

PROYECTO DE URBANIZACIÓN DE ACCESOS AL NUEVO HOSPITAL DE ALCAÑIZ, (TERUEL)



ANEJO 7

RED DE AGUAS PLUVIALES

Marzo 2012

Víctor de las Casas Zabala
Eduardo Fernández Inglada
Eduardo Merello Godino
Guillermo Merchán Domenech
Arquitectos

INDICE

1.	ANEJO 7 – RED DE AGUAS PLUVIALES	3
1.1.	ANTECEDENTES Y FINALIDAD DE LA INSTALACIÓN	3
1.1.1.	INTRODUCCIÓN	3
1.2.	OBJETO	3
2.	FUNCIONAMIENTO HIDROLÓGICO ACTUAL	3
2.1.	ÁMBITO DEL NUEVO HOSPITAL Y SU VIAL DE ACCESO	3
3.	PROPUESTA DE DRENAJE Y PUNTOS DE VERTIDO	5
3.1.	DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS A REALIZAR	5
3.1.1.	ÁMBITO DEL NUEVO HOSPITAL	5
3.1.2.	VIAL DE ACCESO AL NUEVO HOSPITAL	5
3.1.3.	ÁMBITO DE LA N211	5
3.2.	PUNTOS DE VERTIDO	5
4.	CÁLCULOS HIDROLÓGICOS	10
4.1.	INTRODUCCIÓN	10
4.2.	SUBCUENCAS DE DRENAJE	10
4.3.	CÁLCULOS HIDROLÓGICOS	11
4.3.1.	MÉTODO RACIONAL	11
4.3.2.	INTENSIDAD DE LLUVIA	11
4.3.3.	PERIODO DE RETORNO	12
4.3.4.	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	12
4.3.5.	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	13
4.3.6.	CAUDALES DE DISEÑO	14
5.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS	15
5.1.	INTRODUCCIÓN	15
5.2.	METODOLOGÍA DE CÁLCULO	15
5.3.	CRITERIOS DE DISEÑO	16
5.4.	FORMULACIÓN UTILIZADA	16
5.5.	RESULTADOS	16

1. ANEJO 7 – RED DE AGUAS PLUVIALES

1.1. ANTECEDENTES Y FINALIDAD DE LA INSTALACIÓN

1.1.1. INTRODUCCIÓN

Se redacta el presente anejo, “Red de Aguas Pluviales” del proyecto que nos ocupa, con la finalidad de diseñar y calcular la evacuación de las aguas pluviales generadas por la escorrentía de los episodios lluviosos en el ámbito del sistema general viario de acceso al nuevo equipamiento sanitario de Alcañiz (Teruel).

Como ya se ha mencionando en el Anejo “Diseño y cálculo de la Red de Aguas Residuales”, es recomendable que los nuevos desarrollos urbanísticos cuenten con redes independientes para la evacuación de las aguas pluviales y las residuales, y por tanto así se hará en este proyecto. De esta manera se evita la llegada de aguas residuales a los vertidos directos a cauces públicos.

1.2. OBJETO

El objeto del presente proyecto es el de exponer ante los organismos competentes que la red de drenaje proyectada reúne las condiciones y garantías mínimas exigidas por la reglamentación vigente, con el fin de obtener la autorización administrativa y la de ejecución de la instalación, así como servir de base a la hora de proceder a la ejecución de dicha red.

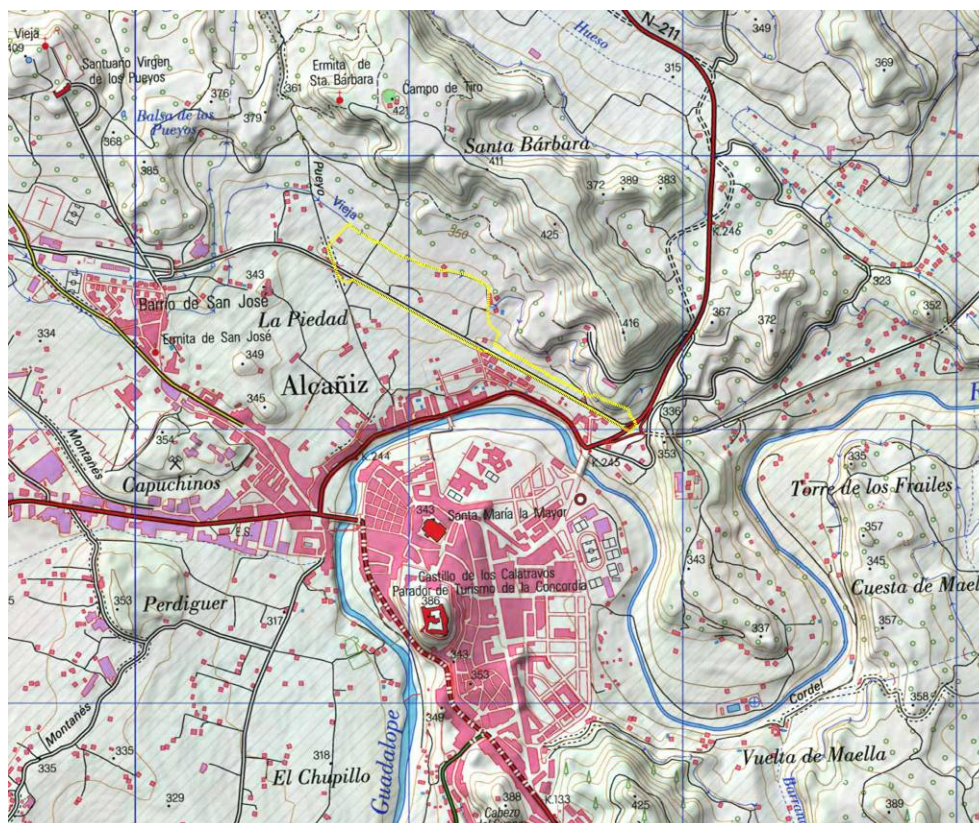
2. FUNCIONAMIENTO HIDROLÓGICO ACTUAL

2.1. ÁMBITO DEL NUEVO HOSPITAL Y SU VIAL DE ACCESO

El ámbito de actuación se encuentra definido por la modificación puntual nº11 del PGOU de Alcañiz (Teruel), situándose al Norte del núcleo urbano del municipio. El ámbito de la modificación incluye tanto los terrenos destinados a la ejecución del hospital, como los necesarios para la ejecución del acceso viario definido en este proyecto.

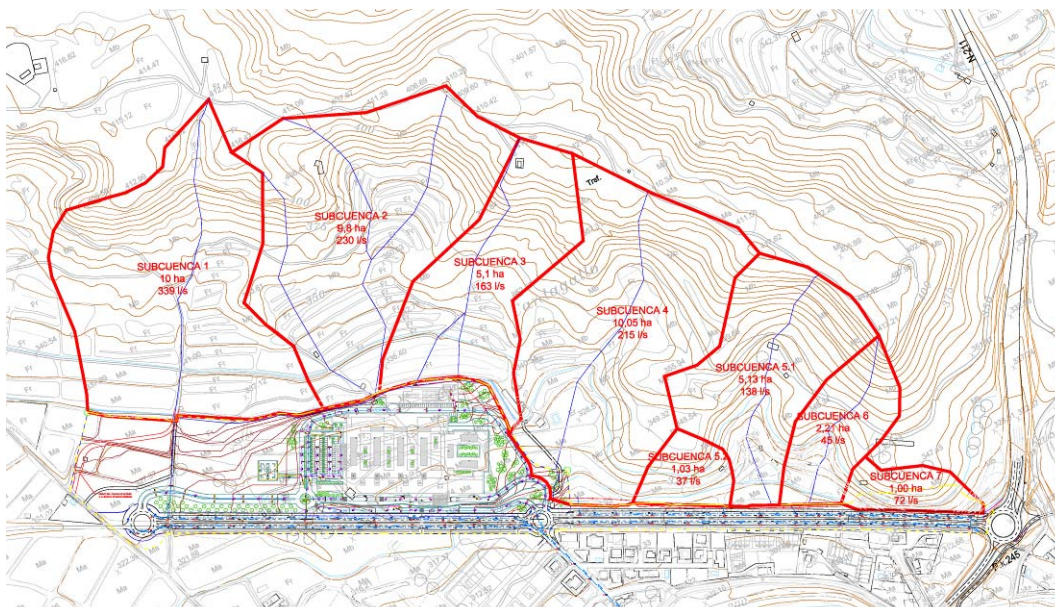


Ámbito de actuación de la modificación puntual nº 11 del PGOU de Alcañiz



Ámbito de actuación superpuesto sobre la cartografía 1:25.000 del IGN

Como se puede observar en la anterior imagen todos los terrenos afectados por la actuación pertenecen a la cuenca del río Guadalupe, que atraviesa en núcleo urbano de Alcañiz. Por lo que se refiere al funcionamiento hidráulico actual, en primer lugar y en base a una restitución aérea escala 1:1000, se han grafiado las cuencas de cabecera del ámbito.



