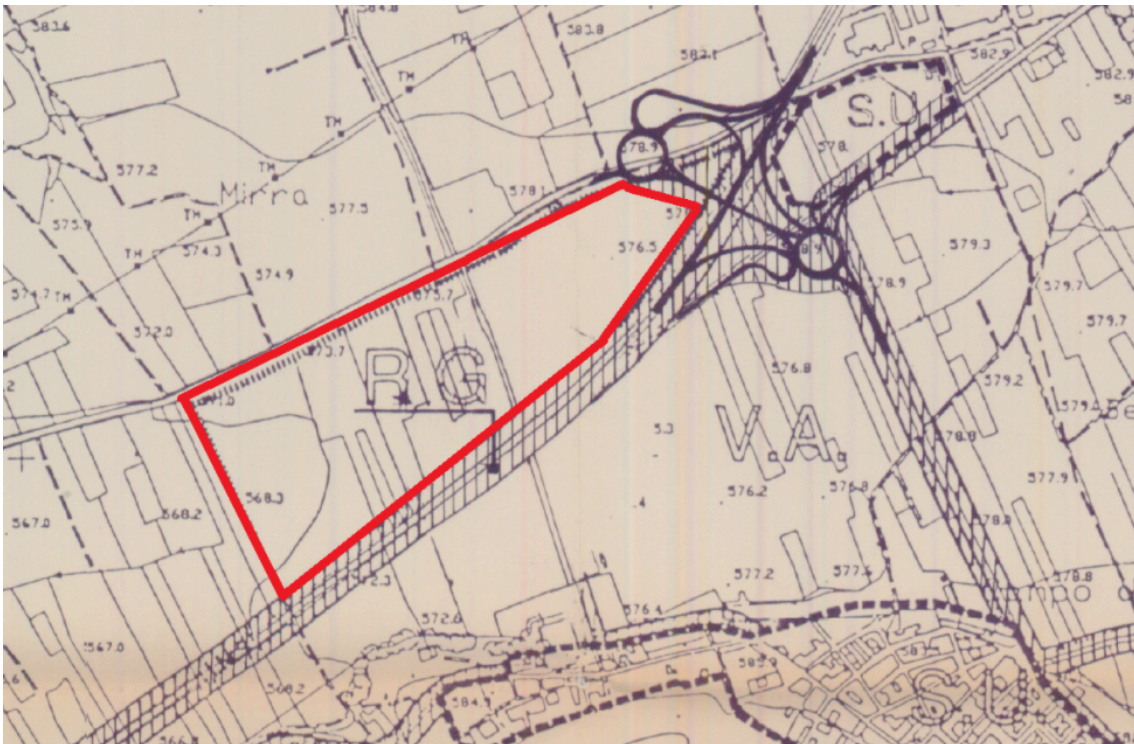


Imagen 29. Zona de reclasificación marcada en amarillo en el Municipio de Campo de Mirra.

Cabe destacar que el saneamiento de dicha zona irá conectado directamente al colector que transporta agua desde Beneixama a la EDAR de Villena, por tanto, esta área queda fuera de este Plan Director.

## 5 CÁLCULO DE CAUDALES DE APORTACIÓN AL SISTEMA

### 5.1 Cálculo de caudales de aguas residuales

Para el diagnóstico del funcionamiento de la red de alcantarillado de Campo de Mirra en tiempo seco se han establecido el escenario actual, el cual se ha calculado en base a los datos del caudalímetro de salida facilitados por los técnicos de Medio en Información Hidrológica del Área de Ciclo Hídrico de la Diputación de Alicante.

#### 5.1.1 Caudal de aportación de agua residual medio diario actual (QMD<sub>act</sub>)

Las lecturas de los contadores de los usuarios domésticos existentes en el año 2024 del municipio de Campo de Mirra se realizan de manera trimestral. En la siguiente tabla se muestran los consumos totales durante el año 2024.

	1 <sup>er</sup> trimestre	2 <sup>o</sup> trimestre	3 <sup>er</sup> trimestre	4 <sup>o</sup> trimestre
<b>Consumo actual (m<sup>3</sup>)</b>	5.851	7.647	12.586	7.288
<b>Consumo actual diario (m<sup>3</sup>/día)</b>	64,30	84,03	136,80	79,22

Tabla 10. Consumo registrado en contadores de abonados trimestralmente en el año 2024.

El consumo total del año 2024 fue de 33.372 m<sup>3</sup>. El volumen de aportación agua residual para estos consumos de agua potable se obtiene aplicando un coeficiente de retorno de 0,8. En la siguiente tabla se muestran los volúmenes estimados de agua residual trimestralmente.

	1 <sup>er</sup> trimestre	2 <sup>o</sup> trimestre	3 <sup>er</sup> trimestre	4 <sup>o</sup> trimestre
<b>Volumen de aportación. (m<sup>3</sup>)</b>	4.681	6.178	10.069	5.831
<b>Caudal de aportación de agua residual diario actual QMD<sub>act</sub> (m<sup>3</sup>/día)</b>	51,44	67,22	109,44	63,38

Tabla 11. Volumen estimado de agua residual en el año 2024.

### 5.1.2 Caudal de aportación de agua residual medio diario futuro (QMD<sub>fut</sub>).

En general, un aumento de la población afecta al suministro de agua potable desde diferentes puntos de vista y por tanto al caudal de aguas residuales aportado a la red de alcantarillado. Por una parte, supone un crecimiento de la zona urbana para la construcción de nuevas viviendas, equipamientos e industrias, que supondrán un aumento en la demanda de agua y del agua residual generada.

Por lo tanto, en la redacción de cualquier Plan Director de Alcantarillado es necesaria la consideración del crecimiento urbanístico previsto para incorporar en las soluciones previstas las nuevas solicitudes que este supondrá a la red (la nueva y la existente).

Como se ha podido ver en apartados anteriores del presente Plan Director, en el PGOU del municipio se proponen unas áreas con un crecimiento poblacional previsto. Dichas áreas responden a dos estrategias: la consolidación y transformación del núcleo urbano consolidado y la ordenación y regulación de los nuevos crecimientos urbanísticos.

En el PGOU se encuentra detallado la información sobre el número máximo de viviendas previstas para diferentes áreas de la ciudad, con ello se ha podido determinar las demandas futuras.

Para la obtención de las nuevas demandas se ha utilizado un factor de ocupación (habitantes/vivienda) de 1,36. Este valor se ha obtenido en base a los 445 habitantes que tiene el municipio en el 2024 según fuentes del Instituto Nacional de Estadística (INE) y un número de viviendas de 321 según el Instituto Valenciano de Estadística (IVE). Este factor de ocupación manifiesta que la nueva población tiene carácter estacional, confirmando que habrá gran número de segundas residencias de ocupación esporádica.

Para el cálculo de la dotación se ha considerado una dotación residencial de 204.900 litros por habitante y día.

A partir de los valores anteriores se han obtenido las siguientes demandas futuras para cada área de crecimiento prevista:

Áreas de Ampliación	Número de viviendas previstas en el futuro	Número de habitantes previstas en el futuro	Consumo (l/s)
A1	20	24	0.057
A2	3	3	0.009
A3	9	10	0.024
A4	6	7	0.016
A5	8	10	0.023
A6	16	19	0.044
<b>TOTAL</b>	<b>61</b>	<b>73</b>	<b>0.173</b>

Tabla 12. Consumos estimados para planeamiento futuro.

El caudal de aguas residuales estimado para estos consumos de agua potable se obtiene aplicando un coeficiente de retorno de 0,8. En la siguiente tabla se muestran los caudales futuros estimados de aportación de agua residual.

Áreas de Ampliación	Número de viviendas previstas en el futuro	Número de habitantes previstas en el futuro	Consumo (l/s)
A1	20	24	0.046
A2	3	3	0.007
A3	9	10	0.020
A4	6	7	0.013
A5	8	10	0.018
A6	16	19	0.035

Áreas de Ampliación	Número de viviendas previstas en el futuro	Número de habitantes previstas en el futuro	Consumo (l/s)
<b>TOTAL</b>	<b>61</b>	<b>73</b>	<b>0.138</b>

Tabla 13. Volumen de agua residual estimado para planeamiento futuro.

A partir de los datos obtenidos en la tabla anterior, se puede observar el crecimiento previsto de la demanda promedio diaria en el trimestre de máximo consumo, y el caudal de agua residual una vez aplicado el coeficiente de retorno en la tabla que se muestra a continuación:

Trimestre de máximo consumo 3º Trimestre		
ACTUAL	FUTURO	INCREMENTO PGOU
<b>Consumo actual (m<sup>3</sup>/día)</b>	<b>Consumo futuro (m<sup>3</sup>/día)</b>	<b>Consumo incremento (m<sup>3</sup>/día)</b>
136,8	151,76	163,73
<b>Caudal de aportación de agua residual medio diario actual QMD<sub>act</sub> (m<sup>3</sup>/día)</b>	<b>Q. agua residual futura (m<sup>3</sup>/día)</b>	<b>Q. agua residual incremento (m<sup>3</sup>/día)</b>
109,44	121,41	121,41
<b>Consumo actual (l/s)</b>	<b>Consumo futuro (l/s)</b>	<b>Consumo incremento (l/s)</b>
1,58	1,76	1,76
<b>Caudal de aportación de agua residual medio diario actual QMD<sub>act</sub> (l/s)</b>	<b>Q agua residual futura (l/s)</b>	<b>Q agua residual incremento (l/s)</b>
1,27	1,41	1,41

Tabla 14. Consumos de abonados y caudales medios de aguas residuales actuales y futuras.

Según se puede observar en la tabla anterior, el volumen de agua residual estimado de Campo de Mirra para el **día de máximo consumo en el escenario futuro sería de 121,41 m<sup>3</sup>/día** que supone un incremento del caudal de aportación de aguas residuales de un 11 % respecto al escenario actual.

### 5.1.3 Caudal punta de agua residual actual y futuro ( $Q_{\text{punta}}$ )

En la instrucción técnica para redes de saneamiento de Hidraqua se propone la siguiente expresión para el cálculo de los caudales punta:

$$Q_{\text{punta}} = 2,40 \times Q_{\text{medio}}$$

$Q_{\text{punta}}$ residual actual (l/s)	$Q_{\text{punta}}$ residual futuro (l/s)
3,04	3,37

Tabla 15. Caudales punta de agua residual según la IT de Saneamiento de Arcier.

### 5.1.4 Caudal mínimo de agua residual actual y futuro ( $Q_{\text{min}}$ )

Los caudales mínimos se han calculado utilizando el siguiente criterio: a falta de datos más precisos, se adopta como caudal mínimo el 50 por 100 del caudal medio:

$$Q_{\text{mínimo}} = 0,5 \times Q_{\text{medio}}$$

$Q_{\text{mínimo}}$ residual actual (l/s)	$Q_{\text{mínimo}}$ residual futuro (l/s)
0,63	0,70

Tabla 16. Caudal mínimo de agua residual.

## 5.2 Cálculo de caudales de aguas pluviales

### 5.2.1 Construcción y recopilación de información geográfica digital

Se ha construido un Modelo Digital de Elevaciones (MDE) a partir de los datos brutos del LIDAR, con una resolución de 2 x 2 m. Los datos del LIDAR han sido descargados del Instituto Geográfica Nacional (IGN).

En la siguiente imagen se muestra el MDE construido a partir de los datos del LIDAR:

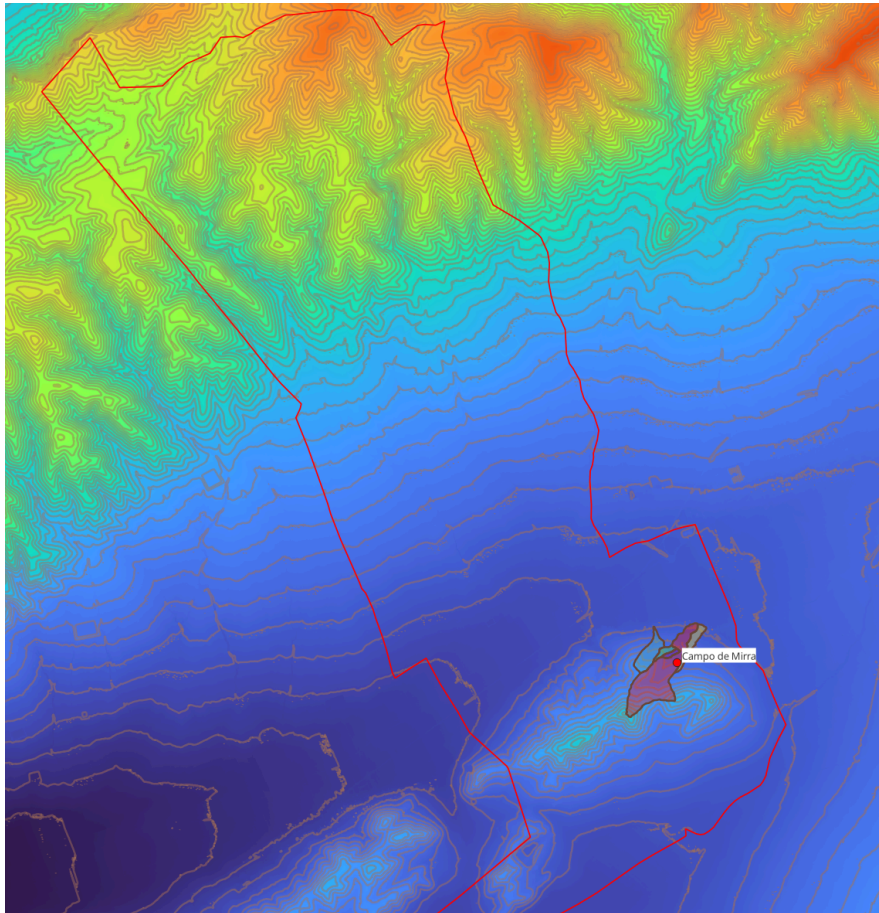


Imagen 30. MDE 2 x 2 m construido a partir de los datos Lidar sobre la ortofoto.

