

Proyecto Fin de Carrera

Ingeniería Civil

Análisis de la red de saneamiento de la ciudad de Écija en situaciones de avenida

Autor: Rodrigo Barba Paredes

Tutor: Nicolas Gutiérrez Carmona

**Dpto. Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de
Fluidos**

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2018



Proyecto Fin de Carrera
Ingeniería Civil

Análisis de la red de saneamiento de la ciudad de Écija en situaciones de avenida

Autor:

Rodrigo Barba Paredes

Tutor:

Nicolas Gutiérrez

Profesor asociado

Dpto. de Ingeniería Aeroespacial y Mecánica de Fluidos

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2018

Proyecto Fin de Carrera: Análisis de la red de saneamiento de la ciudad de Écija en situaciones de avenida

Autor: Rodrigo Barba Paredes

Tutor: Nicolas Gutiérrez Carmona

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2018

El Secretario del Tribunal

A mi familia y amigos

Agradecimientos

Me gustaría agradecer a mi familia todo el apoyo mostrado durante los últimos años y en especial en éstos últimos meses en los que pese a ver el final del camino éste parecía no llegar.

Rodrigo Barba Paredes

Sevilla, 2018

Resumen

Hoy en día el ser humano ha sido capaz de crear las grandes ciudades en las que vivimos, formando así un núcleo urbano donde en muchos sitios millones de personas conviven, llevando a cabo sus labores tanto sociales como económicas. Ningún sitio de la tierra está naturalmente adaptado para albergar una agrupación de personas de tales magnitudes. Dado que la contaminación de nuestros recursos es inevitable, entre ellos el agua, el más indispensable de todos se tiene que recurrir a las redes de saneamiento tan ocultas y necesarias al mismo tiempo.

No son otra cosa que laberínticas calles de kilómetros que transportan el agua tanto limpia como sucia de un lugar a otro y sin las cuales la vida en las ciudades como la conocemos sería imposible.

En este trabajo se desarrollará la red saneamiento del municipio de Écija que presenta una serie de inundaciones anuales que provocan millones en pérdidas, así como disminuyen la calidad de vida y el confort de los ciudadanos que allí residen.

Durante los últimos años se han llevado acabo algunas actuaciones hidráulicas para tratar de adaptar la ciudad ante ciertas inundaciones. No obstante, las avenidas se han seguido produciendo y las soluciones planteadas parecen no estar a la altura de la problemática.

Con la ayuda del programa informático SWMM se creará un modelo representativo de la red de saneamiento de la ciudad en cuestión y se procederá a analizar los diferentes escenarios con el fin de encontrar una solución

Abstract

Today, human beings have been able to create the great cities in which we live, thus forming an urban nucleus where in many places millions of people coexist, carrying out their social and economic tasks. No place on earth is naturally adapted to house a group of people of such magnitude. Since the pollution of our resources is inevitable, including water, the most indispensable of all, we must resort to sanitation networks that are so hidden and necessary at the same time

They are nothing but labyrinthine streets of kilometers that transport clean and dirty water from one place to another and without which life in cities as we know it would be impossible.

In this work, the redevelopment of the municipality of Écija will be developed, presenting a series of annual floods that cause millions of losses, as well as diminishing the quality of life and comfort of the citizens residing there

During the last years some hydraulic actions have been carried out to try to adapt the city to certain floods. Despite the avenues, it has continued to be produced and the solutions proposed seem to fall short of the problem.

With the help of the SWMM software a representative model of the sanitation network of the city in question will be created and the different scenarios will be analyzed in order to find a solution

Índice

Agradecimientos	ix
Resumen	x
Abstract	xii
Índice	xiii
Índice de Tablas	xiv
Índice de Figuras	xv
1 Introducción	1
2 Climatología.....	2
2.1 Estaciones meteorológicas consideradas	2
2.2 Selección de Estaciones	3
2.3 Polígonos de Thiessen.....	5
3 Estudio Pluviométrico.....	6
3.1 Precipitación máxima diaria anual.....	6
3.2 Análisis estadísticos	7
3.3 Conclusiones.....	8
4 Cuenca del Argamasilla.....	11
Método Racional	15
5 Prognosis de población	21
6 Entorno Swmm5	24
6.1 Criterios adoptados	24
6.2 Tiempo de concentración	26
6.2.1 Usos del suelo	26
6.3 Calculo del hietograma de proyecto.....	30
7 Análisis de la problemática	32
7.1 Análisis de situaciones.....	33
7.1.1 1ª Situación	33
7.1.2 2ª Situación	36
7.1.3 3ª situación.....	40
8 Soluciones Planteadas	50
8.1 Análisis de tramos.....	50
8.2 Problemática	53
8.3 Estudio de Alternativas.....	56
8.3.1 Alternativa 1.....	56
8.3.2 Alternativa 2.....	59
9 Conclusiones.....	65
Bibliografía.....	66

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estaciones Consideradas	3
Tabla 2 Estaciones Seleccionadas	4
Tabla 3 Precipitaciones máximas anuales	6
Tabla 4 Ajuste Gumbel	8
Tabla 5 Ajuste Gumbel SQRT y LPIII	8
Tabla 6 Cuantiles	9
Tabla 7 Ajuste MAXPLUWIN	10
Tabla 8 Umbrales de Escorrentía	14
Tabla 9 Características de la Cuenca	17
Tabla 10 Valores Correctores P0	20
Tabla 11 Coeficiente Escorrentía	20
Tabla 12 Caudales Argamasilla T 25 años	20
Tabla 13 Censo Población Écija	22
Tabla 14 Características Cuenca Écija	26
Tabla 15 Numero de Curva	28
Tabla 16 Almacenamiento en Depresión	29
Tabla 17 Coeficientes de Manning	29
Tabla 18 Datos Hietograma T25 años	31
Tabla 19 Caudales T 100 años	33
Tabla 20 Datos Hietograma T 25 años	41
Tabla 21 Datos Hietograma T 50 años	42
Tabla 22 Datos Hietograma T 100 años	44
Tabla 23 Datos Hietograma T 200 años	46
Tabla 24 Datos Hietograma T 500 años	48
Tabla 25 Simulación Tanque de Tormentas	62
Tabla 26 Volumen Tanque de Tormentas	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 2-1 Actuaciones Hidráulicas	2
Ilustración 2-2 Estaciones SAIH.	3
Ilustración 2-3 Polígonos de Thiessen	5
Ilustración 3-1 Precipitaciones Instrucción de Carreteras	9
Ilustración 4-1 Cuenca Argamasilla	11
Ilustración 4-2 Encauzamiento Argamasilla	12
Ilustración 4-3 Usos de Suelo SCS	13
Ilustración 4-4 Usos del Suelo PGOU	14
Ilustración 4-5 Mapa Isolíneas España	18
Ilustración 4-6 Mapa Coeficientes Correctores Umbral de Escorrentía	20
Ilustración 5-1 Dotación Abastecimiento	23
Ilustración 6-1 Usos Suelo SCS	26
Ilustración 6-2 Cuencas implementadas en SWMM	27
Ilustración 6-3 Hietograma T 25	30
Ilustración 7-1 Modelo SWMM 1ª Situación	34
Ilustración 7-2 Inundación Calle Arroyo	35
Ilustración 7-3 Inundación Calle Arroyo	35
Ilustración 7-4 Modelo SWMM 2ª Situación	37
Ilustración 7-5 Foto Plaza Europa	39
Ilustración 7-6 Hietograma T 25 años	40
Ilustración 7-7 Hietograma T 50 años	41
Ilustración 7-8 Modelo SWMM lluvia 50 años	43
Ilustración 7-9 Hietograma T 100 años	44
Ilustración 7-10 Modelo SWMM lluvia 100 años	45
Ilustración 7-11 Hietograma T 200 años	45
Ilustración 7-12 Modelo SWMM lluvia 200 años	47
Ilustración 7-13 Hietograma T 500 años	47
Ilustración 7-14 Modelo SWMM lluvia 500 años	48
Ilustración 8-1 Tramos a Contrapendiente	50
Ilustración 8-2 Tramos en Carga	54
Ilustración 8-3 Alternativa 1 Bombeo	57
Ilustración 8-4 Características Pozo de Bombeo	58
Ilustración 8-5 Curva Característica Bomba	59
Ilustración 8-6 Hidrograma Unitario DGC	60
Ilustración 8-7 Ubicación Tanque de Tormentas	63

1 INTRODUCCIÓN

En el presente estudio se analizará la red de saneamiento de la ciudad de Écija en términos de avenidas. La ciudad de Écija data de la época Romana fundada bajo el nombre de Astigi por Augusto en el siglo I a.c en dicha época se construyeron las primeras redes de saneamiento o alcantarillado romano cuyo funcionamiento ha seguido hasta hace unos años.

La ciudad de Écija se sitúa en las márgenes del río Genil siendo éste un afluente del Guadalquivir. Las últimas grandes inundaciones ocurrieron en 1997 y 2010 cuando el Genil se desbordó e inundó partes de la ciudad causando graves daños sobre la población. A raíz de estos sucesos se decidieron efectuar una serie de actuaciones que resultaron en una mejora de la situación, pero sin garantizar una solución definitiva. A lo largo del proyecto se estudiarán y analizarán con el modelo SWMM las actuaciones que se han llevado a cabo, así como los problemas que aún se plantean como las inundaciones acaecidas en marzo de 2018

2 CLIMATOLOGÍA

El municipio de Écija se encuentra situado a las orillas del río Genil, afluente del Guadalquivir, en la provincia de Sevilla. Cuenta con una población de 40,270 habitantes. Históricamente Écija ha sufrido diversas inundaciones que tuvieron graves consecuencias económicas para la ciudad, es por ello que en 2003 se decidió ejecutar la corta del río Genil por la que se desviaba el curso del río, alejándolo del núcleo urbano.

Ilustración 2-1 Actuaciones Hidráulicas



La ubicación del municipio hace que sea extremadamente sensible a las lluvias torrenciales. Rodeado de terrenos expansivos las obras de encauzamiento sufrieron retrasos y sobrecostos debido a la inestabilidad de dichos suelos.

2.1 Estaciones meteorológicas consideradas

En un primer lugar se ha procedido a identificar las estaciones meteorológicas cuya área de influencia este próxima a la zona de estudio. Se ha recurrido a la red de estaciones proporcionada por el SAIH (sistema automático de información hidrológica) de la cuenca del Guadalquivir.

Ilustración 2-2 Estaciones SAIH.

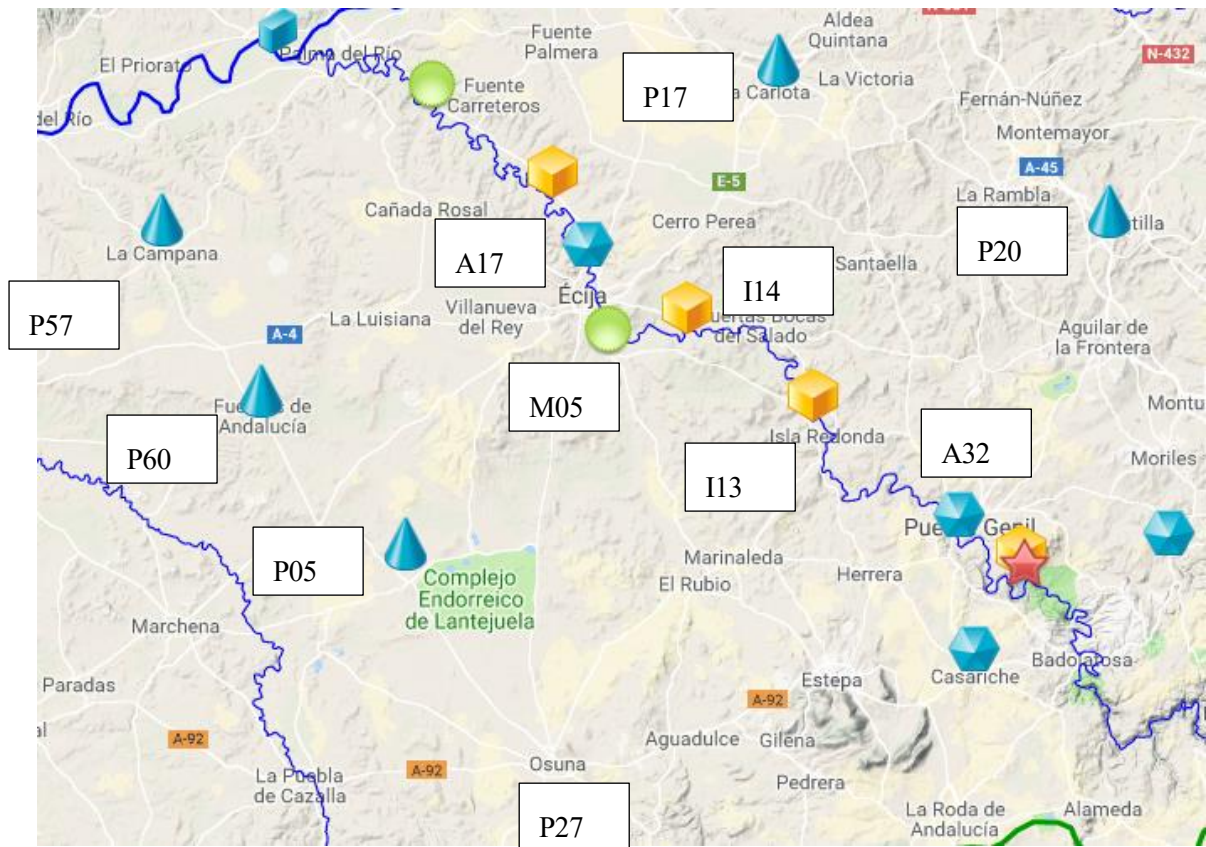


Tabla 1 Estaciones Consideradas

4745	P05_202	PRECIPITACION	P05_LANTEJ_G
5175	P57_202	PRECIPITACION	P57_CAMPANA_G
18640	P60_202	PRECIPITACION	P60_FUENTES
3560	P27_202	PRECIPITACION	P27_MARTIN_JARA
1873	A17_202	PRECIPITACION	A17_GENIL_ECIJA
3439	M05_202	PRECIPITACION	M05_ARR_BCO_ECI
3398	I14_202	PRECIPITACION	I14_LOS_HUMOSOS
3393	I13_202	PRECIPITACION	I13_PILAS
4730	P17_202	PRECIPITACION	P17_CARLOT_G
4733	P20_202	PRECIPITACION	P20_MONTIL_G
18273	A32_202	PRECIPITACION	A32_PTE_GENIL_G

2.2 Selección de Estaciones

La elección de las estaciones se hará conforme a las siguientes bases:

-No se seleccionarán aquellas estaciones que presentan una falta de datos lo suficientemente elevada como para no ser viable utilizar métodos de “relleno”

-Se encuentra demasiado alejada de la zona de estudio (se descartará siempre que haya datos de una estación más cercana)

-Los datos recogidos en la estación presentan incongruencias respecto a la media de la zona

Finalmente, las estaciones seleccionadas se resaltan a continuación en verde

Tabla 2 Estaciones Seleccionadas

4745	P05 202	PRECIPITACION	P05 LANTEJ G
5175	P57 202	PRECIPITACION	P57 CAMPANA G
18640	P60 202	PRECIPITACION	P60 FUENTES
3560	P27 202	PRECIPITACION	P27 MARTIN JARA
1873	A17 202	PRECIPITACION	A17 GENIL ECIJA
3439	M05 202	PRECIPITACION	M05 ARR BCO ECI
3398	I14 202	PRECIPITACION	I14 LOS HUMOSOS
3393	I13 202	PRECIPITACION	I13 PILAS
4730	P17 202	PRECIPITACION	P17 CARLOT G
4733	P20 202	PRECIPITACION	P20 MONTIL G
18273	A32 202	PRECIPITACION	A32 PTE GENIL G

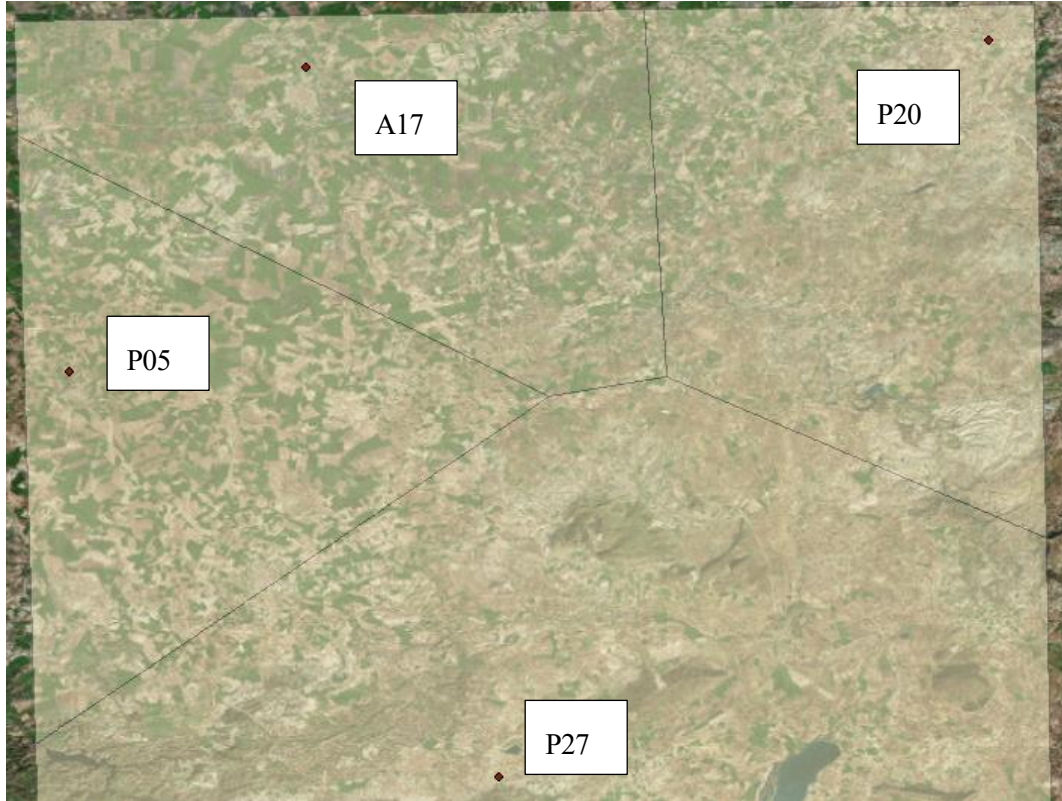
Las coordenadas UTM de las estaciones seleccionadas son las siguientes

A17 x=316332 y=4158926
P05 x=302700 y=4137846
P20 x=354476 y=4160013
P27 x=326116 y=4108916

2.3 Polígonos de Thiessen

Finalmente se realizan los polígonos de Thiessen con las estaciones seleccionadas

Ilustración 2-3 Polígonos de Thiessen



Por tanto, como podemos observar en la imagen de las áreas de Thiessen, el pluviómetro más representativo para Écija es el A17

3 ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO

3.1 Precipitación máxima diaria anual

La estación seleccionada para el estudio de datos de precipitaciones máximas mediante distribuciones estadísticas es la A17

Seguidamente se adjunta los valores de precipitación máxima de 24 horas cada año completo para la serie más larga de cada estación

Tabla 3 Precipitaciones máximas anuales

1999	157.4
2000	127.2
2001	94.1
2002	100.7
2003	168.1
2004	79.8
2005	89.5
2006	95.6
2007	109.3
2008	142.2
2009	257.8
2010	240.2
2011	108
2012	201.1
2013	100.8
2014	137
2015	68.3
2016	103.3
2017	56.1
2018	223.8

3.2 Análisis estadísticos

Para la obtención de P_d se recurre a métodos de ajuste estadísticos, y concretamente al “Ajuste de Gumbel”. Así, a partir de los datos de precipitaciones máximas recogidas en las estaciones seleccionadas, se elabora dicho ajuste.

Para lo cual se emplea una función del tipo:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-v)}} = \frac{T-1}{T}$$

siendo e la base de los logaritmos neperianos y a y v parámetros a ajustar que se obtienen igualando los momentos de primero y segundo orden, resultando las relaciones siguientes:

$$S^2 = \mu_2 - \bar{X}^2$$

$$v = \bar{X} - 0,450047 \cdot S$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,779696 \cdot S$$

siendo \bar{X} la media y S la desviación típica de la distribución. y tomando dos veces logaritmo neperiano, donde:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T}$$

se obtendrá el valor de x , que se corresponde con el valor de la precipitación máxima previsible (en mm/día), que está relacionado con cada uno de los períodos de retorno (T) considerados con la expresión:

$$X = X_o - \frac{1}{\alpha} \text{Ln} \left[\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Además, se ha indicado la probabilidad muestral de los valores ordenados, definida por la expresión:

$$P(x \leq x_i) \cong F_i = \frac{(2i-1)}{2N}$$

Donde x_i es el elemento i ésimo de la serie de N datos ordenada de menor a mayor; i es la posición ordinal de dicho elemento.

La formulación de la función GUMBEL es:

$$P(x \leq x_o) = e^{-e^{-\alpha(x-v)}}$$

donde los parámetros ajustados son α y v .

Tabla 4 Ajuste Gumbel

Periodo de retorno	Precipitación
2	127.57
5	186.64
10	225.74
25	275.15
50	311.81
100	348.20
200	384.45
500	432.27
1000	468.42

Una vez comparados los valores de precipitación obtenidos con los del estudio por regiones de las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de retorno en España realizado por la dirección general del instituto nacional de meteorología observamos que son demasiado altos para la zona considerar.

Procedemos a compararlo con los valores SQRT y Gumbel mediante la aplicación informática ***Flumen***

Tabla 5 Ajuste Gumbel SQRT y LPIII

TR	GUMBEL	LPIII	SQRT	MEDIA
2	129.36	124.53	118.01	123.97
5	207.65	187.27	170.97	188.63
10	259.49	232.00	210.56	234.02
25	324.98	291.79	265.65	294.14
50	373.57	338.53	310.15	340.75
100	421.80	387.00	357.35	388.72
200	469.85	437.69	407.37	438.30
500	533.25	508.03	477.90	506.39
1000	581.16	564.40	534.63	560.06

3.3 Conclusiones

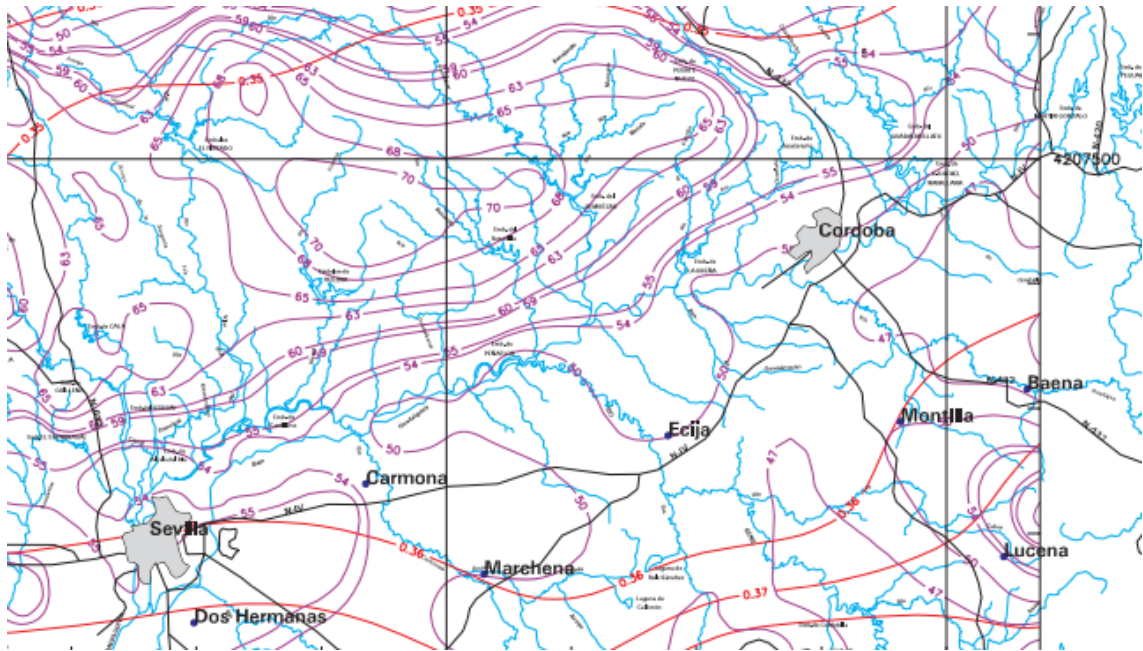
Como podemos apreciar en la tabla superior existe cierta correlación entre los datos obtenidos mediante los 3 ajustes diferentes, el error se puede deber a que la serie no es lo suficientemente larga para realizar ajustes estadísticos. Por otra parte, los datos obtenidos de la página web del SAIH no aseguran que los datos estén contrastados por lo que puede haber fallos en su medición

3.4 Ajuste MAXPLUWIN

Para eliminar posibles errores y llegar a un resultado aceptable procedemos a calcular la lluvia máxima de la zona por el método MAXPLUWIN de acuerdo a lo establecido por la dirección nacional de carreteras.