Cuencas de cabecera

El ámbito se encuentra al pie de unos pequeños cerros, estando delimitado al Sur por el camino “Val de Zafán” (antiguo trazado ferroviario). Así pues esta obra representa un obstáculo respecto de la escorrentía natural del terreno hasta llegar al río Guadalupe, situado al Sur del ámbito.

Aunque en este tramo de trazado ferroviario no se contaba con obras de drenaje transversales específicas, si se disponían diversas tomas o desagües de la acequia “nueva” que transcurre por el norte del trazado. De esta manera, las aguas de escorrentía podían continuar su curso por estos desagües de las acequias, salvando así la obra lineal existente. Aunque también existen diversos puntos donde previsiblemente se producían pequeñas acumulaciones de agua e infiltraciones al subsuelo.

Así pues con la ejecución del nuevo hospital y del nuevo vial de acceso se creará una afección respecto el actual funcionamiento hidráulico, y por tanto es necesario definir diversas actuaciones al respecto.

3. PROPUESTA DE DRENAJE Y PUNTOS DE VERTIDO

3.1. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS A REALIZAR

3.1.1. ÁMBITO DEL NUEVO HOSPITAL

Dada la ubicación de la parcela del nuevo hospital, al pie de los cerros arriba mencionados, se hace necesaria la ubicación de diversos elementos de captación de las posibles escorrentías provenientes de las cuencas de cabecera (subcuencas 1,2 y 3). En concreto se prevé la ejecución de 5 rejillas ubicadas en las limahoyas de las subcuencas de cabecera, que en su mayor parte coinciden con trazados de caminos rurales. Para la captación y conducción de las aguas hasta las rejillas se ejecutará un caz de hormigón paralelo al cerramiento de la parcela del hospital

3.1.2. VIAL DE ACCESO AL NUEVO HOSPITAL

Al igual que en caso anterior, la parte Este del vial de acceso al nuevo hospital, también se hace necesario captar las aguas provenientes de las subcuencas de cabecera (subcuencas 4, 5.1, 5.2, 6 y 7). En este caso se plantean diversas cunetas situadas al pie/cabeza del talud de la plataforma del vial. Estas cunetas se conectarán a los colectores previstos en el vial.

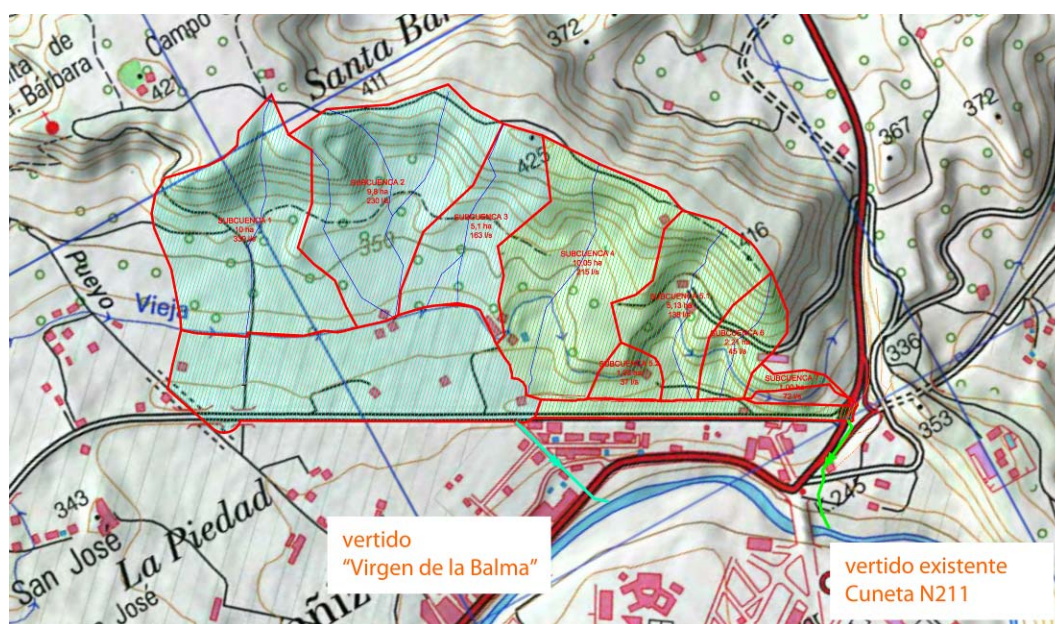
Estos colectores se han diseñado para recoger las aguas captadas por los imbornales ubicados en la plataforma del vial. Estos imbornales se han ubicado en la línea de separación entre las calzadas y las bandas de aparcamiento, donde se formará una limahoya.

3.1.3. ÁMBITO DE LA N211

Finalmente, dentro de las obras descritas en este proyecto, también se incluye la ejecución de una rotonda que sirva de enlace con la N211. Con la ejecución de esta rotonda se hace necesario pequeños desvíos y/o modificaciones de las cunetas de la N211.

3.2. PUNTOS DE VERTIDO

Con las actuaciones anteriormente descritas, y dadas las características topográficas del ámbito, se crearán dos puntos de vertidos. El primero se realizará directamente al río Guadalope, a la altura de la calle Virgen de la Balma, y el segundo a una de las actuales cunetas de la N211.



Vertidos del drenaje del ámbito

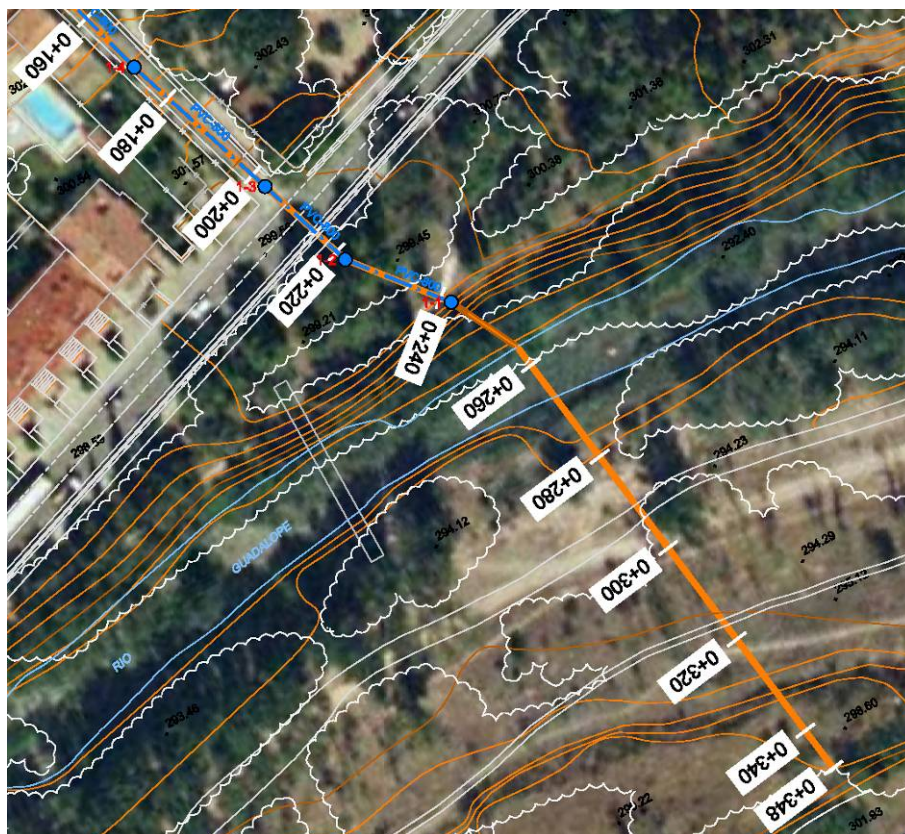
En la anterior imagen se pueden observar la ubicación de ambos vertidos, así como sus cuencas de aportación.

