

## **ANEXO 12 – RED DE SANEAMIENTO**

## INDICE

### ANEXO 12 – RED DE SANEAMIENTO

- 12.1.- OBJETO.
- 12.2.- DESCRIPCION DE LA RED EXISTENTE.
- 12.3.- ALTERNATIVAS ANALIZADAS.
  - Alternativa A:
  - Alternativa B:
  - Alternativa C:
- 12.4.- DESCRIPCION DE LA RED.
- 12.5.- ELEMENTOS DE LA RED.
  - Coletores.
  - Acometidas domiciliarias.
  - Pozos de registro.
  - Sumideros.
- 12.6.- CARACTERÍSTICAS DE LAS OBRAS.
- 12.7.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO.
  - 12.7.1.- Precipitación máxima diaria.
  - 12.7.2.- Caudal de las aguas pluviales.
    - Intensidad media diaria de precipitación corregida (2.2.2.2).
    - Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca.
    - Factor de intensidad Fint.
    - Tiempo de concentración 2.2.2.5.
  - 12.7.3.- Caudal de Aguas Fecales.
  - 12.7.4.- Cálculo hidráulico de la red de Saneamiento.
    - Velocidad máxima y mínima:
    - Pendientes mínima/máximas:
    - Cálculo hidráulico de los conductos:
  - 12.7.5.- Calculos mecánicos.

## **ANEXO 12 – RED DE SANEAMIENTO**

### **12.1.- OBJETO.**

Este anexo define el trazado, cálculo, dimensionamiento y características de la red de saneamiento que ha de dar servicio al Sector, así como las diferentes alternativas analizadas.

La red de Saneamiento queda reflejada gráficamente en los planos nº 14 y 15 del presente Proyecto.

### **12.2.- DESCRIPCION DE LA RED EXISTENTE.**

La red de Alcantarillado Municipal del Ayuntamiento de Soria, unitaria para aguas pluviales y fecales, discurre por las calles Antonio Segura Zubizarreta con tubería de 400 mms de diámetro, y Guadalajara con tubería de 200 mms de diámetro en el primer tramo y de 400 mms de diámetro en el resto.

La red de saneamiento de la urbanización contigua, se ha ejecutado conforme al Proyecto de Urbanización del Plan Parcial Ctra. De Madrid-Los Pajaritos, redactado por Araujo Brieva Arquitectos SL en noviembre de 2.003, utilizando un periodo de retorno de 10 años para el cálculo de la red de saneamiento.

Analizando la red existente, la evacuación de aguas residuales en caso de tormentas o altas precipitaciones, se resuelve a través de la parte inferior de la calle Guadalajara, vertiendo laminarmente el agua a través de los terrenos del SE-25.01, al desagüe natural de la zona situado aproximadamente en la vaguada coincidente con la curva del nuevo vial previsto en el presente Proyecto.

Las rasantes de los pozos de la red de saneamiento más significativas son las siguientes:

En la confluencia de las calles Antonio Segura Zubizarreta y Guadalajara, se sitúa un pozo de conexión de las tuberías de saneamiento con la tapa situada en la rasante 1.047,35, y con una profundidad de la tubería de diámetro 400 mms de 1,70 metros, con un recubrimiento por encima de la tubería de 1,30 metros.

El último pozo de registro de la red de saneamiento situado en la calle Guadalajara, a una distancia de 18,75 metros del límite de la urbanización, del que parte una tubería de PVC de diámetro 200 mms, se sitúa en la rasante 1.047,06, con una profundidad de la tubería de diámetro 200 mms de únicamente 0,95 metros, con un recubrimiento por encima de la tubería de 0,75 metros.

Se ha elaborado el plano nº 12 de Redes Existentes, que recoge el trazado de la actual red de saneamiento, así como el resto de infraestructuras.

### **12.3.- ALTERNATIVAS ANALIZADAS.**

Se ha procedido al análisis de todas las posibles alternativas que resuelvan adecuadamente la evacuación de aguas pluviales y fecales, tanto del Sector SE-25.01 (ámbito del presente Proyecto de Urbanización), resolviendo asimismo los

problemas detectados en la red de evacuación de la urbanización del Sector colindante, habida cuenta de los problemas que presenta y que se han constatado con las precipitaciones de las últimas semanas.

El apartado más conflictivo que se plantea, reseñado también en el punto 13 del Informe del Ingeniero Municipal, es la evacuación de aguas pluviales en el punto de confluencia del límite actual de la calle Guadalajara. En la situación actual, en caso de precipitaciones y tormentas, la evacuación del flujo de agua de lluvia se realiza a través de los actuales terrenos del Sector SE-25.01, evacuando directamente al desagüe natural situado en la vaguada coincidente con la curva del nuevo vial previsto en el presente Proyecto.

La alternativa elegida, al igual que las alternativas A y B estudiadas, se han hecho conforme al apartado g) del artículo 2.5.4 de las Normas Urbanísticas del vigente P.G.O.U. de Soria, donde textualmente:

*g) El saneamiento se realizará preferentemente por el sistema unitario, cuando se vierta a colector de uso público. No obstante, en las zonas de edificación con grandes espacios abiertos, cercanos a ríos, arroyos o ramblas que puedan servir para la evacuación natural de las aguas pluviales, podrá adoptarse sistema separativo, de manera que vierta directamente a las vaguadas naturales mediante “aliviaderos de crecida”.*

A continuación se describen las diferentes alternativas estudiadas, las cuales se han analizado y calculado convenientemente, cumpliendo todas ellas con los estándares planteados en la alternativa elegida.

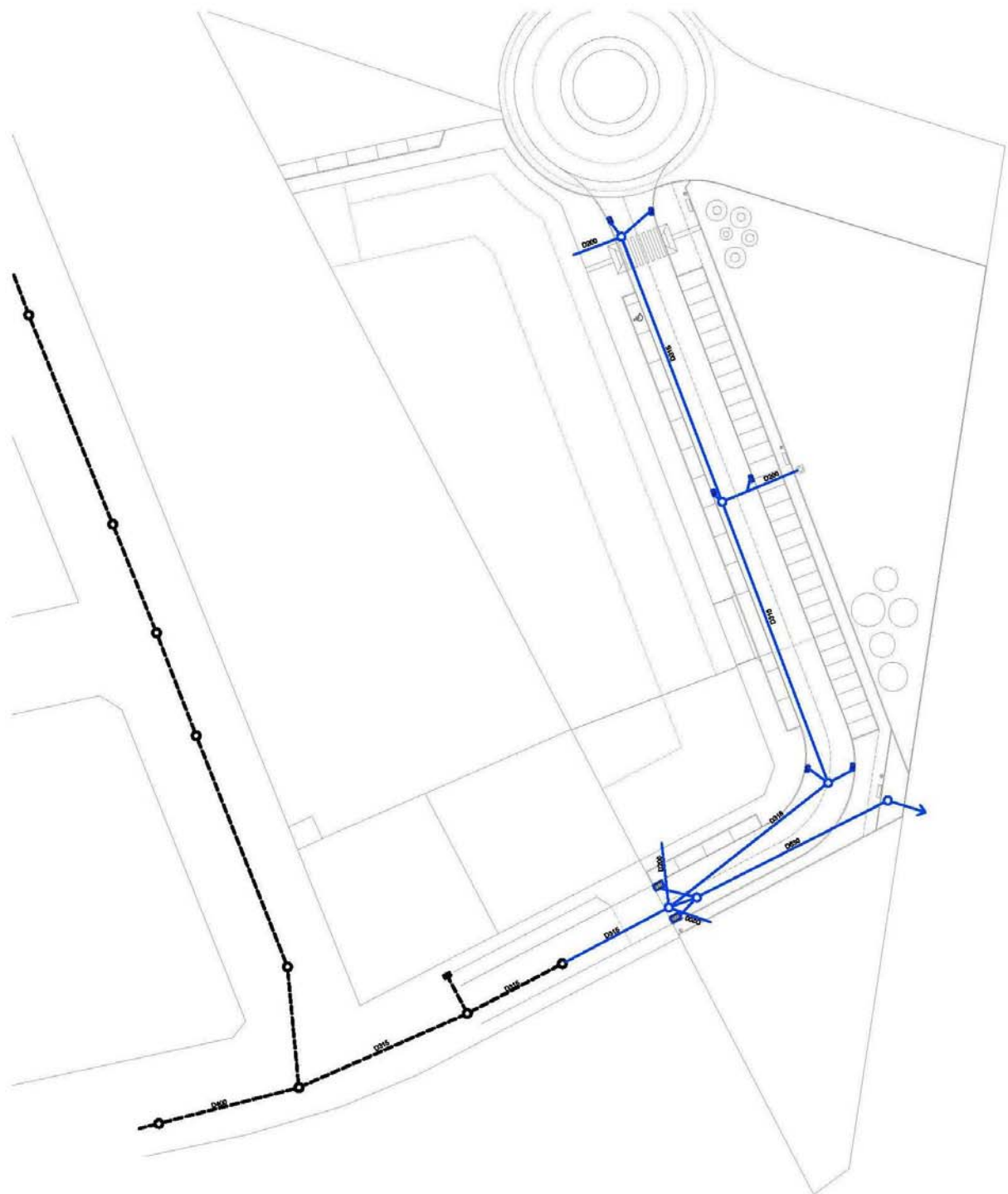
#### **Alternativa A:**

Consiste en red unitaria para la evacuación de aguas pluviales y fecales, con trazado por la calzada de la calle Guadalajara. La dimensión de las tuberías será de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido), con recogida de aguas pluviales de sumideros con tuberías de PVC de diámetro 200 mms, y acometidas individuales de 200 mms.