En primer lugar, necesitamos obtener el coeficiente de variación CV y la precipitación máxima diaria anual dadas en la siguiente tabla

Ilustración 3-1 Precipitaciones Instrucción de Carreteras



Por tanto, para Écija el C_v será igual a 36 y la precipitación será 50 mm/día

Tabla 6 Cuantiles

C_v	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

Una vez obtenidos estos datos procedemos a calcular las precipitaciones correspondientes para los distintos periodos de retorno.

Tabla 7 Ajuste MAXPLUWIN

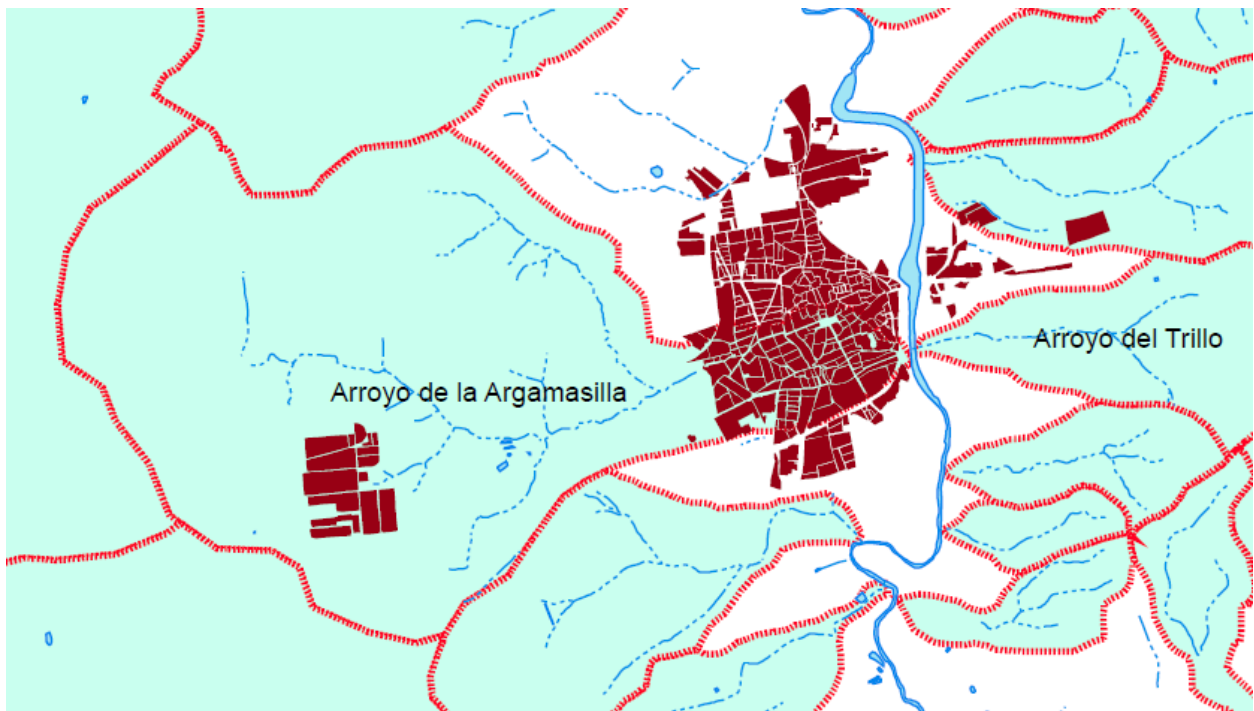
Coficiente de variación	Precipitación máxima diaria anual	Periodo de retorno	Cuantil regional	Cuantil local
Cv	P (mm/día)	T	Yt	Xt (mm/día)
0.36	50	2	0.919	45.95
		5	1.225	61.25
		10	1.446	72.3
		25	1.747	87.35
		50	1.991	99.55
		100	2.251	112.55
		200	2.525	126.25
		500	2.892	144.6
		1000	3.2	160

En esta ocasión los valores obtenidos concuerdan con el valor medio para la zona de Écija según El estudio por regiones de las precipitaciones máximas en 24 horas y sus periodos de retorno en España realizado por la dirección general del instituto nacional de meteorología

4 CUENCA DEL ARGAMASILLA

La cuenca sur de la ciudad de Écija vierte sus aguas al arroyo de Argamasilla, dicho arroyo se encontraba encauzado bajo la localidad. Dicho encauzamiento provocaba que en temporada de lluvias se produjeran episodios de inundación a lo largo de su cauce, La calle Arroyo llamada así dado que el Arroyo discurre bajo su superficie. Según queda establecido en el PGOU de la ciudad la cuenca comprende la zona sur del municipio como se muestra en la siguiente imagen:

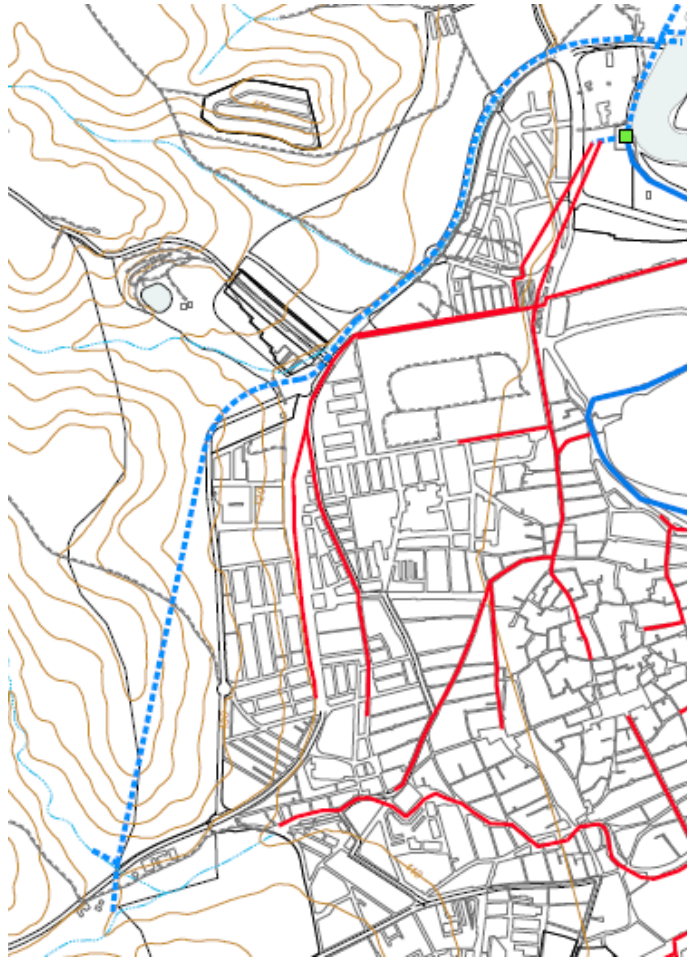
Ilustración 4-1 Cuenca Argamasilla



Dada la insuficiencia de la red para evacuar el agua se planteó una actuación de desviación del arroyo finalizándose en 2016 evitando así inundaciones de gravedad. El encauzamiento del Arroyo de la Argamasilla ha sido la única actuación de envergadura de los últimos años destinada a evitar las inundaciones que asolan la ciudad.

El encauzamiento presenta el siguiente recorrido, vertiendo sus aguas al río Genil

Ilustración 4-2 Encauzamiento Argamasilla



A continuación, se analizará dicha cuenca para así obtener los caudales

Uso de suelo

Los usos del suelo se han obtenido de la plataforma de Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA), se ha estimado un número de curva para cada uso del suelo tabulados por el Soil Conservation Service (SCS) con base a los distintos tipos de suelo y uso de la tierra, definiéndose cuatro grupos:

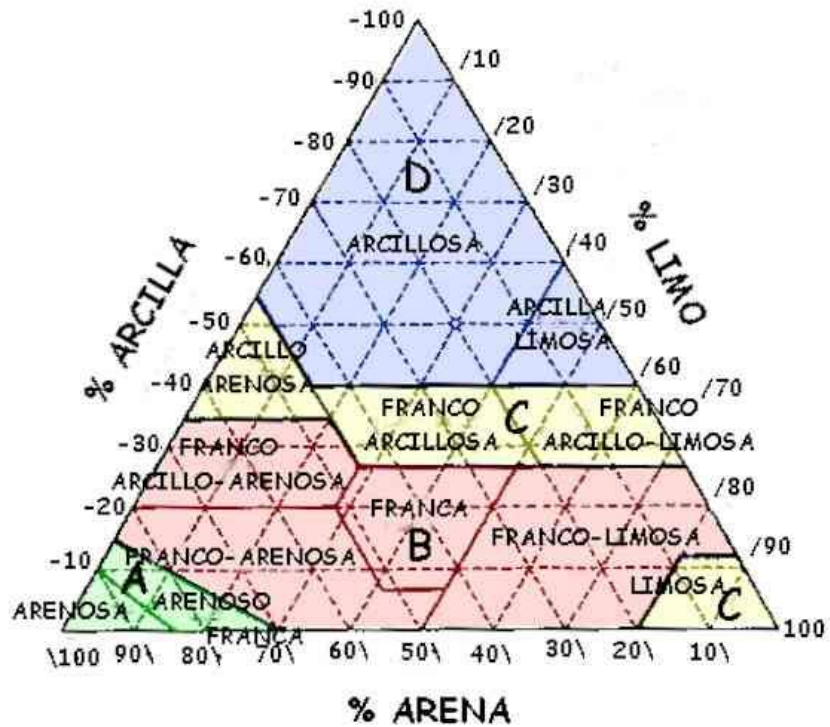
Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Ilustración 4-3 Usos de Suelo SCS



En el caso de nuestra cuenca se ha catalogado su suelo como perteneciente al grupo C

Pendiente media

La pendiente media de la cuenca se ha obtenido por comparación con las cotas de las curvas de nivel

Coefficiente de escorrentía

Definido el tipo de suelo y el uso del suelo de la cuenca, se escoge de la tabla 2-1 de la Instrucción de drenaje el umbral de escorrentía P_0 correspondiente.

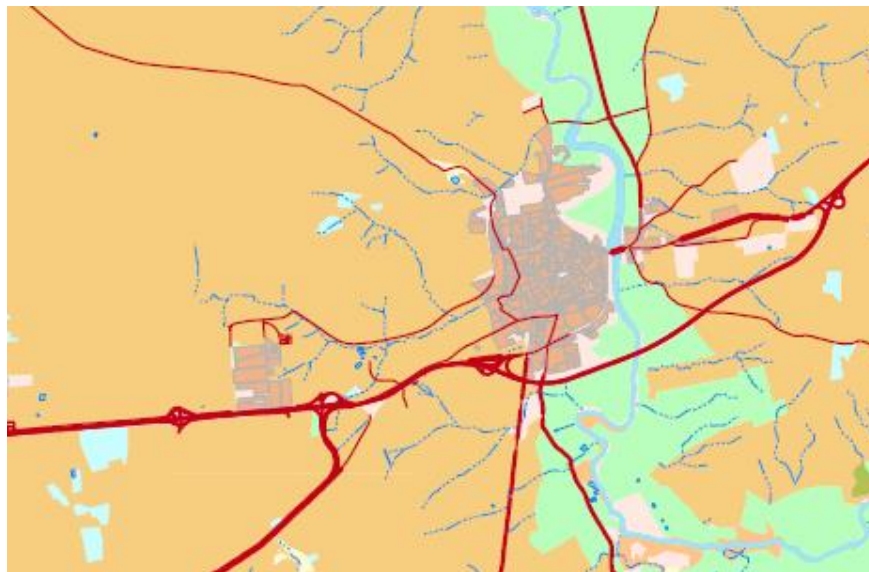
Para la determinación del valor de P_0 , intervienen todos los parámetros característicos de la cuenca, el tipo de suelo en función de la geología, el uso del suelo en función del tipo de cultivo y de la pendiente, con el fin de determinar el parámetro medio para cada una de las cuencas en estudio.

Tabla 8 Umbrales de Escorrentía

Código	Uso de suelo	Práctica de cultivo	Pendiente (%)	Grupo de suelo			
				A	B	C	D
22110	Viñedos en secano		< 3	75	34	19	14
22120	Viñedos en regadío		≥ 3	62	28	15	10
22120	Viñedos en regadío		< 3	75	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		≥ 3	80	34	19	14
22200	Frutales y plantaciones de bayas		< 3	95	42	22	15
22210	Frutales en secano		≥ 3	62	28	15	10
22210	Frutales en secano		< 3	75	34	19	14
22220	Frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22220	Frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22221	Cítricos		≥ 3	80	34	19	14
22221	Cítricos		< 3	95	42	22	15
22222	Frutales tropicales		≥ 3	80	34	19	14
22222	Frutales tropicales		< 3	95	42	22	15
22223	Otros frutales en regadío		≥ 3	80	34	19	14
22223	Otros frutales en regadío		< 3	95	42	22	15
22300	Olivares		≥ 3	62	28	15	10
22300	Olivares		< 3	75	34	19	14

En nuestro caso y como muestra la clasificación del suelo basado en el PGOU se define un uso de suelo dedicado a cultivo frutal en secano con pendientes menores de un 3%

Ilustración 4-4 Usos del Suelo PGOU



Leyenda

Herbáceos regadío	Frutales secano	Matorral
Huerta	Olivar secano	Pastizal
Cítricos	Invernadero	Formaciones riparias
Frutales regadío	Mezclas	Sin vegetación
Olivar regadío	Matorral-otros vuelos	Improductivo
Herbáceos secano	Quercineas-pastizal	

Por tanto, el P0 será igual a 19

Caudales de diseño

Para la estimación de caudales de diseño existen principalmente dos grandes grupos de métodos de estimación de avenidas: los modelos determinísticos, que estudian los fenómenos hidrológicos considerando relaciones precisas de causa-efecto sin tener en cuenta las condiciones aleatorias del fenómeno o sus componentes, y los modelos estocásticos, que estudian los fenómenos hidrológicos bajo un aspecto probabilístico, sobre la base de los datos disponibles de lluvia y/o de caudales.

En general siempre prevalece la aplicación de métodos de tipo probabilístico, y en concreto la de aquellos que están basados en datos de lluvias, denominados métodos hidrometeorológicos.

Los datos requeridos son fundamentalmente pluviométricos, al resultar más abundantes y precisos que los datos foronómicos. La simulación hidrológica se realiza mediante modelos "de suceso", que solo considera la parte de precipitación que provoca escorrentía superficial.

De estos métodos, aplicaremos únicamente para cálculo de los caudales de diseño el método racional, ya que el método de precipitación-escorrentía no es necesario aplicarlo puesto que se trata de una única cuenca y pequeña (con un tiempo de concentración menor a 24 horas)

En la determinación de los caudales máximos de avenida en las cuencas naturales que vierten al trazado, se ha aplicado el método propuesto por J.R. Témez y recogido en el volumen "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas" editado por la Dirección General de Carreteras del M.O.P.T. Este método es el adoptado por la *Instrucción 5.2-I.C. "Drenaje Superficial"*.

Por tanto, para el desarrollo del método de cálculo que a continuación se ejecuta, se ha partido de lo propuesto en la *Instrucción 5.2-I.C.*, adaptándolo con las pequeñas matizaciones y precisiones que han ido imponiéndose tras la publicación de la referida norma.

Método Racional

Este método obtiene como caudal máximo el valor:

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

En la fórmula anterior el caudal es función de la intensidad del aguacero y del área de la cuenca, siendo:

Q = Caudal máximo, en m³/seg.

C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca.

I = Intensidad del aguacero, en mm/h, para un período de retorno (T) y un tiempo de concentración (Tc) dados.

A = Superficie de la cuenca, en km².

Este método pierde precisión en cuencas grandes, y, por tanto, la estimación de caudales en las mismas es menos correcta. La frontera entre cuencas grandes y pequeñas, corresponde aproximadamente a un tiempo de concentración igual a 6 horas, según la *Instrucción 5.2-IC*.

Por tanto, el método propuesto parte de las siguientes hipótesis:

- a) La intensidad de la precipitación se supone constante durante el tiempo de lluvia.
- b) Se supone una distribución uniforme de la lluvia en el terreno.
- c) Sólo se consideran las aguas de escorrentía superficial.
- d) El tiempo de concentración será inferior a 6 horas.

- e) Los mínimos periodos de retorno a considerar en el cálculo vienen impuestos por la tabla 1-2 de la Instrucción.

A continuación, se proponen emplear algunos factores correctores, para mejorar algunas de las hipótesis planteadas anteriormente a) y b), que no se cumplen. El caudal entonces se obtiene mediante la siguiente fórmula:

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

donde:

Q = Caudal máximo, en m³/seg.

C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca. Su determinación se desarrolla más adelante.

I = Intensidad del aguacero, en mm/h, para un período de retorno (T) y un tiempo de concentración (Tc) dados.

A = Superficie de la cuenca, en km². A este parámetro se le aplica un coeficiente reductor por área Ka (corrige el hecho de que la precipitación no es uniforme geográficamente).

$$K_a = 1 - \frac{\log(A)}{15}$$

K = Coeficiente de uniformidad (corrige el hecho de que la precipitación no es uniforme en el tiempo).

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

Las modificaciones respecto a las hipótesis anteriores son las siguientes:

- Se generaliza el método a los aguaceros reales incorporando un coeficiente que refleja la influencia de las distribuciones habituales de la lluvia.
- Se limita la aplicación del método a cuencas menores de 3.000 km².

$$\begin{array}{ll} K_A = 1 & \text{para } A < 1 \text{ km}^2 \\ K_A = 1 - \frac{\log A}{15} & \text{para } 1 \leq A \leq 3000 \text{ km}^2 \end{array}$$

- c) El tiempo de concentración estará comprendido entre 0,25 y 24 horas. El límite mínimo de 0,25 h excluye aquellas cuencas minúsculas donde el tiempo de recorrido del flujo difuso (land flow) tiene relevancia frente al recorrido por la red de drenaje (channel flow).

En tales casos el tiempo de concentración sólo puede estimarse de una forma aproximada por la siguiente fórmula propuesta:

$$t_c = 0,05 + 0,1 \left(\frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Para delimitar las cuencas en la zona de estudio se ha partido de la cartografía y modelos digitales del terreno existentes en el Localizador de Información Espacial de Andalucía (Line@) y en el portal de Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA).

Mediante el software ArcGIS, en su aplicación de ArcMap, han sido delimitadas la cuenca y los diferentes parámetros necesarios para obtener el caudal máximo en el punto de control según lo descrito en la norma 5.2 IC. Así, la cuenca en estudio cuenta con los siguientes datos:

Las características geométricas obtenidas se pueden observar en el siguiente cuadro:

Tabla 9 Características de la Cuenca

CUENCA	AREA Km².	LONGITUD Km.	Hmax m	Hmin m	PENDIENTE m/m.	Tc h.
Argamasilla	11.600	4.85	185.0	130.0	0.0113	2.3330

Para el cálculo del tiempo de concentración de las cuencas se utilizará la fórmula de Témez,

$$T_c = 0,3 x \left(\frac{L}{J} \right)^{0,76}$$

donde:

T_c= Tiempo de concentración (en horas).

L = Longitud del curso principal de la cuenca (en metros).

J = Pendiente de la cuenca (en m/m).

la intensidad correspondiente a dicho tiempo de concentración, el coeficiente de escorrentía y caudal han sido calculados según la norma 5.2 IC.

- Intensidad:

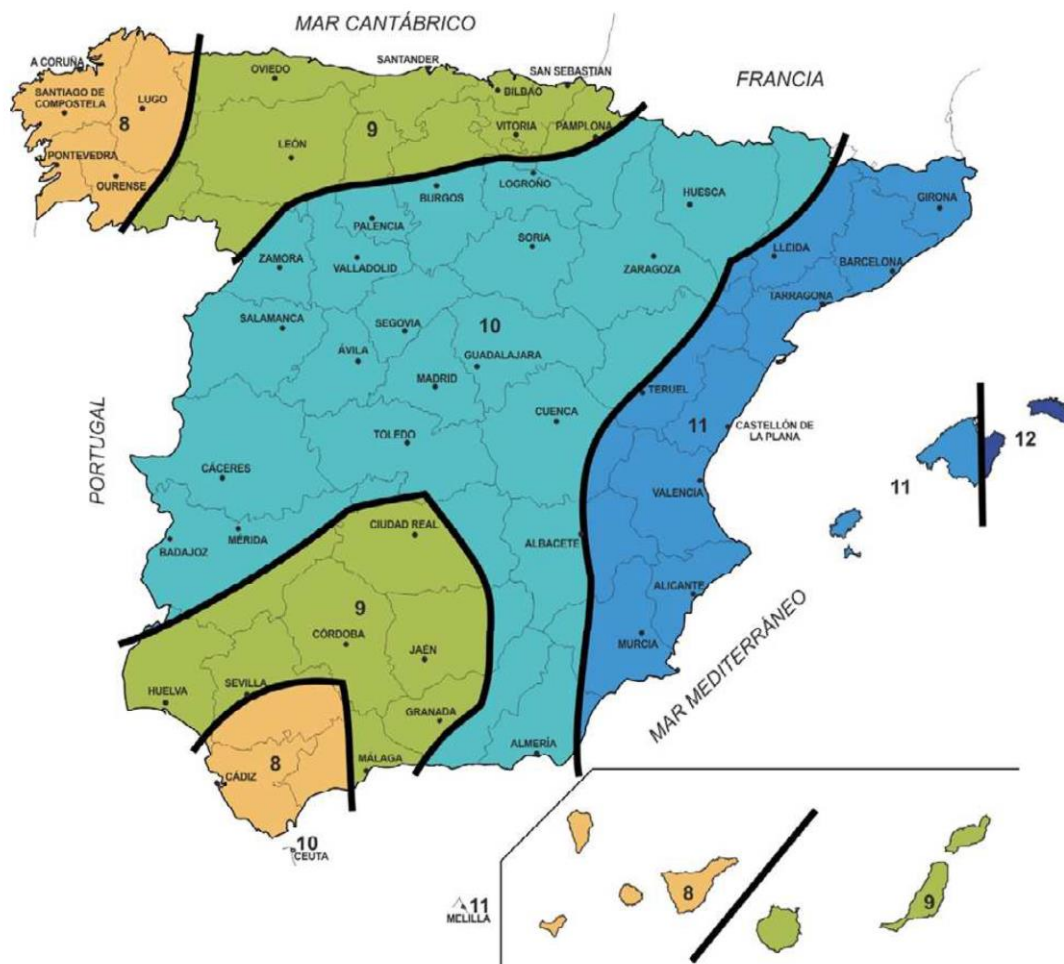
Para el cálculo de la intensidad de lluvia, que según se ha visto es uno de los factores que intervienen en la fórmula de caudal punta, se vienen utilizando tradicionalmente las curvas de intensidad-duración de una precipitación asociadas a una estación determinada.