Para la caracterización de las cuencas de aguas pluviales ha sido necesaria información de tipo de suelo, de usos y cartografía. Dicha información se ha descargado de los siguientes lugares:

- Geología: Instituto Geológico y Minero de España (IGME)
- Usos del suelo: Instituto Geográfico Nacional (IGN)
- Cartografía: Instituto Geográfico Nacional (IGN)

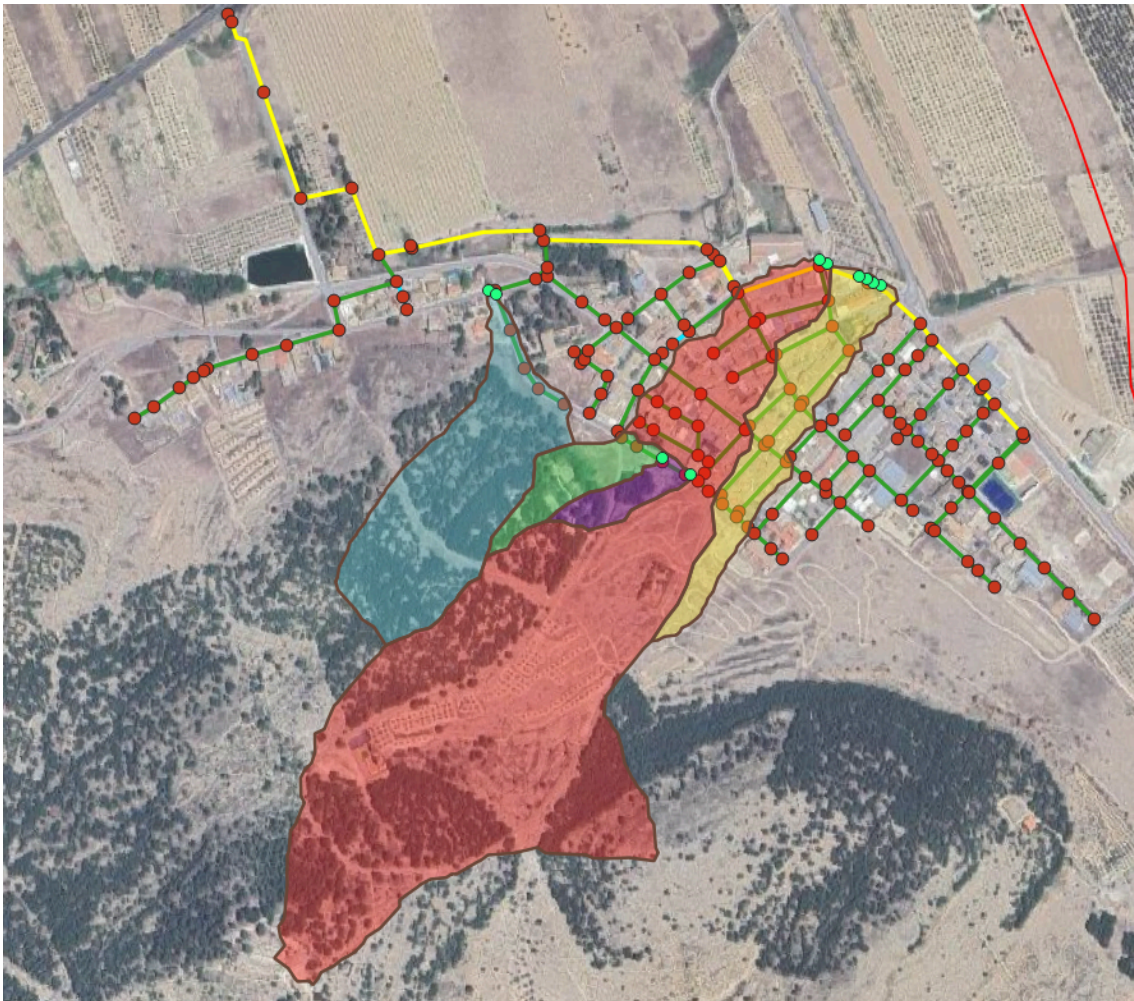
### 5.2.2 Delimitación y parametrización geográfica de cuencas

A partir de la información anterior se han delimitado las cuencas de aportación de aguas pluviales para su posterior parametrización. Se ha utilizado para ello el MDE 5x5 descargado anteriormente, al que se ha aplicado en la zona de estudio el tratamiento de llenado de huecos, dirección de flujo, acumulación de flujo etc.

Con todo ello se han obtenido las cuencas que vierten hidrológicamente sus caudales de lluvia dentro del alcance de la red propia del municipio. Hay que tener en cuenta que los tejados de las viviendas comprenden una gran superficie en planta del

municipio y que las aguas recogidas no siempre siguen la dirección hidrológicamente esperada. La hipótesis empleada es que las aguas generadas en una propiedad privada verterán siempre hacia el lado de la fachada y nunca atravesando propiedades ajenas.

Por lo tanto, superponiendo las cuencas hidrológicas generadas y el catastro del municipio se han construido las cuencas pluviales definitivas del municipio.



*Imagen 31. Localización de las cuencas consideradas en el estudio, direcciones principales de flujo y localización de imbornales existentes.*

Estas cuencas comprenden el núcleo urbano de la Campo de Mirra y la superficie no urbanizada que podría tener aportación de caudales de agua de lluvias que vierte a los imbornales.

Por tanto, se ha considerado que el 100% del caudal de estudio obtenido para cada cuenca vienes al pozo más cercano donde están ubicados los imbornales.

### 5.2.3 Parametrización hidrológica de las cuencas

El principal hándicap a la hora de calcular los caudales de escorrentía es conocer el porcentaje de lluvia que no se perderá a causa de procesos de pérdidas provocados por las tipologías de terreno y vegetación de la zona de estudio, conocida como lluvia neta.

En cuencas urbanas las pérdidas de precipitación son mínimas comparadas con las que se producen en cuencas rurales. En el presente estudio, Estudiaremos eventos torrenciales puntuales de corta duración, por este motivo no se tendrá en cuenta la evapotranspiración, debido a que es necesario un período de tiempo mayor para que dicho fenómeno tome importancia relevante.

#### 5.2.3.1 Cálculo de los tiempos de concentración

Para la obtención del hidrograma de escorrentía superficial deben calcularse los siguientes parámetros:

$T_c$  = tiempo de concentración de cada cuenca.

$T_{lag}$  = tempo de retardo de cada cuenca.

Para el cálculo del tiempo de concentración de las cuencas se ha aplicado la formulación de J.R. Témez. Todas las cuencas de estudio tienen un grado de urbanización superior al 4 %. Del área de la cuenca con alcantarillado completo y/o urbanización superior al 4 % del área de la cuenca con alcantarillado completo y/o curso principal canalizado, impermeable y de baja rugosidad. Por lo tanto, la ecuación utilizada para el cálculo de tiempo de concentración es la siguiente:

$$T_c = \frac{1}{1 + 3 \sqrt{\mu (2 - \mu)}} \cdot 0.3 \cdot \left( \frac{L}{j^{0.25}} \right)^{0.76}$$

L: Longitud del curso principal expresada en km.

J: Pendiente media del curso principal expresado en tanto por uno, m/m.

$\mu$  : Grado de urbanización de la cuenca.

#### 5.2.3.2 Modelos de pérdidas de precipitación. Número de Curva (CN)

El método de pérdidas hidrológicas seleccionado ha sido el Número de Curva, NC (*Curve Number, CN*). Este método plantea la aproximación práctica a la relación entre

la precipitación y la escorrentía. Fue desarrollado por el *Soil Conservation Service* (SCS) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos.

Este método calcula la lluvia neta en función de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo. Los usos del suelo y las precipitaciones antecedentes, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

$P_e$  = Precipitación neta.

$P$  = Precipitación bruta.

$I_a$  = Abstracción Inicial previa a la escorrentía. (Umbral de escorrentía).

$S$  = Retención potencial del terreno.

La retención potencial del terreno obtenida de análisis empíricos realizados por el SCS se puede aproximar de la siguiente forma:

$$I_a = 0.2 \cdot S$$

De esta manera la expresión anterior se puede simplificar como:

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P - 0.8S}$$

La retención potencial ( $S$ ) está calculada mediante el número de curva ( $CN$ )

$$S = \begin{cases} \frac{1000 - 10CN}{CN} \rightarrow (\text{polzades}) \\ \frac{25400 - 254CN}{CN} \rightarrow (SI) \end{cases}$$

Por otro lado, CEDEX propone como consecuencia del análisis de los resultados obtenidos en muchas cuencas peninsulares, un umbral de escorrentía mayor, afectado por un coeficiente llamado factor regional y establecido en 1,3, que refleja la variación de la humedad habitual en el suelo al comienzo de las lluvias significativas.

$$P'_0 = 1,3 \times P_0$$

Teniendo en cuenta que:

$$P_0 = \frac{5000}{CN} - 50$$

Se obtiene la siguiente relación para el Número de Curva:

$$CN' = \frac{5000}{1.3 \left[ \frac{5000}{CN} - 50 \right] + 50}$$

CN= Número de curva obtenido con las tablas del SCS.

El cálculo del número de curva se realiza mediante las tablas del SCS en función de los usos del suelo, la cobertura, la pendiente y las precipitaciones antecedentes.

En el Apéndice 1. *Caracterización de las cuencas de estudio* se presentan los valores característicos de cada una de las cuencas utilizadas para el estudio.

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	>3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	>3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	>3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	>3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	>3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	>3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
		Muy buena	*	41	22	15
	<3	Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
		Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	>3	Pobre	62	26	15	10
		Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
	<3	Pobre	*	34	19	14
		Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33
1. N: DENOTA CULTIVO SEGÚN LAS CURVAS DE NIVEL. R: DENOTA CULTIVO SEGÚN LA LÍNEA DE MÁXIMA PENDIENTE. 2. *: DENOTA QUE ESA PARTE DE CUENCA DEBE CONSIDERARSE INEXISTENTE A EFECTOS DE CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA. 3. LAS ZONAS ABALANCADAS SE INCLUIRÁN ENTRE LAS DE PENDIENTE MENOR DEL 3%.						

Tabla 17. Valores del número de curva CN en condiciones antecedentes de humedad de tipo II.

Con los números de curva (CN) calculados ya se pueden introducir en el modelo las cuencas de estudio para calcular los caudales de escorrentía que genera cada una.

#### 5.2.4 Transformación lluvia-escorrentía

Una vez conocidos todos los parámetros necesarios se procede al cálculo del caudal de escorrentía, se propone la utilización del Método Racional modificado de Témez.

De acuerdo con éste método el caudal  $Q$  ( $m^3/s$ ) procedente de una cuenca de superficie  $A$  ( $km^2$ ) y coeficiente de escorrentía  $C$ , sometido a una lluvia de intensidad  $I$  ( $mm/h$ ), máxima correspondiente al período de retorno correspondiente y duración igual al tiempo de concentración, se calcula por la fórmula:

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

De este modo, encontramos los caudales punta de escorrentía superficial en las cuencas por un **periodo de retorno de 10 años** y para una lluvia de una duración igual a una hora. A continuación se presenta el hidrograma de salida del sistema de drenaje de Campo de Mirra, es decir, la conexión con el colector principal que conecta con la EDAR de Villena después de pasar por el aliviadero existente.

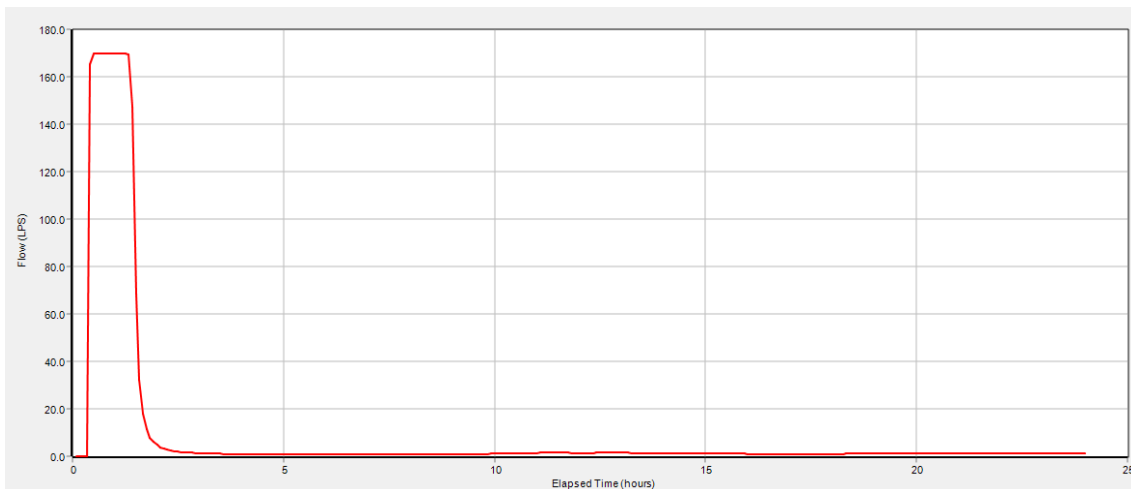


Imagen 32. Hidrograma de vertido colector final T10.

## 6 CRITERIOS TÉCNICOS PARA EL ANÁLISIS DE LA RED Y EL DISEÑO DE NUEVAS CONDUCCIONES

Se expone en este apartado los criterios propuestos para la comprobación de la red existente y el diseño de nuevas conducciones. Los criterios de diseño se han basado en la Normativa para la redacción de proyectos y ejecución de obras de los servicios de abastecimiento y alcantarillado del término municipal de Elche.

## 6.1 Diámetro mínimo y máximo de las tuberías

Se establece en DN 400 mm el diámetro mínimo para la ejecución de nuevas Conducciones de Alcantarillado. El diámetro máximo se establece en DN 2.500 mm. El material a usar será PVC SN 4 PN 6 bar liso color teja con unión por junta elástica según UNE-EN ISO 1452 o Gres Serie Normal, norma UNE-EN 295, con junta de goma.