En el punto inferior de la urbanización situado en la conexión de la calle Guadalajara se ha proyectado 2 grandes sumideros de dimensiones 600x400 mms (dimensiones señaladas en el Informe del Ingeniero Municipal) que recogen el agua de lluvia de la urbanización y la excedente de la urbanización colindante, mediante tubería de PVC de diámetros 630 mms, hasta un aliviadero de crecidas situado en el punto de vertido natural actual de la vaguada (Ver apartado g) del artículo 2.5.4 de las Normas Urbanísticas del vigente P.G.O.U. de Soria.

Será preciso la sustitución del primer ramal de saneamiento existente actualmente en la calle Guadalajara de diámetro 200 mms, por un nuevo colector de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido).

Esta alternativa es la mejor considerada por el equipo redactor, por ser la más sencilla, la de más fácil mantenimiento y la de mejor funcionamiento, manteniendo el vertido natural de la vaguada existente. En la página siguiente se adjunta plano con la solución planteada en esta alternativa:



**Alternativa B:**

Consiste en una variante de la alternativa A, con red separativa de pluviales y fecales en la urbanización del Sector SE-25.01.

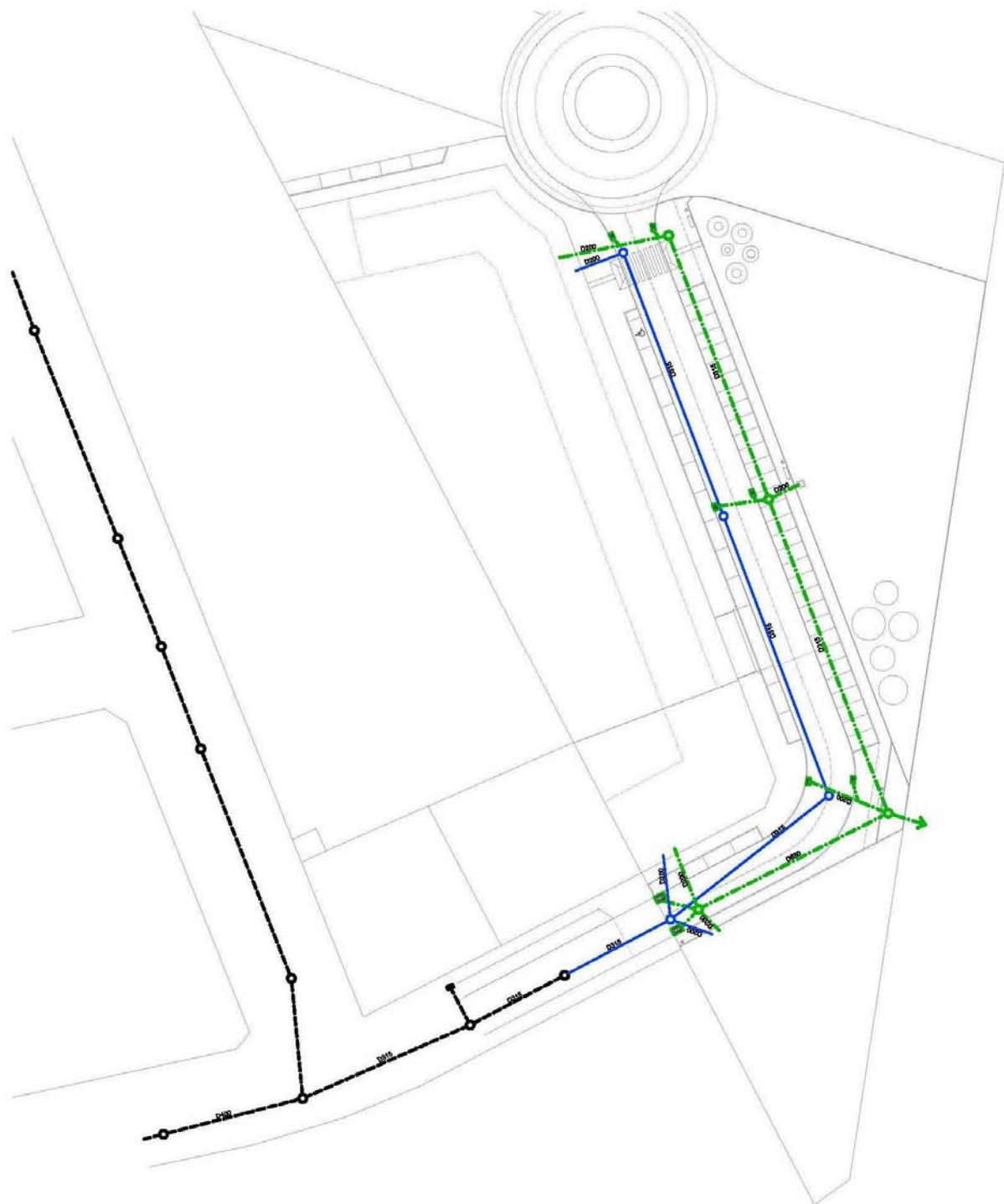
La red de fecales discurre por la calzada de la calle Guadalajara. La dimensión de las tuberías será de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido), con recogida de aguas de acometidas individuales de 200 mms.

Será preciso la sustitución del primer ramal de saneamiento existente actualmente en la calle Guadalajara de diámetro 200 mms, por un nuevo colector de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido).

Al igual que en la alternativa A, en el punto inferior de la urbanización situado en la conexión de la calle Guadalajara se ha proyectado 2 grandes sumideros de dimensiones 600x400 mms (dimensiones señaladas en el Informe del Ingeniero Municipal) que recogen el agua de lluvia de la urbanización y la excedente de la urbanización colindante, mediante tubería de PVC de diámetros 630 mms, hasta un aliviadero de crecidas situado en el punto de vertido natural actual de la vaguada (Ver apartado g) del artículo 2.5.4 de las Normas Urbanísticas del vigente P.G.O.U. de Soria.

La red de pluviales se completa con un ramal paralelo a la calle Guadalajara con tubería de PVC de diámetro 315 mms, que recoge las aguas pluviales de sumideros y acometidas individuales con tubería de PVC de 200 mms de diámetro, hasta entroncar con el pozo de registro del ramal principal en la esquina Sur de la calle Guadalajara, antes del vertido al aliviadero proyectado.

En la página siguiente se adjunta plano con la solución planteada en esta alternativa:



**Alternativa C:**

Consiste en red unitaria para la evacuación de aguas pluviales y fecales, con trazado por la calzada de la calle Guadalajara. La dimensión de las tuberías será de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido), con recogida de aguas pluviales de sumideros con tuberías de PVC de diámetro 200 mms, y acometidas individuales de 200 mms.

Será preciso la sustitución del primer ramal de saneamiento existente actualmente en la calle Guadalajara de diámetro 200 mms, por un nuevo colector de PVC de diámetro 315 mms (mínimo exigido).