En este proyecto se utiliza como expresión universal de cualquier curva intensidad-duración la siguiente:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

En la anterior expresión el valor " I_1/I_d " es un parámetro característico de cada región, independiente del período de retorno y obtenido de acuerdo con el mapa de isolíneas " I_1/I_d ".

Ilustración 4-5 Mapa Isolíneas España



El valor "D" representa la duración de lluvia en horas que aumenta al disminuir la intensidad "I". A efectos de cálculo se toma como duración de la precipitación el tiempo de concentración " T_c " definido en el apartado anterior.

I_1 , representa la intensidad horaria máxima en mm/h, e I_d es un valor de referencia que representa la Intensidad de la precipitación de 24 horas, esto es " $I_d = P_d/24$ " siendo " P_d " el valor de la máxima precipitación diaria en mm para cada uno de los períodos de retorno considerados.

- Coeficiente de escorrentía:

El valor "C" en la expresión utilizada para el cálculo de los caudales máximos, se denomina coeficiente de escorrentía. En sentido físico este valor representa la proporción del agua precipitada en una cuenca que escurre hasta el punto de aforo.

Este valor viene dado por la expresión:

$$C = \frac{(P_d - P_o)(P_d + 23 P_o)}{(P_d + 11 P_o)^2} \quad \text{para } P_d > P_o$$

$$C = 0 \quad \text{para } P_d \leq P_o$$

El umbral de escorrentía considerado para cada uso del suelo deberá ir afectado por un coeficiente corrector β

$$P_o = P_o^i \cdot \beta$$

donde:

P_o	(mm)	Umbral de escorrentía
P_o^i	(mm)	Valor inicial del umbral de escorrentía
β	(adimensional)	Coefficiente corrector del umbral de escorrentía

El valor inicial del Umbral de escorrentía P_o^i (mm), se ha tomado a partir de la tabla 2.3 de la norma 5.2-IC de Drenaje Superficial de la DGE. Por su parte, el coeficiente corrector del umbral de escorrentía se asumirá como:

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

donde:

β_m	(adimensional)	Valor medio en la región, del coeficiente corrector del umbral de escorrentía
F_T	(adimensional)	Factor función del período de retorno T

Ilustración 4-6 Mapa Coeficientes Correctores Umbral de Escorrentía



Tabla 10 Valores Correctores P0

ZONA	Bm	FT (según el Periodo de Retorno en años)								
		2	5	10	25	50	100	200	500	1000
53	2.1	0.68	0.87	1.00	1.16	1.23	1.38	1.43	1.56	1.79

Tabla 11 Coeficiente Escorrentía

T 25 años									
% Superficie total	Uso suelo	Po' (mm)	β_m	Ft	β_{pm}	Po	P0 adoptado	C. ESCORR.	Coef. Escorrentia total
100.00%	Frutales secano	19	2.10	1.16	2.44	46.28	25.00	0.386	0.386

Finalmente, el valor del coeficiente de escorrentía para la cuenca de Argamasilla es de 0.386

El caudal final para el periodo de retorno de 25 años seleccionado es el siguiente

Tabla 12 Caudales Argamasilla T 25 años

CUENCA	AREA Km ² .	Lc Km	Jc m/m.	Pd mm/día	Ka mm.	tc horas	l1/ld	ld mm	Fint	C cálculo	Kt	CAUDAL Punta m3/sg
Argamasilla	11.600	4.850	0.011	87.35	0.93	2.33	9.00	3.38	5.51	0.290	1.17	20.40

5 PROGNOSIS DE POBLACIÓN

La predicción de la población futura de un núcleo urbano es una tarea compleja sujeta a errores, debido al gran número de factores diversos que pueden influir en la evolución de la población, económicos, sociales, industriales, políticos...

Para estimar la población futura se recurre a modelos de crecimiento demográfico basados en ciertas hipótesis que se aplican sobre el conjunto de datos estadísticos anteriores.

Un modelo de crecimiento demográfico es el modelo de la tasa de crecimiento constante. La población para el año horizonte del proyecto se obtiene como:

$$P = P_a \cdot (1 + \alpha)^t$$

Para evaluar la tasa de crecimiento α se usará el modelo del MOPU, que se basa en la población del último censo realizado en el núcleo, valor que se toma para P_a , y las de los censos correspondientes a 10 y 20 años antes de este último censo

$$P_a = P_{a-10} \cdot (1 + \beta)^{10} \rightarrow \beta$$

$$P_a = P_{a-20} \cdot (1 + \gamma)^{20} \rightarrow \gamma$$

Como tasa de crecimiento aplicable a la prognosis se adopta el valor

$$\alpha = \frac{2 \cdot \beta + \gamma}{3}$$

Tabla 13 Censo Población Écija

Año	Población
1996	37.292
1998	37.113
1997	
1999	37.565
2000	37.652
2001	37.777
2002	37.900
2003	38.083
2004	38.472
2005	38.911
2006	39.295
2007	39.510
2008	40.143
2009	40.400
2010	40.534
2011	40.718
2012	40.683
2013	40.880
2014	40.634
2015	40.320
2016	40.270
2017	40.087

No existen cifras a 1 de enero de 1997 porque no se realizó revisión del padrón para ese año

Dado que no se dispone de datos para 20 años antes del último censo se calculará con 19 años

$$P_a = P_{2017} = 40.087$$

$$P_{10} = P_{2007} = 39.510$$

$$P_{19} = P_{1998} = 37.113$$

$$40.087 = 39.510 * (1 + \beta)^{10}$$

$$40.087 = 37.113 * (1 + \gamma)^{19}$$

$$\beta = 0.00145$$

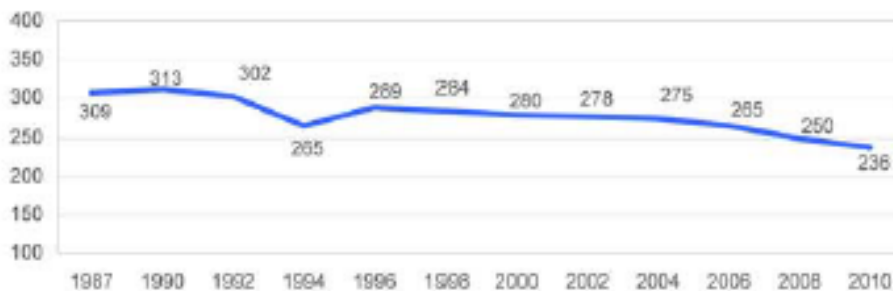
$$\gamma = 0.00406$$

$$\alpha = 0.00232$$

La prognosis de población se hará para un intervalo de 20 años, es decir, para 2037

$$P_{2037} = 40.087(1 + 0.00232)^{20} = 41.989 \text{ habitantes}$$

Ilustración 5-1 Dotación Abastecimiento



La dotación de agua es el agua que sale de los depósitos de distribución para el consumo.

La disminución, tanto de la dotación como del consumo doméstico es el positivo resultado de una mayor eficiencia de los servicios que ha mejorado notablemente el rendimiento de las redes, la facturación por usos diversos, la realización de campañas para el uso eficiente de los recursos y a la generalización de las tarifas crecientes por bloques de consumo sin olvidar una mayor conciencia de los ciudadanos sobre el uso sostenible del agua y la mejora de rendimiento de los aparatos domésticos.

Para nuestro caso usaremos una dotación de 240 l/hab y día

Para una población de 41.989 habitantes obtenemos un caudal medio de aguas residuales de:

$$Q_m = 240 \text{ l/hab día} * 41989 = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 2.4 * Q_m = 0.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho caudal una vez distribuido a lo largo de la red resulta inapreciable a efectos del cálculo en SWMM

6 ENTORNO SWMM5

6.1 Criterios adoptados

Los caudales de pluviales para el análisis de la red de saneamiento de la ciudad de Écija han sido obtenidos mediante el modelo dinámico de simulación lluvia-escorrentía SWMM (Storm Water Management Model),

El modelo matemático de la red de saneamiento desarrollado para Écija está compuesto por subcuencas, nodos, conducciones y vertederos, además de las condiciones hidrológicas que se han basado en la publicación de “Máximas lluvias en la España Peninsular” de la Dirección General de Carreteras, generando una lluvia de proyecto correspondiente a un período de retorno de 25 años, no obstante, el análisis que se realizará más adelante llevará a comparar periodos de retorno mayores

SUBCUENCAS: Para calcular la transformación de la lluvia en escorrentía es necesario establecer para cada subcuenca una serie de parámetros básicos, como son el área total, el ancho medio, la pendiente, el número de curva equivalente y la rugosidad de cada tipo de superficie, así como la capacidad de almacenamiento en depresión a nivel de parcela.

NODOS: Las cámaras representan físicamente las conexiones de los conductos de la red de saneamiento, así como los nodos receptores del caudal de escorrentía y del caudal de aguas residuales de las distintas subcuencas. Los datos de entrada de estos elementos son la rasante hidráulica y la profundidad máxima medida desde la rasante hidráulica hasta la superficie del terreno.

CONDUCTOS: Los datos de entrada para estos elementos son la geometría de la sección, la longitud de cada conducción, las cotas a la entrada y a la salida y la rugosidad del conducto. Para el cálculo del flujo en lámina libre se ha usado la ecuación de Manning:

$$Q = A \frac{R_H^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Siendo:

n: Coeficiente de Manning

R_H: Radio hidráulico

S: Pendiente hidráulica del flujo

El análisis hidráulico se realiza mediante el modelo de onda dinámica, que resuelve las ecuaciones completas unidimensionales de Saint Venant y genera resultados precisos en redes complejas. Con este tipo de modelo de transporte se puede representar el flujo presurizado de forma que el caudal que circula por la misma puede exceder el valor del caudal a tubo completamente lleno obtenido mediante la ecuación de Manning (flujo en lámina libre).

A su vez, la utilización del modelo de transporte de la onda dinámica contempla efectos como el almacenamiento en los conductos, los resaltos hidráulicos y el flujo inverso, lo que permite reflejar con mayor exactitud el comportamiento de la red.

Así, para resolver el caudal en cada conducto utiliza una ecuación fruto de combinar la ecuación de cantidad de movimiento y la de conservación de la masa, del tipo:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA I_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0$$

Esta sigue siendo una sola ecuación a aplicar en el conducto. La pendiente motriz se evalúa con expresiones iguales a las del régimen permanente como la de Manning descrita anteriormente. Aplicando un esquema en diferencias finitas sobre la ecuación, entre un instante t y otro t + Δt tenemos al final:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R_h^{\frac{4}{3}}}|V_t|Q_{t+\Delta t} + 2V\left(\frac{\Delta A}{\Delta t}\right)_t \Delta t + V^2\left[\frac{A_2 - A_1}{L}\right]\Delta t - gA\left[\frac{H_2 - H_1}{L}\right]\Delta t$$

Donde $k = g n^2$, con un coeficiente de rugosidad de Manning, L es la longitud del conducto, y Δt es el intervalo de tiempo de cálculo. Despejando el valor del caudal en el instante $t + \Delta t$, tenemos:

$$Q_{t+\Delta t} = \left[\frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R_h^{\frac{4}{3}}|V|}} \right] \left[Q_t + 2V\left(\frac{\Delta A}{\Delta t}\right)_t \Delta t + V^2\left[\frac{A_2 - A_1}{L}\right]\Delta t - gA\left[\frac{H_2 - H_1}{L}\right]\Delta t \right]$$

Los valores V , A y R que aparecen en la ecuación, están ponderados entre los valores de los nodos aguas arriba y aguas abajo. La variación del área respecto del tiempo, se calcula hacia atrás, en el instante t , por lo que es el dato desconocido. Se puede reescribir esta expresión final como:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{\text{gravedad}} + \Delta Q_{\text{inercia}}}{1 + \Delta Q_{\text{rozamiento}}}$$

Donde están representadas todas las fuerzas actuantes sobre la masa del agua en la red de drenaje.

En caso de que el conducto entre en carga, el cálculo se lleva a cabo mediante las ecuaciones de Darcy-Weisbach:

$$j = \frac{f v^2}{D 2g}$$

Donde:

D : el diámetro de la conducción.

f : el factor de fricción

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

Donde:

ε : la rugosidad absoluta del material de la conducción

Re : Número de Reynolds, que expresa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas.

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

siendo ν la viscosidad cinemática, que para el agua a 20°C es $1,14 \times 10^{-6}$.

La ecuación de conservación de la masa aplicada a cada nudo (cámara) se puede expresar como:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \sum (Q_t \Delta t / \Delta S_t)$$

Donde A_{St} es el área en planta de la cámara.

6.2 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración que se usará en el programa SWMM se ha tomado como la longitud más larga dentro de la red de tuberías. La pendiente se ha aproximado dado que no existe una pendiente uniforme en la red, habiendo tramos de cabecera con una pendiente pronunciada y tramos cercanos a la descarga donde la pendiente es mínima.

Tabla 14 Características Cuenca Écija

CUENCAS Nº	AREA Km ² .	LONGITUD Km.	Hmax m	Hmin m	PENDIENTE m/m.	Tc h.
Écija	3.000	1.70	129.0	95.0	0.0200	0.9442

6.2.1 Usos del suelo

Los usos del suelo se han obtenido de la plataforma de Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA), se ha estimado un número de curva para cada uso del suelo tabulados por el Soil Conservation Service (SCS) con base a los distintos tipos de suelo y uso de la tierra, definiéndose cuatro grupos:

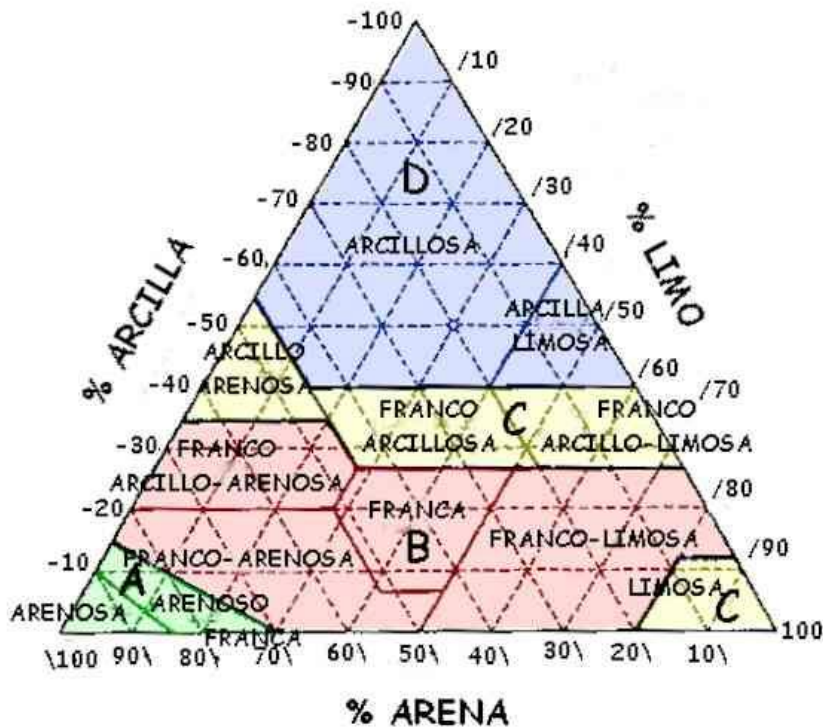
Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Ilustración 6-1 Usos Suelo SCS



A continuación, se realiza un primer cálculo del número de curva, siguiendo el método indicado en el libro "Hidrología aplicada" de Ven Te Chow, David R. Maident y Larry W. Mays, donde aparecen los números de curva tabulados según SCS. Para calcular el número de curva compuesto, mediante este método, únicamente es necesario conocer el uso de la tierra y el grupo hidrológico del suelo.

Cuencas

El sur de la cuenca de Écija llega hasta la zona en la que el agua vierte hacia la carretera por ese motivo las áreas que afectan a cada pozo se han cogió hasta dicho límite según se muestra en la siguiente imagen

Ilustración 6-2 Cuencas implementadas en SWMM



El número de curva se ha estimado de acuerdo a la siguiente tabla

Tabla 15 Numero de Curva

A.4 Número de Curva para escorrentía según el SCS (Condiciones de humedad antecedentes de tipo II)¹

Descripción del uso del suelo	Tipo de suelos			
	A	B	C	D
Tierra cultivada				
Sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastos y prados				
En malas condiciones	68	79	86	89
En buenas condiciones	39	61	74	80
Pradera				
En buenas condiciones	30	58	71	78
Terreno boscoso				
Poco denso, cubierta forestal pobre o inexistente	45	66	77	83
Buena cubierta forestal ²	25	55	70	77
Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.)				
En buenas condiciones (75% o más de hierba)	39	61	74	80
En pobres condiciones (50-75% de hierba)	49	69	79	84
Zonas comerciales (85% impermeable)	89	92	94	95
Polígonos industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Zona residencial ³				
Tamaño medio de la parcela (% Impermeabilidad ⁴)				
< 500 m ² (65%)	77	85	90	92
1000 m ² (38%)	61	75	83	87
1500 m ² (30%)	57	72	81	86
2000 m ² (25%)	54	70	80	85
4000 m ² (20%)	51	68	79	84
Aparcamientos pavimentados, tejados, caminos asfaltados, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras				
Pavimentados, con cunetas y colectores de drenaje ⁵	98	98	98	98
Caminos de grava	76	85	89	91
Sucios	72	82	87	89

1. Origen: *SCS Urban Hydrology for Small Watersheds*, 2nd Ed., (TR-55), June 1986.
2. Se entiende por buena cubierta la que está protegida del pastoreo y la basura; y dispone de arbustos.
3. Los números de curva se calculan asumiendo que la escorrentía de casas y vías se dirige hacia la calle, con una mínima aportación del tejado a la zona ajardinada, donde ocurriría una infiltración adicional.
4. El área permeable restante se considera a efectos del cálculo del número de curva como si fuese pasto en buenas condiciones.
5. Para áreas con un clima templado se puede utilizar un número de curva de 95.

El almacenamiento en depresión se define como la cantidad de agua que puede quedar retenida en ciertas zonas y que más tarde se verterá a la red de saneamiento. Los valores típicos son:

Tabla 16 Almacenamiento en Depresión

Valores típicos del almacenamiento en depresión

Superficie impermeable	1'25 - 2'5 mm
Césped y hierba	2'5 - 5 mm
Pastos y prados	5 mm
Lecho forestal	7'5 mm

(Fuente: ASCE,(1992), Design & Construction of Urban Stormwater Management Systems, New York)

Los coeficientes de Manning adoptados para la escorrentía superficial como puede ser pavimento o tejados son los siguientes:

Tabla 17 Coeficientes de Manning

Coeficientes de Manning para escorrentía superficial

Superficie	n
Asfalto liso	0.011
Hormigón liso	0.012
Revestimiento de hormigón basto	0.013
Madera pulida	0.014
Ladrillo con mortero de cemento	0.014
Arcilla vitrificada	0.015
Fundición de hierro	0.015
Tuberías de metal corrugado	0.024
Superficie de escombrera	0.024
Terreno improductivo (libre de residuos)	0.05
Terreno cultivado	
Cubierta de residuos < 20%	0.06
Cubierta de residuos > 20%	0.17
Pasto natural	0.13
Hierba	
Corta, pradera	0.15
Densa	0.24
Zacate (Bermuda grass)	0.41
Bosque	
Con cubierta ligera de arbustos	0.40
Con cubierta dense de arbustos	0.80

Fuente: McCuen, R. et al. (1996), Hydrology, FHWA-SA-96-067, Federal Highway Administration, Washington, DC.

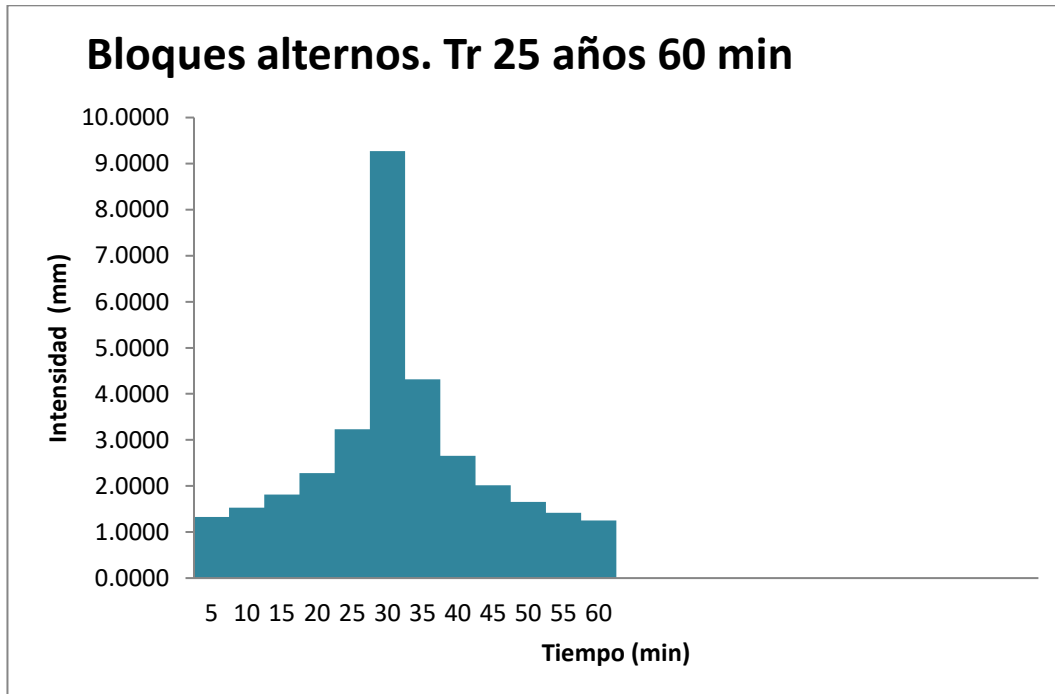
6.3 Calculo del hietograma de proyecto

El hietograma de salida será el calculado para un periodo de retorno de 25 años.