Los caudales recogidos en la cuenca Este (Cuneta N211), se conectarán a la cuneta existente en el margen izquierdo de la carretera, de tal manera que los caudales serán vertidos en el río Guadalupe a través del vertido existente aguas abajo del puente de la “Avda. del Galán Bergua”.

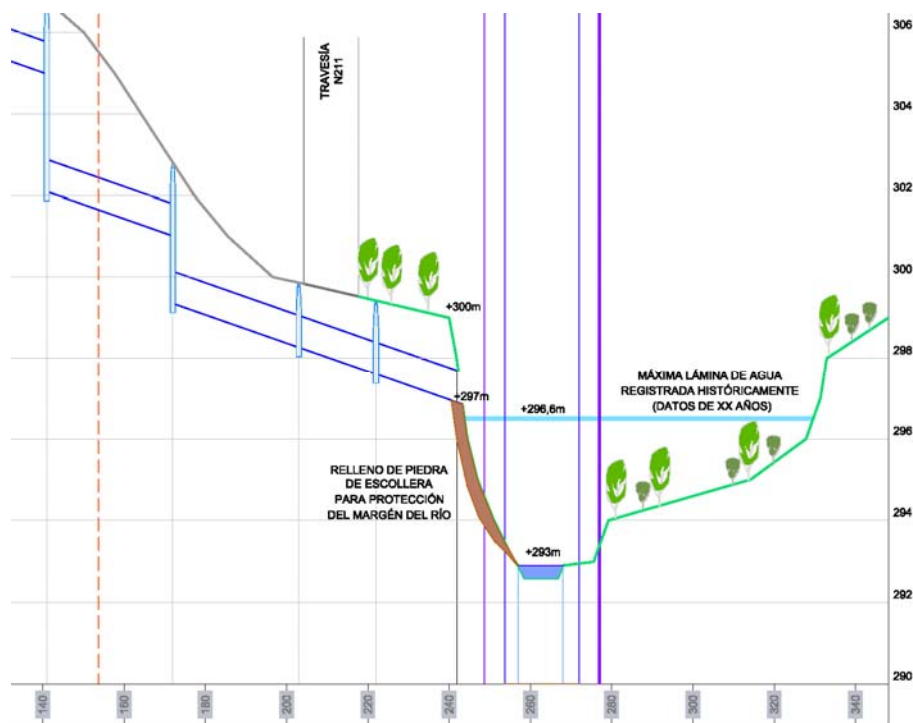


Punto de vertido de la cuneta de la N211. Ubicado aguas abajo del puente existente (Avda. Galán Bergua)

Por otra parte los caudales de la cuenca Oeste serán vertidos al río Guadalupe, mediante un nuevo colector a ejecutar por la calle “Virgen de la Balma”.



Tramo final del colector de vertido de la calle “Virgen de la Balma”



Tramo final del colector de vertido de la calle "Virgen de la Balma"

El vertido se realizará al Río Guadalope, atravesando el parque de ribera, y aguas abajo de la pasarela existente.



Pasarela sobre el río Guadalope, situada aguas arriba del nuevo vertido de aguas pluviales

A fin de evitar erosiones en el álveo y márgenes del río el vertido el ángulo de vertido será el menor posible, asimismo se realizará un refuerzo del talud existente mediante la colocación de piedras de escollera recebadas con tierras.

En cuanto a la capacidad hidráulica del río para asimilar los caudales del nuevo vertido, se puede remitir a los datos del aforo existente a unos 200 metros aguas arriba del nuevo vertido.

Se trata de la estación “9015: río Gualope en Alcañiz”, cuyos datos pueden consultarse en la siguiente dirección web: <http://hercules.cedex.es/anuarioaforos/afo/estaf-datos.asp?indroea=9015>.

Se disponen datos desde 1912, siendo el caudal máximo registrado de 835m³/s, ocurrido en 1957. Para este episodio se registro un calado máximo de 5,6 metros. Este calado servirá de referencia para garantizar la no interferencia del nuevo vertido. Asimismo la cuenca de aportación ya pertenecía al propia cuenca del río Guadalupe, de tal manera que con la actuación únicamente se modifican las condiciones de la aportación de la escorrentía, esto es su tiempo de concentración y sus coeficientes de escorrentía. En todo caso los caudales de aportación son de 2,5m³/s para el periodo de retorno considerado en este proyecto, que es de 25 años, y por tanto muy inferiores a la capacidad hidráulica del río.

Confederación Hidrográfica

Ebro

Identificación

Estado: Alta Inicio: 1912
 Cód. CH: 9015 Cód. SAIH: Cód. SAICA:
 UTM X: 741.168 Y: 4.549.056 Huso: 30 Cota (m): 297
 Río: Guadalope
 Cuenca receptora (km²): 3.476
 Sistema de explotación: Guadalope
 T. municipal: Alcañiz
 Provincia: Teruel
 Hoja 1:50.000: Alcañiz (469)

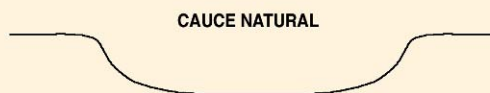
Tipología

Tipo de estación: Cauce natural
 Propietario: Estado
 Régimen caudales: Alterado
 Longitud (m): Ancho (m):
 Escala: Sí
 N.º banquetas: 0 Pasarela: No
 Vertedero: No
 Caseta: Sí (de fábrica)
 SAIH: No SAICA: No

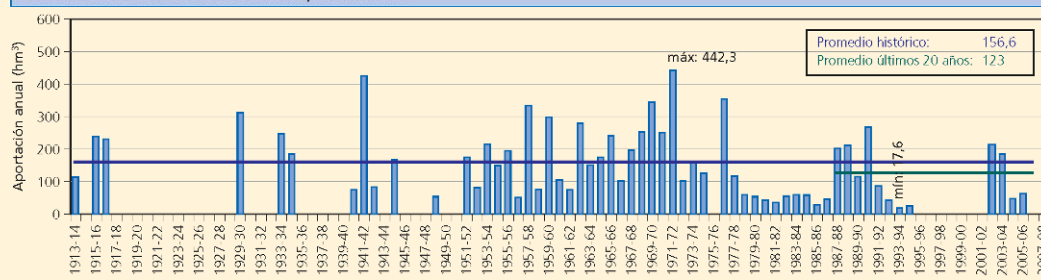
9015 Alcañiz



Sección Tipo

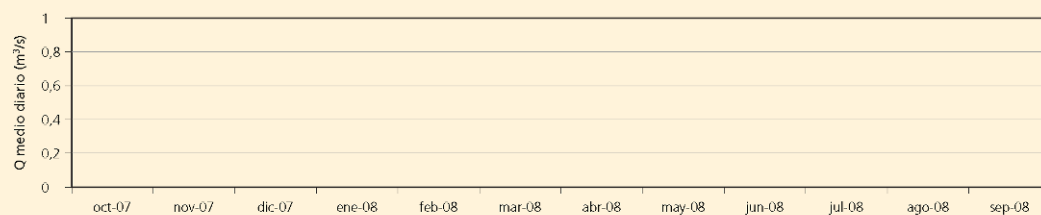


Estación de Aforo: 9015 Río Guadalope en Alcañiz



Caudales máximos (m³/s)	Qc	fecha Qc	mediana de Qc	Qci	fecha Qci	mediana de Qci
Máximo del periodo histórico	800	15/10/1957	64,1	835	/10/1957	100
Año 2007-08						