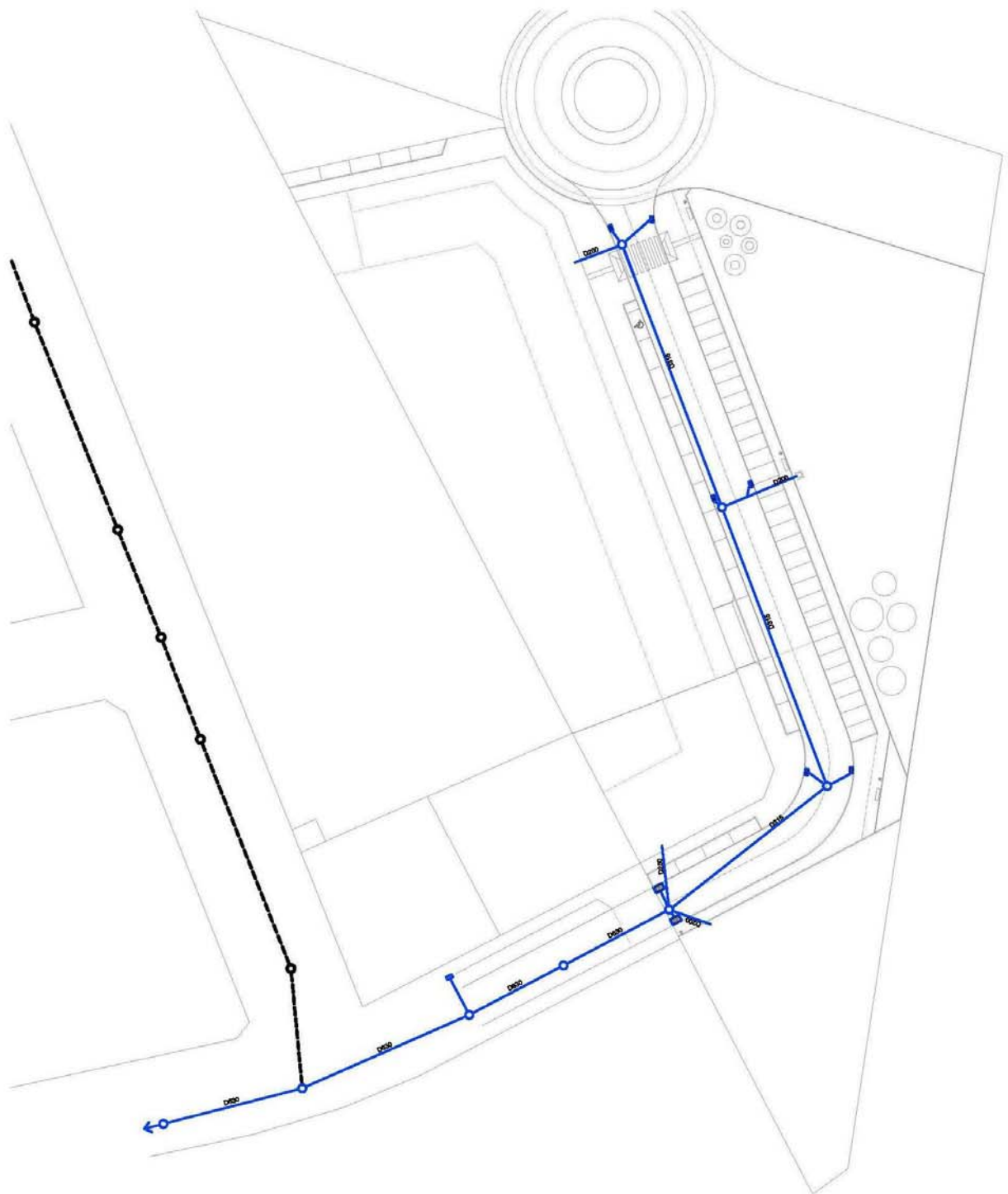
Al igual que en el resto de alternativas estudiadas, en el punto inferior de la urbanización, situado en la conexión de la calle Guadalajara se han proyectado 2 grandes sumideros de dimensiones 600x400 mms (dimensiones señaladas en el Informe del Ingeniero Municipal) que recogen el agua de lluvia de la urbanización y la excedente de la urbanización colindante.

Para no sobrecargar la red de la urbanización colindante es necesario construir un nuevo colector con tubería de PVC de diámetro 630 mms, que discurra paralelo a la calle Guadalajara, por la calzada de la misma, hasta el punto de vertido actual situado en el extremo Oeste, aprovechando el aliviadero de crecidas existente actualmente en ese punto.

Esta alternativa se ha descartado por la extrema dificultad de las obras a ejecutar, al tiempo que implica la construcción de un tercer colector en la calle Guadalajara.

En la página siguiente se adjunta plano con la solución planteada en esta alternativa:





## 12.4.- DESCRIPCION DE LA RED.

La elección de la red de saneamiento proyectada, se ha hecho para solucionar el problema de la posible acumulación de agua de lluvia proveniente de la urbanización existente, en el punto donde comienza la nueva urbanización, optándose por la **opción “b”** de las dos propuestas en el punto 13 del Informe del Ingeniero Municipal, con una red separativa, vertiendo el agua de pluviales a la vaguada a través de los terrenos del futuro Sistema General, con un colector con tubería de diámetro 630 mms, con unos sumideros de dimensiones 600x400 mms (dimensión señalada en el Informe) que evacuen al agua de lluvia desde el punto inferior de la urbanización, tanto de la urbanización del presente Proyecto, como de la urbanización colindante.

Se ha optado por la realización de un sistema separativo de forma que las aguas fecales se verterán a la red existente y las pluviales a través del nuevo colector proyectado, al barranco al que en la actualidad vierten de forma natural.

La red de fecales se conectará directamente al colector de la red municipal existente de 400 mms de diámetro a través del pozo situado en el cruce de la C/ Guadalajara con la C/ Antonio Segura de Zubizarreta, con tubería de 315 mms de diámetro en la nueva urbanización y sustituyendo la existente de 200 mms en el primer tramo de la C/ Guadalajara.

Para el cálculo de la red de pluviales se han tenido en cuenta tanto la aportación de las aguas pluviales de la zona urbanizada como el caudal sobrante de la urbanización existente.

Las aguas pluviales se recogen en un ramal principal, con tubería de PVC de 630 mms de diámetro, cuyo trazado comienza en el punto de menor cota (coincidente con la unión entre la C/ Guadalajara actual con el comienzo de la nueva urbanización) y continua hacia el Sur-Este por la calzada hasta la acera Sur de la curva de la nueva calle, para desde ahí seguir paralela al límite Sur de la zona de Espacios Libres Públicos, para finalizar en el sistema general.

El ramal secundario parte del extremo Este de la nueva calle (junto a el límite con la futura rotonda), discurriendo por la acera Sur de la nueva calle, hasta el punto central de la misma, donde gira hacia el Sur hasta entroncar con el ramal principal.

Esta red recoge como ya se ha indicado las aportaciones de los sumideros de los viales y las de las acometidas de las parcelas colindantes.

Toda la red se proyecta con tubería de PVC UNE 1 456-1 PN5 SN-8.

## 12.5.- ELEMENTOS DE LA RED.

### **Colectores.**

Serán Tuberías de PVC con junta elástica color teja según Norma UNE 53.332 SN8, de diámetro mínimo de 315 mms, y con una pendiente en ningún caso inferior a 0.5 %. Se asentará sobre cama de arena y se rellenará del mismo material hasta 10 cms por encima de la generatriz superior.

**Acometidas domiciliarias.**

Las acometidas domiciliarias se conectarán al colector en pozos de registro. La tubería será de PVC color teja SN-8 y DN 200 mms, la instalación en zanja se realizara del mismo modo que el colector.

**Pozos de registro.**

Serán prefabricados de anillos de hormigón. Teniendo las aberturas en la base para las conexiones y mediante machihembrado asegurar la estabilidad. La junta de los anillos del pozo será estanca y la del pozo-tubo debe ser además flexible. La sección será circular de 100 cms de diámetro y la tapa de 60 cms de diámetro será la normalizada para el Ayuntamiento de Soria de fundición dúctil clase D-400, acerrojados e insonorizados.

Entre cada dos registros el ramal intermedio de desagüe será totalmente recto para que, en caso de que sea necesaria alguna limpieza, sea factible efectuar ésta fácilmente. Esta misma condición marca que la separación máxima entre pozos será de 50 ms, conservando una línea recta entre ellos.

Los encuentros de dos ramales en un mismo pozo se realizan en un ángulo igual o menor a 90°, para que no existan problemas de reflujo del agua en caso de fuertes caudales. En el caso de las acometidas de los sumideros a los pozos se permite superar éste ángulo de forma puntual, para no multiplicar el número de pozos, y dada la escasa magnitud del vertido de cada uno de ellos.

**Sumideros.**

Los imbornales dispondrán de elementos que permitan su limpieza. Las rejillas serán de fundición dúctil de la clase C-250 si están situados junto al bordillo y D-400 si se encuentran en otra posición en la calzada.

Los sumideros se disponen de forma horizontal entre la calzada y el área de aparcamiento, recogiendo el agua de la vertiente transversal del vial con pendientes del 2%, evacuando por conducto abierto, de P.V.C. de 200 m. de diámetro a pozo de la red. Las rejillas serán de fundición y de los modelos habitualmente utilizados por el Ayuntamiento de Soria y resistentes al tráfico ligero y peatonal.

En el punto de conexión con la actual calle Guadalajara se han proyectado dos absorvederos de calzada de fundición de dimensiones 600x400 mms, con capacidad suficiente para absorber las aguas de la urbanización proyectada y del flujo que pueda venir de la actual urbanización.

**12.6.- CARACTERÍSTICAS DE LAS OBRAS.**

La ejecución de la obra se divide en tres partes:

- Ejecución de zanjas, pozos y sumideros.
- Colocación de los colectores, construcción de los empalmes y prueba de servicio.