## 6.2 Grados de llenado

Dentro del análisis se han establecido las siguientes hipótesis de comprobación para identificar aquellas zonas problemáticas en la actualidad:

- **Caudal punta de aguas residuales:** Las conducciones de una red de residuales se calcularán y diseñarán para que trabajen en lámina libre, con un llenado máximo del 75% de la sección para el caudal máximo de cálculo a evacuar. La figura indica las características del flujo caudal  $Q$  y velocidad ( $v$ ) en una sección circular en función del calado ( $y$ ):

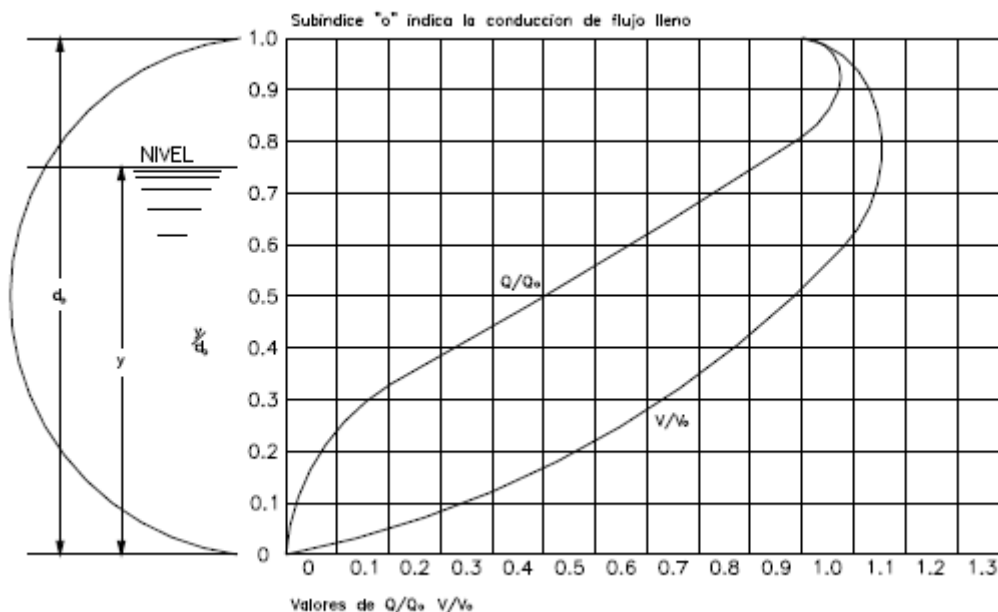


Imagen 33. Características del flujo y la velocidad en una sección circular tipo en función del calado.

- **Caudal punta de aguas residuales y aguacero de diez años de periodo de retorno:** Se admitirá la entrada en carga de las conducciones, siempre y cuando no se produzcan "saltos de tapa" (piezométrica por encima de la cota del terreno).

### 6.3 Velocidad y pendiente de los colectores

En aras a disminuir el número de actuaciones, no se propondrán actuaciones por velocidades máximas en los colectores, salvo en los tramos identificados por el explotador de la red con problemas estructurales por socavación y/o erosión achacables a sobrevelocidades.

De igual modo, no se actuará en tramos de bajas velocidades, salvo en aquellos tramos señalados como problemáticos por olores y que se correspondan en el modelo con velocidades inferiores a los 0,5 m/s.

A efectos del cálculo de una Red de Saneamiento se establece una velocidad máxima de 3 m/s y una velocidad mínima de 0,5 m/s con unas pendientes entre 0,5% y el 3%.

Valor	Valor máximo	Valor mínimo
Velocidad	3 m/s	0,5 m/s
Pendiente	3 %	0,5 %

Tabla 18. Velocidades y pendientes máximas y mínimas.

## 7 DIAGNÓSTICO DE LA RED

### 7.1 Análisis en Tiempo seco, escenario actual

#### 7.1.1 Grados de llenado y saltos de tapa

En tiempo seco el sistema de drenaje funciona con normalidad como cabía esperar. Las conducciones funcionan con la línea piezométrica por debajo del nivel del terreno (“no saltan tapas”) y los grados de llenado están por debajo del 20% en todos los tramos.

En la imagen siguiente se muestran los grados de llenado de los colectores en el escenario de tiempo seco actual y los saltos de tapa, ya que en el escenario actual son de 0 m3/s.

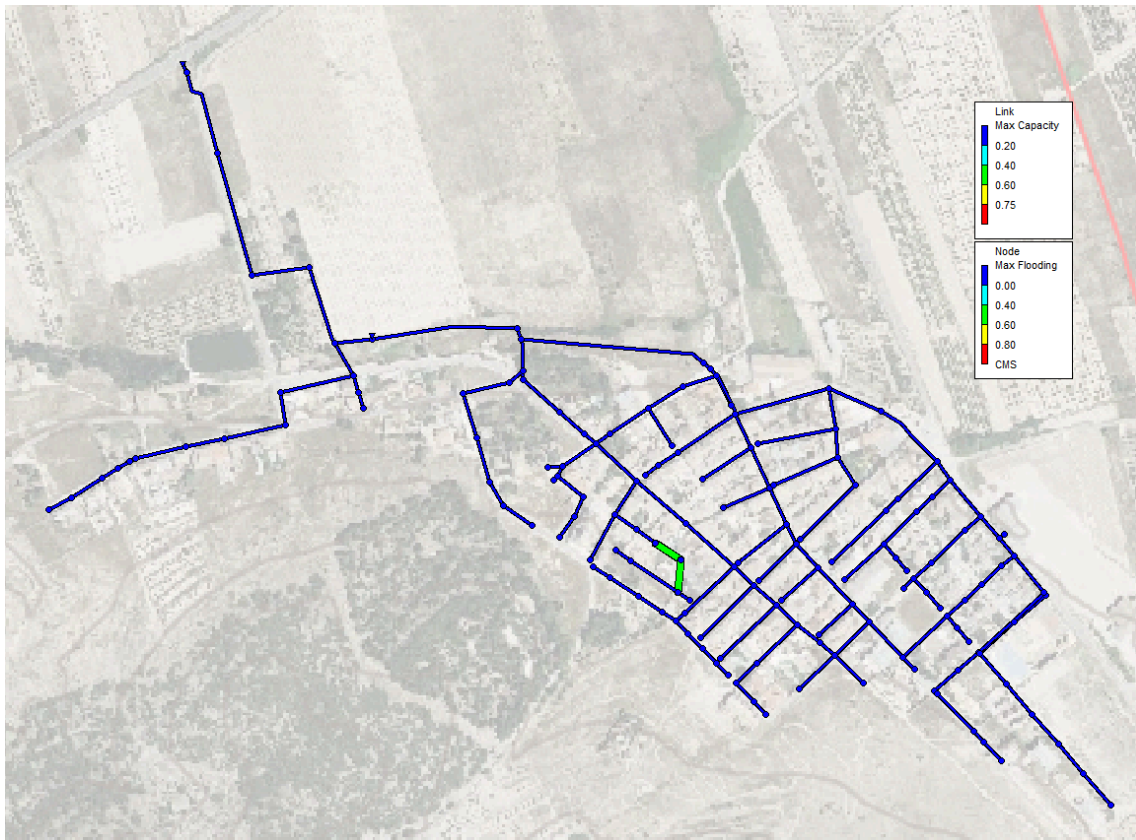


Imagen 34. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo seco actual.

### 7.1.2 Velocidades máximas

En un escenario de tiempo seco actual con caudal punta constante, la velocidad es única durante toda la simulación y no se distinguirán máximas y mínimas.

En este escenario no se producen velocidades superiores a 3 m/s en ningún colector. No obstante, no se cumplen las velocidades mínimas estipuladas en redes unitarias debido al poco caudal que transportan.

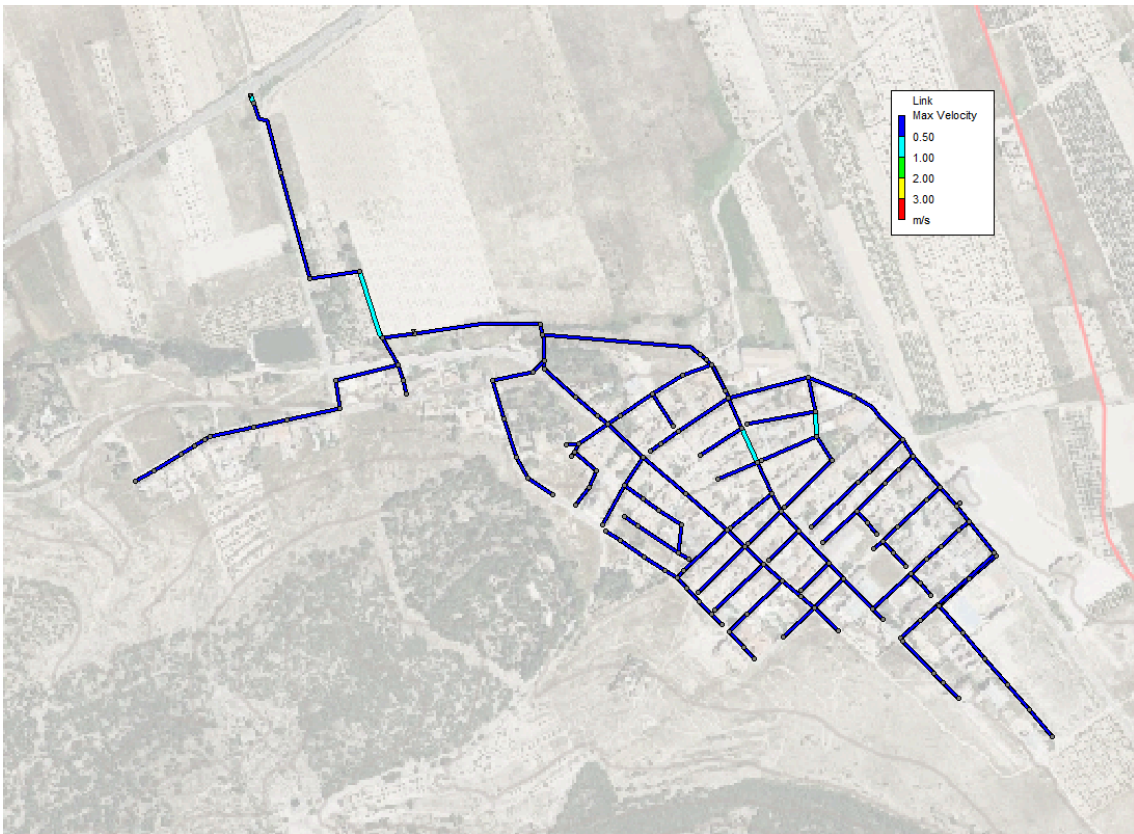


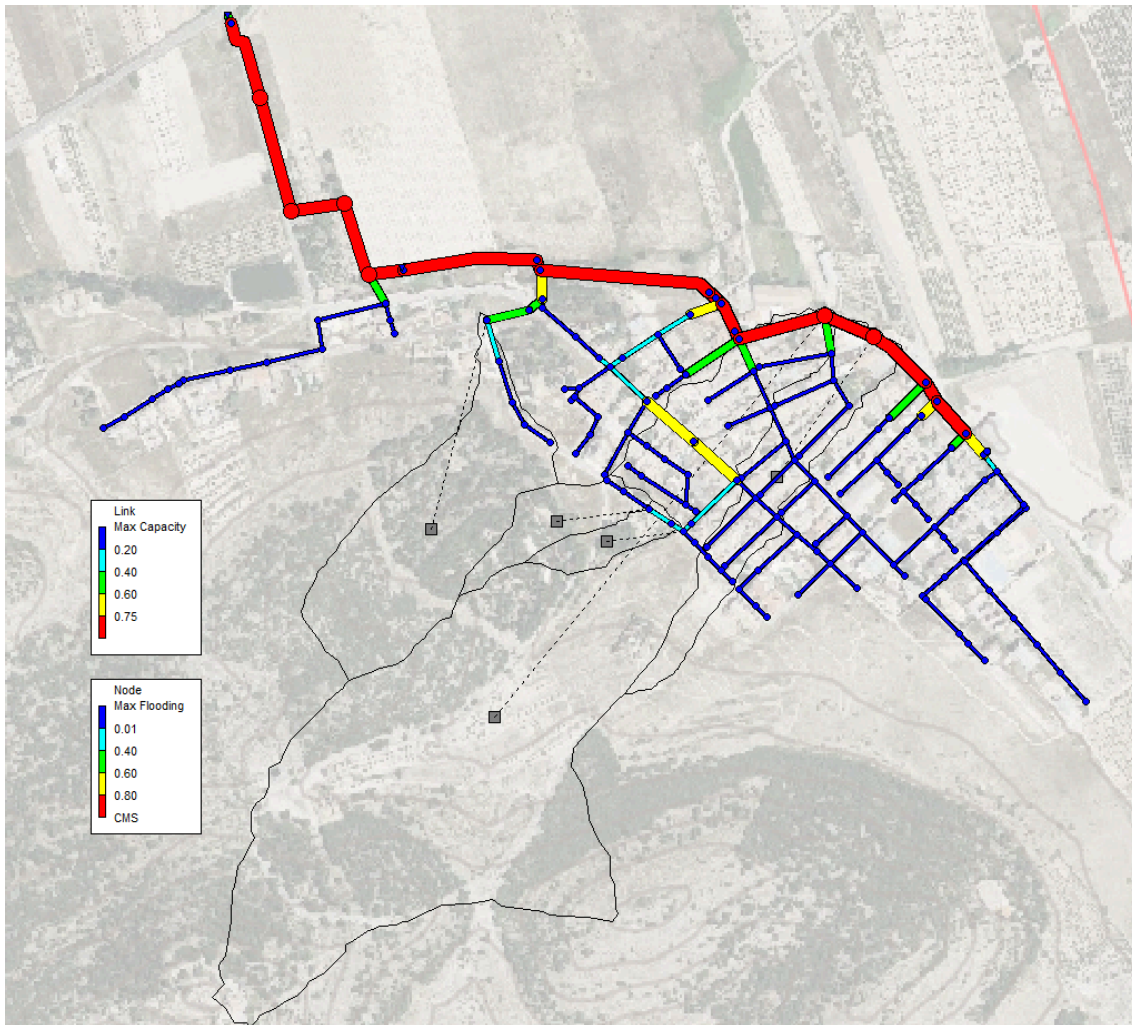
Imagen 35. Velocidades en un escenario actual en tiempo seco.

## 7.2 Análisis en tiempo de lluvia T=10 años, escenario actual

### 7.2.1 Grados de llenado y saltos de tapa

En un escenario actual en tiempo de lluvia con periodo de retorno de 10 años, el colector principal que transcurre por la parte baja del municipio, al norte del mismo, trabaja en carga durante el instante punta del evento tormentoso. Esto genera que entre en funcionamiento el aliviadero y se produzcan los vertidos de fecales al medio.

También se producen saltos de tapa en este colector principal en seis de los pozos.



*Imagen 36. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia  $T=10$  años y caudal de aguas residuales actual.*

### 7.2.2 Velocidades máximas

Del mismo modo que en un escenario de un período de retorno de 25 años, se observan velocidades altas en algunos colectores, pero siempre menores a 3 m/s. Esto es debido a que no hay grandes pendientes de colectores en la red de alcantarillado.