Aportaciones mensuales (hm³)	oct	nov	dic	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep
Mínimo	0,5	0,6	0,4	0,8	1,1	0,7	0,4	0,0	0,9	0,0	0,0	0,4
Máximo	170,6	41,6	107,7	118,5	53,5	109,2	120,1	291,0	91,0	51,0	46,2	56,8
Promedio histórico	15,9	10,2	13,0	15,1	11,1	15,7	20,0	24,3	15,3	10,2	10,0	10,4
Año 2007-08												



4. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

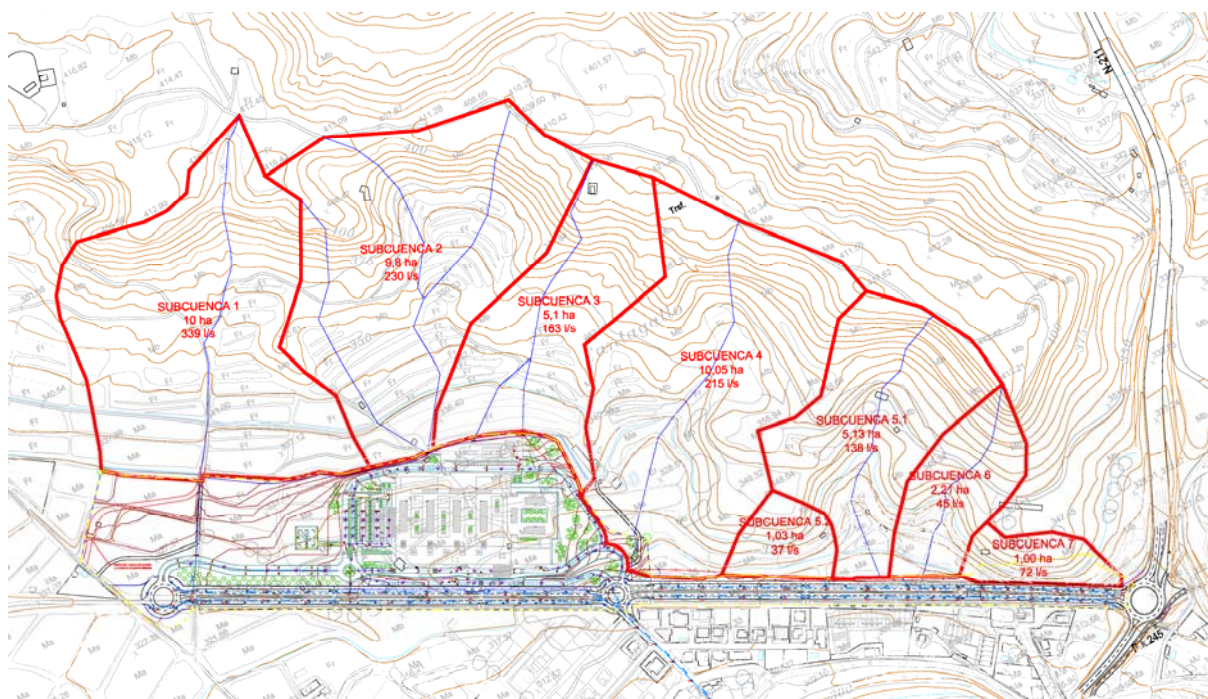
4.1. INTRODUCCIÓN

Una vez analizado el funcionamiento hidráulico actual y descritas las actuaciones necesarias a llevar a cabo con la ejecución de las obras, se hace necesario realizar los cálculos hidrológicos.

El objeto de este cálculo es determinar las precipitaciones máximas diarias para los distintos periodos de retorno considerados y calcular los caudales de diseño de las obras de drenaje necesarias para evacuar estos caudales hasta los puntos de vertido.

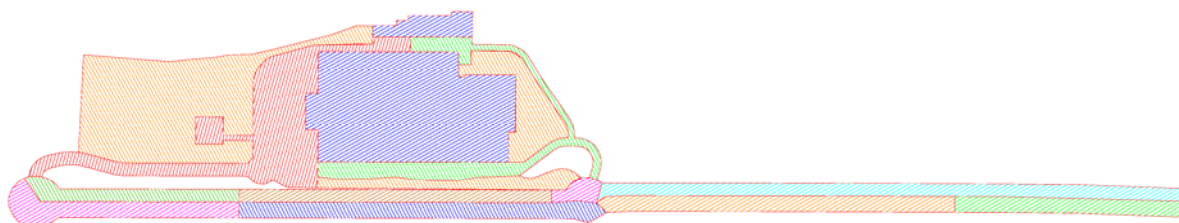
4.2. SUBCUENCAS DE DRENAJE

Además de las subcuencas de cabecera, el ámbito de actuación se ha dividido en diversas subcuencas, las cuales se han definido para tramos de colector largos a fin de simplificar el cálculo hidrológico e hidráulico de los colectores.



Plano de cuencas de aportación, aguas arriba de la actuación

En concreto se la parcela del hospital se ha dividido en 5 subcuencas y el vial de acceso en 8. En la siguiente figura se puede observar la delimitación de las subcuencas de la parcela del hospital y del propio vial de acceso.



Plano de subcuencas de la actuación

Una vez se ha determinado la superficie de las diferentes subcuencas se procede a realizar su cálculo hidrológico en base a las sus propias características.

4.3. CÁLCULOS HIDROLÓGICOS

4.3.1. MÉTODO RACIONAL

La capacidad de desagüe de los elementos de drenaje proyectados (colectores, cunetas, etc.) se han realizado de conformidad con lo que al respecto dicta la Instrucción de “Drenaje superficial” 5.2-I.C.

La citada Instrucción establece que para el caso de drenaje de plataformas, se empleará un periodo de retorno (T) de 25 años, dado que se considera una IMD alta para el caso de plataformas.

El método empleado para la evaluación de caudales es el denominado Método Racional, en el que el caudal se calcula como sigue:

$$Q = \frac{c \cdot i_t \cdot A}{K}$$

Siendo:

- Q(m3/s): El caudal punta de referencia en el punto de desagüe de la cuenca
- C: El coeficiente medio de escorrentía de la superficie drenada.
- A (ha): Área de la cuenca tributaria, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes como resurgencias o sumideros.
- i_t (mm/h): La intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado y a un intervalo de duración del chubasco igual al tiempo de concentración de la cuenca tributaria (t_c).
- K: Un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A. Expresando el Q (l/s) y el A (m2) $\rightarrow K = 3.600$.