- Relleno y compactación final. El relleno de las zanjas se efectuará en tongadas de espesor máximo 20 cms, con un grado de compactación del 95% del Próctor modificado.

Las excavaciones deberán realizarse una vez llevado a cabo el cajeado de la red viaria, y se harán en sentido de aguas abajo – aguas arriba, tanto en colectores como en sumideros.

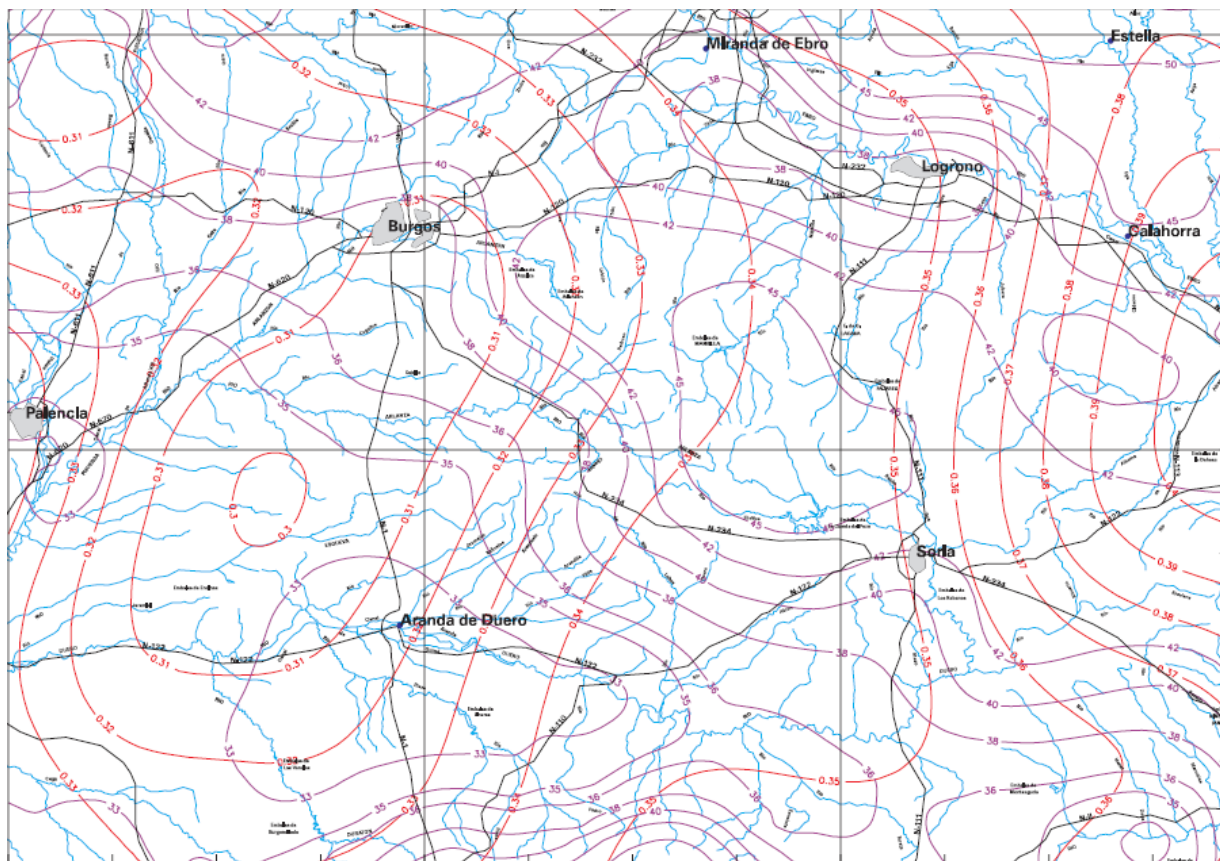
## **12.7.- HIPÓTESIS DE CÁLCULO.**

Para el predimensionamiento de la red de saneamiento se ha tenido en cuenta las condiciones establecidas en las Normas Municipales así como lo marcado en el CTE DB-HS, el documento de “Máximas lluvias diarias en la España peninsular” y la Orden FOM/298/2016, de 15 de Febrero, por la que se aprueba la norma 5.2-IC drenaje superficial de la instrucción de carreteras.

### **12.7.1.- Precipitación máxima diaria.**

#### **CALCULO DE PRECIPITACION DIARIA MAXIMA EN SORIA PARA UN PERIODO DE RETORNO T DE 25 AÑOS SEGÚN EL DOCUMENTO "MAXIMAS LLUVIAS DIARIAS EN LA ESPAÑA PENINSULAR" DEL MINISTERIO DE FOMENTO**

Para el cálculo de la  $I_d$ , hay que conocer la precipitación máxima diaria ( $P_d$ ), para ello se recurre al Manual de Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular. A partir de mapas, en los que se representan, los valores del coeficiente de variación  $C_v$  y del valor medio  $P$ . Una vez localizada la zona (dentro del término municipal de Soria), se determinan dichos valores.



Obteniendo para Soria:

CV = 0.35  
P = 42 mm/día

### 12.7.2.- Caudal de las aguas pluviales.

El cálculo del caudal proveniente de aguas pluviales lo haremos según la Orden FOM/298/2016 de 15 de Febrero, por la que se aprueba la Norma 5.2 – IC drenaje superficial de la instrucción de carreteras. Según este método, el caudal de avenidas viene en función de las características de la cuenca y de las precipitaciones medias, mediante la fórmula:

$$QT = I(T,tc) \times C \times A$$

Donde:

QT (l/s)  
I(T,tc) (l/s/Ha)  
A (Ha)

Según esta Norma:

$$I(T,tc) = Id \times Fint \times Kt \times 10/3.6$$

#### Intensidad media diaria de precipitación corregida (2.2.2.2).

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

$$I_d = P_d \cdot K_A / 24$$

donde:

$I_d$  (mm/h) Intensidad media diaria de precipitación corregida correspondiente al período de retorno T

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

$K_A$  (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (epígrafe 2.2.2.3).

$$P_d = K_t (T, t_c) \times P$$

Para el periodo de retorno deseado ( $T= 25$ ) y el valor de  $C_v$ , se obtiene el cuantil regional  $Y_t$  (también denominado “Factor de Amplificación KT” en la tabla siguiente:

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

Tabla 7.1 - Cuantiles  $Y_t$  de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación KT, en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones diarias en la España Peninsular” (1997).

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

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

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

donde:

$K_A$  (adimensional) Factor reductor de la precipitación por área de la cuenca (epígrafe 2.2.2.3).

$A$  (km<sup>2</sup>) Área de la cuenca (epígrafe 2.2.4).

### Factor de intensidad Fint.

El factor de intensidad introduce la torrencialidad de la lluvia en el área de estudio y depende de:

- La duración del aguacero  $t$
- El período de retorno  $T$ , si se dispone de curvas intensidad – duración
- frecuencia (IDF) aceptadas por la Dirección General de Carreteras, en un pluviógrafo situado en el entorno de la zona de estudio que pueda considerarse representativo de su comportamiento.

Se tomará el mayor valor de los obtenidos de entre los que se indican a continuación:

$$F_{int} = \max (F_a, F_b)$$

donde:

$F_{int}$  (adimensional) Factor de intensidad

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

$F_b$  (adimensional) Factor obtenido a partir de las curvas IDF de un pluviógrafo próximo.

#### a) Obtención de $F_a$

$$F_a = (I_1/I_d)^{(3,5287-2,5287 t^{0,1})}$$





## COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA PRECIPITACIÓN

El coeficiente  $K_t$  tiene en cuenta la falta de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación. Se obtendrá a través de la siguiente expresión:

$$K_t = 1 + \frac{t_c^{1,25}}{t_c^{1,25} + 14}$$

donde:

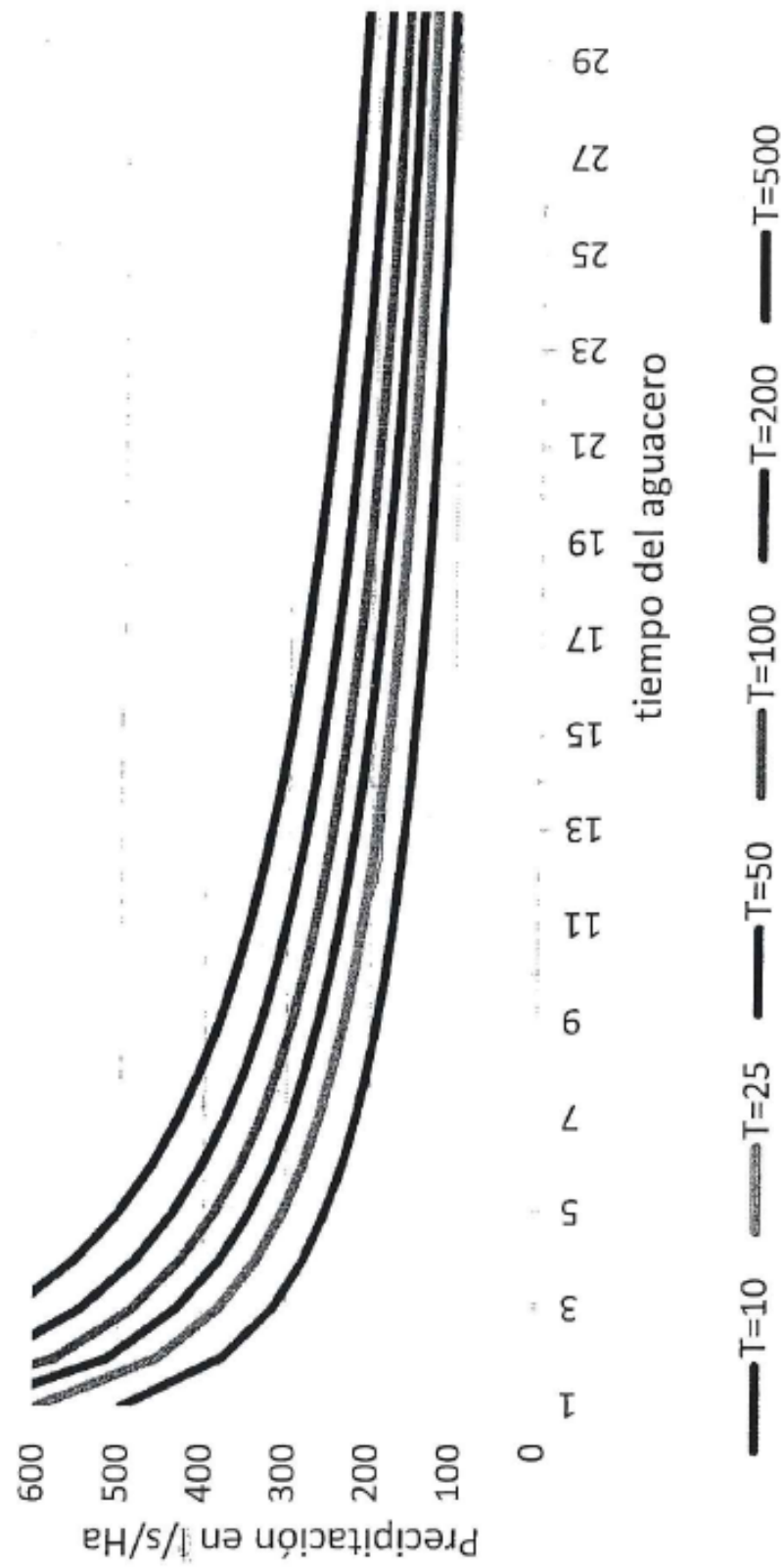
$K_t$	(adimensional)	Coeficiente de uniformidad en la distribución temporal de la precipitación.
-------	----------------	---

$t_c$	(horas)	Tiempo de concentración de la cuenca
-------	---------	--------------------------------------

Se ha optado por considerar un periodo de retorno  $T = 25$  años según se indica en el punto 1.3.2 de la Norma 5.2- IC.

El resultado de  $I(T, t_c)$  para Soria es el reflejado en la siguiente gráfica:

## Curvas PDF para Soria l/ hectárea



**Tiempo de concentración 2.2.2.5.**

Tiempo de concentración  $t_c$ , es el tiempo mínimo necesario desde el comienzo del aguacero para que toda la superficie de la cuenca esté aportando escorrentía en el punto de desagüe. Se obtiene calculando el tiempo de recorrido más largo desde cualquier punto de la cuenca hasta el punto de desagüe, mediante las siguientes formulaciones:

$$T_c = 0,3 * L_c^{0,76} * J_c^{-0,19}$$

donde

:

$t_c$  (horas) Tiempo de concentration

$L_c$  (km) Longitud del cauce

$J_c$  (adimensional) Pendiente media del cauce

Dado que el tiempo de concentración depende de la longitud y pendiente del cauce escogido, deben tantearse diferentes cauces o recorridos del agua, incluyendo siempre en los tanteos los de mayor longitud y menor pendiente. El cauce (o recorrido) que debe escogerse es aquél que da lugar a un valor mayor del tiempo de concentración  $t_c$ .

En aquellas cuencas principales de pequeño tamaño en las que el tiempo de recorrido en flujo difuso sobre el terreno sea apreciable respecto al tiempo de recorrido total no será de aplicación la fórmula anterior, debiendo aplicarse las indicaciones que se proporcionan a continuación para cuencas secundarias. Se considera que se produce esta circunstancia cuando el tiempo de concentración calculado mediante la fórmula anterior sea inferior a cero coma veinticinco horas ( $t_c \leq 0,25h$ .)

**Para cuencas secundarias (apartado 1.4), el tiempo de concentración se debe determinar dividiendo el recorrido de la escorrentía en tramos de característica homogéneas inferiores a trescientos metros de longitud (300 m) y sumando los tiempos parciales obtenidos, distinguiendo entre:**

- Flujo canalizado a través de cunetas u otros elementos de drenaje:  
Se puede considerar régimen uniforme y aplicar la ecuación de Manning.

Para obtener la velocidad del agua de cada tramo se ha asignado previamente la precipitación correspondiente a cada uno de ellos, como puede comprobarse en las tablas siguientes en las que se recoge la superficie asignada a cada pozo así como el coeficiente de escorrentía en función del tipo de terreno:

Se incluyen dos tablas:

Tabla1. Estudio de la urbanización existente.

Tabla 2. Estudio de la nueva urbanización con sistema separativo.

TABLA 1

## CALCULO DE C x A

ASIGNACION A CADA POZO DE C x A (Producto del Coeficiente de escorrentia por la superficie)

Coeficiente de escorrentia de superficies construidas 0,8

Coeficiente de escorrentia de superficies ajardinadas 0,5

Coeficiente de escorrentia de superficies pavimentadas 0,9

## URBANIZACION EXISTENTE

ENTRADA POZO	POZO SUPERIOR			SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)		SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)		SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)	ZONA PAVIMENTADA				TOTAL CxA POZO
Entrada	Pozo su	CxA pro	Parcela	Area	Constrida	Jardin	% const.	% Jardin	CxA	Parcela	Area	Constrida	jardin	% const.	% Jardin	CxA	Parcela	Area	Constrida	jardin	% const.	% Jardin	CxA	Ancho M.	Largo M.	Superficie M2.	CxA	
α1			E	3065	55	45	50	100	0,1364	B	1503	65	35	50	50	0,0522												0,1886
α2	α1	0,1886																										0,1886
θ1			F	2100	60	40	50	50	0,0714																			0,0714
θ2	θ1	0,0714																										0,0714
β1	θ2	0,0714	F	2100	60	40	50	50	0,0714															18	63	1020,6	0,0919	0,2347
β2	α2	0,1886	O	2151	0	100	100	100	0,1076															18,5	110	1831,5	0,1648	0,4610
β3	β1+β2	0,6957																										0,6957
λ1			B	1503	65	35	50	50	0,0522	A	1606	65	35	50	50	0,0558												0,1080
λ2	λ1	0,1080																										0,1080
Υ1	β3	0,6957	D	1515	65	35	100	100	0,1053	I	7037	50	50	100	100	0,4574								18	74	1198,8	0,1079	1,3663
Υ2	λ2	0,1080	N	2244	0	100	100	100	0,1122															15	100	1350	0,1215	0,3417
Υ3	Υ1+Υ2	1,7080																										1,7080
φ1																								13	62	725,4	0,0653	0,0653
φ2	φ1	0,0653																										0,0653
μ1	φ2	0,0653	G6 a G11	4039	35	65	100	100	0,2444																			0,3096
μ2	Υ3	1,7080	C	1314	65	35	100	100	0,0913															18	76	1231,2	0,1108	1,9101
μ3	μ1+μ2	2,2198																						17	105	1606,5	0,1446	2,3643
ξ1	μ3	2,3643	G1 a G5	3326	35	65	100	100	0,2012	M	1937	0	100	100	100	0,0969	A	1606	65	35	50	50	0,0558					2,7182
ξ2	ξ1	2,7182																										2,7182

TABLA 2

CALCULO DE C x A  
ASIGNACION A CADA POZO DE C x A (Producto del Coeficiente de escorrentia por la superficie)

Coeficiente de escorrentia de superficies construidas 0,8  
Coeficiente de escorrentia de superficies ajardinadas 0,5  
Coeficiente de escorrentia de superficies pavimentadas 0,9