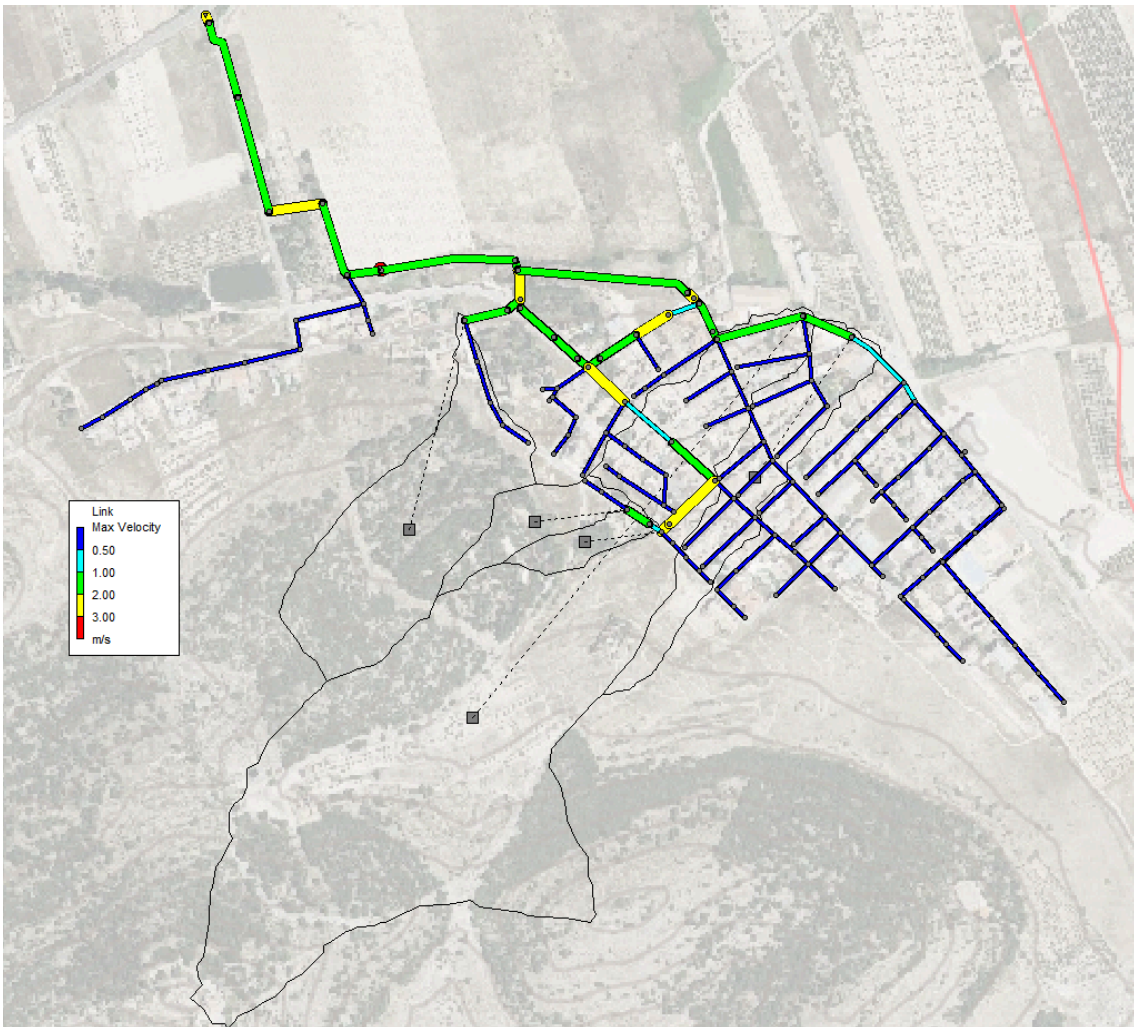


Imagen 37. Velocidades máximas en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales actual.

## 7.3 Análisis en tiempo seco, escenario futuro

### 7.3.1 Grados de llenado y saltos de tapa

En un escenario futuro en tiempo seco, el sistema de drenaje funciona con normalidad, como cabía esperar debido al poco crecimiento previsto en el PGOU. Las conducciones funcionan con la línea piezométrica por debajo del nivel del terreno (“no saltan tapas”) y los grados de llenado están por debajo del 20% en prácticamente todos los tramos.

En la imagen siguiente se muestran los grados de llenado de los colectores en el escenario de tiempo seco futuro y los saltos de tapa (en este escenario no existen).

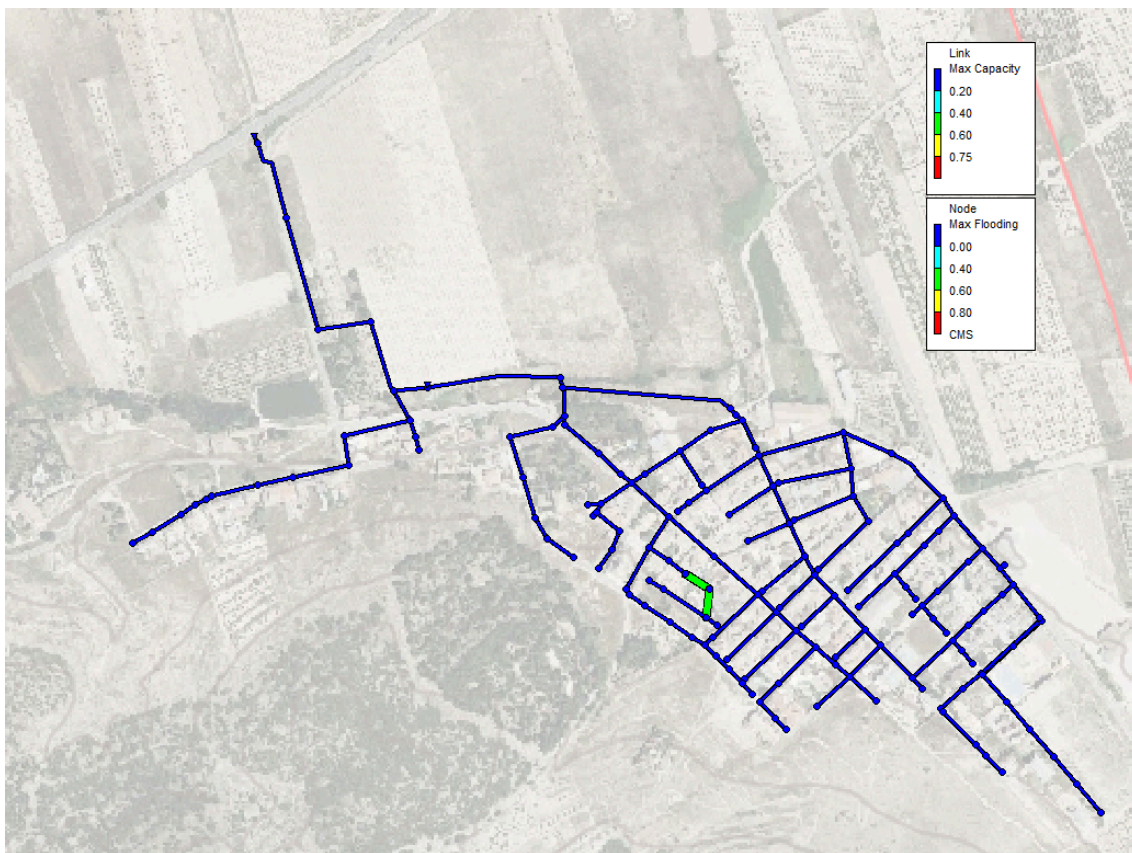


Imagen 38. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo seco futuro.

### 7.3.2 Velocidades máximas y mínimas

En un escenario de tiempo seco futuro con caudal punta constante, la velocidad es única durante toda la simulación y no se distinguirán máximas y mínimas.

En este escenario no se producen velocidades superiores a 3 m/s en ningún colector. No obstante, no se cumplen las velocidades mínimas estipuladas en redes unitarias debido al poco caudal que transportan.

La nueva zona de expansión prevista tiene poca repercusión en el funcionamiento global del sistema.

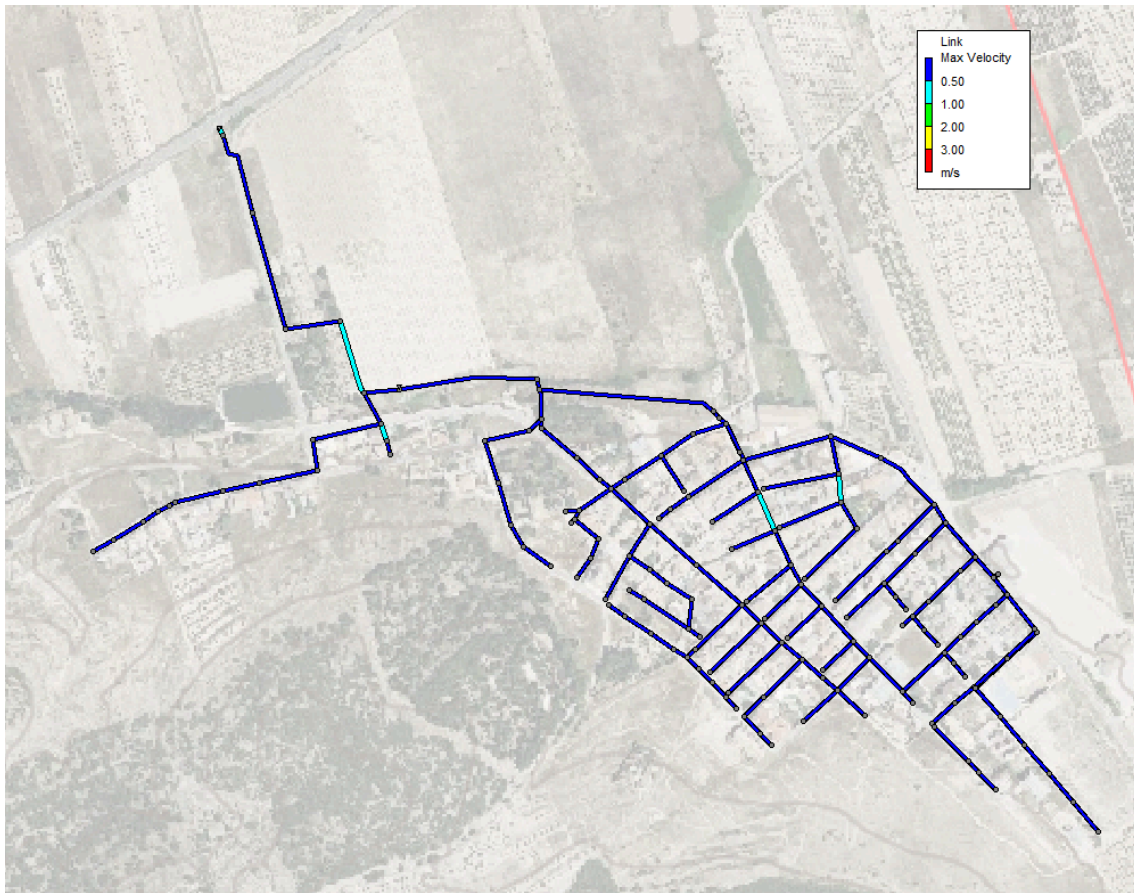
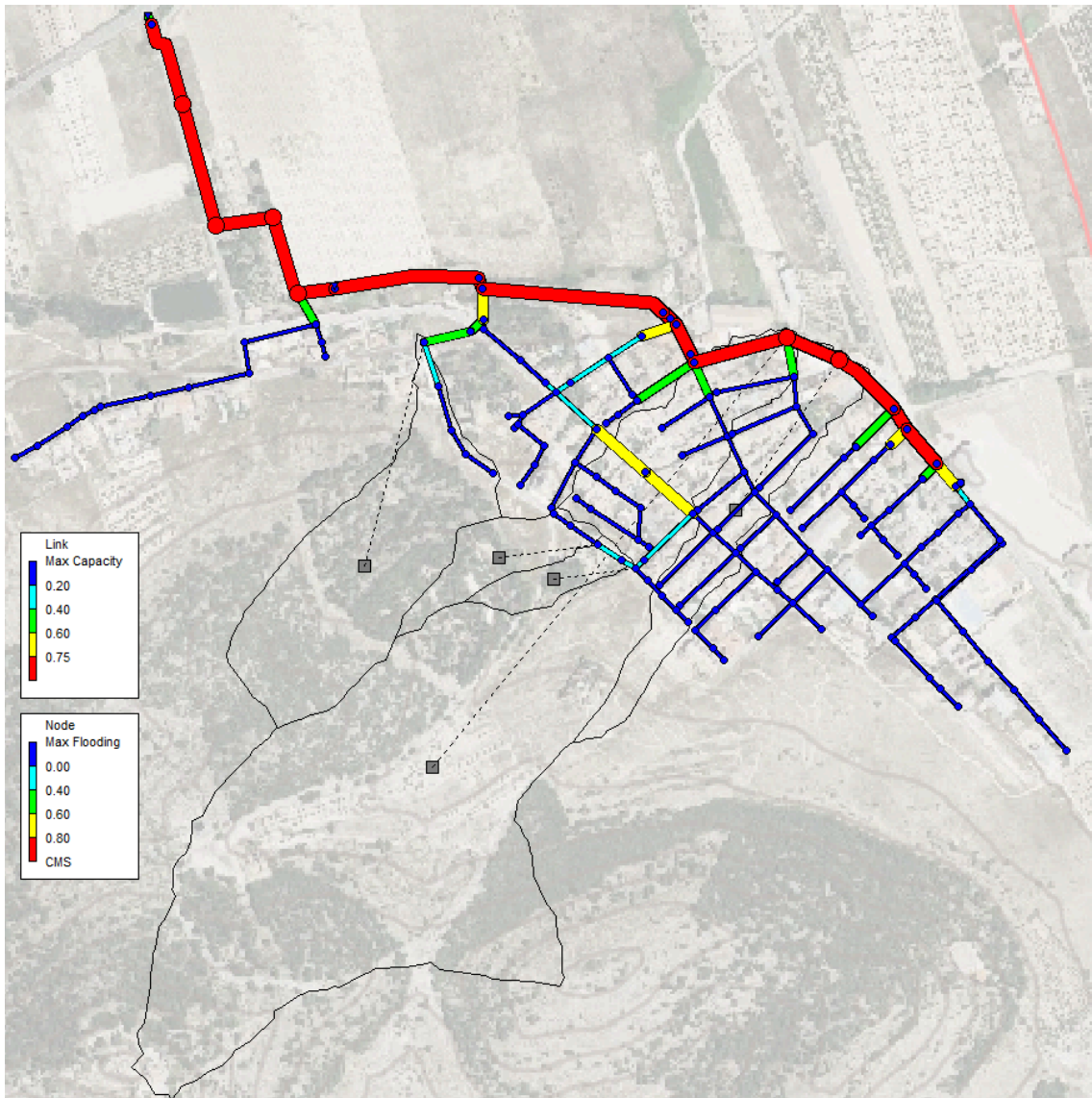


Imagen 39. Velocidades en un escenario futuro en tiempo seco.