4.3.2. INTENSIDAD DE LLUVIA

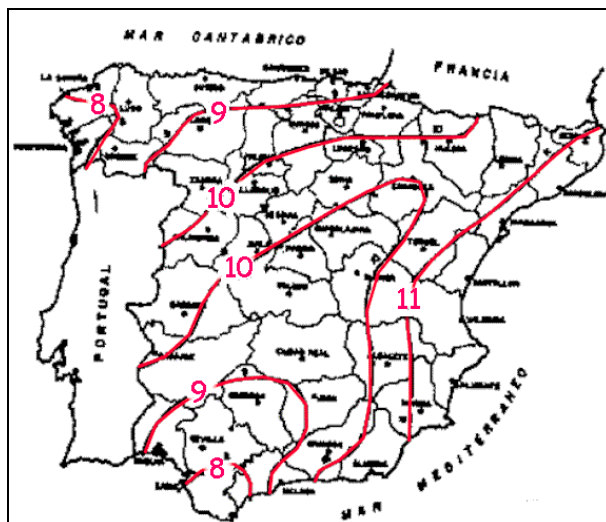
Para obtener la intensidad media de la precipitación correspondiente, se empleará las curvas IDF de la fórmula de Témez, que viene dada por la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left[\frac{I_1}{I_d} \right]^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}}$$

Siendo:

- i_t (mm/h): intensidad media de la tormenta de diseño (tormenta de duración t_c), t_c es el valor a introducir en la formulación para obtener el caudal aportado.
- I_d (mm/h): la intensidad media diaria de precipitación correspondiente al periodo de retorno considerado. Es igual a $P_d/24$.
- P_d (mm): la precipitación total diaria correspondiente a dicho periodo de retorno.
- I_1 (mm/h): intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno.
- t_c : duración de la tormenta de diseño e igual al tiempo de concentración de la cuenca tributaria.

La razón entre la intensidad horaria y la diaria (factor de torrencialidad) se obtiene a partir de un estudio regional reflejado en la figura 2.2 de la Instrucción 5.2-IC de carreteras. El valor de dicha razón $I_1/I_d = 11$ para la zona de emplazamiento.



La determinación de la precipitación máxima probable (PMP) de cálculo se realiza mediante el programa MAXPLU que desarrolla el documento de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, “Máximas lluvias diarias en la España Peninsular”.

Dicho documento ha sido elaborado por el Centro de Estudios Hidrográficos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento. El objeto del mismo es servir de base de partida para el cálculo de los caudales a desaguar por los pequeños cauces existentes en las obras de carreteras, supliendo así la ausencia de aforos en los mismos.

En este estudio se han distinguido las siguientes fases:

1. Selección de estaciones pluviométricas y recopilación de sus datos correspondientes a las máximas lluvias diarias.
2. Modelación estadística de las series anuales de máximas lluvias diarias realizando una estimación regional de parámetros y cuantiles.
3. Análisis de la distribución del valor medio de las series anuales de máximas lluvias diarias, estimado directamente a partir de las muestras.
4. Resumen y presentación de los resultados alcanzados tanto en la forma tradicional de planos, como en versión informática aprovechando la tecnología de los Sistemas de Información Geográfica (SIG).

Con este programa se puede obtener la precipitación máxima probable (PMP) a partir de las coordenadas geográficas del ámbito de estudio. Así se obtienen en función del periodo de retorno a considerar las siguientes PMP.

Periodo de retorno (T)	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
PMP	60 mm/día	72 mm/día	89 mm/día	102 mm/día	106 mm/día	152 mm/día

4.3.3. PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno considerado para el diseño de la red de drenaje del ámbito será de 25 años.

4.3.4. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se obtiene a partir de la siguiente expresión, recogida en la mencionada instrucción de “Drenaje superficial” 5.2-I.C.

$$T = 0,3 \cdot (L / J^{1/4})^{0,76}$$

donde:

- Tc: Tiempo de concentración en horas.
- L (Km): Longitud del curso principal.

- J (m/m): Pendiente media del curso principal.

En el caso de las plataformas, se considera un tiempo de concentración de 10min, al considerarse igual a la duración más desfavorable del episodio lluvioso, quedándonos en el lado de seguridad.

Obtenidos los tiempos de concentración podemos obtener la intensidad media de la tormenta de diseño mediante la formulación de Témez.

$$\frac{I_t}{I_d} = \left[\frac{I_1}{I_d} \right]^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$$

4.3.5. COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

La obtención de la lluvia neta resulta de descontar a la lluvia total aquella parte que queda interceptada por la vegetación, almacenada en charcos o se infiltra hacia el acuífero, y por tanto no forma parte del hidrograma de crecida.

El método utilizado ha sido el propuesto en la Instrucción 5.2-IC. Este método propone las siguientes leyes de escorrentía:

$$C = 0 \quad \text{si } P_d \leq P_0$$

$$C = \frac{[(P_d / P_0) - 1] \cdot [(P_d / P_0) + 23]}{[(P_d / P_0) + 11]^2} \quad \text{si } P_d > P_0$$

Siendo:

- Pd: Precipitación total diaria correspondiente a cada periodo de retorno.
- C: Coeficiente de escorrentía.
- P0: Umbral de escorrentía.

Para la estimación del Po se ha utilizado la tabla propuesta por el Soil Conservation Service, con las modificaciones introducidas por J.R. Témez para su adaptación a la experiencia española. De este modo es posible obtener, de forma orientativa, el valor del parámetro Po para condiciones medias de humedad en función de: usos del suelo, características hidrológicas, pendiente y tipología de suelos. Según el método descrito, el valor obtenido en la tabla deberá multiplicarse el coeficiente corrector dado por la figura 2-5 de la citada Instrucción 5.2-IC, que para la zona que nos ocupa es de 2,3.



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	10
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	-	-	22	15
	< 3	Pobre	58	25	12	7
		Media	-	35	17	10
		Buena	-	-	22	14
		Muy buena	-	-	25	16
Plantaciones regulares de 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
Rocas permeables	≥ 3	-	3			
	< 3	-	5			
Rocas impermeables	≥ 3	-	2			
	< 3	-	4			
Firmes granulares sin pavimento	-	-	2			
Adoquinados	-	-	1,5			
Pavimentos bituminosos de hormigón	-	-	1			

Sobre las distintas superficies que pueden recibir la precipitación, suelos y rocas, se ofrecen las siguientes aclaraciones, dadas por los autores del método:

Suelos

- Grupo A: En ellos el agua se infiltra rápidamente aún cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno- limosas) y drenaje perfecto.
- Grupo B: Cuando están muy húmedos tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad del suelo es de media a profunda, y su textura franco-arenosa, franca, franco-arcilloarenosa franco limosa, Están bien o moderadamente drenados.
- Grupo C: Cuando están muy húmedos la infiltración es lenta. La profundidad de suelo es inferior a la media y su textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa, limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.
- Grupo D: Cuando están muy húmedos la infiltración es muy lenta. Tienen horizontes de arcilla en la superficie o próximos a ella y están pobremente o muy pobremente drenados. También se incluyen aquí los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor (litosuelos).

Por último señalar que para las plataformas se consideran valores de umbral de escorrentía entre 5 y 7.

4.3.6. CAUDALES DE DISEÑO

En la siguiente tabla se recogen los caudales de diseño de las subcuencas para un periodo de retorno de 25 años, exponiéndose todos los parámetros empleados en el cálculo.

Subcuenca	Longitud (m/m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración (h)	It (mm/h)	P0	Coeficiente de escorrentía	Área (ha)	Caudal (m³/s)	
				I1/I0					10,5
				Pd (mm/h)					89
Cuenca Virgen de la Balma									
Subcuenca 1	0,457	0,169	0,23	87,41	50,4	0,116	10	0,339	
Subcuenca 2	0,454	0,170	0,23	87,64	58,8	0,080	9,80	0,230	
Subcuenca 3	0,355	0,228	0,18	99,16	54,8	0,096	5,10	0,163	
Plataforma 1 (Este Alta)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,62	0,175	
Plataforma 2 (Este baja)	-	-	0,17	102,26	6	0,784	0,30	0,080	
Plataforma 2 (Oeste)	-	-	0,17	102,26	7	0,744	1,28	0,325	
Hospital (Edificio)	-	-	0,17	102,26	7	0,744	2,25	0,571	
Hospital Libre (Este)	-	-	0,17	102,26	60	0,076	0,76	0,020	
Hospital Libre (Oeste)	-	-	0,17	102,26	60	0,076	2,45	0,063	
Vial Acceso (Norte 1)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,29	0,081	
Vial Acceso (Norte 2)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,40	0,112	
Vial Acceso (Rotonda)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,09	0,025	
Vial Acceso (Sur 1)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,42	0,119	
Vial Acceso (Sur 2)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,56	0,157	
Total Cuenca Virgen de la Balma								2,459	
Cuenca N211									
Subcuenca 4	0,461	0,195	0,23	88,32	58,8	0,080	10,05	0,238	
Subcuenca 5.1	0,357	0,272	0,18	100,60	58,8	0,080	5,13	0,138	
Subcuenca 5.2	-	-	0,10	132,27	58,8	0,080	1,03	0,037	
Subcuenca 6	0,259	0,390	0,13	117,32	67,2	0,052	2,21	0,045	
Subcuenca 7	-	-	0,10	132,27	42	0,163	1,00	0,072	
Vial Acceso (Norte)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,76	0,214	
Vial Acceso (Sur 1)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,54	0,151	
Vial Acceso (Sur 2)	-	-	0,17	102,26	5	0,826	0,35	0,097	
Total Cuenca N211								0,992	

5. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

5.1. INTRODUCCIÓN

Obtenidos en el punto anterior los caudales de diseño se puede proceder a realizar el cálculo hidráulico que permita obtener las dimensiones necesarias de los elementos de drenaje.