NUEVA URBANIZACIONSector SE 25.01

ENTRADA POZO	POZO SUPERIOR			SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)		SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)		SUP. DE PARCELA M2.	% DE LA PARCELA CONST.	% DE LA PARCELA JARDIN	% DE CONSTR. AL POZO	% DE JARDIN AL POZO	Σ (C x A)	ZONA PAVIMENTADA				TOTAL CxA POZO
																								Ancho M.	Largo M.	Superficie M2.	CxA	
Entrada	Pozo su	CxA pro	Parcela	Area	Constrida	Jardin	% const.	% Jardin	CxA	Parcela	Area	Constrida	jardin	% const.	% Jardin	CxA	Parcela	Area	Constrida	jardin	% const.	% Jardin	CxA					
AP1			A	598,77	60	40	100		0,0287	Pb	1121,16	60	40	100	0	0,0538								13,5	32,5	394,875	0,0355	0,1181
AP2	AP1	0,1181																										0,1181
BP1	AP2	0,1181																						19,85	48,5	866,4525	0,0780	0,1961
BP2	BP1	0,1961																										0,1961
DP1			B+C+D	3184,85	75	25	100	100	0,2309															19,85	10	178,65	0,0161	0,2470
DP2	DP1	0,2470																										0,2470
EP1	DP2	0,2470																						19,85	46	821,79	0,0740	0,3209
EP2	EP1	0,3209																										0,3209
CP1	BP2	0,1961																										0,1961
CP2	EP2	0,3209																										0,3209
CP3	EP1+EP2	0,5170																										0,5170
FP1	CP3	0,5170																										0,5170
FP2	FP1	0,5170																										0,5170

### 12.7.3.- Caudal de Aguas Fecales.

La estimación del volumen de aguas residuales se basa en el de aguas de abastecimiento.

En este caso, del lado de la seguridad, tomamos como caudal de cálculo el mismo obtenido en el anejo de abastecimiento como caudal de suministro. (Caudal máximo de cálculo = 3,27 l/s).

### 12.7.4.- Cálculo hidráulico de la red de Saneamiento.

#### Velocidad máxima y mínima:

La velocidad mínima para las aguas residuales, que garantiza la auto-limpieza de la red será de 1m/s con sección llena. Aunque con un caudal medio y con un calado de 1/5 del diámetro el límite inferior será 0,30m/s. El límite de velocidad máxima, que evita la erosión del conducto, considerado en el cálculo, ha sido de 3m/s.

#### Pendientes mínima/máximas:

Se han establecido unas pendientes tales que no hagan que las velocidades rebasen los límites establecidos. Así pues, la pendiente mínima establecida ha sido del 1% para fecales y del 0.5% para pluviales.

En el cálculo de las tuberías se han fijado unos diámetros mínimos para evitar que los objetos sólidos que puedan introducirse en ellas obstruyan éstas.

En albañales se utilizarán diámetros de 200mm en materiales lisos (P.V.C.). En el resto de los colectores la sección mínima a utilizar será la de 300 mm

#### Cálculo hidráulico de los conductos:

Para el cálculo hidráulico de los tubos se ha partido de la fórmula de Manning-Strickler.

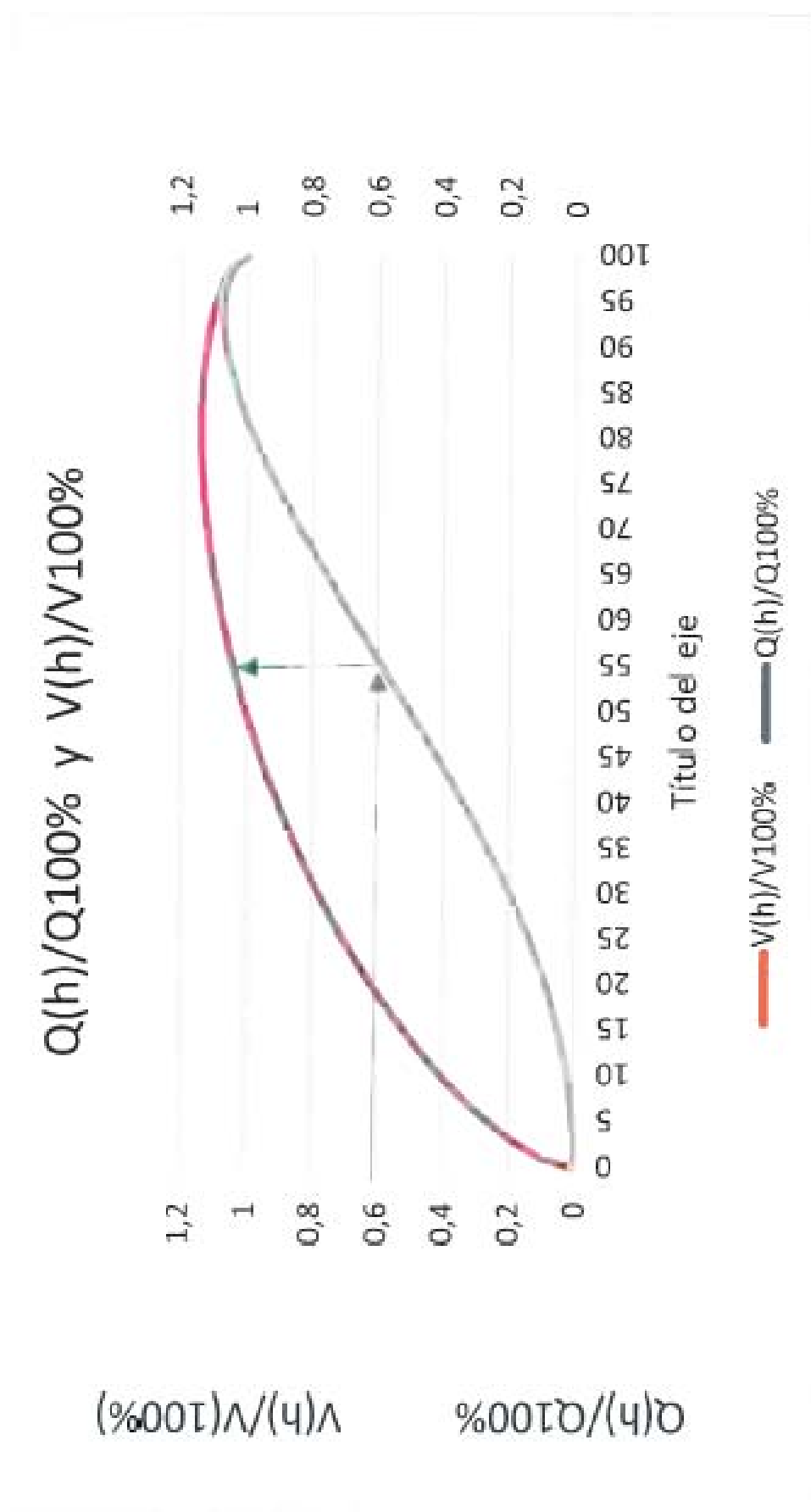
$$V_{100\%} = 1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2}$$

Siendo:

Q: Caudal l/s  
V: velocidad media del fluido en m/s  
n: para tubería de PVC = 0.008  
i: pendiente en m/m = 0.01  
D: Diámetro

$$Q_{100\%} = A \times V_{100\%} = 1/n \times (D/4)^{2/3} \times i^{1/2} \times \pi D^2 / 4$$

Adjuntamos la siguiente Tabla y grafica en la que se relaciona  $Q_h / Q_{100\%}$  y  $V_h / V_{100\%}$ .