## 7.4 Análisis en tiempo de lluvia T=10 años, escenario futuro

### 7.4.1 Grados de llenado y saltos de tapa

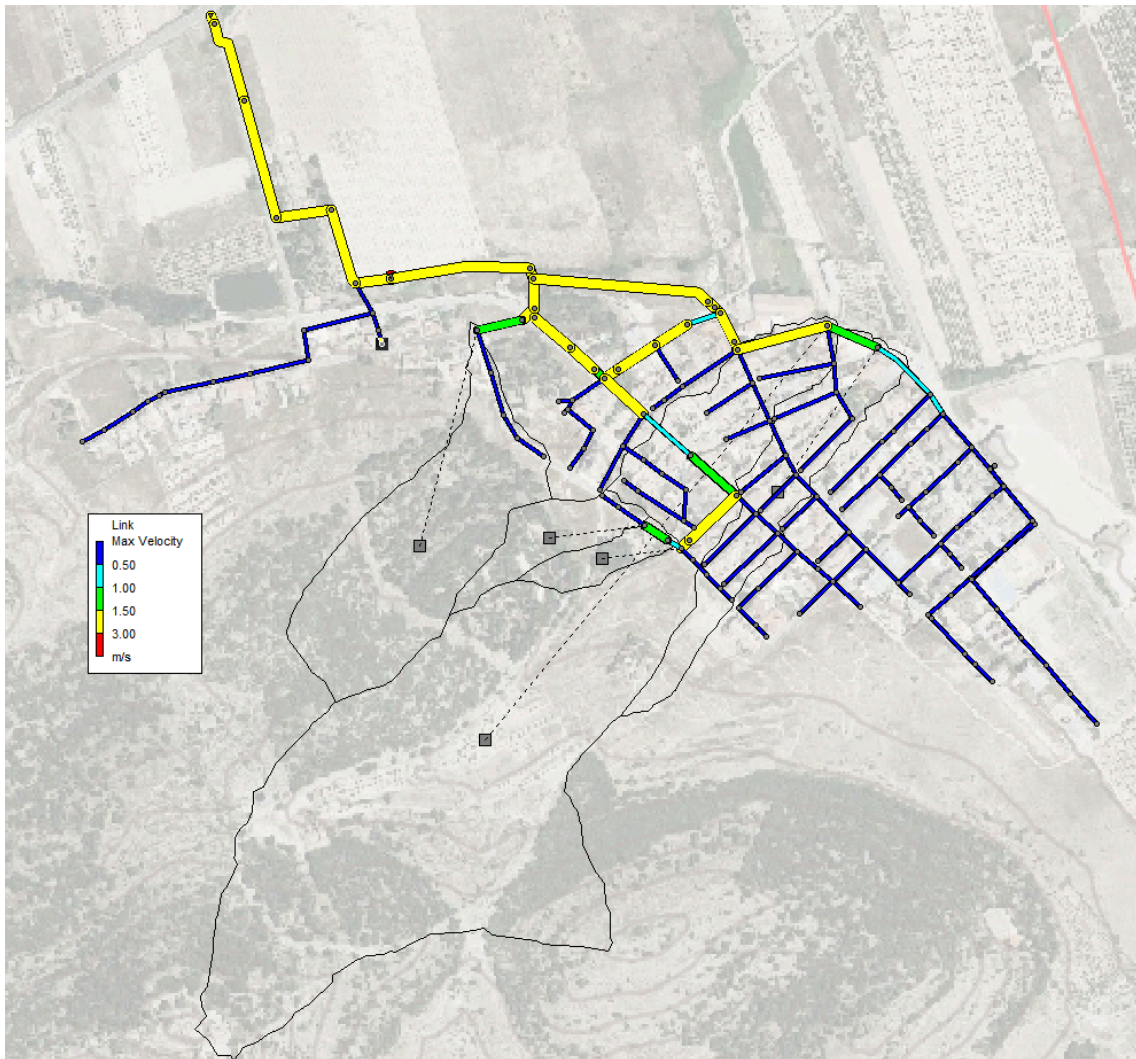
El funcionamiento de la red de alcantarillado de Campo de Mirra en un escenario con un evento tormentoso de un período de retorno de 10 años es prácticamente idéntico al actual debido a que la aportación de la nueva cuenca formada por las zonas de expansión, es poco significativo dentro del funcionamiento global del sistema.



*Imagen 40. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales futuro.*

#### 7.4.2 Velocidades máximas

El funcionamiento del escenario futuro es prácticamente idéntico al actual debido a que la nueva zona de expansión prevista tiene poca repercusión en el funcionamiento global del sistema.



*Imagen 41. Velocidades máximas en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales futuro.*

## 8 PROPUESTA DE ACTUACIONES

En el presente apartado **se describirán detalladamente todas las actuaciones propuestas** que pretenden, principalmente, resolver los problemas por inundaciones o mal estado de las conducciones, **en la situación actual**.

**El presente documento no pretende dar detalles constructivos sobre las actuaciones propuestas, sino únicamente establecer las principales características hidráulicas que debe tener la red** para conseguir un correcto funcionamiento de acuerdo a los criterios que se han definido, así como valorarlas económicamente de forma preliminar. Si bien se han tanteado diferentes alternativas en cada caso, será necesario realizar un proyecto constructivo de cada actuación, que definirá con detalle la obra final que pueda ejecutarse.

La actuación principal propuesta para el municipio de Campo de Mirra es la creación de una red separativa en el municipio.

Los colectores propuestos se plantean con una sección y perfil que cumplan los criterios de buen funcionamiento impuestos. El ajuste final de diámetro, rugosidad y pendiente se tendrá que realizar en fase de proyecto constructivo, en función de los condicionantes concretos en cada caso, como los servicios afectados existentes.

### **8.1 Actuación propuesta 1. Creación red separativa con balsa de laminación de pluviales**

La implantación de una red de saneamiento separativa en el municipio constituye una actuación estratégica para la mejora integral de las infraestructuras hidráulicas, especialmente adecuada a la escala y características de una población de 445 habitantes. Este tipo de red distingue claramente entre las aguas residuales y las aguas pluviales, conduciéndolas por sistemas independientes, lo que permite una gestión más eficiente y racional de ambos caudales. La actuación se plantea de forma coherente con el planeamiento urbano vigente y con criterios de sostenibilidad, adaptándose a la morfología del casco urbano y a las previsiones de crecimiento moderado del municipio.

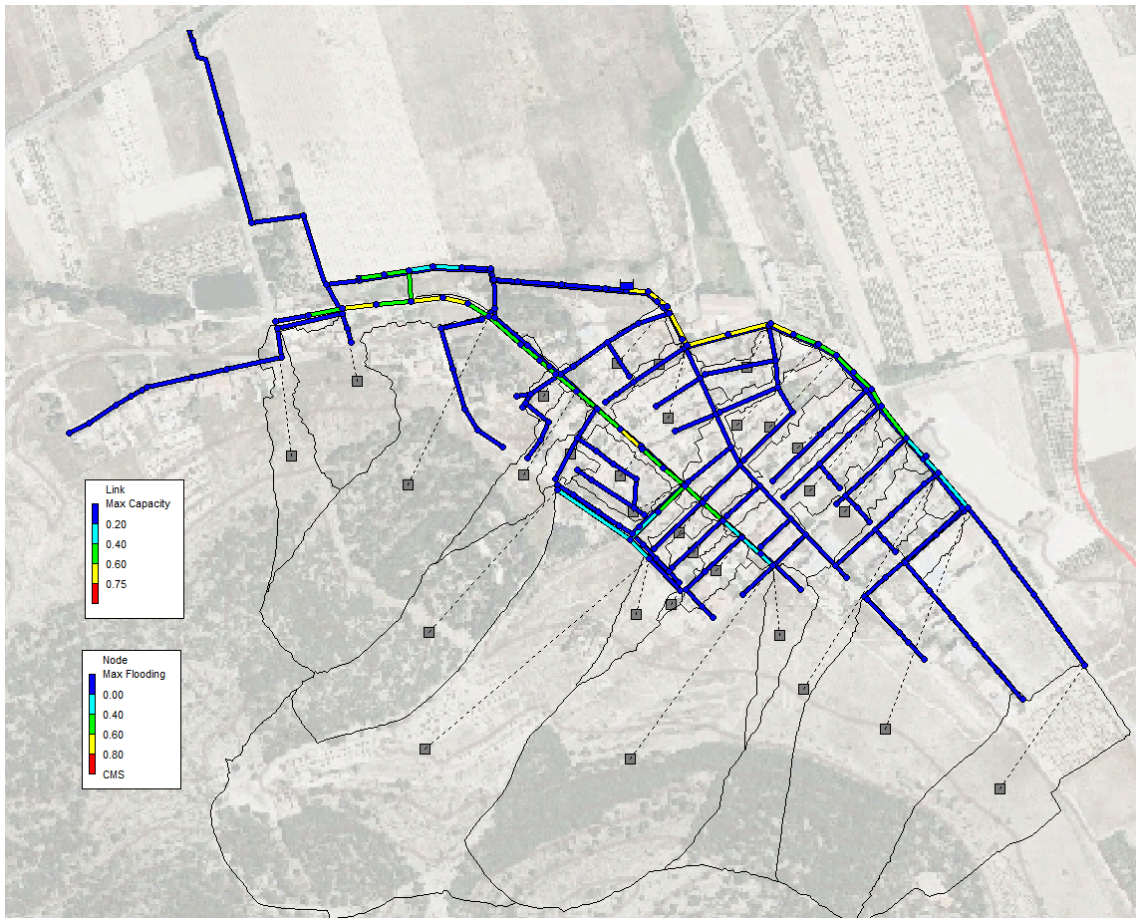
En la situación actual, la red de saneamiento unitaria del municipio se encuentra sobrecargada, tal y como se ha puesto de manifiesto en los apartados anteriores del presente documento para un periodo de retorno T10. Durante estos episodios de lluvia, la capacidad hidráulica de la red resulta insuficiente, produciéndose alivios frecuentes que conllevan la mezcla y vertido de aguas pluviales y fecales al medio receptor. La implantación de la red separativa permitirá corregir esta problemática, al independizar los caudales de aguas residuales y pluviales, evitando la salida de aguas fecales a través de los aliviaderos y reduciendo de forma significativa el impacto ambiental del sistema de saneamiento, además de mejorar su funcionamiento hidráulico frente a eventos de lluvia intensa.

Desde el punto de vista técnico y operativo, la red separativa aporta mejoras significativas frente a los sistemas unitarios tradicionales. Al evitar la mezcla de aguas pluviales con residuales, se reduce notablemente el caudal que debe ser transportado y tratado, optimizando el funcionamiento de las instalaciones de depuración y disminuyendo los costes de explotación y mantenimiento. Asimismo, se minimiza el riesgo de sobrecargas hidráulicas en la red y se mejora su comportamiento frente a episodios de lluvia intensa, aumentando la fiabilidad y la vida útil de las infraestructuras.

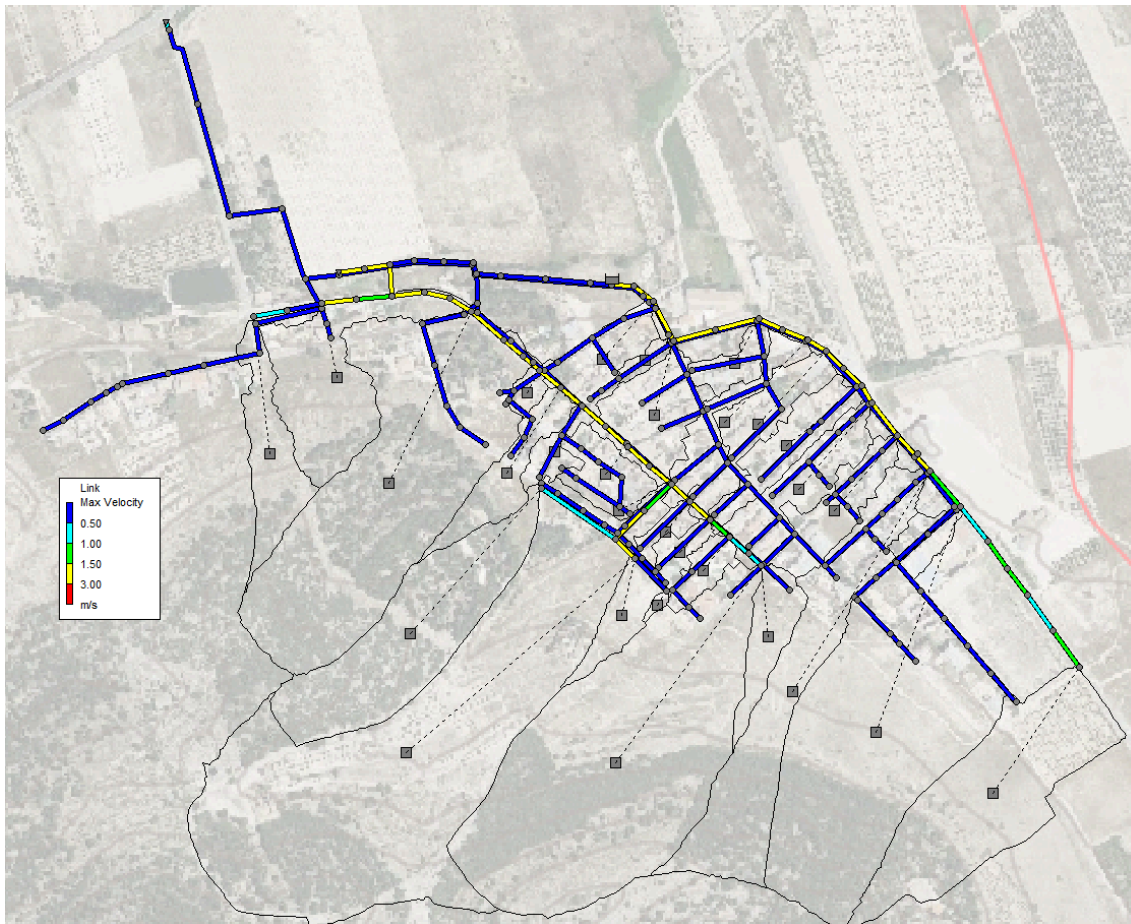
Como complemento a la implantación de la red de saneamiento separativa, se propone la ejecución de una balsa de laminación de pluviales, destinado a la gestión de los caudales generados durante episodios de lluvia intensa. Esta infraestructura permitirá laminar los picos de caudal y retener las primeras escorrentías, que suelen presentar una mayor carga contaminante, evitando vertidos directos al medio receptor. Asimismo, la balsa de laminación de pluviales podrá incorporar sistemas de control de la contaminación, como dispositivos de decantación de sólidos, separadores de flotantes o elementos de regulación y control automático de caudales, mejorando de forma notable la calidad de las aguas evacuadas. Esta solución refuerza la eficacia del sistema de saneamiento en su conjunto, incrementa la protección ambiental y aporta una mayor seguridad hidráulica al municipio, especialmente en situaciones de lluvia intensa

En conjunto, la implantación de la red separativa supone una inversión clave para garantizar un saneamiento adecuado, duradero y alineado con los principios de sostenibilidad ambiental. Esta actuación no solo mejora la calidad del medio receptor y las condiciones sanitarias del municipio, sino que también incrementa la resiliencia del sistema frente a eventos climáticos extremos y sienta las bases para futuras actuaciones de mejora, contribuyendo a una gestión del agua más eficiente y responsable a largo plazo.