5.2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Para el dimensionamiento hidráulico de un tramo de colector o alcantarilla son necesarias cuatro operaciones: conocer el caudal de diseño, dimensionar el conducto para ese caudal, establecer la pendiente del colector y por último comprobar que las velocidades que circulan por el mismo son las adecuadas.

Para dimensionar el colector se realizará una fuerte simplificación al asumir que el flujo dentro del mismo es el uniforme. Esta hipótesis será incorrecta y del lado de la inseguridad en aquellos tramos en donde se puedan producir efectos de remanso. A fin de evitar tal efecto se procurará que la línea de agua en todos los colectores sea inferior a la de sus tramos anteriores. Así mismo la comprobación de velocidades se realiza con la misma hipótesis de flujo y persigue que no se produzcan ni erosiones ni sedimentaciones en el interior del colector diseñado.

En el diseño de red adoptado las cuencas vertientes en que se ha dividido el ámbito de actuación vierten todo su caudal de escorrentía superficial generado concentrado en los pozos de registro. Estos pozos son los puntos utilizados para el cálculo de la red. Están numerados y figuran en los listados de cálculos y en los planos en planta y de perfiles longitudinales de la red de aguas pluviales. A fin de simplificar los cálculos se han empleado las subcuencas definidas en el capítulo anterior.

Finalmente, a partir de los caudales introducidos en cada pozo y en función del trazado de la red se obtiene el caudal de diseño que circulará por cada uno de los tramos de colector. A partir de este caudal y de los criterios que se definen en el siguiente punto se podrá obtener el diámetro y pendiente de cada tramo de colector.

5.3. CRITERIOS DE DISEÑO

Como principio general la red de Aguas Pluviales debe proyectarse de modo que en régimen normal las tuberías que la constituyen no tengan que soportar presión interior. Sin embargo, dado que la red de drenaje puede entrar parcialmente en carga debido a caudales excepcionales o por obstrucción de una tubería, deberá resistir una presión interior de 1 kp/cm² (0,098 Mp).

Los materiales a utilizar serán:

1. Tuberías circulares corrugadas de **PVC**, doble pared, para Saneamiento de poblaciones, de diámetros nominales **400, 500, 600 y 800 mm**, con una RÍGIDEZ CIRCUNFERENCIAL $\geq 8 \text{ kN/m}^2$ para las que se ha estimado un coeficiente de Manning en servicio de 0,011, ya que se trata de aguas pluviales.

La red de evacuación de aguas pluviales se ha calculado teniendo en cuenta las siguientes limitaciones:

1. Los caudales utilizados para el dimensionamiento de los distintos tramos de la red son los deducidos a través de la metodología anteriormente expuesta. Éste caudal es el parámetro de diseño de la Red y corresponde al caudal generado en el ámbito de actuación por la tormenta de diseño adoptada, lo que implica asignar a la red un nivel de seguridad correspondiente a un periodo de retorno de 25 años.
2. En la medida de lo posible, las pendientes de los colectores serán las mismas que las de las calles, facilitando así una buena ejecución y puesta en obra.
3. Velocidad mínima de circulación del agua de 0,5 m/s, para evitar sedimentación, incrustaciones y estancamiento.
4. Velocidad máxima de circulación de 6 m/s, para que no se produzca erosión.
5. Grado máximo de llenado de la sección de la conducción del 95% para permitir el flujo en lámina libre.

5.4. FORMULACIÓN UTILIZADA

Para el cálculo hidráulico se ha utilizado la formulación de Manning-Strickler para flujo en lámina libre.

$$Q = \frac{A \cdot R_h^{2/3} \cdot S_0^{1/2}}{n}$$

donde:

- Q es el caudal en m³/s
- v es la velocidad del fluido en m/s
- A es la sección de la lámina de fluido (m²).
- Rh es el radio hidráulico de la lámina de fluido (m).
- So es la pendiente de la solera del canal (desnivel por longitud de conducción).
- n es el coeficiente de Manning.

5.5. RESULTADOS

En el **apéndice nº1 “Cálculo hidráulico de los colectores”** de éste anejo se exponen los resultados de los cálculos realizados. Se adjunta información sobre las conducciones empleadas, caudales de entrada en cada pozo, caudales de cada tramo de colector, velocidad del flujo uniforme y porcentaje de llenado del colector.

Finalmente en el **apéndice nº2 “Mediciones de la red de pluviales”** se adjuntan las mediciones de tubos, excavaciones y rellenos de la red de pluviales.

APENDICE Nº 1
CÁLCULO HIDRÁULICO DE LOS COLECTORES

Colector	Pozo cabeza	Caudal Pozo (i) [m³/s]	Caudal Pozo (Σi) [m³/s]	Longitud [m]	Pendiente [‰]	n	Diámetro teórico	Diámetro interior [mm]	Velocidad [m/s]	Calado
C1	C1-10	1.426	1.426	20.00 m	35	0.011	611	775	5.78	52%
	C1-09	1.033	2.459	30.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-08		2.459	30.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-07		2.459	31.60 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-06		2.459	29.40 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-05		2.459	31.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-04		2.459	31.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-03		2.459	19.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
	C1-02		2.459	20.00 m	35	0.011	750	775	6.46	75%
C2	C2-14	0.119	0.119	25.00 m	15	0.011	282	364	2.26	51%
	C2-13		0.119	20.00 m	18	0.011	272	364	2.42	48%
	C2-12		0.119	20.00 m	15	0.011	282	364	2.26	51%
	C2-11		0.119	24.41 m	15	0.011	282	364	2.26	51%
	C2-10		0.119	50.59 m	16	0.011	278	364	2.32	49%
	C2-09		0.119	50.00 m	16	0.011	278	364	2.32	49%
	C2-08		0.119	50.00 m	16	0.011	278	364	2.32	49%
	C2-07	0.157	0.276	50.00 m	23	0.011	357	364	3.17	78%
	C2-06		0.276	45.00 m	26	0.011	349	364	3.35	74%
	C2-05		0.276	50.00 m	25	0.011	351	364	3.29	75%
	C2-04		0.276	45.00 m	25	0.011	351	364	3.29	75%
	C2-03		0.276	40.00 m	25	0.011	351	364	3.29	75%
	C2-02		0.276	50.00 m	25	0.011	351	364	3.29	75%
	C2-01		0.276	30.00 m	25	0.011	351	364	3.29	75%
C3	C3-12	0.081	0.081	20.00 m	16	0.011	242	364	2.10	40%
	C3-11	0.339	0.421	40.00 m	16	0.011	448	454	3.07	79%
	C3-10		0.421	50.00 m	16	0.011	448	454	3.07	79%
	C3-09		0.421	50.00 m	16	0.011	448	454	3.07	79%
	C3-08		0.421	50.00 m	16	0.011	448	454	3.07	79%
	C3-07	0.730	1.150	44.00 m	10	0.011	713	775	3.38	68%