%	V(H)/V100%	Q(H)/Q100%	%	V(H)/V100%	Q(H)/Q100%
1	0,08897952	0,0001506	51	1,0083624	0,51701922
2	0,14080288	0,00067202	52	1,01647394	0,53411436
3	0,18392086	0,00160773	53	1,0243357	0,5512711
4	0,22209517	0,00297987	54	1,03194858	0,56847489
5	0,25689259	0,0048021	55	1,03931326	0,58571093
6	0,28915779	0,00708329	56	1,04643019	0,6029642
7	0,31941239	0,00982903	57	1,05329961	0,62021942
8	0,34800736	0,01304261	58	1,05992156	0,63746108
9	0,37519324	0,01672552	59	1,06629584	0,65467336
10	0,4011569	0,02087782	60	1,07242205	0,6718402
11	0,42604242	0,02549839	61	1,07829955	0,68894522
12	0,4499639	0,03058514	62	1,08392745	0,70597174
13	0,47301367	0,03613511	63	1,08930465	0,72290274
14	0,49526776	0,04214463	64	1,09442976	0,73972088
15	0,51678975	0,04860935	65	1,09930116	0,75640842
16	0,53763346	0,05552435	66	1,10391692	0,77294725
17	0,55784499	0,06288418	67	1,10827483	0,78931883
18	0,57746416	0,07068293	68	1,11237236	0,80550416
19	0,59652567	0,07891423	69	1,11620663	0,82148378
20	0,61506001	0,08757132	70	1,11977442	0,83723766
21	0,63309409	0,09664704	71	1,1230721	0,85274523
22	0,65065185	0,10613393	72	1,12609558	0,8679853
23	0,66775465	0,11602415	73	1,12884035	0,88293597
24	0,68442168	0,12630958	74	1,13130133	0,89757459
25	0,70067021	0,1369818	75	1,13347289	0,91187769
26	0,71651589	0,14803211	76	1,13534874	0,92582086
27	0,73197288	0,15945155	77	1,13692186	0,93937865
28	0,7470541	0,17123089	78	1,13818441	0,95252446
29	0,76177131	0,18336067	79	1,1391276	0,96523035
30	0,77613529	0,19583119	80	1,13974157	0,97746688
31	0,79015591	0,20863252	81	1,1400152	0,98920288
32	0,8038422	0,22175453	82	1,13993594	1,00040517
33	0,81720251	0,23518683	83	1,13948947	1,01103825
34	0,83024449	0,24891886	84	1,13865944	1,02106385
35	0,8429752	0,26293984	85	1,13742704	1,03044042
36	0,85540115	0,27723879	86	1,13577042	1,03912245
37	0,86752833	0,29180453	87	1,13366399	1,04705957
38	0,87936227	0,30662568	88	1,13107748	1,0541954
39	0,89090808	0,32169068	89	1,12797455	1,06046593
40	0,90217046	0,33698777	90	1,12431101	1,06579734
41	0,91315373	0,35250499	91	1,12003202	1,07010277
42	0,92386189	0,36823021	92	1,11506808	1,07327759
43	0,93429857	0,3841511	93	1,1093286	1,07519209
44	0,94446713	0,40025513	94	1,10269126	1,07567944
45	0,95437061	0,4165296	95	1,09498311	1,07451455
46	0,9640118	0,4329616	96	1,08594377	1,07137354
47	0,97339319	0,44953804	97	1,07514334	1,06574504
48	0,98251706	0,46624561	98	1,06176158	1,05669403
49	0,9913854	0,48307083	99	1,04372814	1,04196158
50	1	0,5	100	1	1

Tabla y grafico que utilizamos para calcular las velocidades de cada tramo así como el cálculo del tiempo de concentración, obteniendo los resultados que se adjuntan en las tablas de cálculos hidráulicos.



Para solucionar el problema de la posible acumulación de agua de lluvia proveniente de la urbanización existente, en el punto donde comienza la nueva urbanización, se ha optado por la **opción “b”** de las dos propuestas en el punto 13 del Informe del Ingeniero Municipal.

Como puede comprobarse en la tabla de cálculos que se adjunta, la sección propuesta de 630 mms de diámetro, es suficiente para evacuar tanto la asignación de lluvias de la nueva urbanización como del excedente de caudal que proviene de la urbanización existente y que no puede ser recogida por la conducción actual. Dicho excedente se recogerá por medio de dos sumideros de 600 x 400 mms situados en el punto de menor cota y dirigidos a la nueva red de saneamiento que se proyecta.

Como puede comprobarse en la indicada tabla de cálculos hidráulicos la velocidad máxima es inferior al límite de 3 m/s que se indica en el Art. 2.5.4 del Plan General, y con pendientes no inferiores al 0.5% (valor indicado como mínimo en el informe elaborado en su día por el Servicio municipal de aguas sobre el Proyecto de Urbanización de Ctra. de Madrid-Los pajaritos).

CALCULO HIDRAULICO DEPLUVIALES

n	0,008
Tiempo de concentración estimado	6 minutos
Periodo de retorno de cálculo	25 años
I(T,tc)	290 l/s/Ha

RED URBANIZACION EXISTENTE

TRAMO			$\Sigma(Cx_{Ai})$	$\Sigma(Cx_{Af})$	Long.	Diam.	Pend.		$Q_c = (\Sigma(Cx_{Ai}) + \Sigma(Cx_{Af})) / 2 * I(T,tc)$	Q100	Qc/Q	h(%)	Vc/V100	V100	Vc	t
INICIO	FIN		INICIO	FIN	L(m)	$\emptyset$ (mm)	i (m/m)		( l/s.)	l/s				m/s	m/s	minutos
																3
$\alpha 2$	$\beta 2$		0,1886	0,4610	73	300	0,01		94,19613	157,1386	0,599446	55	1,039313	2,223058	2,310454	0,526592
$\beta 3$	$\gamma 1$		0,6957	1,3663	74	300	0,01		298,9771	157,1386	1,902633	100	1	2,223058	2,223058	0,554791
$\gamma 3$	$\mu 2$		1,7080	1,9101	76	400	0,01		524,6255	338,4175	1,550232	100	1	2,693043	2,693043	0,470348
$\mu 3$	$\xi 1$		2,3643	2,7182	105	400	0,01		736,9742	338,4175	2,177707	100	1	2,693043	2,693043	0,649822
$\xi 2$	$\tau 1$		2,7182	2,7182	130	400	0,01		788,287	338,4175	2,329333	100	1	2,693043	2,693043	0,804542
EXCESO CAUDAL NO RECOGIDO POR LA RED DE SANEAMIENTO EXISTENTE																6,006095

RED NUEVA URBANIZACION Sector SE 25.01

TRAMO			$\Sigma(Cx_{Ai})$	$\Sigma(Cx_{Af})$	Long.	Diam.	Pend.		$Q_c = (\Sigma(Cx_{Ai}) + \Sigma(Cx_{Af})) / 2 * I(T,tc)$	Q100	Qc/Q	h(%)	Vc/V100	V100	Vc	t
INICIO	FIN		INICIO	FIN	L(m)	$\emptyset$ (mm)	i (m/m)		( l/s.)	l/s				m/s	m/s	minutos
EXCESO CAUDAL NO RECOGIDO POR LA RED DE SANEAMIENTO EXISTENTE																3
AP2	BP1		0,1181	0,1961	37	600	0,01		495,4243	705,5285	0,702203	61	1,0783	2,495299	2,690679	0,229186
BP2	CP1		0,1961	0,1961	44	600	0,01		506,7315	705,5285	0,71823	62	1,83927	2,495299	2,704723	0,271131
DP2	EP1		0,2470	0,3209	45	300	0,01		82,3486	111,1138	0,74112	51	1,09443	1,57194	1,720377	0,435951
EP2	CP2		0,3209	0,3209	37,5	300	0,01		93,07296	111,1138	0,837637	64	1,119774	1,57194	1,760218	0,35507
CP3	FP1		0,5170	0,5170	43,5	600	0,01		599,8045	705,5285	0,850149	70	1,119774	2,495299	2,794172	0,259469
FP1	SALIDA		0,5170	0,5170	30	600	0,01		599,8045	705,5285	0,850149	70	1,119774	2,495299	2,794172	0,178944
																4,229433

CALCULO HIDRAULICO DE FECALES

Consumo por vivienda 0,017945 l/s  
 Consumo equipamiento 2,5 l/m2/dia

RED DE FECALES NUEVA URBANIZACION Sector SE 25,01 "Pajaritos II"

TRAMO		Nº de viviendas	m2. Equip.		Long. L(m)	Diam. Ø (mm)	Pend. i (m/m)	Caudal Q ( l/s.)			Q100 l/S	Qc/Q	h(%)	Vc/V100	V100 m/s	Vc m/s	t minutos
INICIO	FIN							Vivi.	Equip.	Total							
A	B	52			45,5	300	0,01	2,33285		2,33285	157,1386	0,014846	8	0,348007	2,223058	0,773641	0,980214
B	C				48	300	0,01			2,33285	157,1386	0,014846	8	0,348007	2,223058	0,773641	1,034072
C	D				33	300	0,01			2,33285	157,1386	0,014846	8	0,348007	2,223058	0,773641	0,710924
D	E	7	1120,70		19	300	0,01	0,314038	0,032428	2,679315	157,1386	0,017051	9	0,375193	2,223058	0,834076	0,379661
																	3,104872

### **12.7.5.- Calculos mecánicos.**

Todas las tuberías proyectadas para la red de saneamiento de la urbanización, son tuberías de PVC de rigidez 8KN.

El objeto del presente apartado en cumplimiento con el artículo 9.13 del PPTG para tuberías de saneamiento de poblaciones, es justificar la resistencia mecánica de los tubos a colocar en la red de saneamiento de la urbanización frente a las solicitudes a que van a ser sometidos.

Para el calculo se ha utilizado el programa de de acciones mecanicas e hidráulicas en tuberías de PVC-U enterradas, según norma UNE 53.331 IN de AseTUB, realizado por la Asociacion Española de Fabricantes de tubos y Accesorios Plasticos (AseTUB) y por el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, IETcc (Consejo Superior de Investigaciones Científicas, CSIC).