Para comprobar el buen funcionamiento de esta propuesta de red separativa. A continuación se muestra los grados de llenado, los saltos de tapa y las velocidades de la red existente de saneamiento y la red propuesta de pluviales.



*Imagen 42. Grados de llenado y saltos de tapa en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales actuación propuesta 1.*



*Imagen 43. Velocidades máximas en un escenario de tiempo de lluvia T=10 años y caudal de aguas residuales. Actuación propuesta 1.*

### **8.1.1 Actuación propuesta 1.1 Ejecución de nuevo colector de pluviales norte y balsa de laminación.**

La actuación propuesta consiste en la ejecución de un nuevo colector de pluviales en el sector norte del municipio, que corresponde con la zona baja del mismo, concebido para recoger y conducir de forma independiente las escorrentías generadas en esta zona, actualmente incorporadas a la red unitaria y responsables de sobrecargas hidráulicas durante episodios de lluvia. El nuevo colector permitirá derivar los caudales pluviales hacia una balsa de laminación con un volumen efectivo de 4.151,25 m<sup>3</sup>, diseñada de manera que, para un periodo de retorno T10, la totalidad de la escorrentía generada quede retenida en su interior, evitando cualquier vertido de este colector, al aliviadero y garantizando un control efectivo de los picos de caudal. Se propone la ejecución de un bombeo para el vaciado del agua almacenada en la balsa de laminación hacia el colector de saneamiento existente, cuya agua será transportada

hasta la EDAR de Villena. De esta forma se garantiza que el colector unitario nunca se desbordará.

Para episodios de lluvia con periodos de retorno superiores a T10, se contempla además la ejecución de un colector que permitirá desaguar de forma controlada los excedentes hacia el aliviadero existente, asegurando la protección hidráulica del sistema y del entorno urbano frente a eventos de mayor magnitud. La actuación se diseña conforme a los criterios hidráulicos definidos en el estudio, garantizando la capacidad necesaria para los escenarios considerados y adaptándose a la traza urbana y a los condicionantes físicos del entorno, constituyendo una solución eficaz y sostenible para la gestión de las aguas pluviales en este ámbito del municipio.

La actuación incluye los siguientes elementos:

- Tramo de 331,21 m de colector de pluviales DN 630 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 96,81 m de colector de pluviales DN 800 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 485,11 m de colector de pluviales DN 1000 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 94,79 m de colector de pluviales DN 1200 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 57,35 m de colector de pluviales DN 1400 mm de hormigón armado.
- Eliminación de 6 imbornales existentes en colector unitarios.
- 89,30 m de rejas transversales para captación de escorrentía conectado a nuevo colector de imbornales.
- Balsa de laminación de pluviales con un volumen de regulación de 4.151,25 m<sup>3</sup>, incluyendo:
  - Reja de gruesos.
  - Separador de grasas.
  - Decantador de sólidos en suspensión.
- Estación de bombeo para vaciado de balsa a red unitaria.
- Línea eléctrica de suministro de la estación de bombeo.

En la siguiente imagen se muestra el colector norte propuesto.

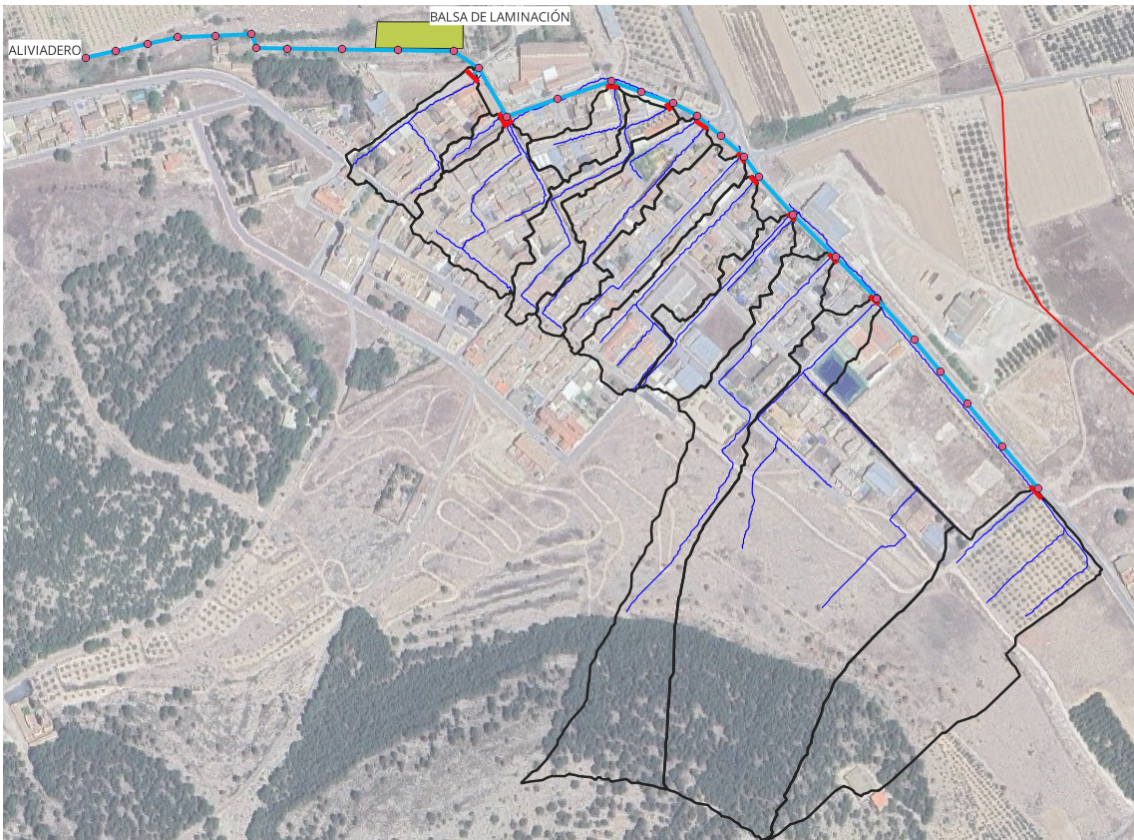


Imagen 44. Nuevo colector. Actuación propuesta 1.1.

A continuación, se muestra el perfil transversal del colector norte de pluviales desde el punto más alejado hasta la balsa de laminación.

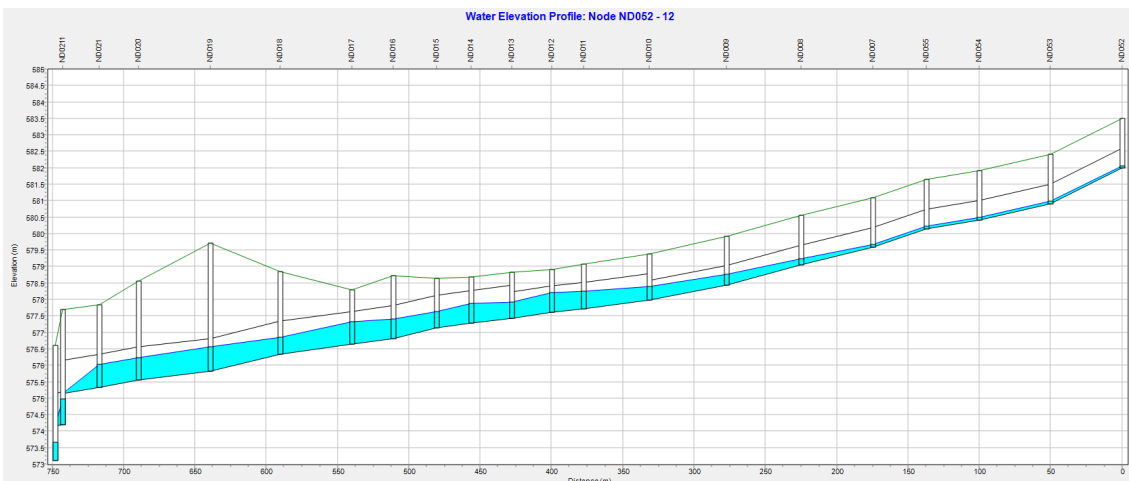


Imagen 45. Perfil transversal a balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.

A continuación, se muestra el perfil transversal del colector norte de pluviales desde el punto más alejado hasta el aliviadero.

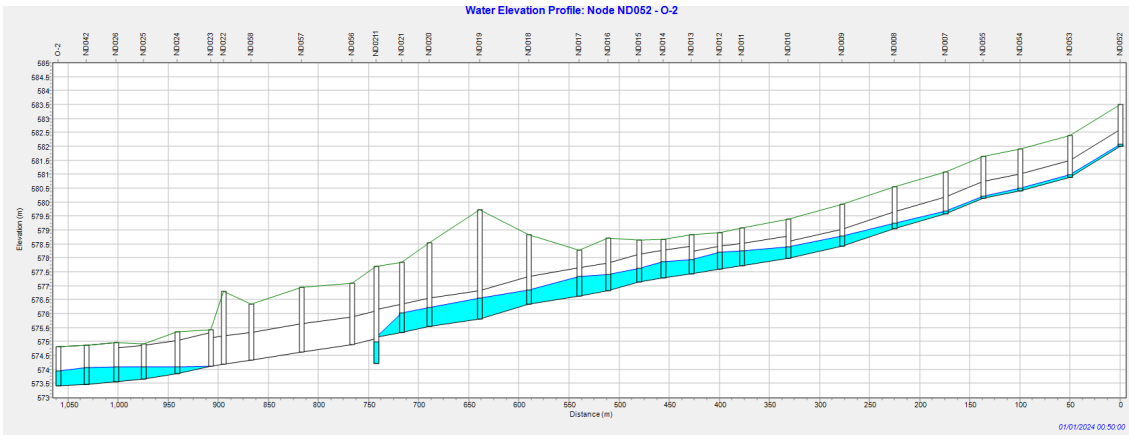


Imagen 46. Perfil transversal a aliviadero. Actuación propuesta 1.1.

Al estudiar concretamente el punto de vertido a la balsa de laminación, se aprecia como para el evento de lluvia de T10, el volumen de 4.151,25 m<sup>3</sup> es suficiente para atenuar la tormenta y que se quede todo el agua en la balsa sin llegar a pasar el agua al colector que conecta con el aliviadero

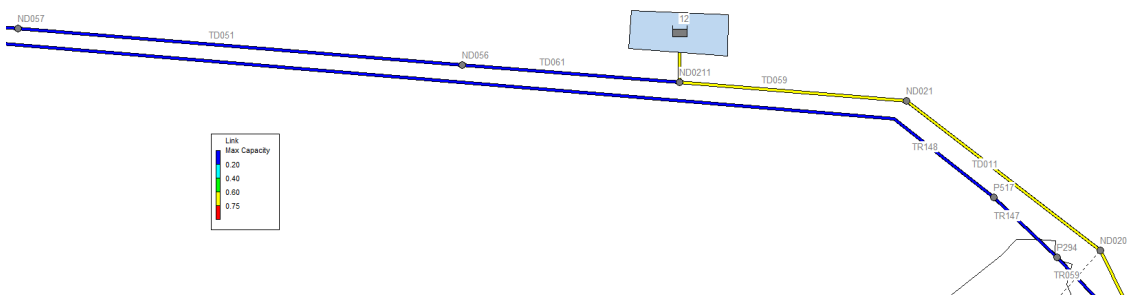


Imagen 47. Detalle grados de llenado balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.

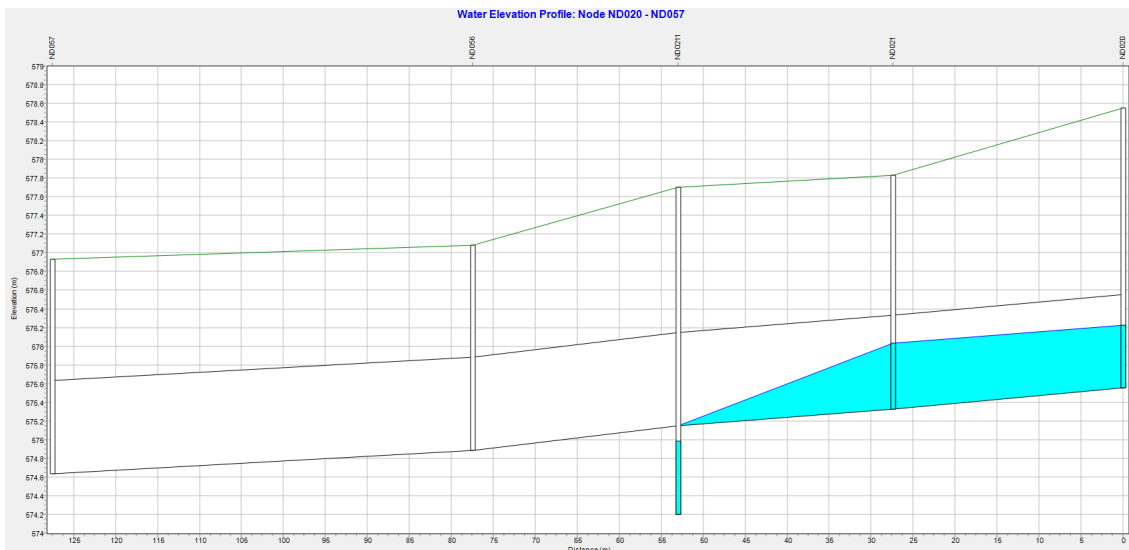
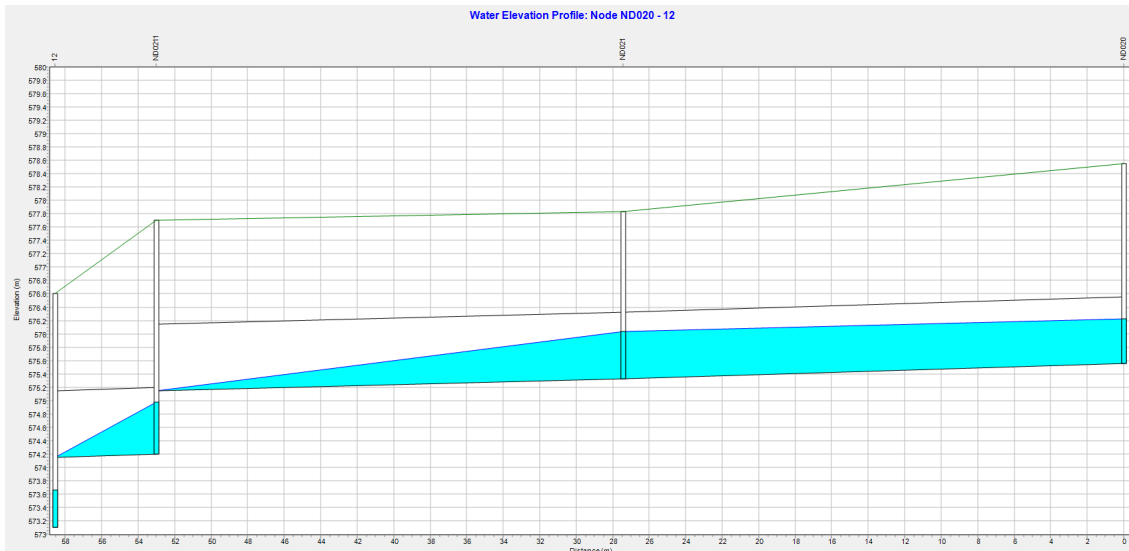


Imagen 48. Detalle perfiles transversales balsa de laminación. Actuación propuesta 1.1.