La lluvia de diseño tendrá una duración de 1 h dividido en bloques de 5 min

Datos de partida	
Tr	25 años
Pd	87.35 mm/día
I1/Id	9.0
Id	3.63958

Ilustración 6-3 Hietograma T 25



Valores del hietograma

Tabla 18 Datos Hietograma T25 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	111.23	9.27	9.27	1.3280
10	81.49	13.58	4.31	1.5273
15	67.24	16.81	3.23	1.8152
20	58.39	19.46	2.65	2.2808
25	52.19	21.74	2.28	3.2287
30	47.52	23.76	2.02	9.2690
35	43.84	25.58	1.82	4.3134
40	40.85	27.23	1.66	2.6526
45	38.35	28.76	1.53	2.0159
50	36.22	30.18	1.42	1.6566
55	34.37	31.51	1.33	1.4196
60	32.76	32.76	1.25	1.2490

7 ANÁLISIS DE LA PROBLEMÁTICA

En 1997 se produjeron grandes inundaciones, (con la evacuación de 600 vecinos y unos daños valorados en 36 millones de euros), sobre la ciudad de Écija, donde se puso de manifiesto la necesidad de reforzar las medidas de laminación de la cuenca del río Genil. El causante de las inundaciones fue la cuenca intermedia entre el embalse de Iznájar y Écija, ya que éste no vertió ni desaguó caudal alguno durante el episodio tormentoso. Ante esta situación la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir redactó el "Proyecto de Defensa de Écija ante Inundaciones", que contempla la ejecución de una corta en el río Genil y la construcción de sendos diques de defensa en ambas márgenes del río. Además de un canal recreativo en la margen izquierda. Dicho proyecto, ya ejecutado, supone una mejora cualitativa en la defensa de la ciudad ante el riesgo de inundaciones, sin embargo, la actuación debe completarse con la construcción de la Presa en el Río Genil, a fin de alcanzar unos adecuados niveles de garantías

La ciudad de Écija se asienta en gran parte sobre la llanura de inundación del río Genil. Esta configuración ha hecho que históricamente se hayan producido inundaciones de importante relieve sobre Écija. La capacidad del cauce actual, entre el Puente Romano y el Puente de Hierro, se ha visto casi duplicada con las obras de encauzamiento correspondientes a la Primera Fase, pasando de 275 m³/s a los 500 m³/s actuales. Sin embargo, este caudal sigue siendo inferior a caudales del orden de los 1.000 m³/s que llegaron a pasar en diciembre de 1.997, hecho que indica que el Río Genil presenta en el área urbana de Écija una zona inundable que es anegada con cierta frecuencia. Esto justifica el diseño y construcción de unas obras de defensa que sirvan de complemento al aumento de la capacidad de transporte conseguido con la Primera Fase del proyecto. Estas obras de defensa permitirán la evacuación de 1.630 m³/s a través de la corta y de la nueva zona inundable creada, sin desbordamiento sobre los diques, y de 2.075 m³/s con un desbordamiento controlado en un dique fusible. Esta solución para proteger de las inundaciones es viable desde el punto de vista técnico, al estar compuesta por obras de escasa complejidad constructiva, ya que se trata de diques de tierras y muros de defensa de hormigón armado de tipología sencilla. Para comprobar su viabilidad constructiva en el emplazamiento se ha realizado un estudio geológico y geotécnico, para analizar principalmente la aptitud de los materiales de la zona y los posibles asentamientos de los diques, siendo los resultados positivos. Respecto a su funcionalidad, el proyecto se ha basado en sucesivos estudios hidrológicos de la cuenca y de estudios hidráulicos para diseñar la solución. Se han tenido en cuenta los episodios de inundaciones sufridos para poder usarlos de referencia. Todos estos análisis han llevado a la obtención de los caudales de diseño antes citados y a la disposición de los diques por la que se ha optado. El canal recreativo supone la recuperación del antiguo meandro del río Genil, que ha sido rellenado de tierras

Este canal se alimentará de las aportaciones del propio Río Genil, encontrándose a salvo de las crecidas del río gracias a los automatismos diseñados en los elementos de control. El tratamiento ambiental de la que acompañará al canal en ambas márgenes al objeto de recuperar el ecosistema fluvial primitivo, junto a la lámina de agua constante en el mismo inducida por el juego de azudes y compuertas y el extenso paseo de ribera longitudinal que se ha definido para el disfrute de la población, conforman lo que se denomina "canal recreativo". Este canal es viable técnicamente y beneficioso desde el punto de vista ambiental y social.

A pesar la construcción de la corta la ciudad seguía teniendo graves problemas de inundaciones en la que se conoce como calle Arroyos, bajo dicha calle discurría encauzado el arroyo de la Argamasilla.

En concreto, estas obras han consistido en la construcción de un colector de encauzamiento por el lado oeste de la ciudad como continuación del cauce del arroyo Argamasilla. Esta gran tubería discurre a lo largo de 3,2 km de los que 1,3 km corresponde a un tramo de túnel soterrado de importantes dimensiones (7,5 m de ancho y casi 6,5 m de alto). Esta conducción recibirá los caudales de cinco arroyos próximos (Físico, Barrero, Cabrera, San Cristóbal y Cementerio)

El objetivo final de este nuevo encauzamiento es la incorporación de estos caudales al cauce del río Genil aguas abajo del núcleo urbano, a la altura del denominado Puente del Hierro. La capacidad de desagüe es de 278,6 m³/s, cifra que se corresponde con la máxima avenida posible que pueda producirse en la ciudad para un periodo de retorno de 500 años.

El conjunto de los trabajos se ha realizado en varias fases (desde el inicio de las obras en diciembre de 2009

hasta su finalización y febrero de 2016) debido a que estas han sido una de las de mayor envergadura y dificultad ejecutadas por la Administración andaluza en los últimos años. La naturaleza inestable de los terrenos de la zona hizo necesario que se realizase un amplio estudio geotécnico por parte del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas de Ministerio de Fomento (Cedex)

Todos estos factores, a los que hay que sumar fenómenos climatológicos acontecidos durante el proceso (lluvias e inundaciones de 2010), han determinado su prolongación en el tiempo, la modificación del proyecto original en dos ocasiones, así como sus suspensiones temporales.

7.1 Análisis de situaciones

Para analizar la problemática existente en la ciudad partiremos de un análisis en las situaciones previas en las que no se contaba con la corta del río ni con el encauzamiento de los arroyos

7.1.1 1ª Situación

La peor de las situaciones se produjo en 1997 y posteriormente en 2010. Analizaremos ésta última ya que se disponen de mayores datos y artículos.

-La lluvia caída corresponde con la de un periodo de retorno de aproximadamente 100 años, (T100=112.55 mm/día), siendo la lluvia caída de 107 mm/día introducirlo en el modelo

-El caudal transportado por el arroyo de la Argamasilla correspondiente a un T100 es de 53.21 m³/seg

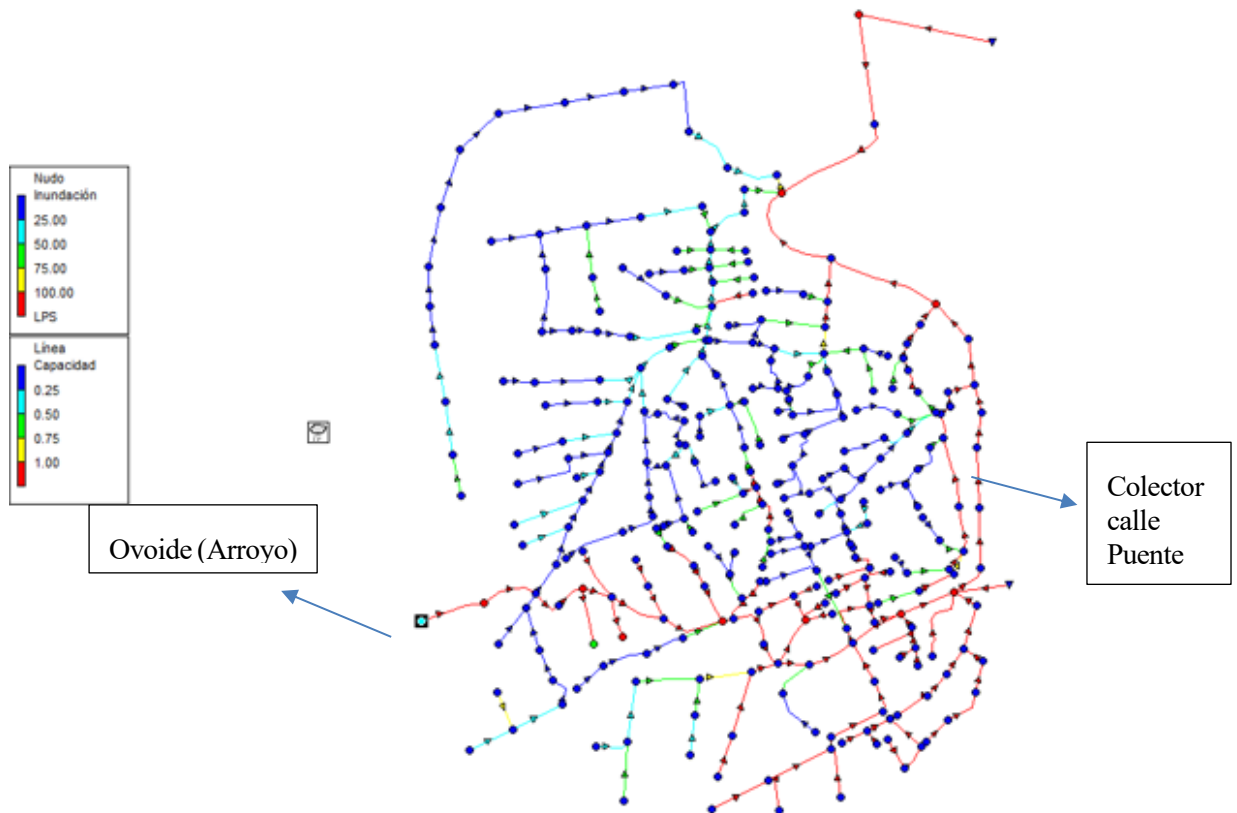
Tabla 19 Caudales T 100 años

CUENCA	AREA Km ² .	Lc Km	Jc m/m.	Pd mm	Ka mm.	tc horas	ld mm	Fint	C cálculo	Kt	CAUDAL Punta
											m ³ /sg
Argamasilla	11.600	4.850	0.011	143.66	0.93	2.33	5.56	5.51	0.461	1.17	53.21

-El Genil alcanzó una cota de 7,35 metros, un metro por encima de su capacidad y casi dos por encima del nivel de alerta a su paso por Écija (5,70 metros, según Medio Ambiente).

A continuación, se muestran los resultados de la simulación

Ilustración 7-1 Modelo SWMM 1ª Situación



Los nodos cuyos colores sea diferentes al azul presentan inundaciones en la superficie, es decir, las tuberías al entrar en presión producen el levantamiento de las tapas de los pozos inundando las calles circundantes

Por otro lado, los colectores en rojo han entrado en presión por lo que su capacidad se encuentra por encima del límite recomendado.

La tormenta de duración de 3 horas presenta sus picos en los minutos 45-55 dependiendo de la zona.

Se mostrarán los perfiles de colectores que por sus dimensiones o ubicaciones nos permitirán obtener una idea de los problemas que sufre la red.

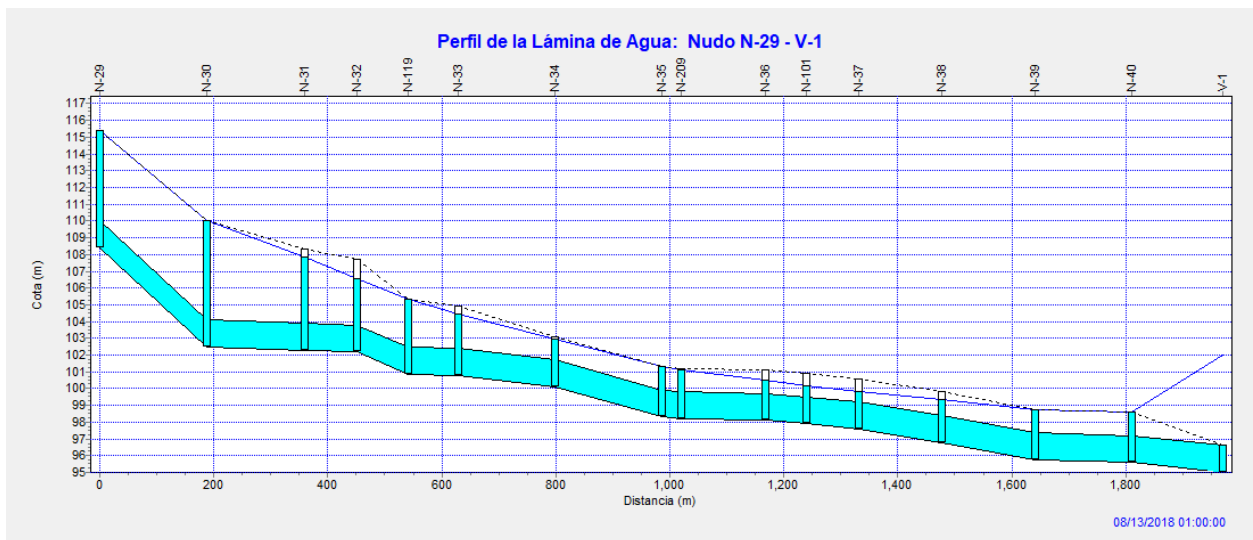
Perfil del Ovoide (Arroyo)

Como se puede apreciar debido a la subida del nivel del río se impide vehicular el agua de la red lo que ocasiona inundaciones en las calles por las que discurre.

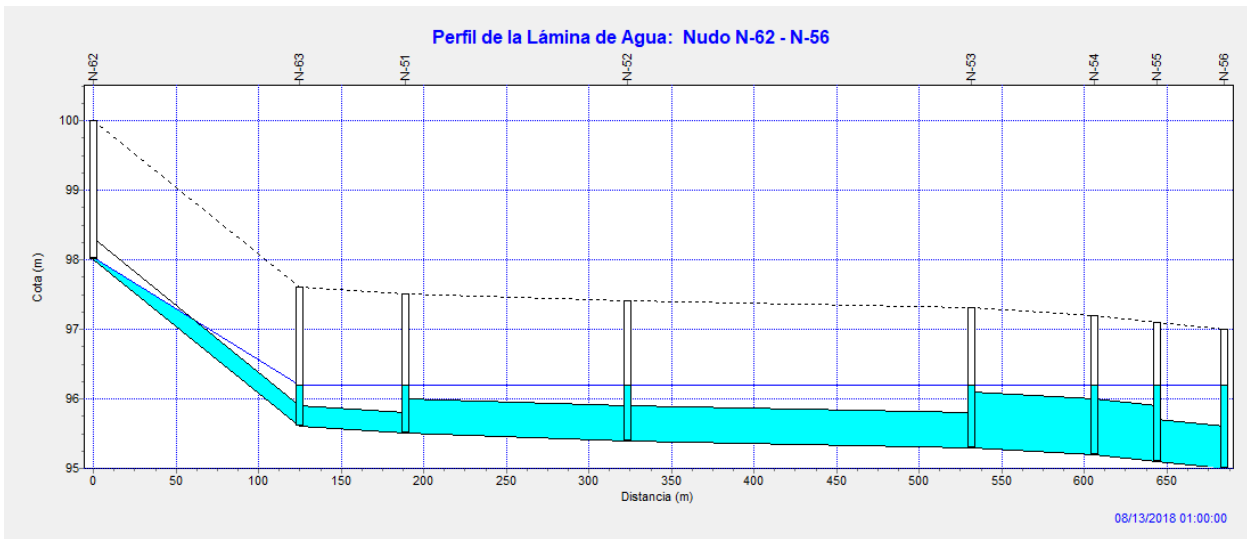
Ilustración 7-2 Inundación Calle Arroyo



Ilustración 7-3 Inundación Calle Arroyo



Colector Calle Puente



Dado que el escenario mostrado es resultado de las peores condiciones posibles, el desbordamiento del río Genil y la crecida del arroyo de la Argamasilla, resulta difícil proponer soluciones factibles para estos casos aparte de las ya ejecutadas en la actualidad.

7.1.2 2ª Situación

Con la finalización de la corta, así como de los diques de contención se evitaron los desbordamientos del Genil, no obstante, la cota de salida de los puntos de vertidos directos al río se encuentra por debajo del nivel de éste lo que impide el desagüe.

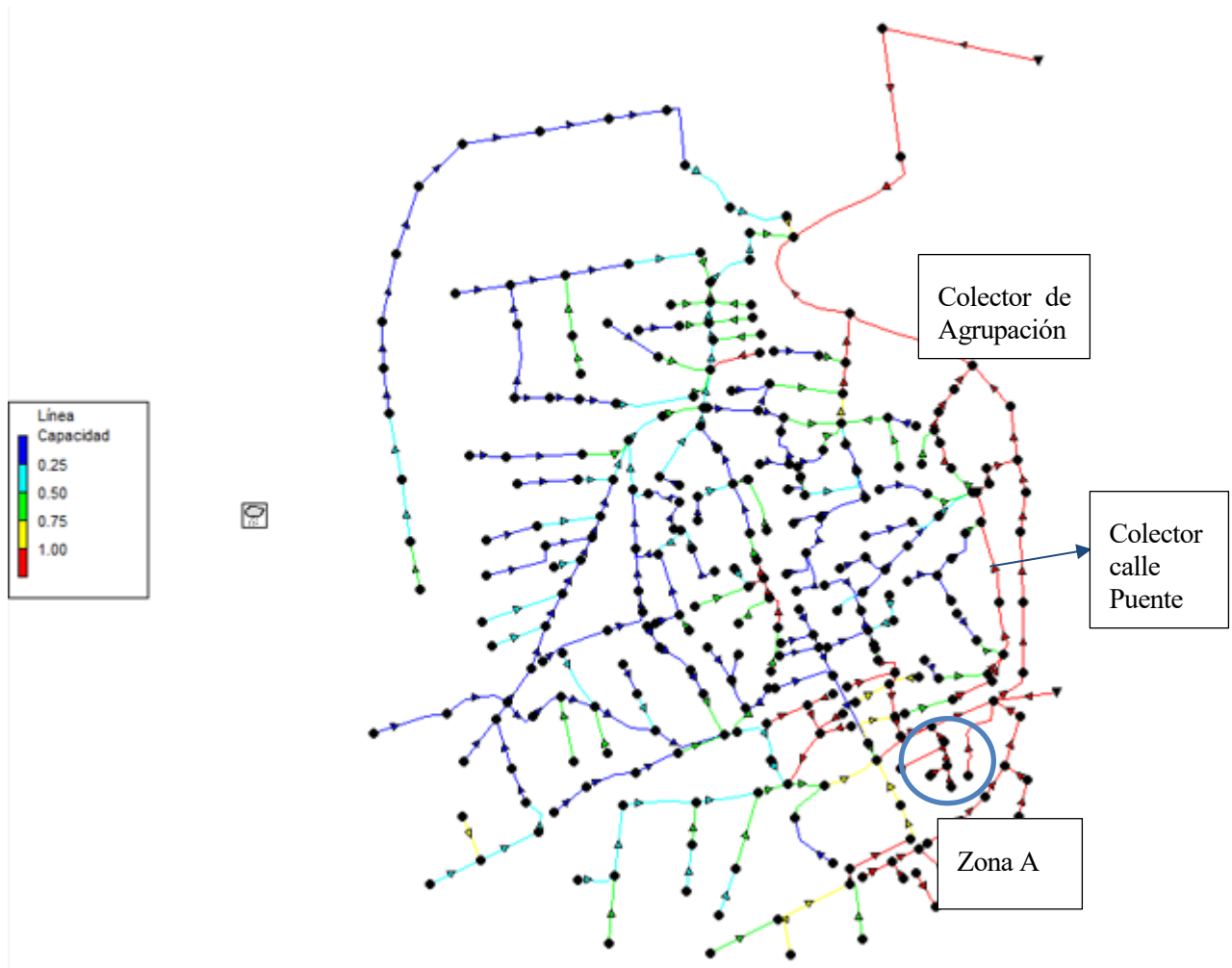
Una situación más reciente fue la vivida el 19 de marzo de 2018 que pese a tener el encauzamiento de los arroyos ya finalizado, las precipitaciones caídas durante dicho mes llegaron a elevar el nivel del Genil a su paso por Écija 3.5 m por encima de la lámina de agua (según datos recogidos por el SAIH), por lo que las inundaciones se sucedieron en las zonas próximas a las riberas del río.

La cota de salida de los puntos de vertido es de 95 y 92.5 m siendo la cota de la lámina de agua en los puntos de vertido de 93.8 y 91 m respectivamente en condiciones normales.

Colocando finalmente la cota de la lámina de agua del río en 98.5 y 95.8

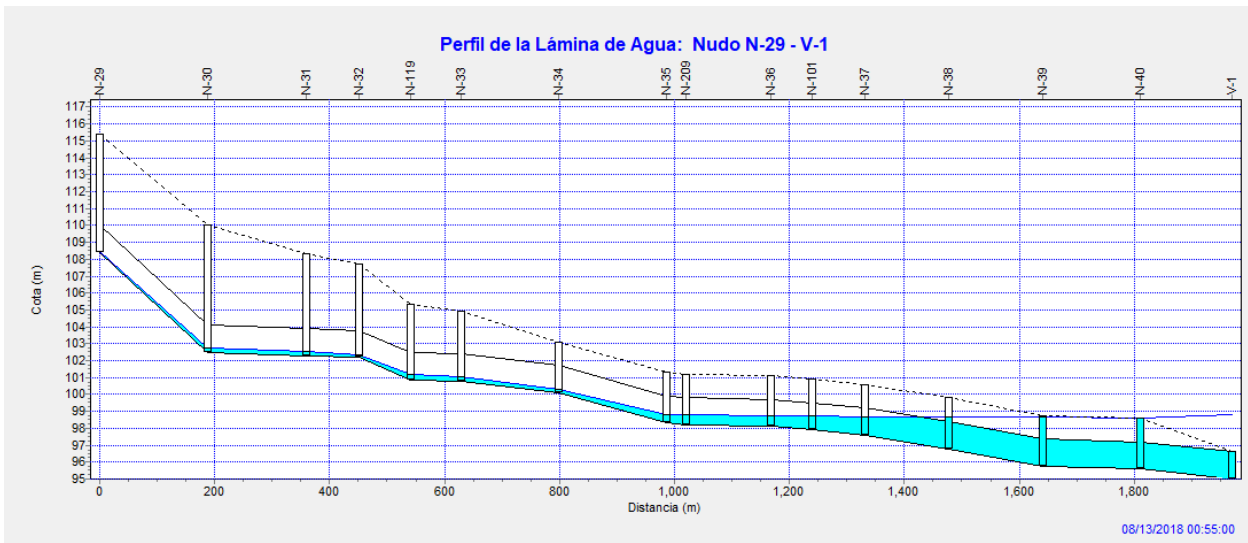
Partiendo de los datos mencionados procedemos a calibrar el modelo SWMM

Ilustración 7-4 Modelo SWMM 2ª Situación



Como se puede apreciar el encauzamiento del arroyo a liberado gran parte de la red aguas arriba, no obstante, la situación aguas abajo sigue siendo la misma ya que la crecida de río a pesar de que no hay desbordamiento gracias a los diques de protección si obtura la salida de la red de pluviales.