Todas las tuberías proyectadas para la red de saneamiento de la urbanización, son tuberías de PVC de rigidez 8KN. Se adjuntan resultados de cálculo de las tuberías de 630 mm.



## Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

### Informe de resultados de cálculo mecánico

#### Datos sobre el informe

Informe número: 012019

Fecha: 06-08-2019

A la atención de D./Dña. :

Empresa/entidad :

Dirección :

Ciudad :

Teléfono/Fax :

Correo electrónico:

Referencia de la obra : SE 25-1 "Pajaritos II"

#### RESULTADO DEL CÁLCULO MECÁNICO: INSTALACIÓN VÁLIDA

(Si se aplican en la instalación los parámetros especificados en el cálculo)SE 25-1 "Pajaritos II"

Coefficiente de seguridad empleado en el cálculo: A ( $> 2.5$ )

#### 1. Características del tubo y la instalación.

TIPO DE CONDUCCIÓN: SANEAMIENTO SIN PRESIÓN (Tubos según norma UNE-EN 1.456)

Instalacion en: ZANJA

Material del tubo: PVC-U

Presión nominal: bar (entre paréntesis, PN no habitual)

Diámetro nominal: Dn = 630 mm

Espesor: e=18.4 mm

Diámetro interior: di= 593.2 mm

Radio medio: Rm= 305.8 mm

Módulo de elasticidad: Et(lp)=1750 N/mm<sup>2</sup> , Et(cp)=3600 N/mm<sup>2</sup>

Peso específico: P.esp.=14 kN/m<sup>3</sup>

Esfuerzo tang. máximo: Sigma-t(lp)= 50 N/mm<sup>2</sup> , Sigma-t(cp)=90 N/mm<sup>2</sup>

Nota: Las propiedades del material se han obtenido del informe UNE 53.331 IN

Presión agua interior: Pi = bar

Presión agua exterior: Pe= 0 bar

Altura de la zanja: H1=1 m

Anchura de la zanja: B1=1.25 m

Ángulo de inclinación de la zanja: Beta=85°

Apoyo sobre material granular compactado (Tipo A)

Ángulo de apoyo: 2alfa=60°

Tipo de relleno: No cohesivo

Tipo de suelo: Medianamente cohesivo

Relleno de la zanja con compactado posterior

Peso específico de la tierra de relleno: Y1=20 kN/m<sup>3</sup>

Módulos de compresión del relleno: E1=5 N/mm<sup>2</sup> E2= 5 N/mm<sup>2</sup>

Módulos de compresión del terreno: E3=5 N/mm<sup>2</sup> E4= 14 N/mm<sup>2</sup>

Sobrecargas concentradas debidas a tráfico: PESADO ( $>39t$ )

Número de ejes de los vehiculos: 3

Distancia entre ruedas: a=2 m

Distancia entre ejes: b=1.5 m

Sobrecarga concentrada: Pc=65 kN

Sobrecarga repartida: Pd= kN

Altura 1ª capa de pavimentación: h1=0.06 m

Altura 2ª capa de pavimetación: h2=0.1 m

Módulos de compresión de las capas: Ef1=6000 N/mm<sup>2</sup> Ef2= 6000 N/mm<sup>2</sup>



## Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

### Informe de resultados de cálculo mecánico

Página 2 de 3

## 2. Determinación de las acciones sobre el tubo

### 2.1. Presión vertical de las tierras.

Debida a las tierras:  $q_v=14,74444 \text{ kN/m}^2$   
Debida a sobrecargas concentradas:  $P_{vc}=14,89221 \text{ kN/m}^2$   
Debida a sobrecargas repartidas:  $P_{vr}=0 \text{ kN/m}^2$   
Presión vertical total sobre el tubo:  $q_{vt}=29,63665 \text{ kN/m}^2$

### 2.2. Presión lateral de las tierras

Reacción máxima lateral del suelo  
a la altura del centro del tubo:  $q_{ht}=10,98441 \text{ kN/m}^2$

### 2.3. Deformación Relativa: $dv=1,40452 \%$ --ADMISIBLE: cumple $\leq 5\%$

### 2.4. Momentos flectores circunferenciales.

#### 2.4.1. Debidos a la presión vertical total sobre el tubo ( $M_{qvt}$ )

En Clave:  $M_{qvt}(\text{Clave})=0,79263 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_{qvt}(\text{riñones})=-0,81203 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_{qvt}(\text{Base})=1,04483 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.2. Debidos a la presión lateral del relleno sobre el tubo ( $M_{qh}$ )

En Clave:  $M_{qh}(\text{Clave})=-0,15351 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_{qh}(\text{Riñones})=0,15351 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_{qh}(\text{Base})=-0,15351 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.3. Debidos a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo ( $M_{qht}$ )

En Clave:  $M_{qht}(\text{Clave})=-0,18592 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_{qht}(\text{Riñones})=0,21366 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_{qht}(\text{Base})=-0,18592 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.4. Debidos al propio peso del tubo ( $M_t$ )

En Clave:  $M_t(\text{Clave})=0,01106 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_t(\text{Riñones})=-0,01274 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_t(\text{Base})=0,02023 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.5. Debidos al peso del agua ( $M_a$ )

En Clave:  $M_a(\text{Clave})=0,06549 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_a(\text{Riñones})=-0,07549 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_a(\text{Base})=0,12011 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.6. Debidos a la presión del agua ( $M_{pa}$ )

En Clave:  $M_{pa}(\text{Clave})=0 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M_{pa}(\text{Riñones})=0 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M_{pa}(\text{Base})=0 \text{ kN m/m}$

#### 2.4.7. Momento flector total ( $M$ )

En Clave:  $M(\text{Clave})=0,52974 \text{ kN m/m}$   
En Riñones:  $M(\text{Riñones})=-0,53311 \text{ kN m/m}$   
En Base:  $M(\text{Base})=0,84574 \text{ kN m/m}$



## Programa ASETUB PVC

Versión 2.1

### Informe de resultados de cálculo mecánico

Página 3 de 3

#### 2.5. Fuerzas axiales.

##### 2.5.1. Debidas a la presión vertical total sobre el tubo (Nqvt)

En Clave: Nqvt (Clave)=0,72503 kN m/m  
 En Riñones: Nqvt (riñones)=-9,06289 kN m/m  
 En Base: Nqvt (Base)=0,72503 kN m/m

##### 2.5.2. Debidas a la presión lateral del relleno sobre el tubo (Nqh)

En Clave: Nqh (Clave)=-2,00793 kN m/m  
 En Riñones: Nqh (Riñones)=0 kN m/m  
 En Base: Nqh (Base)=-2,00793 kN m/m

##### 2.5.3. Debidas a la reacción máxima lateral del suelo a la altura del centro del tubo (Nqht)

En Clave: nqht (Clave)=-1,93816 kN m/m  
 En Riñones: Nqht (Riñones)=0 kN m/m  
 En Base: Nqht (Base)=-1,93816 kN m/m

##### 2.5.4. Debidas al propio peso del tubo (Nt)

En Clave: Nt (Clave)=0,03285 kN m/m  
 En Riñones: Nt (Riñones)=-0,12375 kN m/m  
 En Base: Nt (Base)=-0,03285 kN m/m

##### 2.5.5. Debidas al peso del agua (Na)

En Clave: Na (Clave)=0,66208 kN m/m  
 En Riñones: Na (Riñones)=0,20105 kN m/m  
 En Base: Na (Base)=1,2082 kN m/m

##### 2.5.6. Debidas a la presión del agua (Npa)

En Clave: Npa (Clave)=0 kN m/m  
 En Riñones: Npa(Riñones) = 0kN m/ m  
 En Base: Npa (Base)=0 kN m/m

##### 2.5.7. Fuerza axil total (N)

En Clave: N (Clave)=-2,52613 kN m/m  
 En Riñones: N (Riñones)=-8,98559 kN m/m  
 En Base: N (Base)=-2,04571 kN m/m

#### 2.6. Esfuerzos tangenciales máximos.

En Clave: 9,4392 kN/mm<sup>2</sup>  
 En Riñones: -9,74661 kN/mm<sup>2</sup>  
 En Base: 15,17777 kN/mm<sup>2</sup>

#### 2.7. Verificación del esfuerzo tangencial( coef. de seguridad a rotura)

En Clave: 5,29706 --ADMISIBLE: cumple >2.5  
 En Riñones: 5,12999 --ADMISIBLE: cumple >2.5  
 En Base: 3,29429 --ADMISIBLE: cumple >2.5

#### 2.8. Estabilidad (Coeficientes de seguridad al aplastamiento).

Debido al terreno: 20,83341 --ADMISIBLE: cumple >2.5  
 Debido a la presión ext. de agua :118,37594 --ADMISIBLE: cumple >2.5  
 Debido al terreno y al agua: 17,71558 --ADMISIBLE: cumple >2.5