Colector	Pozo cabezera	Caudal Pozo (i) [m³/s]	Caudal Pozo (Σi) [m³/s]	Longitud [m]	Pendiente [‰]	n	Diámetro teórico	Diámetro interior [mm]	Velocidad [m/s]	Calado
	C3-06		1.150	50.00 m	10	0.011	713	775	3.38	68%
	C3-05		1.150	50.00 m	10	0.011	713	775	3.38	68%
	C3-04		1.150	45.00 m	15	0.011	661	775	3.97	59%
	C3-03		1.150	50.00 m	20	0.011	626	775	4.44	54%
	C3-02		1.150	50.00 m	19.5	0.011	629	775	4.39	54%
	C3-01		1.150	24.12 m	16	0.011	653	775	4.07	58%
C4	C4-01	1.033	1.033	32.3	30	0.011	557	590	4.94	71%
C5	C5-15	0.151	0.151	50.00 m	20	0.011	292	364	2.67	54%
	C5-14		0.151	50.00 m	20	0.011	292	364	2.67	54%
	C5-13		0.151	50.00 m	20	0.011	292	364	2.67	54%
	C5-12		0.151	50.00 m	20	0.011	292	364	2.67	54%
	C5-11		0.151	50.00 m	20	0.011	292	364	2.67	54%
	C5-10		0.151	50.00 m	10	0.011	333	364	2.04	67%
	C5-09		0.151	30.00 m	7	0.011	356	364	1.75	77%
	C5-08	0.097	0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-07		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-06		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-05		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-04		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-03		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-02		0.248	30.00 m	3	0.011	503	590	1.48	59%
	C5-01	0.744	0.992	15.19 m	5	0.011	768	775	2.45	80%
C6	C6-15	0.452	0.452	50.00 m	20	0.011	441	454	3.42	76%
	C6-14		0.452	50.00 m	20	0.011	441	454	3.42	76%
	C6-13		0.452	50.00 m	20	0.011	441	454	3.42	76%
	C6-12		0.452	50.00 m	20	0.011	441	454	3.42	76%
	C6-11	0.037	0.488	50.00 m	15	0.011	479	590	3.22	54%
	C6-10		0.488	50.00 m	15	0.011	479	590	3.22	54%
	C6-09	0.183	0.672	30.00 m	3	0.011	730	775	1.87	71%
	C6-08		0.672	30.00 m	3	0.011	730	775	1.87	71%

Colector	Pozo cabeza	Caudal Pozo (i) [m³/s]	Caudal Pozo (Σi) [m³/s]	Longitud [m]	Pendiente [‰]	n	Diámetro teórico	Diámetro interior [mm]	Velocidad [m/s]	Calado
	C6-07	0.072	0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-06		0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-05		0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-04		0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-03		0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-02		0.744	30.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%
	C6-01		0.744	12.00 m	3	0.011	759	775	1.90	77%

APENDICE Nº 2

MEDICIONES DE LA RED DE PLUVIALES

Nombre de colector	Material	Ønom (mm)	Hi (m)	Hf (m)	H pozo cabecera (m)	SI (%)	Espesor paquete de firmes (m)	Espesor de S.S. (m)	Ancho Zanja (m)	Longitud (m)	Protección frente a NF	Excavación de suelo compacto (m³)	Relleno de S.S de. excv. (m³)	Relleno de S.S de. preétamo (m³)	Transporte de tierras a vertedero (m³)
C1-10	PVC 800	800	1,70	1,62	2,60	3,50	0,35	0,55	1,7	20,0	SI	81,2	14,5	81,5	66,7
C1-09	PVC 800	800	2,52	0,53	3,42	3,50	0,35	0,55	1,7	30,0	SI	115,1	21,8	111,2	93,3
C1-08	PVC 800	800	2,52	0,98	3,42	3,50	0,35	0,55	1,7	30,0	SI	126,2	21,8	129,6	104,4
C1-07	PVC 800	800	2,61	0,98	3,51	3,50	0,35	0,55	1,7	31,6	SI	135,3	22,9	140,3	112,4
C1-06	PVC 800	800	2,43	0,98	3,33	3,50	0,35	0,55	1,7	29,4	SI	121,5	21,3	123,4	100,2
C1-05	PVC 800	800	3,91	0,98	4,81	3,50	0,35	0,55	1,7	31,0	SI	166,0	22,5	192,5	143,5
C1-04	PVC 800	800	2,70	0,80	3,60	3,50	0,35	0,55	1,7	31,0	SI	130,4	22,5	133,9	107,9
C1-03	PVC 800	800	0,82	1,10	1,72	3,50	0,35	0,55	1,7	19,0	SI	67,2	13,8	61,1	53,5
C1-02	PVC 800	800	1,10	1,10	2,00	3,50	0,35	0,55	1,7	20,0	SI	85,8	14,5	89,1	71,3
C2-14	PVC 400	400	1,18	1,00	1,68	1,50	0,50	0,55	1,1	25,0		36,9	12,1	7,8	24,8
C2-13	PVC 400	400	1,00	1,17	1,50	1,80	0,50	0,55	1,1	20,0		33,5	9,7	10,7	23,8
C2-12	PVC 400	400	1,17	1,17	1,67	1,50	0,50	0,55	1,1	20,0		31,2	9,7	8,2	21,5
C2-11	PVC 400	400	1,17	1,15	1,67	1,50	0,50	0,55	1,1	24,4		37,8	11,8	9,6	26,0
C2-10	PVC 400	400	1,15	1,19	1,65	1,60	0,50	0,55	1,1	50,6		122,1	24,5	68,0	97,6
C2-09	PVC 400	400	1,19	1,21	1,69	1,60	0,50	0,55	1,1	50,0		122,1	24,2	68,9	97,9
C2-08	PVC 400	400	1,21	1,24	1,71	1,60	0,50	0,55	1,1	50,0		123,7	24,2	70,6	99,5
C2-07	PVC 400	400	1,24	1,28	1,74	2,30	0,50	0,55	1,1	50,0		144,3	24,2	93,3	120,1
C2-06	PVC 400	400	1,28	1,20	1,78	2,60	0,50	0,55	1,1	45,0		73,7	21,8	22,2	52,0
C2-05	PVC 400	400	1,20	1,26	1,70	2,50	0,50	0,55	1,1	50,0	SI	146,7	24,2	95,9	122,5