Ovoide



Zona A

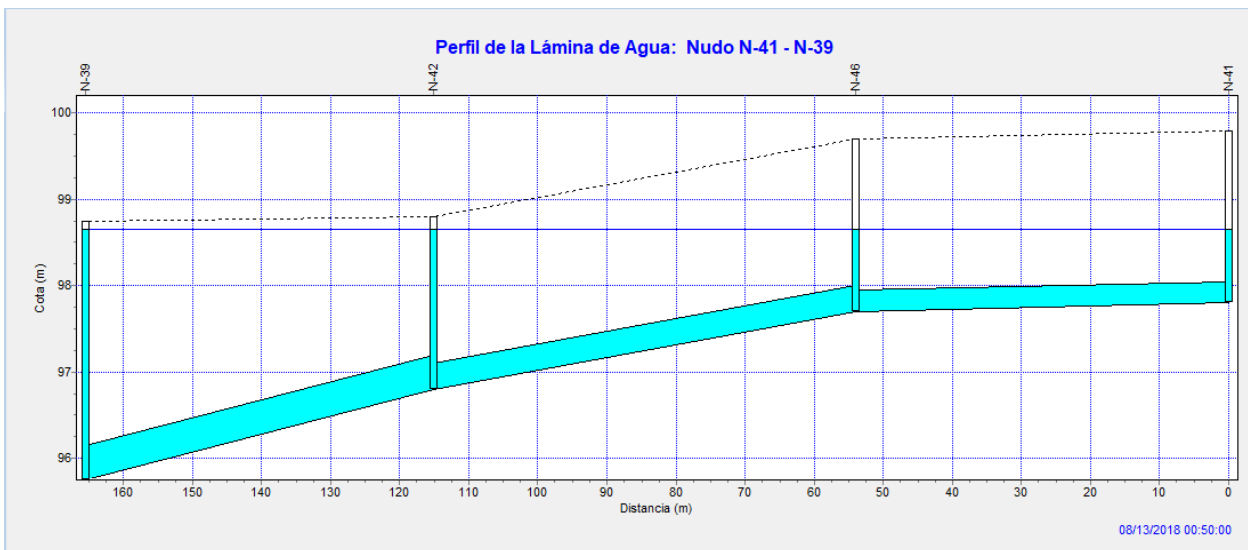
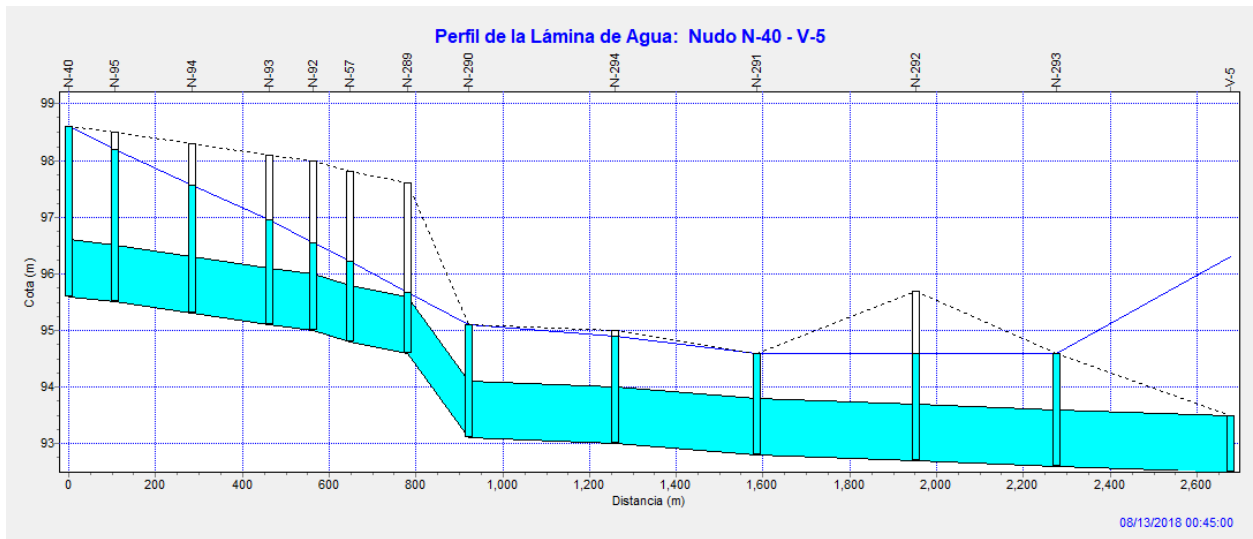


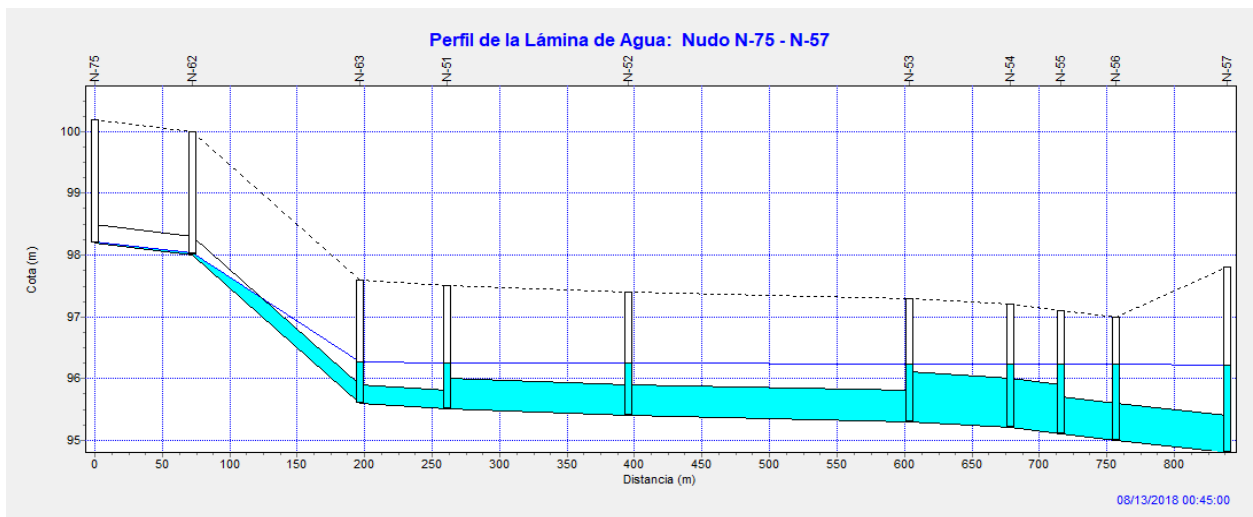
Ilustración 7-5 Foto Plaza Europa



Colector de agrupación



Colector calle Puente



Como se puede observar dicho colector se encuentra en presión debido a la crecida del río, no obstante, presenta discontinuidades en su diámetro lo que puede llevar a problemas a la hora de vehicular el agua.

7.1.3 3ª situación

Como última situación analizaremos la red en caso de lluvias asociadas a diversos periodos de retorno. Para esta situación supondremos que la lluvia cae en el entorno de la ciudad por lo que no afecta al nivel del río Genil.

Si bien el cálculo de las redes de saneamiento de ciudades suele asociarse a periodos de retorno de entre 15 y 25 años, nosotros analizaremos periodos de 25,50,100, 200 y 500 años ya que las 3 primeras entran dentro de las lluvias que podrían ocurrir y las de 200 y 500 las usaremos como comparación con las anteriores.

Lluvia de T 25 años

Datos de partida	
Tr	25 años
Pd	87.35 mm/día

Ilustración 7-6 Hietograma T 25 años

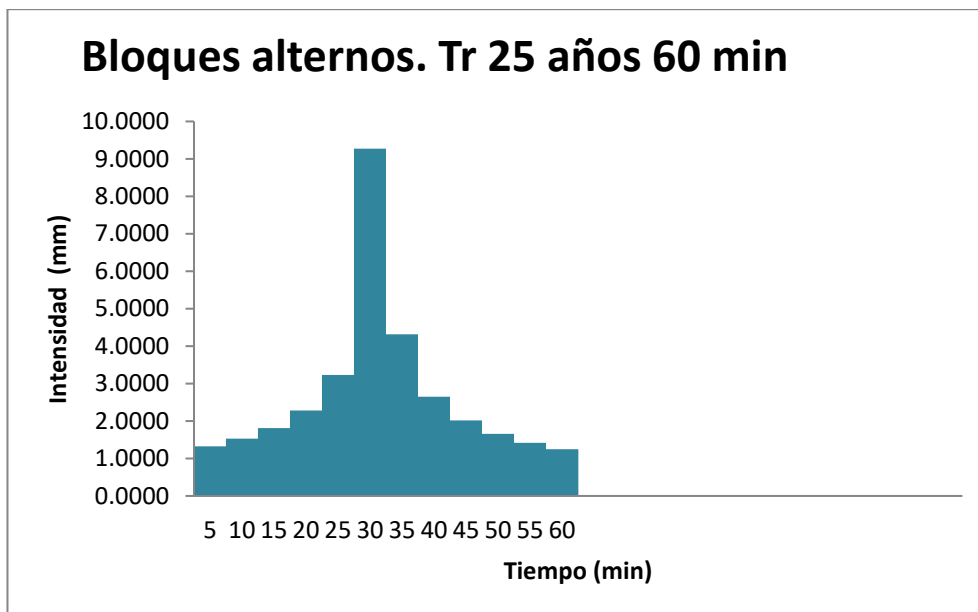


Tabla 20 Datos Hietograma T 25 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	111.23	9.27	9.27	1.3280
10	81.49	13.58	4.31	1.5273
15	67.24	16.81	3.23	1.8152
20	58.39	19.46	2.65	2.2808
25	52.19	21.74	2.28	3.2287
30	47.52	23.76	2.02	9.2690
35	43.84	25.58	1.82	4.3134
40	40.85	27.23	1.66	2.6526
45	38.35	28.76	1.53	2.0159
50	36.22	30.18	1.42	1.6566
55	34.37	31.51	1.33	1.4196
60	32.76	32.76	1.25	1.2490

Lluvia de T 50 años

El hietograma de diseño se muestra a continuación

Datos de partida	
Tr	50 años
Pd	99.55 mm/día

Ilustración 7-7 Hietograma T 50 años

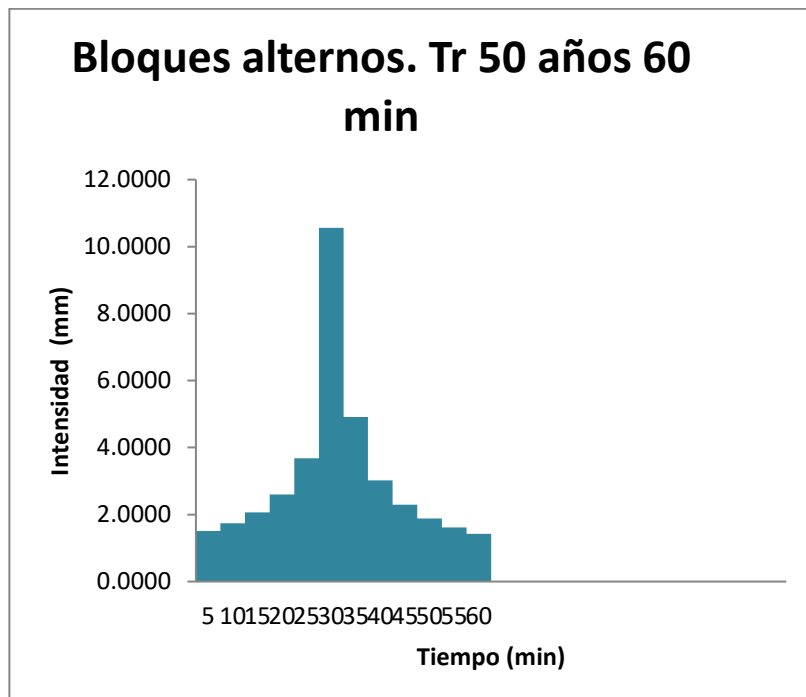
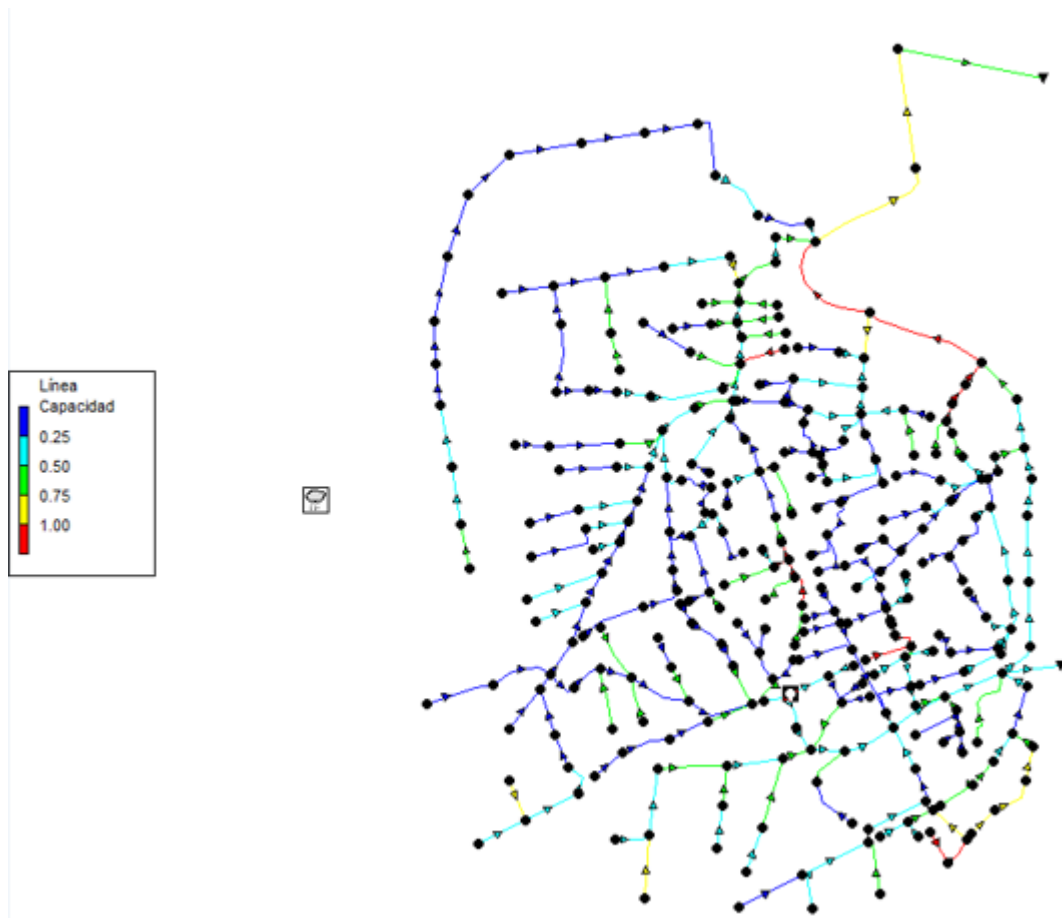


Tabla 21 Datos Hietograma T 50 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	126.76	10.56	10.56	1.5134
10	92.88	15.48	4.92	1.7407
15	76.64	19.16	3.68	2.0687
20	66.55	22.18	3.02	2.5994
25	59.48	24.78	2.60	3.6797
30	54.16	27.08	2.30	10.5636
35	49.97	29.15	2.07	4.9159
40	46.55	31.04	1.89	3.0231
45	43.70	32.78	1.74	2.2975
50	41.27	34.39	1.62	1.8880
55	39.17	35.91	1.51	1.6178
60	37.33	37.33	1.42	1.4234

Ilustración 7-8 Modelo SWMM Iluvia 50 años



Lluvia de T 100 años

Datos de partida	
Tr	100 años
Pd	112.55 mm/día

Ilustración 7-9 Hietograma T 100 años

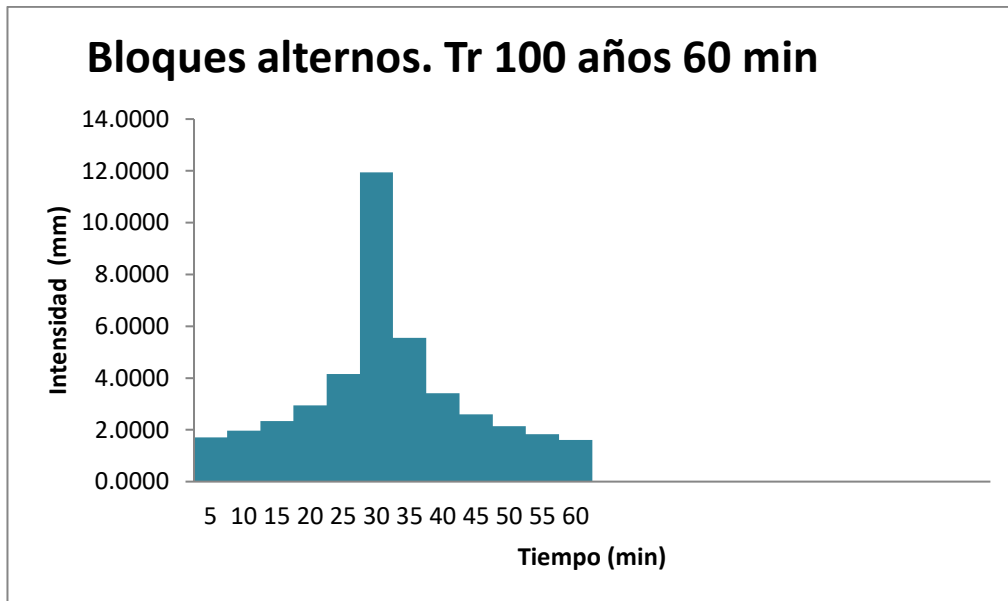
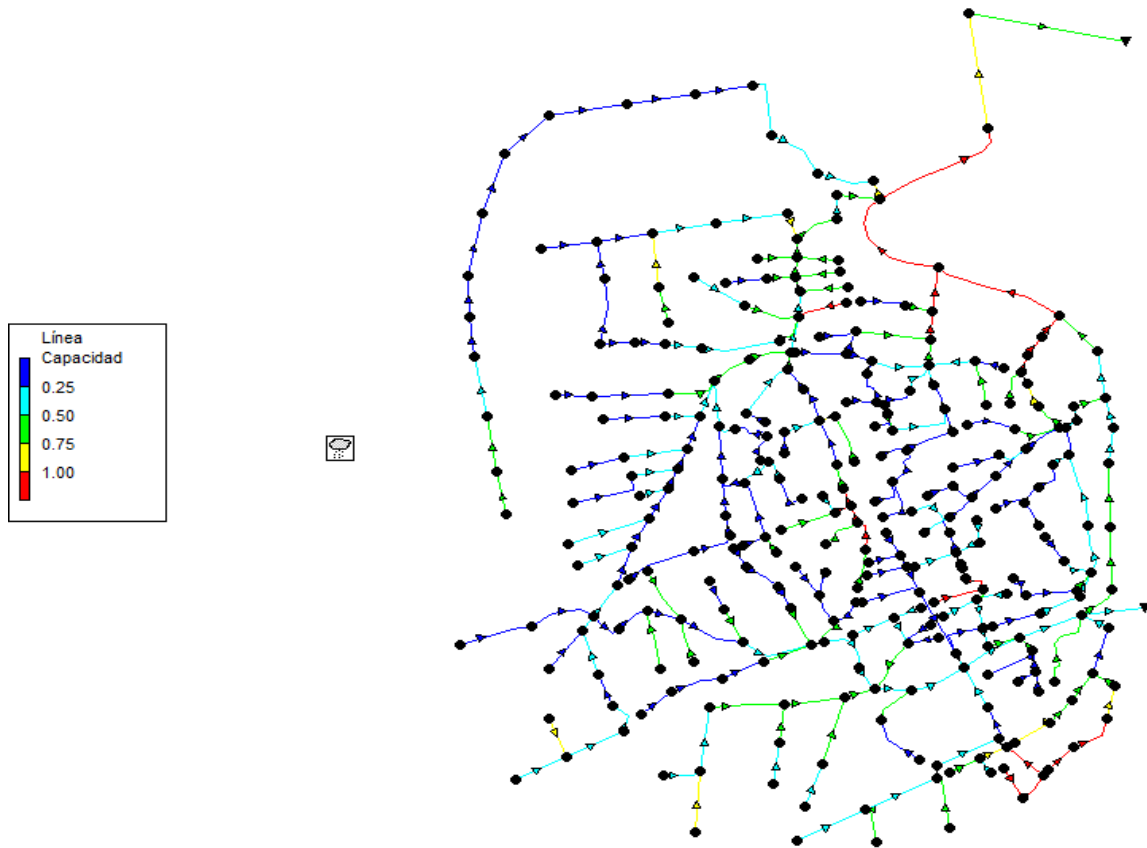


Tabla 22 Datos Hietograma T 100 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	143.32	11.94	11.94	1.7111
10	105.01	17.50	5.56	1.9680
15	86.64	21.66	4.16	2.3389
20	75.24	25.08	3.42	2.9389
25	67.24	28.02	2.94	4.1602
30	61.23	30.62	2.60	11.9431
35	56.49	32.95	2.34	5.5579
40	52.63	35.09	2.13	3.4179
45	49.41	37.06	1.97	2.5975
50	46.66	38.89	1.83	2.1345
55	44.29	40.60	1.71	1.8291
60	42.21	42.21	1.61	1.6093

Ilustración 7-10 Modelo SWMM lluvia 100 años



Lluvia de T 200 años

Datos de partida	
Tr	200 años
Pd	126.25 mm/día

Ilustración 7-11 Hietograma T 200 años

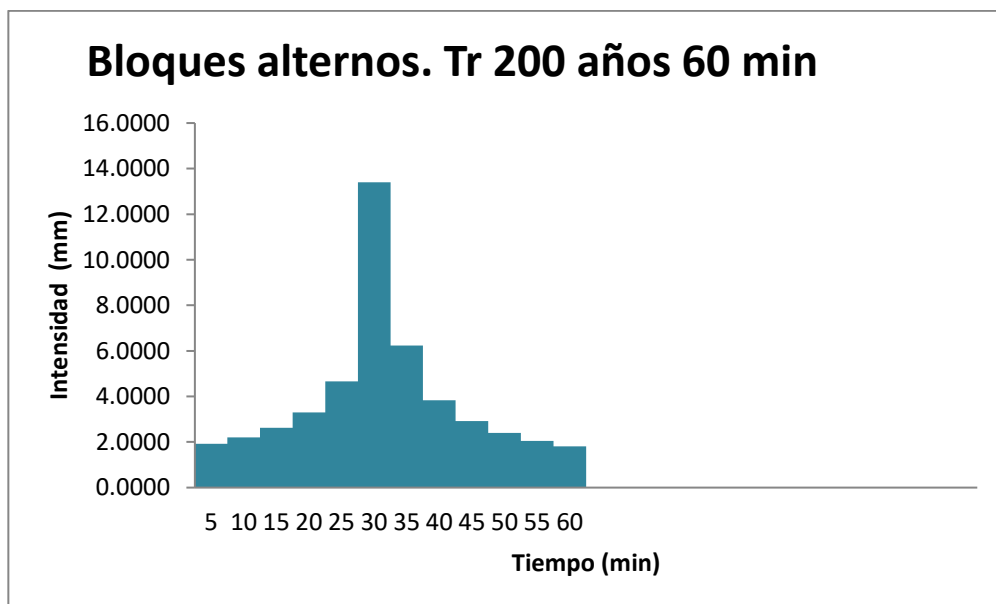
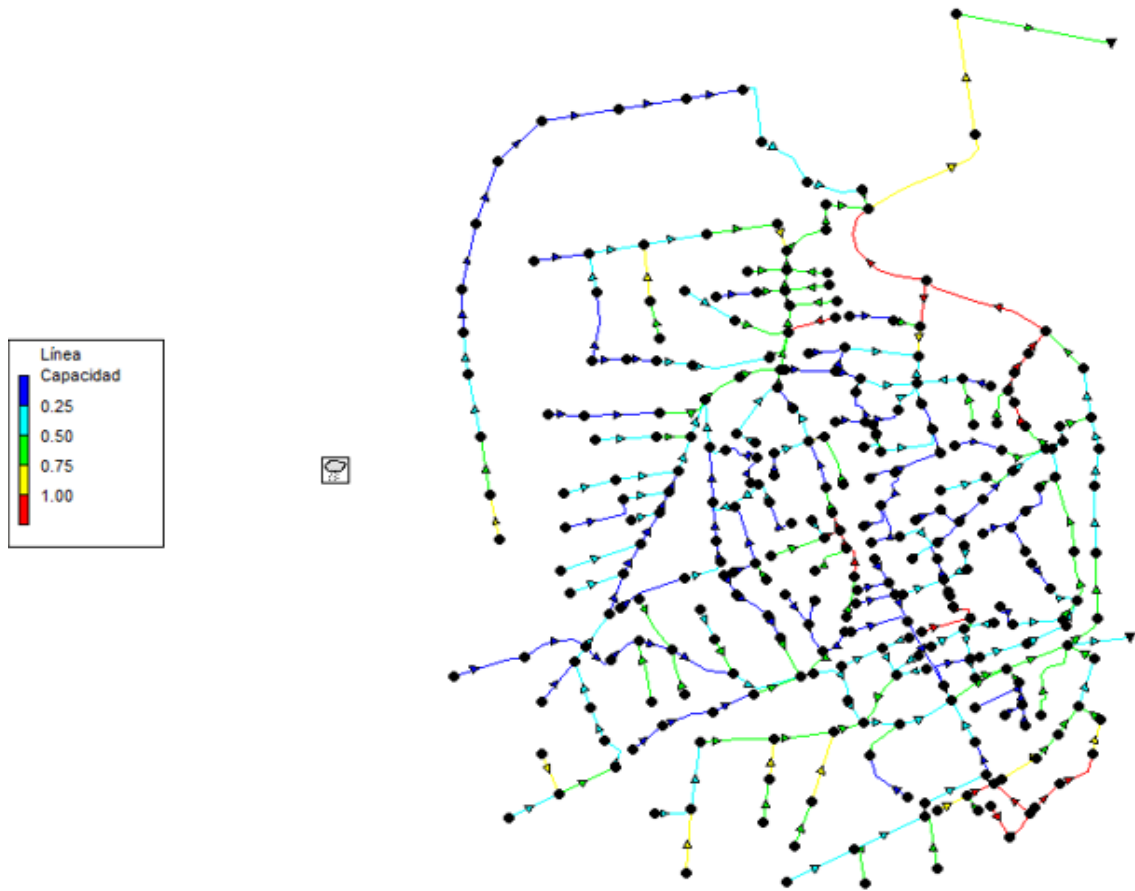