### 8.1.2 Actuación propuesta 1.2 Ejecución de nuevo colector pluviales centro.

La actuación propuesta consiste en la ejecución de un nuevo colector de pluviales que pase por la zona central del municipio, destinado a recoger y evacuar de forma independiente las escorrentías generadas en esta zona alta, que en la situación actual son incorporadas a la red unitaria de saneamiento. Esta circunstancia provoca sobrecargas hidráulicas frecuentes durante episodios de lluvia, con afecciones tanto al funcionamiento de la red como al entorno urbano. La nueva infraestructura permitirá interceptar y conducir los caudales pluviales directamente por una red específica hasta que viertan al colector ejecutado en la propuesta 1.1, el cual verterá finalmente al aliviadero existente, reduciendo de manera significativa los caudales circulantes por el

sistema unitario y mejorando su comportamiento hidráulico frente a los episodios de lluvia considerados en el estudio.

La actuación se diseña de acuerdo con los criterios hidráulicos definidos previamente, garantizando la capacidad necesaria para T10 y adaptándose a la traza urbana existente y a los condicionantes físicos del entorno. Asimismo, la eliminación de imbornales conectados a la red unitaria y su sustitución por nuevos sistemas de captación vinculados al colector de pluviales contribuirá a una gestión más eficiente de las aguas de escorrentía, disminuyendo el riesgo de inundaciones locales, reforzando el correcto funcionamiento global del sistema de saneamiento separativo proyectado para el municipio.

La actuación incluye los siguientes elementos:

- Tramo de 73,28 m de colector de pluviales DN 630 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 439,02 m de colector de pluviales DN 800 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 482,95 m de colector de pluviales DN 1000 mm de PVC corrugado SN8.
- Tramo de 33,72 m de colector de pluviales DN 1200 mm de PVC corrugado SN8.
- Eliminación de 4 imbornales existentes en colector unitarios.
- 91,90 m de rejillas transversales para captación de escorrentía conectado a nuevo colector de imbornales.

En la siguiente imagen se muestra el colector centro propuesto.

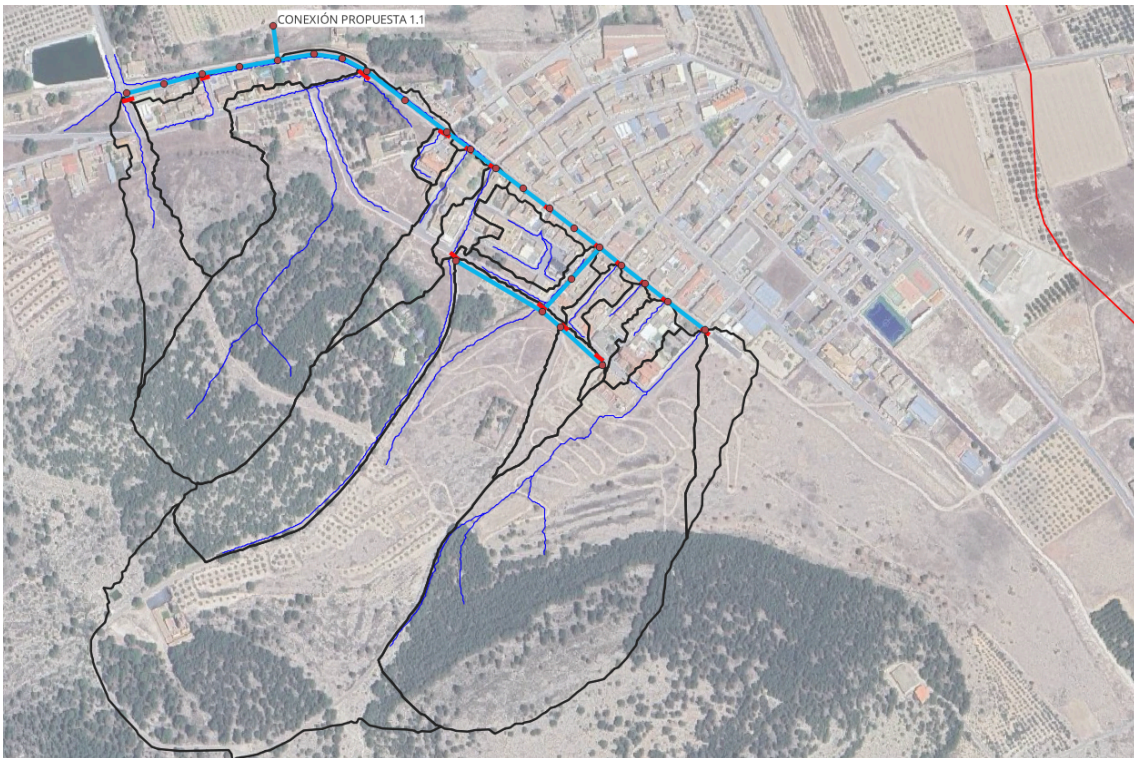


Imagen 49. Nuevo colector. Actuación propuesta 1.2.

A continuación de muestra el perfil transversal desde el punto más alejado al aliviadero existente.

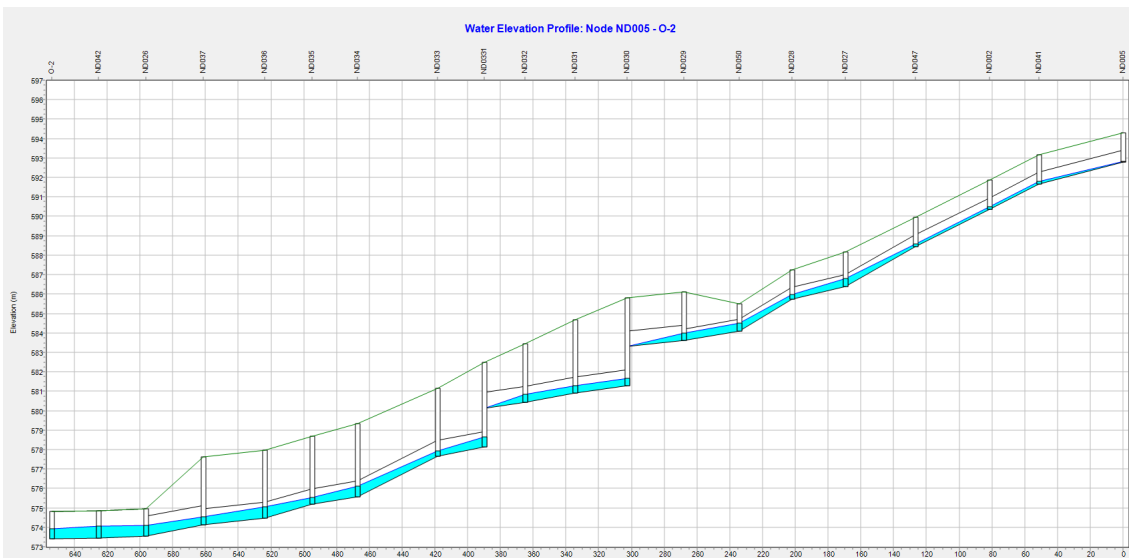


Imagen 50. Perfil transversal. Actuación propuesta 1.2.

## **8.2 Actuación propuesta 2. Mejora de colectores a contrapendiente.**

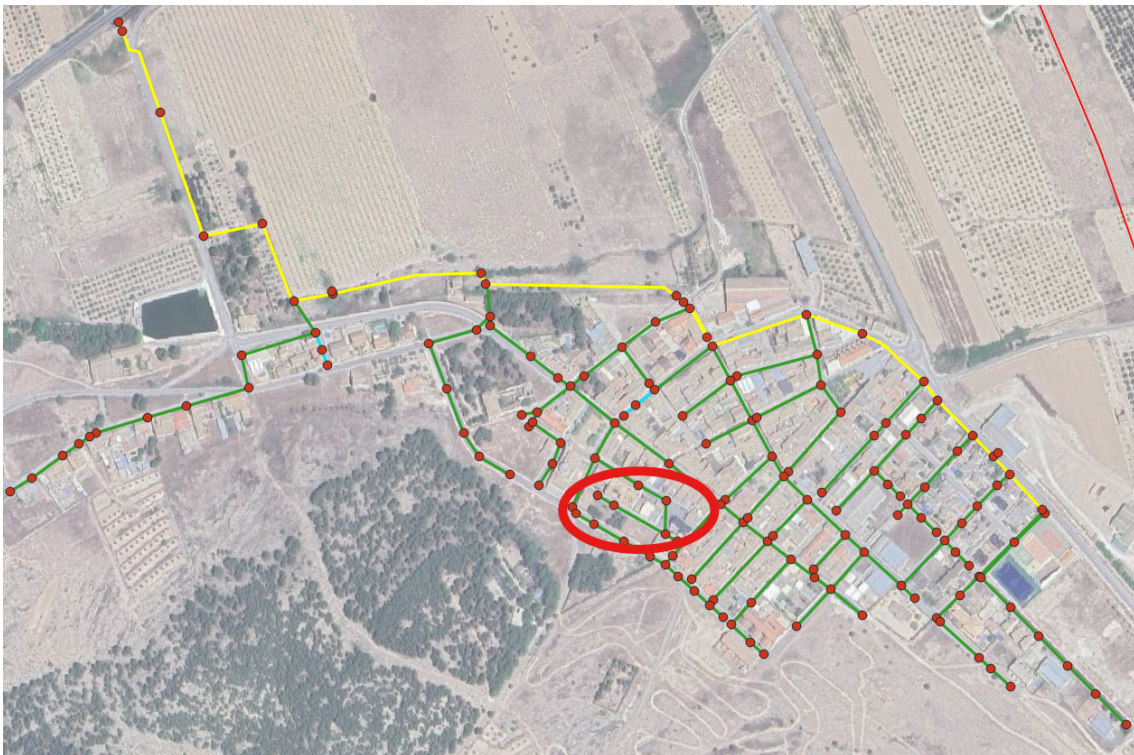
La actuación propuesta consiste en la sustitución de tres tramos de colector que, en la situación actual, están en contrapendiente, generando disfunciones hidráulicas en el sistema de saneamiento. Estas contrapendientes provocan la acumulación de sólidos, la reducción de la capacidad efectiva de transporte, la aparición de malos olores y un aumento del riesgo de atascos y desbordamientos, destaca el pozo P306 como el problemático. Estos colectores se ubican en el Carrer Barranquet y en la Plaza España.

La intervención contempla la demolición de los tramos existentes y la ejecución de nuevos colectores con pendientes adecuadas, garantizando un flujo gravitatorio continuo y acorde con los criterios de diseño hidráulico definidos en el estudio. El rediseño de las rasantes permitirá mejorar de forma significativa el funcionamiento hidráulico de la red, reducir las labores de mantenimiento y aumentar la fiabilidad del sistema, evitando situaciones de estancamiento y sobrecarga.

La actuación se plantea de forma compatible con la red existente, adaptándose a los condicionantes geométricos y urbanísticos del entorno y manteniendo la conectividad hidráulica del sistema durante su ejecución. En conjunto, la sustitución de los colectores a contrapendiente constituye una actuación necesaria para corregir deficiencias estructurales de la red actual, mejorar las condiciones de explotación y garantizar un funcionamiento adecuado y duradero del sistema de saneamiento municipal.

La actuación consiste en la sustitución de 122.59 m de colector de DN 300 de hormigón en masa por un colector de diámetro equivalente de DN 315 mm de PVC corrugado SN8.

En las siguientes imágenes se muestra la ubicación en planta y el perfil longitudinal de los 4 colectores a contrapendiente.