Nombre de colector	Material	Ønom (mm)	Hi (m)	Hf (m)	H pozo cabecera (m)	SI (%)	Espesor paquete de firmes (m)	Espesor de S.S. (m)	Ancho Zanja (m)	Longitud (m)	Protección frente a NIF	Excavación de suelo compacto (m³)	Relleno de S.S de. excv. (m³)	Relleno de S.S de. preátamo (m³)	Transporte de tierras a vertedero (m³)
C2-04	PVC 400	400	1,26	1,46	1,76	2,50	0,50	0,55	1,1	45,0	SI	125,9	21,8	79,5	104,1
C2-03	PVC 400	400	1,46	1,63	1,96	2,50	0,50	0,55	1,1	40,0	SI	115,3	19,4	74,5	95,9
C2-02	PVC 400	400	1,63	1,81	2,13	2,50	0,50	0,55	1,1	50,0	SI	167,3	24,2	118,5	143,1
C2-01	PVC 400	400	1,81	2,12	2,31	2,50	0,50	0,55	1,1	30,0	SI	87,5	14,5	57,0	73,0
C3-12	PVC 400	400	1,39	1,22	1,89	1,60	0,50	0,55	1,1	20,0		34,1	9,7	11,4	24,5
C3-11	PVC 500	500	1,20	1,22	1,80	1,60	0,50	0,55	1,2	40,0		104,6	21,1	63,6	83,5
C3-10	PVC 500	500	1,21	1,24	1,81	1,60	0,50	0,55	1,2	50,0		140,9	26,4	91,7	114,5
C3-09	PVC 500	500	1,23	1,26	1,83	1,60	0,50	0,55	1,2	50,0		142,2	26,4	93,2	115,8
C3-08	PVC 500	500	1,25	1,28	1,85	1,60	0,50	0,55	1,2	50,0		143,3	26,4	94,6	116,9
C3-07	PVC 800	800	3,68	3,18	4,58	1,00	0,50	0,55	1,7	44,0	SI	296,2	31,9	373,3	264,3
C3-06	PVC 800	800	3,18	2,29	4,08	1,00	0,50	0,55	1,7	50,0	SI	279,3	36,3	329,6	243,0
C3-05	PVC 800	800	2,30	1,60	3,20	1,00	0,50	0,55	1,7	50,0	SI	214,5	36,3	222,8	178,2
C3-04	PVC 800	800	1,60	1,34	2,50	1,50	0,50	0,55	1,7	45,0	SI	157,4	32,7	141,7	124,7
C3-03	PVC 800	800	1,33	1,30	2,23	2,00	0,50	0,55	1,7	50,0	SI	162,1	36,3	136,3	125,8
C3-02	PVC 800	800	1,28	1,17	2,18	1,95	0,50	0,55	1,7	50,0	SI	154,7	36,3	124,1	118,4
C3-01	PVC 800	800	1,17	1,30	2,07	1,60	0,50	0,55	1,7	24,1	SI	85,2	17,5	77,3	67,7
C4-01	PVC 630	600	1,11	2,20	1,81	3,00	0,50	0,55	1,3	32,3	SI	83,3	18,5	49,9	64,8
C5-15	PVC 400	400	1,02	1,02	1,52	2,00	0,50	0,55	1,1	50,0		69,9	24,2	11,5	45,7
C5-14	PVC 400	400	1,01	1,01	1,51	2,00	0,50	0,55	1,1	50,0		69,2	24,2	10,6	45,0

Nombre de colector	Material	Ønom (mm)	Hi (m)	Hf (m)	H pozo cabecera (m)	SI (%)	Espesor paquete de firmes (m)	Espesor de S.S. (m)	Ancho Zanja (m)	Longitud (m)	Protección frente a NIF	Excavación de suelo compacto (m³)	Relleno de S.S de. excv. (m³)	Relleno de S.S de. preátamo (m³)	Transporte de tierras a vertedero (m³)
C5-13	PVC 400	400	1,00	1,00	1,50	2,00	0,50	0,55	1,1	50,0		123,4	24,2	70,3	99,2
C5-12	PVC 400	400	0,98	0,99	1,48	2,00	0,50	0,55	1,1	50,0		122,8	24,2	69,6	98,6
C5-11	PVC 400	400	0,97	1,01	1,47	2,00	0,50	0,55	1,1	50,0		121,4	24,2	68,1	97,2
C5-10	PVC 400	400	1,00	0,84	1,50	1,00	0,50	0,55	1,1	50,0		64,4	24,2	5,3	40,2
C5-09	PVC 400	400	0,84	0,86	1,34	0,70	0,50	0,55	1,1	30,0		42,4	14,5	7,4	27,9
C5-08	PVC 630	630	0,80	0,80	1,53	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		51,0	17,6	11,1	33,4
C5-07	PVC 630	630	0,80	0,79	1,53	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		50,8	17,6	10,8	33,2
C5-06	PVC 630	630	0,79	0,79	1,52	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		50,6	17,6	10,6	33,0
C5-05	PVC 630	630	0,79	0,79	1,52	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		54,0	17,6	15,2	36,5
C5-04	PVC 630	630	0,79	0,79	1,52	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		50,6	17,6	10,6	33,0
C5-03	PVC 630	630	0,79	0,79	1,52	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		50,5	17,6	10,5	33,0
C5-02	PVC 630	630	0,79	0,78	1,52	0,30	0,50	0,55	1,3	30,0		50,4	17,6	10,4	32,9
C5-01	PVC 800	800	0,91	1,23	1,81	0,50	0,50	0,55	1,7	15,2		37,1	11,0	21,4	26,1
C6-15	PVC 500	500	1,18	1,19	1,78	2,00	0,50	0,55	1,2	50,0		152,0	26,4	105,0	125,6
C6-14	PVC 500	500	1,17	1,17	1,77	2,00	0,50	0,55	1,2	50,0		151,4	26,4	104,2	125,0
C6-13	PVC 500	500	1,16	1,16	1,76	2,00	0,50	0,55	1,2	50,0		90,7	26,4	31,4	64,3
C6-12	PVC 500	500	1,15	1,15	1,75	2,00	0,50	0,55	1,2	50,0		89,8	26,4	30,4	63,4
C6-11	PVC 630	600	1,14	0,92	1,84	1,50	0,50	0,55	1,3	50,0		96,1	28,6	34,5	67,5
C6-10	PVC 630	600	0,91	1,01	1,61	1,50	0,50	0,55	1,3	50,0		133,9	28,6	83,8	105,3
C6-09	PVC 800	800	1,00	0,91	1,90	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		79,6	21,8	52,7	57,8

Nombre de colector	Material	Ønom (mm)	Hi (m)	Hf (m)	H pozo cabecera (m)	SI (%)	Espesor paquete de firmes (m)	Espesor de S.S. (m)	Ancho Zanja (m)	Longitud (m)	Protección frente a NIF	Excavación de suelo compacto (m³)	Relleno de S.S de. excv. (m³)	Relleno de S.S de. preátamo (m³)	Transporte de tierras a vertedero (m³)
C6-08	PVC 800	800	0,90	0,90	1,80	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		76,6	21,8	47,6	54,8
C6-07	PVC 800	800	0,89	0,90	1,79	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		80,7	21,8	54,5	59,0
C6-06	PVC 800	800	0,90	0,90	1,80	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		80,9	21,8	54,8	59,1
C6-05	PVC 800	800	0,89	0,89	1,79	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		76,3	21,8	47,2	54,5
C6-04	PVC 800	800	0,89	0,89	1,79	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		80,6	21,8	54,3	58,8
C6-03	PVC 800	800	0,89	0,89	1,79	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		80,5	21,8	54,1	58,7
C6-02	PVC 800	800	0,88	0,88	1,78	0,30	0,50	0,55	1,7	30,0		80,4	21,8	53,9	58,6
C6-01	PVC 800	800	0,88	0,92	1,78	0,30	0,50	0,55	1,7	12,0		30,7	8,7	19,2	22,0

	Prof. Media	Ancho	Longitud (m)	Protección frente a NF (m) [1]	Excavación de suelo compacto (m³)	Relleno de S.S de. excv. (m³)	Relleno de S.S de. préámo (m³)	Transporte de tierras a vertedero (m³)
Interior ámbito	PVC 400	-	-	900	215	436	1.039	1.580
	PVC 500	-	-	390	0	206	614	809
	PVC 630	-	-	342	32	199	248	473
	PVC 800	-	-	600	253	436	1.946	1.698
	Alabañales Ø250	1,0	1,0	474	284	128	156	156
	Total				6.120	1.404	4.003	4.716
Exterior ámbito	PVC 800	-	-	222	948	161	981	786
	Total				948	161	981	786

[1] En los tramos donde se prevé la presencia de N.F. se contemplará la protección de las tuberías con hormigón en masa, y se vigilará especialmente la ejecución de juntas, sobre todo en los pozos de registro. Donde se recomienda aplicar una capa de pintura asfáltica a sus paredes y emplear láminas impermeables en el fondo. Así mismo, en estos tramos se realizará una entibación de las zanjas y previsiblemente será necesaria la realización de un agotamiento de las zanjas.

medición entibación de zanjas = 2 x ((Hf-Hi)/2-1,5) x Longitud

medición del agotamiento = 2h x ancho x 2m x Longitud

[2] medición pared de pozos = $\sum [Hi - \text{Altura Cubeta (1m)} - \text{Altura Brocal (0,7m)}]$