Tabla 23 Datos Hietograma T 200 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	160.76	13.40	13.40	1.9194
10	117.79	19.63	6.23	2.2075
15	97.19	24.30	4.67	2.6236
20	84.40	28.13	3.83	3.2966
25	75.43	31.43	3.30	4.6666
30	68.68	34.34	2.91	13.3968
35	63.37	36.97	2.62	6.2344
40	59.04	39.36	2.39	3.8339
45	55.42	41.57	2.21	2.9137
50	52.34	43.62	2.05	2.3943
55	49.68	45.54	1.92	2.0517
60	47.34	47.34	1.81	1.8052

Ilustración 7-12 Modelo SWMM lluvia 200 años



Lluvia de T 500 años

Datos de partida	
Tr	500 años
Pd	144.60 mm/día

Ilustración 7-13 Hietograma T 500 años

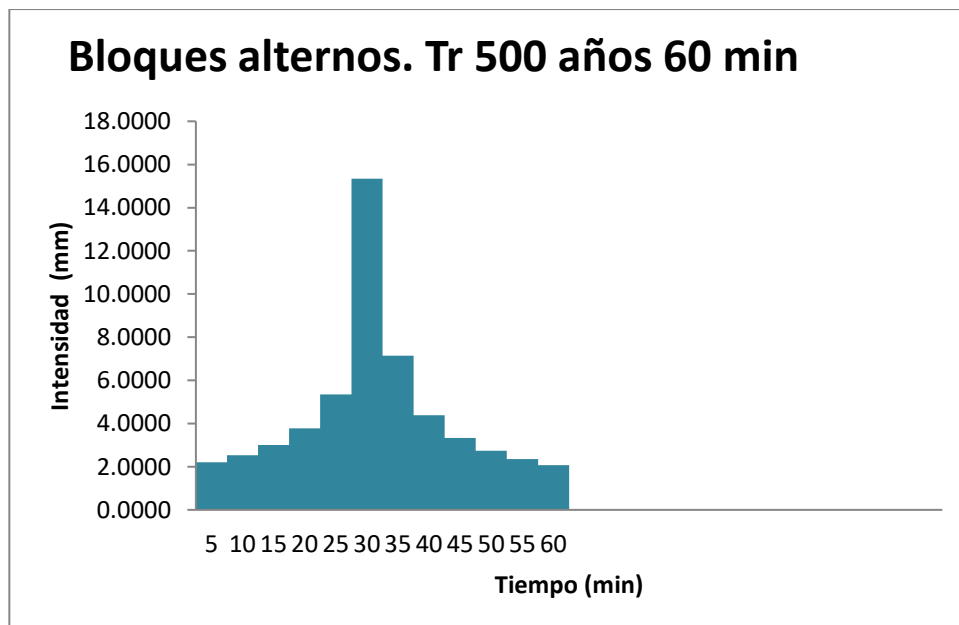
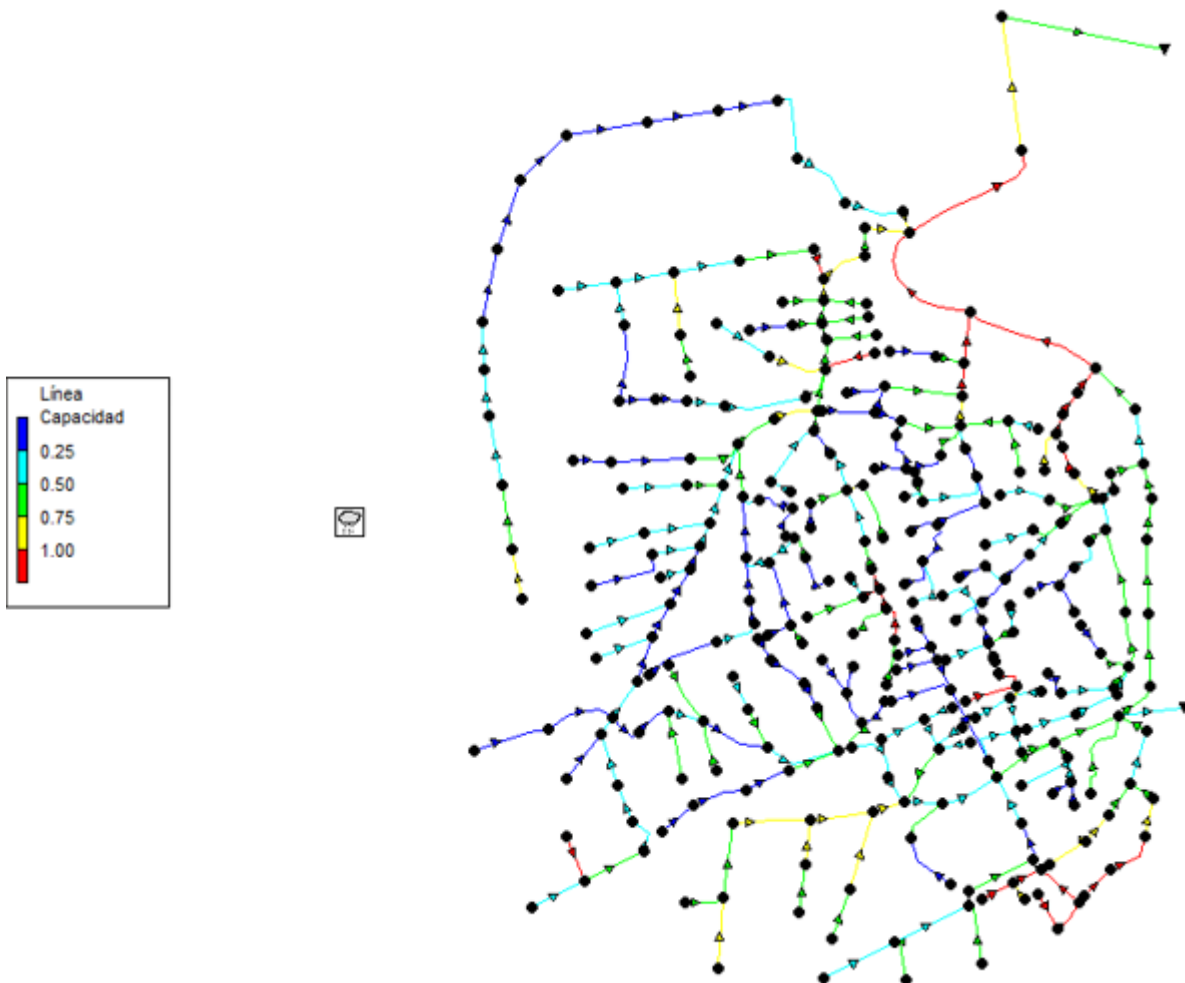


Tabla 24 Datos Hietograma T 500 años

Tiempo (min)	Curva de posibilidad pluviométrica		Lluvia total	
	I (mm/h)	P (mm)	I (mm)	Hietograma (mm)
5	184.13	15.34	15.34	2.1983
10	134.91	22.48	7.14	2.5284
15	111.32	27.83	5.34	3.0049
20	96.66	32.22	4.39	3.7757
25	86.39	36.00	3.78	5.3449
30	78.67	39.33	3.34	15.3440
35	72.58	42.34	3.00	7.1405
40	67.62	45.08	2.74	4.3911
45	63.48	47.61	2.53	3.3372
50	59.95	49.96	2.35	2.7423
55	56.90	52.16	2.20	2.3499
60	54.23	54.23	2.07	2.0676

Ilustración 7-14 Modelo SWMM lluvia 500 años



Como hemos podido observar en ésta última situación pese a existir tramos con una cierta falta de capacidad no explica las situaciones de inundaciones que se producen en la localidad.

Como conclusión podemos decir que la red de Écija pese a ser antigua y necesitar actuaciones puntuales en ciertos tramos no presenta problemas de la suficiente envergadura como para producir inundaciones por tanto la principal causa de dichos fenómenos se debe a las crecidas que experimenta el río Genil y la obturación de los puntos de vertido. Ésta será nuestra condición de contorno a la hora de plantear las posibles alternativas.

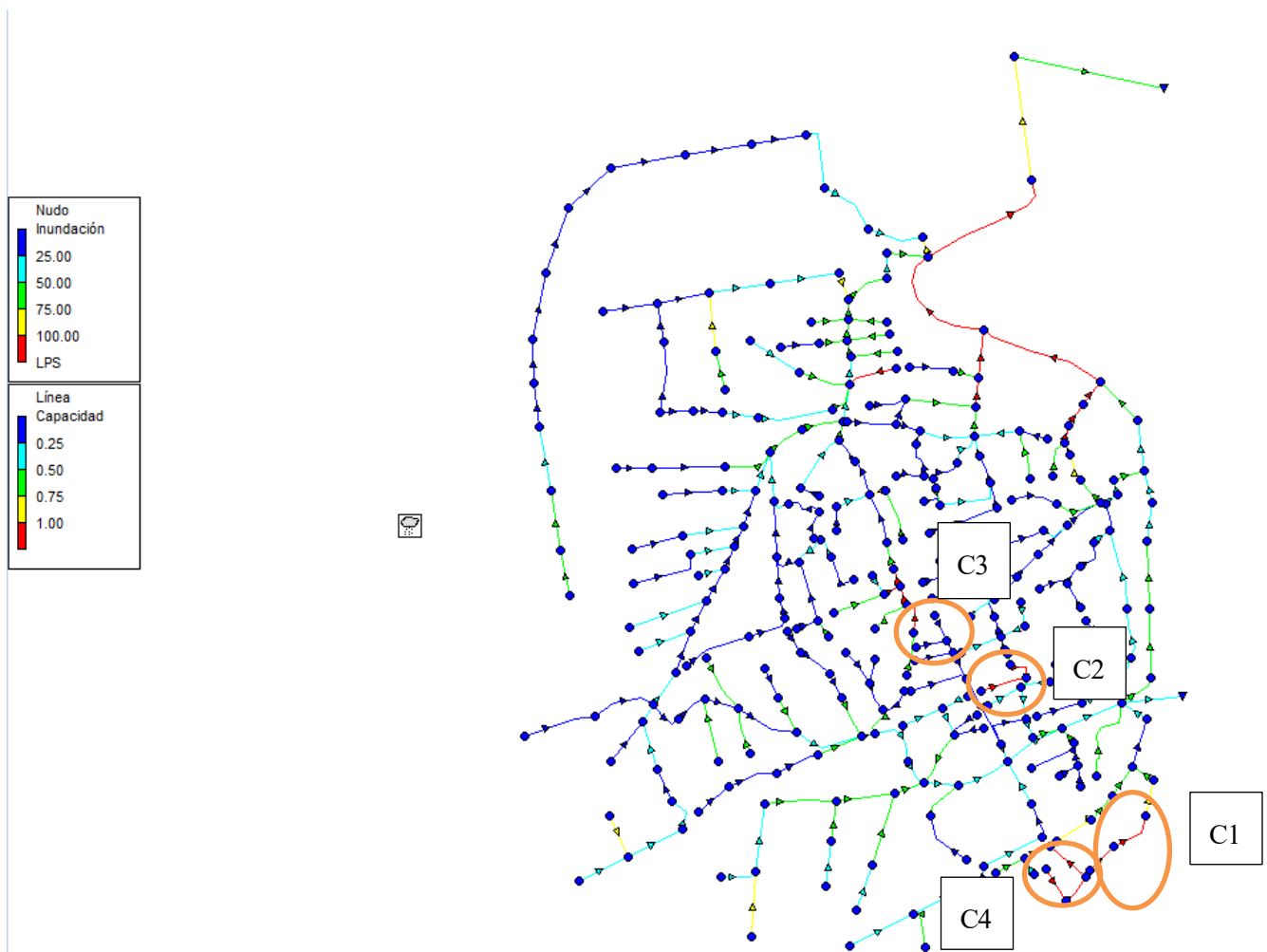
8 SOLUCIONES PLANTEADAS

8.1 Análisis de tramos

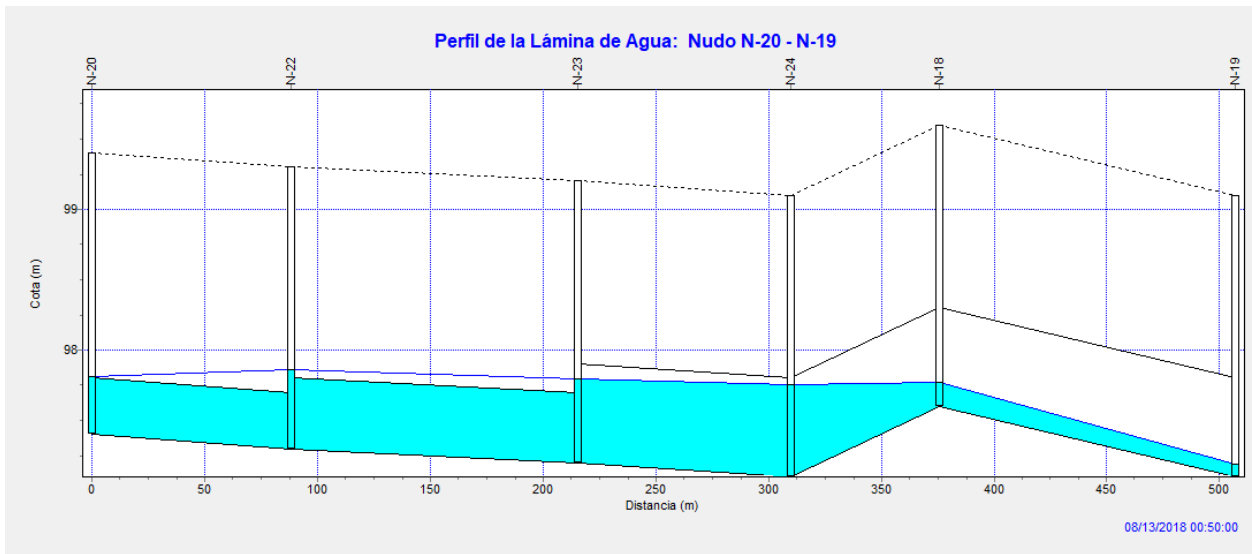
Dado que existen tramos a contrapendiente que falsean los resultados de escorrentía del modelo se debe proceder a eliminarlos. Las cotas de la red se han introducido de los datos facilitados por el ayuntamiento de Écija, no obstante, es posible que haya datos incorrectos que no se asemejen a la realidad, por ello en primer lugar se procederá a resolver dichos tramos

Localización de tramos a contrapendiente

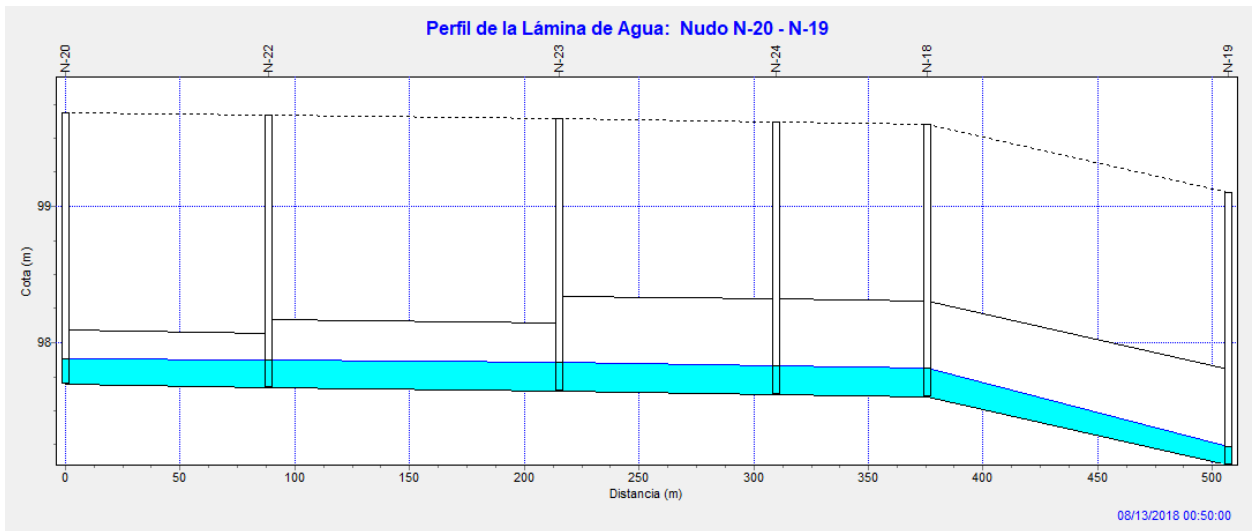
Ilustración 8-1 Tramos a Contrapendiente



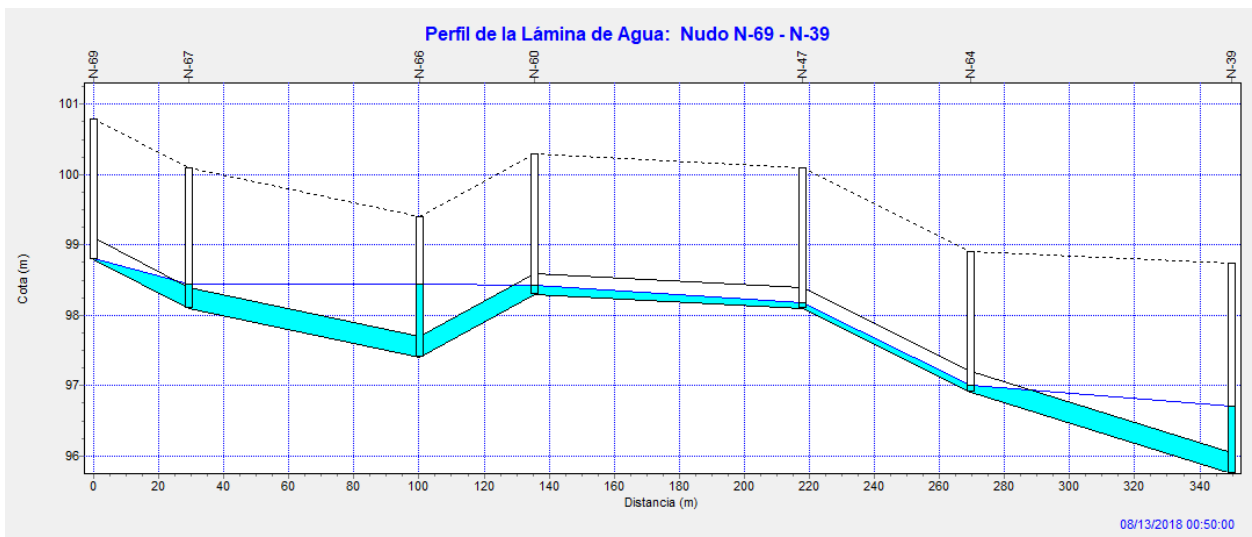
C1



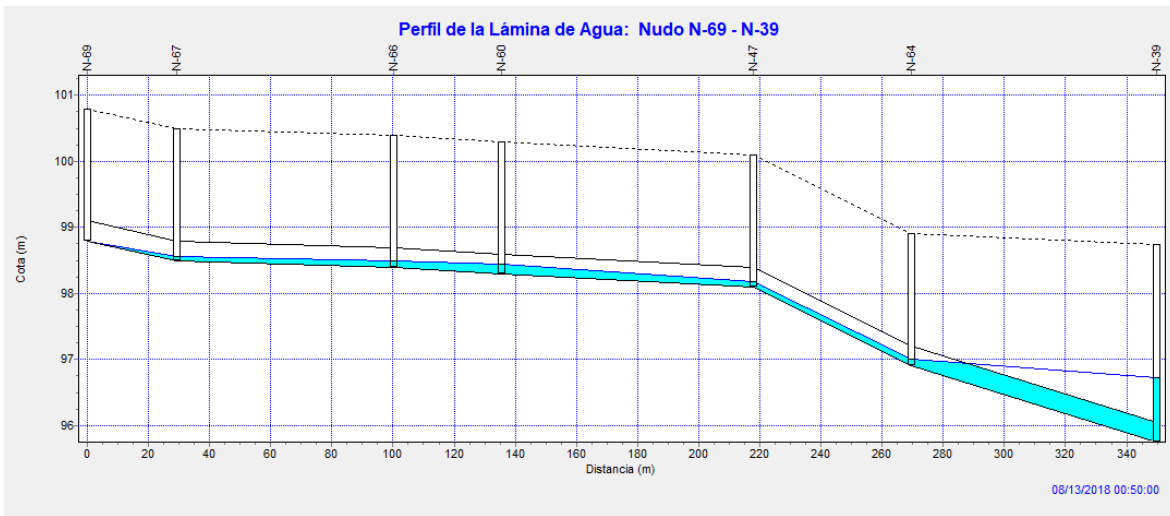
Eliminando los tramos a contrapendiente obtenemos un perfil adecuado