*Imagen 51. Ubicación colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.*

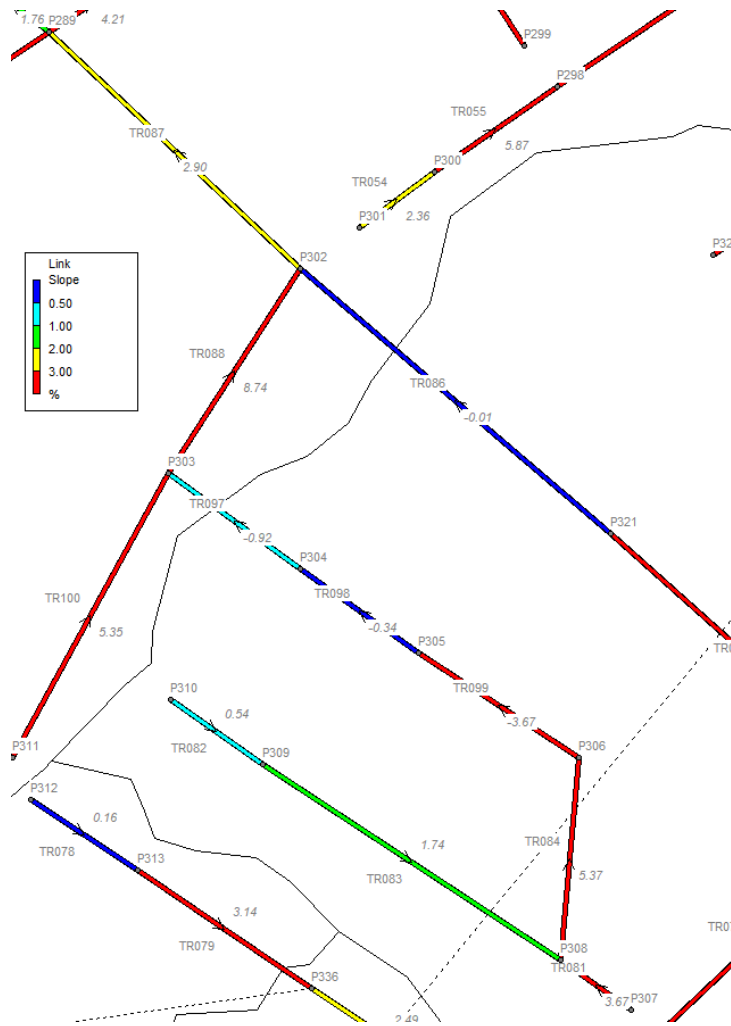


Imagen 52. Valores colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.

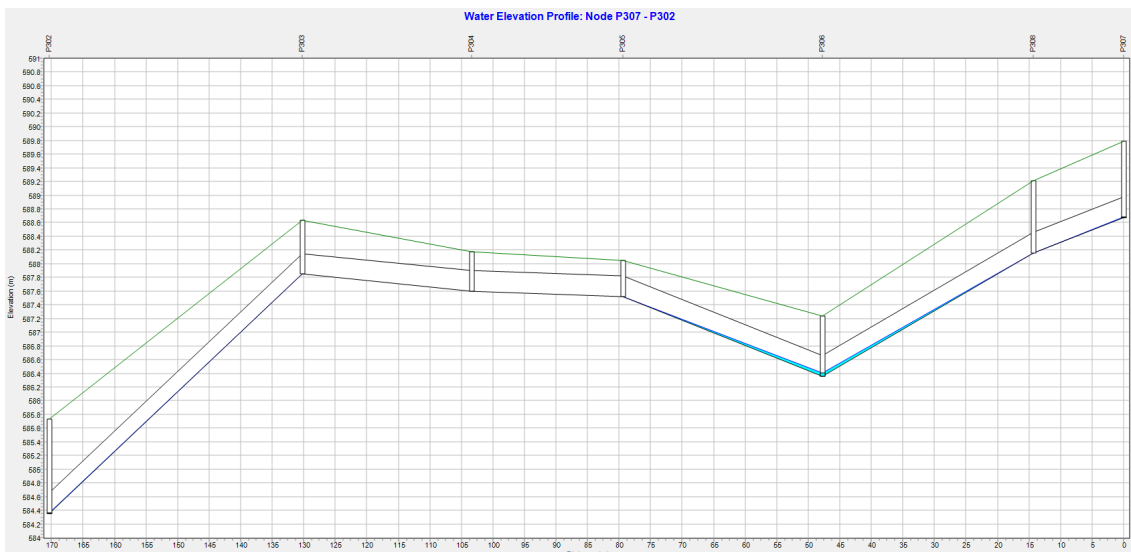


Imagen 53. Perfil transversal colectores a contrapendiente. Actuación propuesta 1.2.

A continuación se muestra la propuesta para la reposición de 6 colectores (TR087, TR086, TR088, TR097, TR098 y TR099) y 4 pozos (P302, P303, P304 y P305) para corregir los 4 tramos a contrapendiente. En esta propuesta se muestra el perfil longitudinal del nuevo trazado propuesto, con las nuevas pendientes.

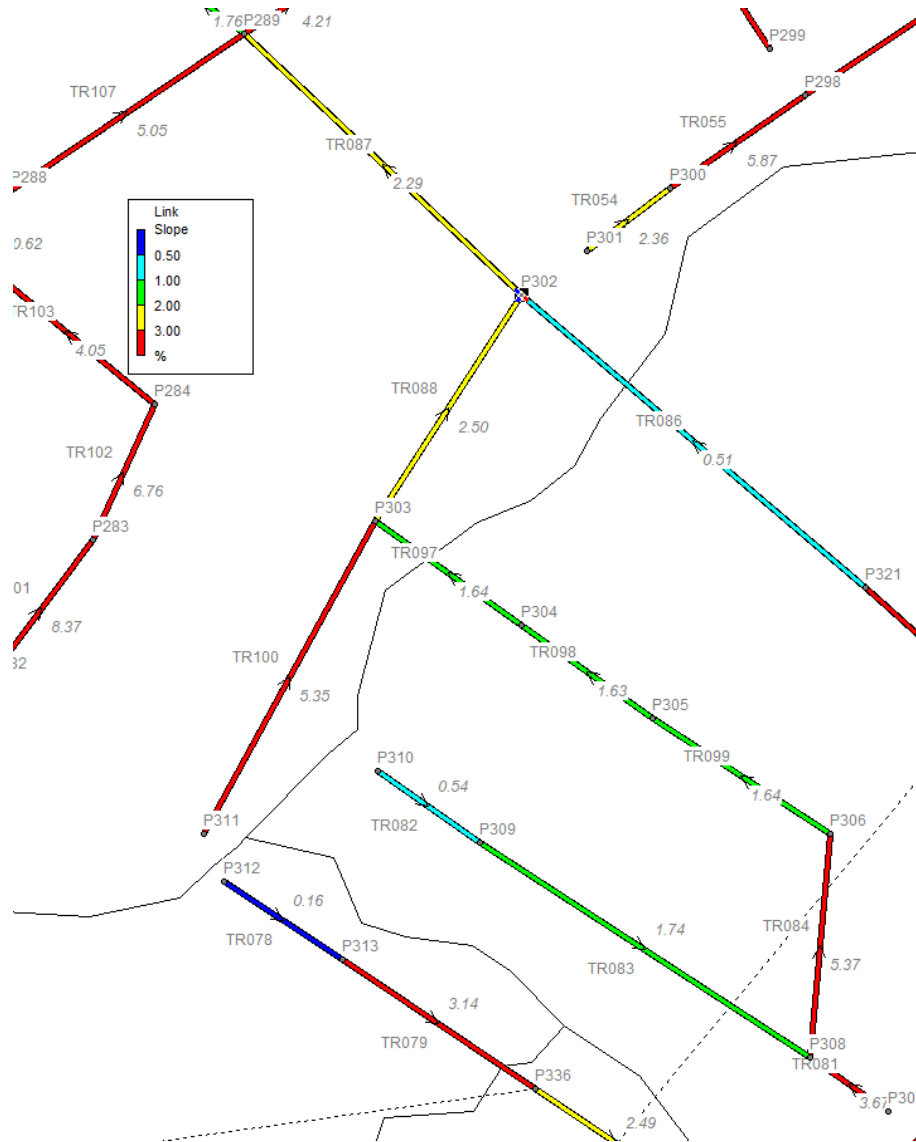


Imagen 54. Colectores propuestos. Actuación propuesta 1.2.

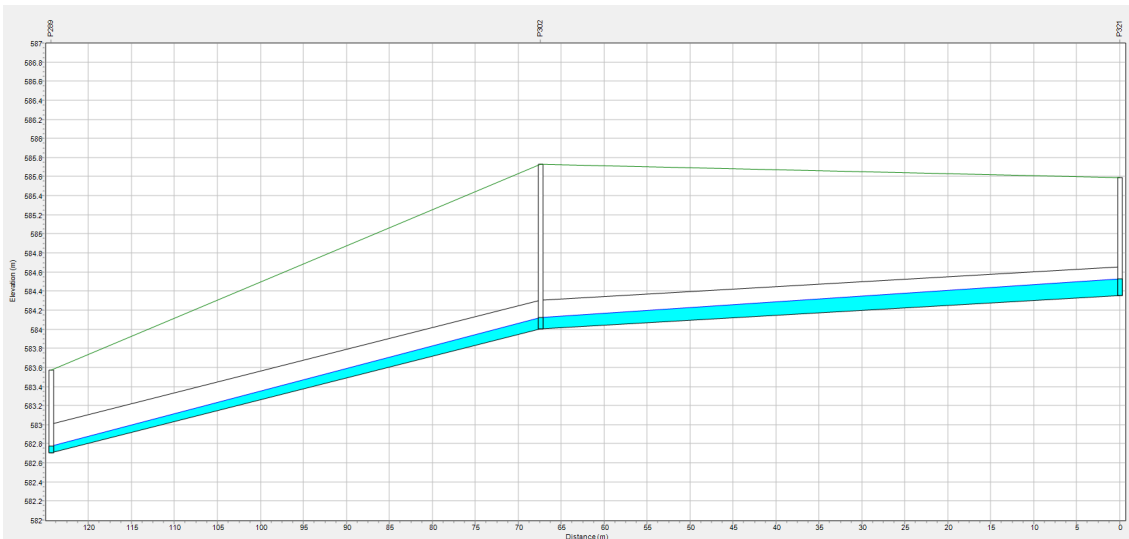
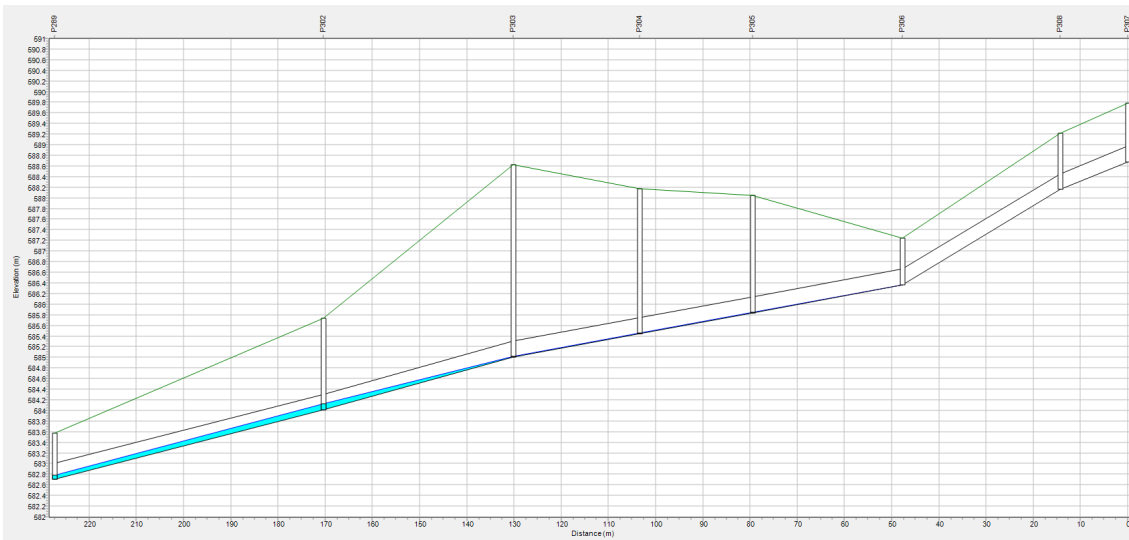


Imagen 55. Perfil transversal nuevos colectores propuestos. Actuación propuesta 1.2.

A continuación, se muestra las nuevas cotas de los 4 pozos que se modificarán:

ID POZO	Cota actual	Cota propuesta
<b>P302</b>	584,356	584,006
<b>P303</b>	587,849	585,010
<b>P304</b>	587,602	585,449
<b>P305</b>	587,520	585,840

Tabla 19. Cotas nuevos pozos.

## 9 PRESUPUESTO

A continuación, se presenta el Presupuesto de todas las actuaciones propuestas.

Actuación	Descripción	Prioridad	Subactuación	Long (m)/volumen (m3) /Nº elementos	P Unit	PEM	PEC	PCA (con IVA)
1.1	1.1.1	Alta	Ejecución nuevo colector DN 630 mm PVC corrugado SN8	331.21	300€	99,363€	118,242€	143,073€
	1.1.2	Alta	Ejecución nuevo colector DN 800 mm PVC corrugado SN8	96.81	480€	46,469€	55,298€	66,910€
	1.1.3	Alta	Ejecución nuevo colector DN 1000 mm PVC corrugado SN8	485.11	700€	339,577€	404,097€	488,957€
	1.1.4	Alta	Ejecución nuevo colector DN 1200 mm PVC corrugado SN8	94.79	900€	85,311€	101,520€	122,839€
	1.1.5	Alta	Ejecución nuevo colector DN 1400 mm Hormigón Armado	57.35	700€	40,145€	47,773€	57,805€
	1.1.6	Alta	Eliminación imbornales existentes	6.00	500€	3,000€	3,570€	4,320€
	1.1.7	Alta	Ejecución rejas transversales	89.30	1,000€	89,300€	106,267€	128,583€
	1.1.8	Alta	Ejecución balsa de laminación	4,151.25	40€	166,050€	197,600€	239,095€
	1.1.9	Alta	Estación de bombeo en balsa de laminación	1.00	40,000€	40,000€	47,600€	57,596€
	1.1.10	Alta	Línea eléctrica para estación de bombeo	1.00	20,000€	20,000€	23,800€	28,798€
1.2	1.2.1	Media	Ejecución nuevo colector DN 630 mm PVC corrugado SN8	73.28	300€	21,984€	26,161€	31,655€
	1.2.2	Media	Ejecución nuevo colector DN 800 mm PVC corrugado SN8	439.02	480€	210,730€	250,768€	303,430€
	1.2.3	Media	Ejecución nuevo colector DN 1000 mm PVC corrugado SN8	482.95	700€	338,065€	402,297€	486,780€
	1.2.4	Media	Ejecución nuevo colector DN 1200 mm PVC corrugado SN8	33.72	900€	30,348€	36,114€	43,698€

Actuación	Descripción	Prioridad	Subactuación	Long (m)/ volumen (m3) /Nº elementos	P Unit	PEM	PEC	PCA (con IVA)
	1.2.6	Media	Eliminación imbornales existentes	4.00	500€	2,000€	2,380€	2,880€
	1.2.7	Media	Ejecución rejas transversales	91.90	1,000€	91,900€	109,361€	132,327€
2	2	Baja	Sustitución de colectores a contrapendiente	246.70	300€	74,010€	88,072€	106,567€

Tabla 20. Presupuesto de las actuaciones evaluadas.