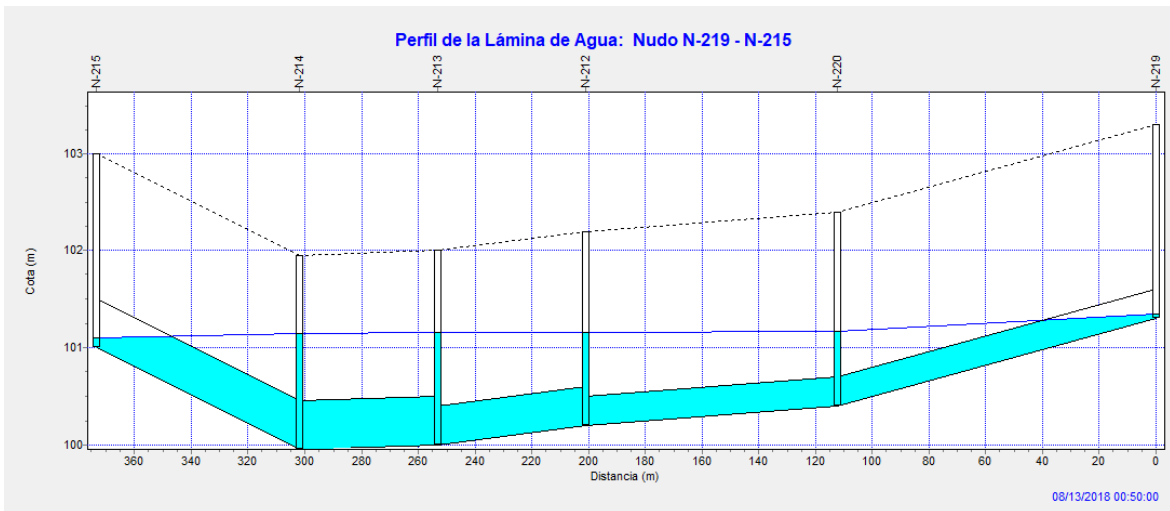
C2



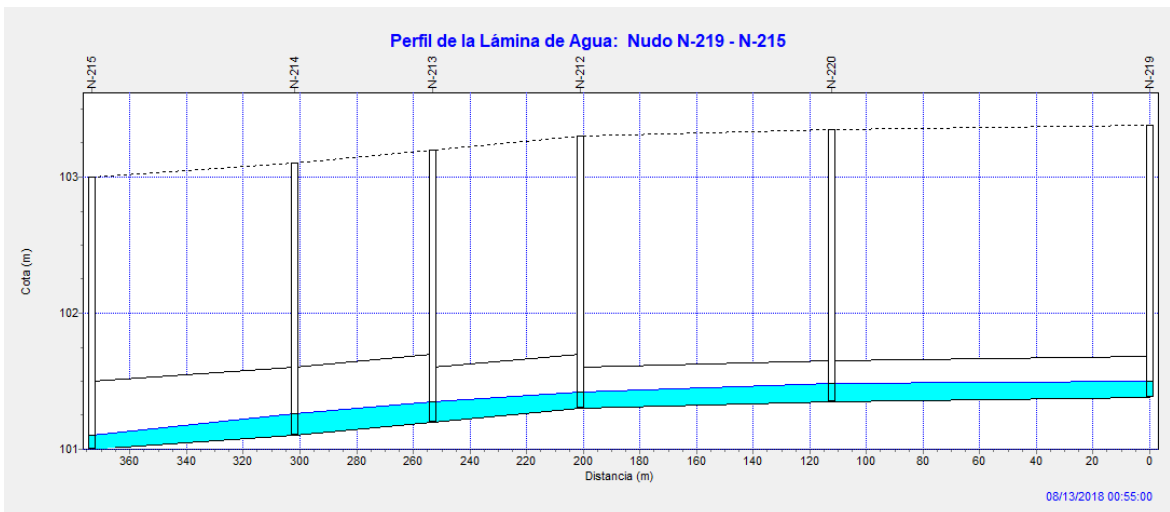
Eliminando los dientes de sierra



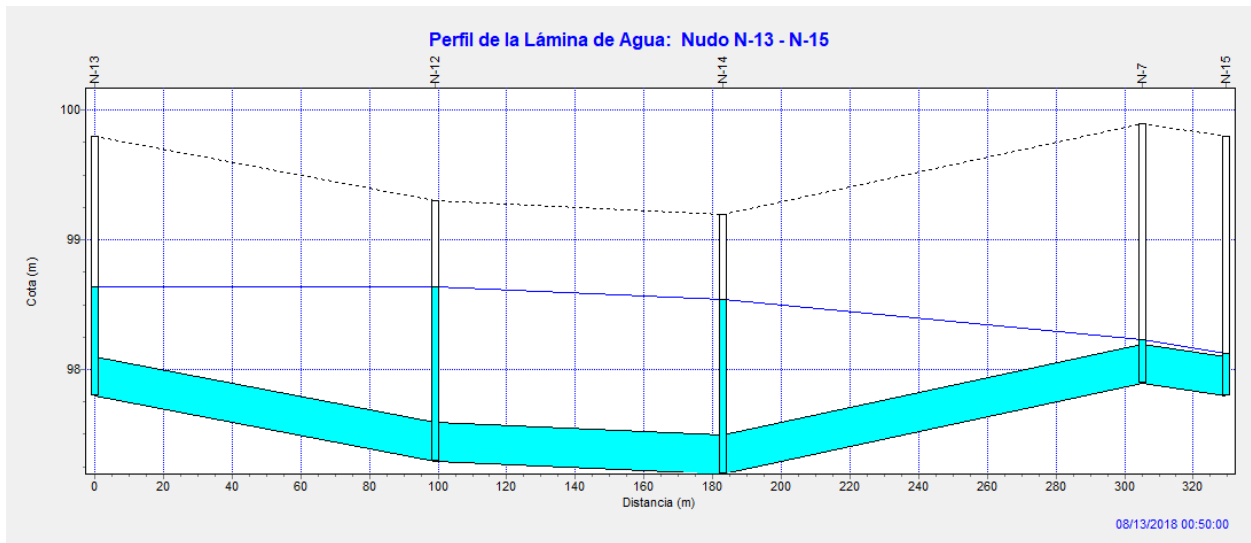
C3



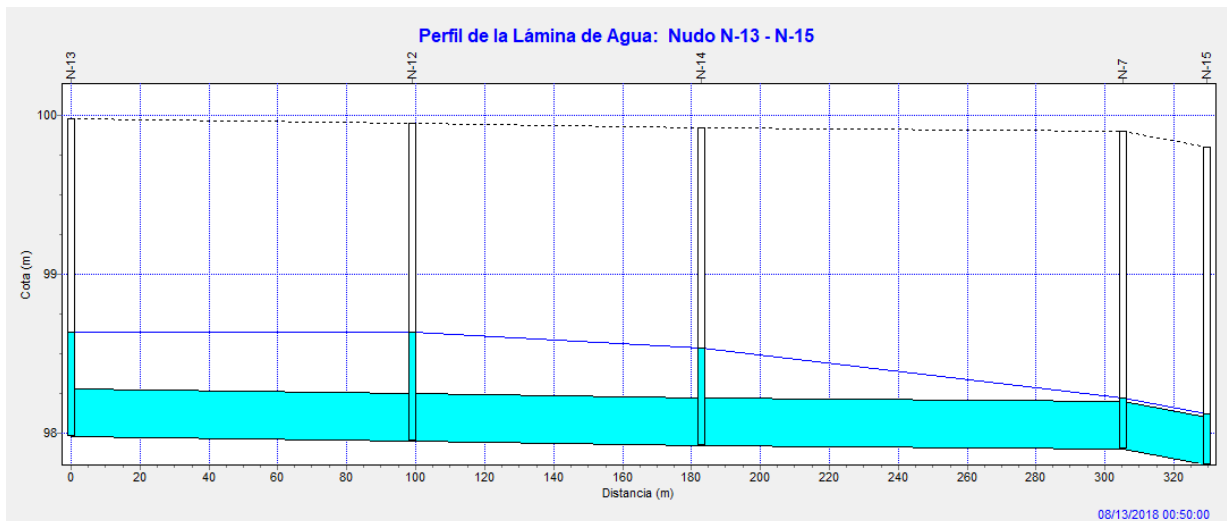
Una vez arreglado



C4



Eliminando los dientes de sierra vemos el conducto sigue entrando en presión debido a que su diámetro no dispone de la suficiente capacidad



8.2 Problemática

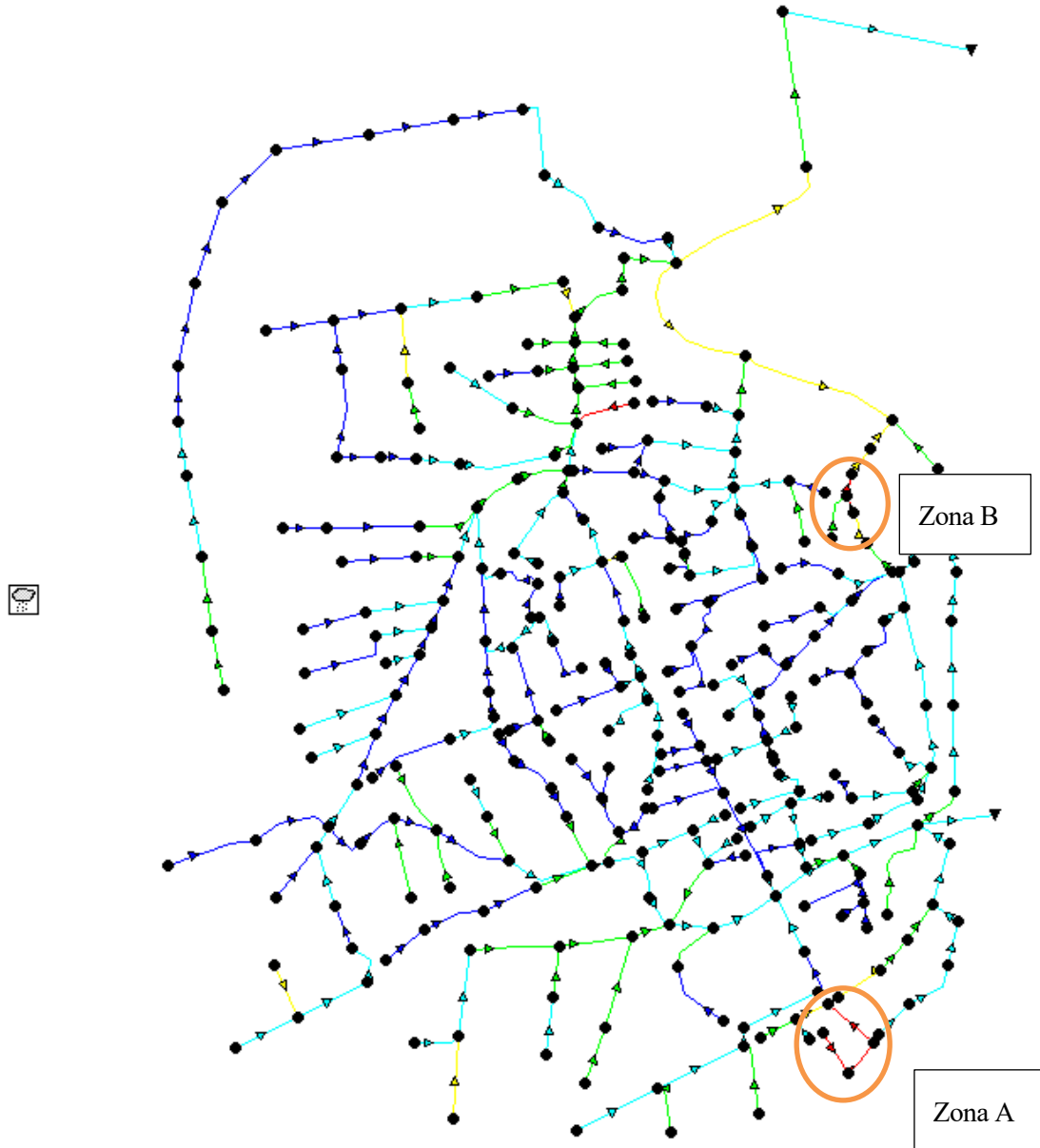
Una vez eliminados los dientes de sierra se continuará con el estudio de las posibles soluciones. Como se ha ido desarrollando a lo largo del proyecto, el principal causante de las avenidas viene siendo las crecidas descontroladas del río Genil.

Desde la década de los 40 se ha remarcado la necesidad de un embalse de laminación de avenidas en el río Genil, dicho embalse se ha ido posponiendo con los años. El último plan redactado por la confederación hidrológica del Guadalquivir establece el inicio de las obras en el periodo de 2015-2021. El nombre que llevará la infraestructura hidráulica será Presa de San Calixto La ubicación prevista es una zona en la que confluyen los términos municipales de Puente Genil, Santaella y los de las localidades sevillanas de Herrera y Estepa. El lugar elegido está cercano a la aldea Santaellana de El Ingeniero y al núcleo de población sevillano de Isla Redonda, que están separados precisamente por el cauce del río, que es el que marca la frontera entre las dos provincias

La propuesta de construcción del embalse sería la más óptima para paliar las inundaciones que sufre el municipio, no obstante, no existe acuerdo del gobierno de realizar dicho proyecto ni previsión de hacerlo por tanto procederemos a presentar una serie de alternativas destinadas a paliar las inundaciones que se producen.

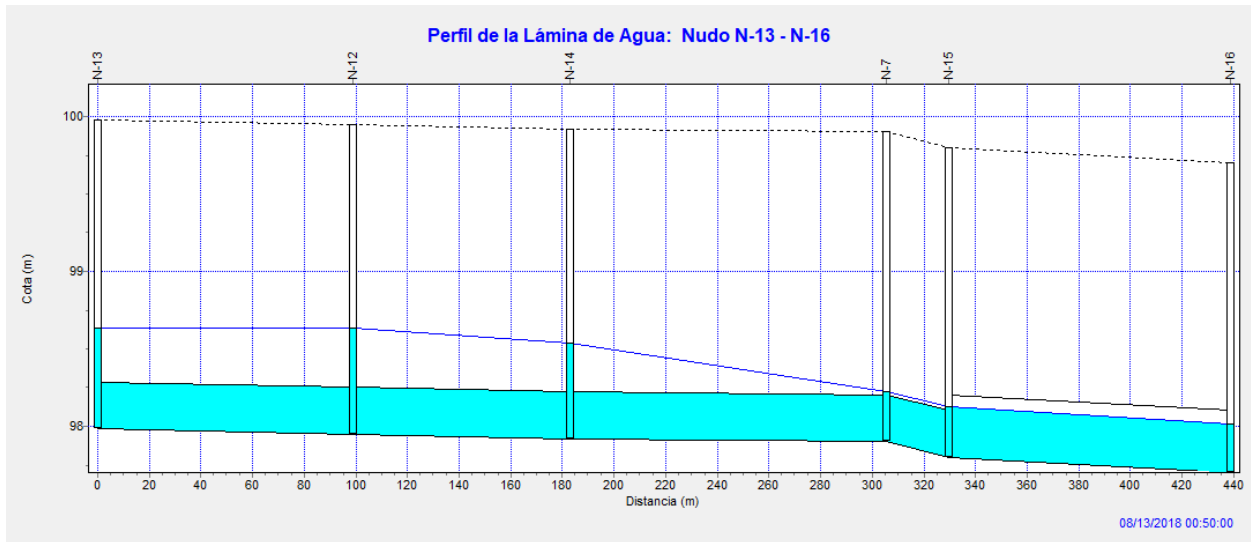
Previo al análisis de alternativas es preciso aumentar ciertos diámetros dado que presenta falta de capacidad. Los tramos a modificar son los siguientes.

Ilustración 8-2 Tramos en Carga

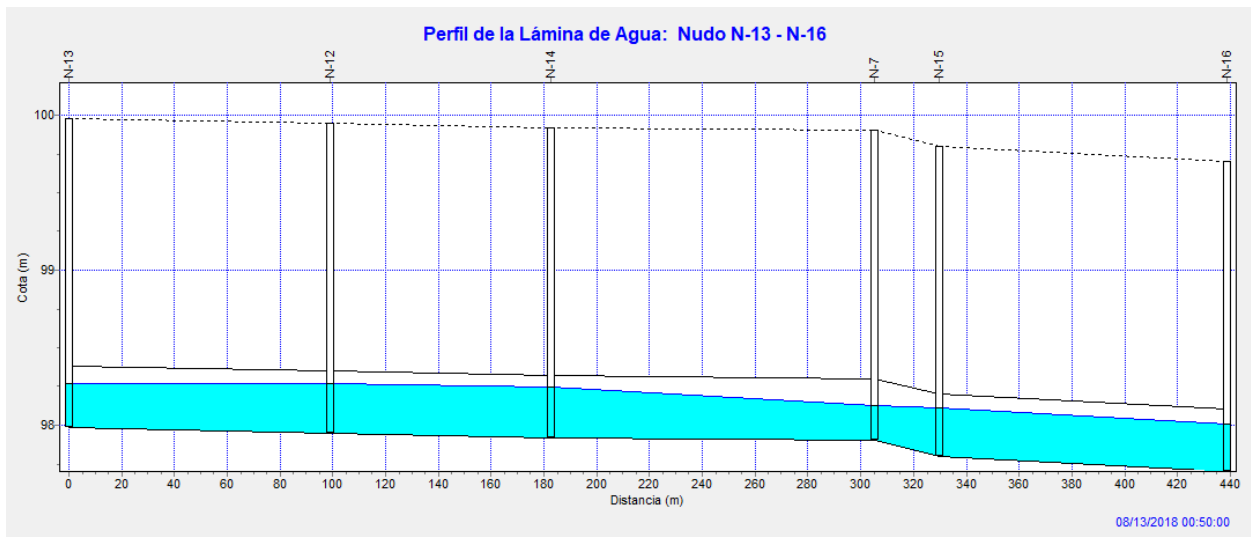


Zona A

Los nudos desde el N-13 hasta el N-15 presentan un diámetro de 300 mm por lo que se propone aumentar la totalidad del tramo c un diámetro de 400 mm

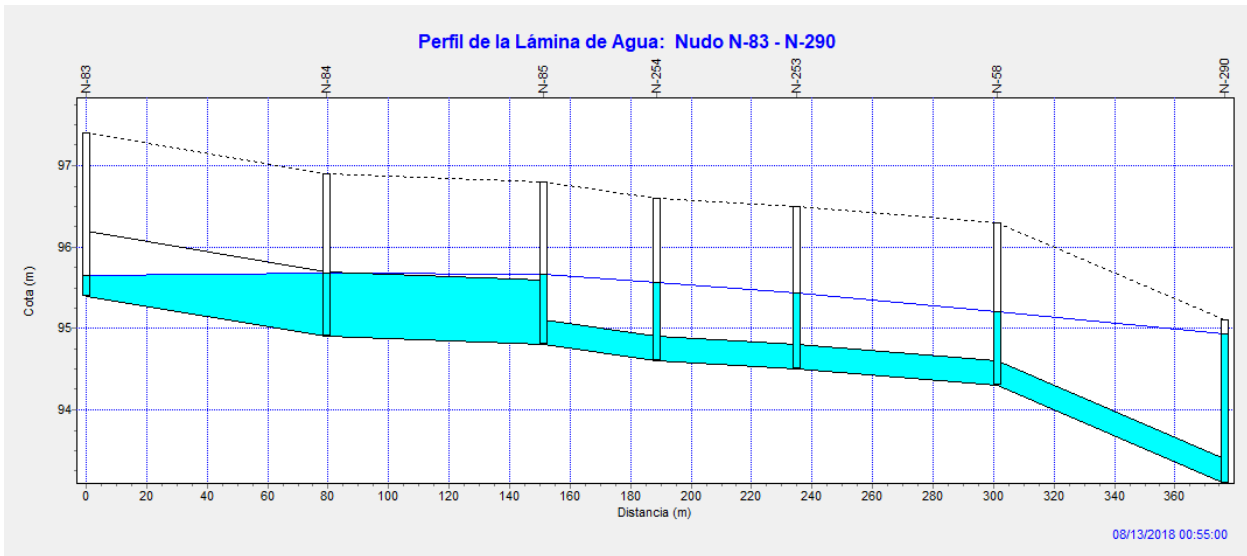


Una vez actuado sobre dicho tramo se presenta la mejora conseguida

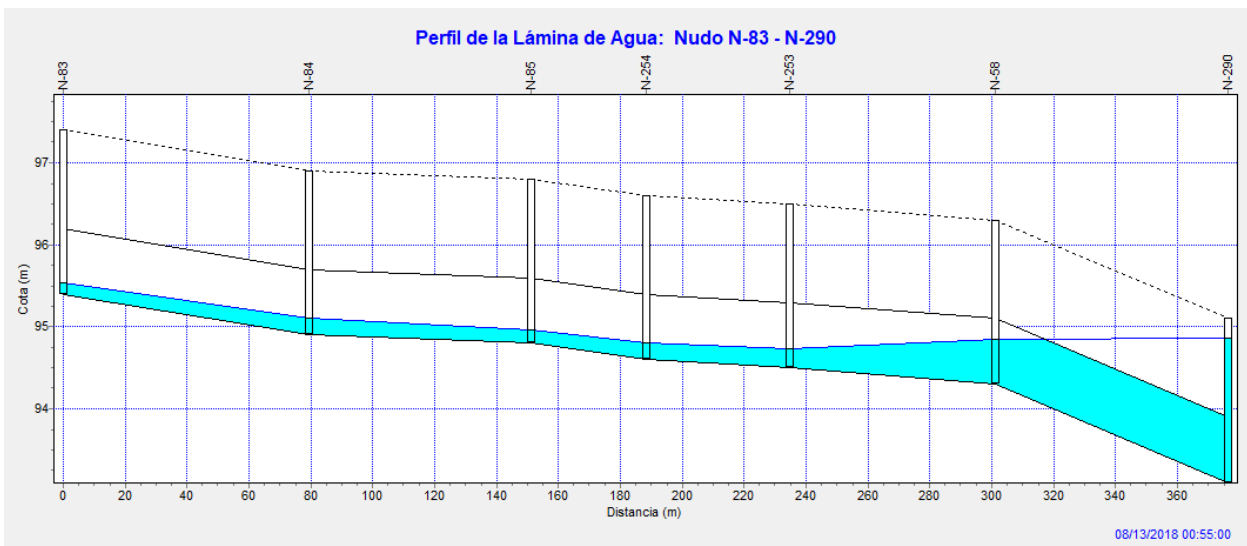


Zona B

Presenta una discontinuidad en su diámetro lo que hace que los tramos de menor diámetro entren en presión. El inicio del tramo posee un diámetro de 800 mm seguido de uno de 300 mm por lo que la actuación consistiría en el reemplazo de los tramos con diámetro de 300 mm por 800 mm



Como podemos observar una vez aumentado el diámetro el colector es capaz de vehicular el agua de la red sin problemas.



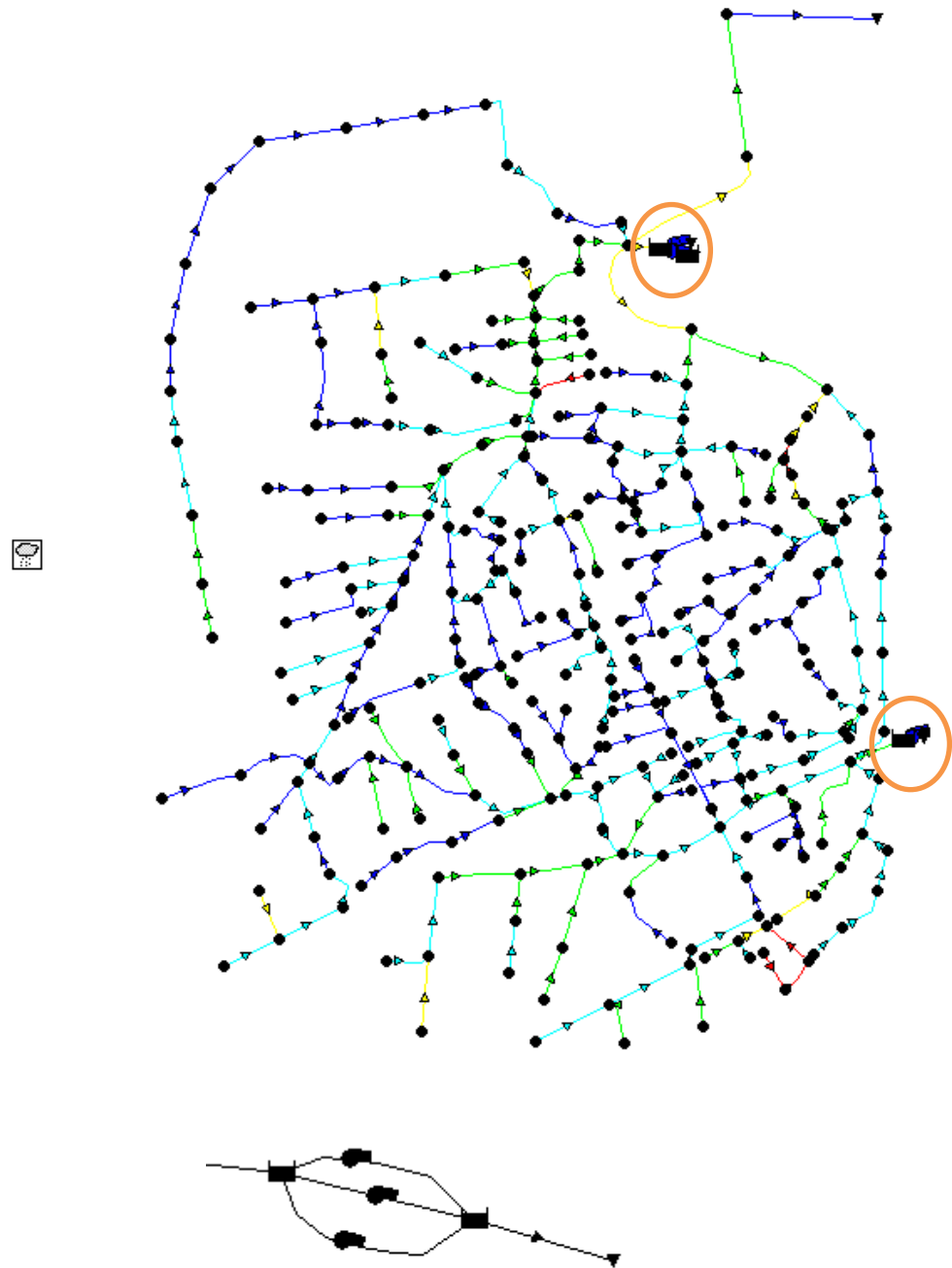
Dichos tramos se han considerado sensibles ya que debido a su ubicación o cuencas de aportación suponen ser sensibles para el modelo y el siguiente estudio de alternativas.

8.3 Estudio de Alternativas

8.3.1 Alternativa 1

Se propone la instalación de dos estaciones de bombeo de aguas pluviales EBAP de forma que sean capaz de evacuar el excedente de agua proveniente del municipio. Los puntos de vertido al río se les dotara con compuertas antirretorno de tal forma que cuando el nivel del río suba no afecte a la capacidad de la red para vehicular el agua. En el momento en que las compuertas antirretornos se cierran, entraran en funcionamiento sendos equipos de bombeo.

Ilustración 8-3 Alternativa 1 Bombeo



Se propone como solución dotar a los puntos de vertido con compuertas antirretorno de tal modo que impida la entrada de agua en caso de crecida. En dicha situación, para vehicular el agua de la red se propone la instalación de 2 pozos de bombeo dotados cada uno de 4 bombas, (3 en funcionamiento y 1 en reserva).

Las dimensiones de los pozos de bombeo serán las apropiadas para evacuar $1 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir, $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ en cada estación.

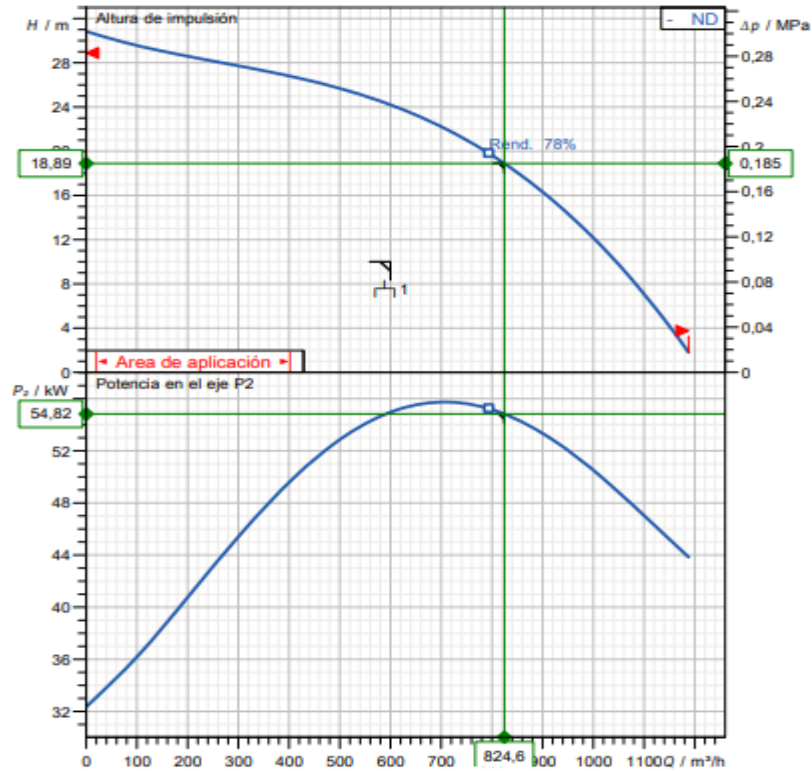
Ilustración 8-4 Características Pozo de Bombeo

VOLUMEN DEL POZO DE BOMBEO		
Caudales de bombeo		
Caudal total de bombeo (m ³ /h):	1800.00	m ³ /h
Caudal total de bombeo (l/s):	500.00	l/s
Número de bombas en servicio:	3	ud
Número de bombas en reserva:	1	ud
Caudal unitario de bombeo (m ³ /h):	600.00	m ³ /h
Caudal unitario de bombeo (l/s):	166.67	l/s
Geometría del pozo de bombeo		
Altura total del pozo (m):	5.00	m
Altura máx. de agua (h _{máx}) (m):	4.00	m
Sumergencia mín. (a _{mín}) (m):	0.30	m
Altura máx. de agua útil (m):	4.00	m
Distancia entre niveles (m):	1.33	m
Cota máxima del agua (C _{máx}) (msnm):	98.00	msnm
Cota mínima del agua (C _{mín}) (msnm):	94.30	msnm
Cota de solera del pozo (msnm):	94.00	msnm
Número de arranques por hora:	6	ud
Tiempo de ciclo mínimo (min):	10.00	minutos
Dimensiones adoptadas:	4.00 X 5.00	m
Superficie real adoptada (m ²):	20.00	m ²
Volumen activo mínimo (m ³):	78.33	m ³
Volumen activo adoptado (m³):	80.00	m³

$$V_{tot,mín} = \frac{900 \cdot Q_p}{n \cdot M} + (n - 1) \cdot \Delta H \cdot S$$

Para dicho caudal y empleado el comparador de bombas *Sulzer Water Pumps*, las bombas seleccionadas deben tener características similares a las siguientes

Ilustración 8-5 Curva Característica Bomba



Datos de diseño		Potencia P1	62,6 kW
Caudal	825 m³/h	Altura	18,9 m
Rendimiento	77,7 %	Potencia en el eje P2	54,8 kW
NPSH		Fluido	Agua
Temperatura	20 °C	Tipo de instalación	Bombas simples en paralelo
Nº de bombas	3		
Datos de la bomba		Marca	SULZER
Tipo	J 604 ND 50HZ	Impulsor	Semi-open impeller
Serie	J 205-604	Diámetro de impulsor	345 mm
Nº de álabes		Boca aspiración	6"
Paso de sólidos		Tipo de instalación	Installation
Boca impulsión	6"		
Momento de inercia			

8.3.2 Alternativa 2

Se propone la construcción de un tanque de tormentas ubicado en el polígono industrial de Écija, de tal forma que sea capaz de reducir la caudal punta. Como en la alternativa anterior se dotarán a los actuales puntos de vertido de compuertas antirretorno para así impedir la entrada de agua del río a la red

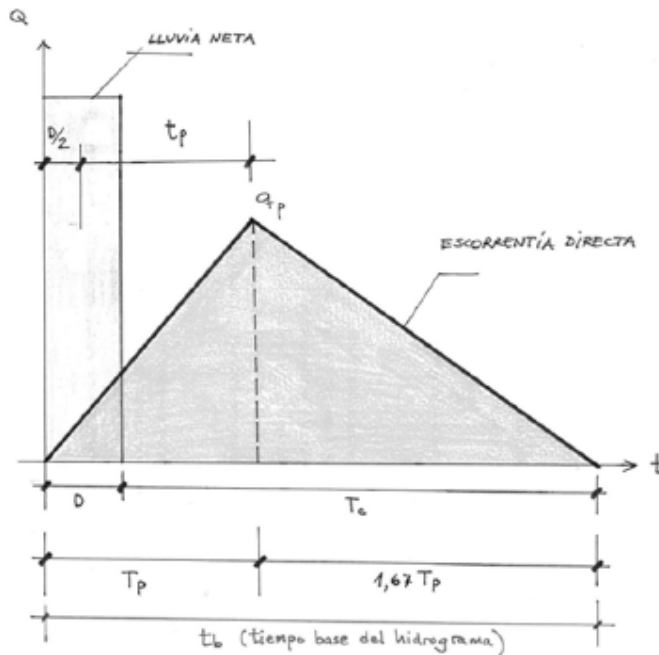
El agua del tanque de tormentas será enviada a la EDAR para su posterior tratamiento y depuración.

En primer lugar, debemos calcular el volumen del tanque de tormentas para ello procederemos a crear el hidrograma unitario de la cuenca para ello aplicamos lo siguiente

Ilustración 8-6 Hidrograma Unitario DGC

Hidrograma Unitario Triangular de la DGC

Témez 1978 para cuencas españolas



$$t_p = 0,35 \cdot T_c$$

$$t_b = T_c + D = 2,67 \cdot T_p$$

$$T_p = 0,374 \cdot (T_c + D)$$

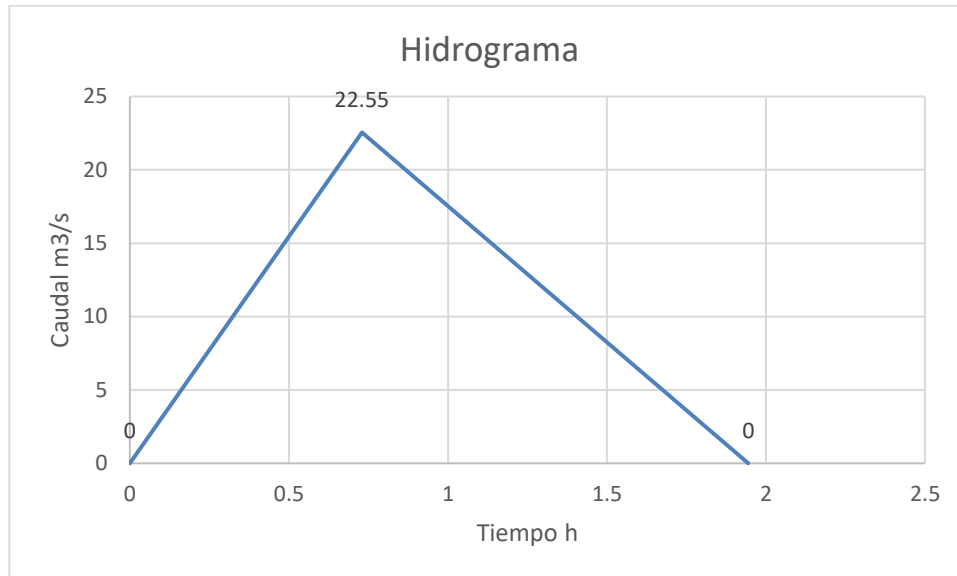
CUENCA	AREA Km ² .	LONGITUD Km.	Hmax m	Hmin m	PENDIENTE m/m.	Tc h.
Écija	3.000	1.70	129.0	95.0	0.0200	0.9442

La duración de la lluvia D será igual a 1 hora

$$T_p = 0.374 \cdot (0.9442 + 1) = 0.73 \text{ h}$$

$$t_b = T_c + D = 1.9442 \text{ h}$$

El volumen del tanque de tormentas se calculará para un periodo de retorno de 25 años con una lluvia asociada de 87.35 mm según lo calculado por el método MAXPLUWIN. Para dicha precipitación el caudal punta es de 22.55 m³/s.



Diseñaremos el tanque de retención para la primera media hora de la tormenta

$T=30$ min

$$Q = \frac{0.5 \cdot 22.55}{0.73} = 15.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por tanto, el volumen será

$$V = 0.5 \cdot (30 \cdot 60) \cdot 15.44 = 13896 \text{ m}^3$$

Una vez introducido el tanque de tormentas en el modelo se procede a calibrar el volumen del mismo. Para ello se ha introducido un tanque con el volumen obtenido anteriormente y se ha procedido a correr la simulación con una duración de 6 horas de tal modo que nos aseguramos que la mayoría del agua en la red escurre hacia el mismo. No obstante, se observa que el volumen de agua que retiene es inferior por lo que el volumen anteriormente calculado se encuentra sobredimensionado. El nuevo volumen se recoge al final de las siguientes tablas.

Tabla 25 Simulación Tanque de Tormentas

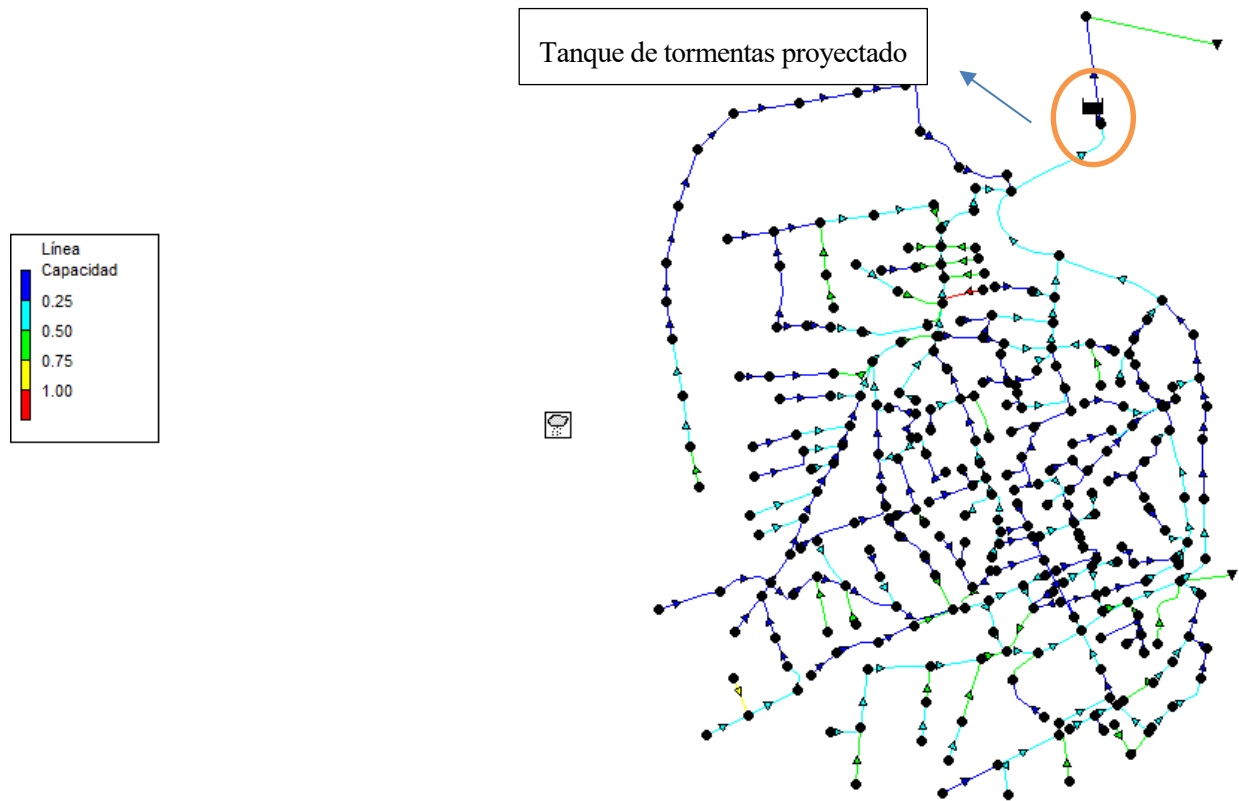
Horas	Nivel (m)	Altura (m)	Volumen (m3)
00:05:00	0.00	88.70	0.00
00:10:00	0.00	88.70	0.00
00:15:00	0.00	88.70	0.00
00:20:00	0.00	88.70	0.01
00:25:00	0.00	88.70	0.03
00:30:00	0.00	88.70	0.11
00:35:00	0.00	88.70	0.55
00:40:00	0.00	88.70	3.79
00:45:00	0.00	88.70	39.93
00:50:00	0.02	88.72	201.94
00:55:00	0.05	88.75	448.07
01:00:00	0.08	88.78	761.31
01:05:00	0.12	88.82	1120.68
01:10:00	0.17	88.87	1529.51
01:15:00	0.22	88.92	1969.17
01:20:00	0.27	88.97	2433.32
01:25:00	0.32	89.02	2891.61
01:30:00	0.37	89.07	3311.78
01:35:00	0.41	89.11	3685.07
01:40:00	0.45	89.15	4033.40
01:45:00	0.48	89.18	4336.78
01:50:00	0.51	89.21	4588.84
01:55:00	0.53	89.23	4799.61
02:00:00	0.55	89.25	4977.36
02:05:00	0.57	89.27	5129.57
02:10:00	0.58	89.28	5261.73
02:15:00	0.60	89.30	5377.77
02:20:00	0.61	89.31	5480.47
02:25:00	0.62	89.32	5571.94
02:30:00	0.63	89.33	5653.73
02:35:00	0.64	89.34	5727.08
02:40:00	0.64	89.34	5792.94
02:45:00	0.65	89.35	5852.47
02:50:00	0.66	89.36	5906.69
02:55:00	0.66	89.36	5956.32
03:00:00	0.67	89.37	6001.86

Como podemos observar el volumen retenido a las 3 horas es de 6000 m³. Comprobamos el volumen retenido con un tiempo de análisis mayor para asegurarnos que toda el agua que haya en la red acaba vertiendo al tanque de tormentas

Tabla 26 Volumen Tanque de Tormentas

06:00:00	0.73	89.43	6584.97
----------	------	-------	---------

Con un tiempo de análisis de 6 horas el volumen retenido es de aproximadamente 6600 m³



Un posible emplazamiento del tanque de tormentas sería cercano al polígono industrial como se indica en la figura:

Ilustración 8-7 Ubicación Tanque de Tormentas



En dicha zona se encuentra un campo de fútbol. La solución planteada sería construir la infraestructura bajo dicho campo de tal forma que una vez finalizadas las obras se pueda seguir usando como zona deportiva y de ocio.

Las dimensiones del tanque serían, 40 m de largo 50 m de ancho y 3 m de profundidad lo que le otorgaría un volumen final de 7500 m^3

9 CONCLUSIONES

A lo largo del estudio se han ido planteando y analizando diversas problemáticas. A modo de resumen podemos llegar a una serie de conclusiones que explican las situaciones que se viven en la ciudad de Écija.

El terreno de la zona se compone de materiales altamente expansivos e impermeables por lo que en periodo de lluvias éstos llegan a un punto de saturación que impide el drenaje natural de éstos. La consecuencia de la urbanización de dichos suelos se puede ver en las fachadas de las viviendas donde son normales las grietas por asientos, otro ejemplo fue los retrasos producidos en la construcción del encauzamiento del Arroyo de la Argamasilla donde hubo graves problemas de contención de suelo lo que se tradujo en sobrecostes y un aumento del tiempo de ejecución de la obra.

Por otro lado, se encuentra el río Genil que debido a su proximidad a la ciudad supone el principal causante de las inundaciones. La construcción de un embalse de laminación aguas arriba supondría una gran mejora de la situación para la localidad no obstante debido a la gran inversión económica que requiere no se ha llegado a llevar a cabo. La ausencia de dicho proyecto de construcción de un embalse de laminación nos lleva a analizar diferentes formas de paliar la situación del municipio.

Del análisis del modelo SWMM se ha comprobado que la red de pluviales pese a ser anticuada posee la capacidad suficiente para vehicular lluvias de un periodo de retorno de incluso 50 años, entrando en la media de las precipitaciones que se han dado en los periodos más lluviosos. Dado que la red de saneamiento parece funcionar correctamente se pasó a investigar otras posibles causas de las inundaciones, llegando a la conclusión de que el río y su aumento de la lámina de agua son los causantes.

Los desagües de la ciudad vierten a al río Genil a través de una serie de aliviaderos, la cota de dichos puntos de vertido esta apenas situada a 2 metros por encima del nivel de éste. En épocas de lluvia el río Genil ha llegado a aumentar el nivel de la lámina de agua casi 4 metros. Dicha crecida se introduce por los puntos de vertido obturando los mismo e impidiendo la salida del agua.

Como alternativas se ha propuesto la instalación de compuertas antirretorno en los puntos de vertido de tal forma que en épocas de crecidas del río el agua de este no entre en la red. Dado que al disponer las compuertas antirretorno en las salidas la red quedaría cerrada se han propuesto 2 alternativas para vehicular dicho caudal.

La primera alternativa y la que parece más optima consistirá en la construcción de 2 estaciones de bombeo de aguas pluviales de tal forma que una vez cerrada las compuertas antirretorno el agua se dirigirá hacia éstas donde sería vertido al río, pero a una cota superior

La segunda alternativa sería la construcción de un tanque de tormentas de tal forma que sea capaz de recoger la lluvia caída en la ciudad mientras el río se encuentre sobre su nivel máximo normal. Dicha agua se llevaría posteriormente hacia una EDAR donde sería tratada.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) del Guadalquivir
- [2] Ministerio de Fomento Dirección General de Carreteras *Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular*
- [3] Web del Ayuntamiento de Écija, Infraestructura de Datos Espaciales (IDE) <http://www.ecija.es/>
- [4] Ministerio de Fomento Instituto Geográfico Nacional (IGN) <http://www.ign.es/web/ign/portal>
- [5] Datos Espaciales de Referencia de Andalucía (DERA). Junta de Andalucía: Instituto de Estadística y Cartografía de Andalucía <https://www.juntadeandalucia.es/institutodeestadisticaycartografia/DERA/>
- [6] Ruiz Reina, A, *Apuntes de hidrología del Grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Sevilla*
- [7] Chamorro Sosa, G, *Apuntes de Construcciones Sanitarias del Grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Sevilla*
- [8] Boletín Oficial del Estado. *5.2 Instrucción de Carreteras de Drenaje Superficial*
- [9] *SWMM User Manual.*
- [10] Comparador de Bombas *Sulzer Water Pumps*
- [11] Bravo Aranda, G, *Apuntes de Construcciones Sanitarias del Grado en Ingeniería Civil de la Universidad de Sevilla*
- [12] *Apuntes en Hidrología Superficial y Subterránea de la Universidad de la Coruña*

