



AYUNTAMIENTO DE BUITRAGO DEL LOZOYA PLAN GENERAL

VOLUMEN 5.4

ANEXOS SECTORIALES Y AMBIENTALES

ANEXO 4. ESTUDIO SOBRE
INFRAESTRUCTURAS DE SANEAMIENTO

(Decreto 170/1998)

DOCUMENTO DE APROBACIÓN
INICIAL

FEBRERO 2022



RUEDA Y VEGA ASOCIADOS, S.L.P.
Jesús Rueda- M^o Angeles Vega, arquitectos
www.ruedavega.com

**AYUNTAMIENTO DE BUITRAGO DEL LOZOYA
MADRID**

P L A N G E N E R A L

**ANEXO 4
ESTUDIO SOBRE INFRAESTRUCTURAS
DE SANEAMIENTO**

FEBRERO 2022

ÍNDICE

1.	ESTUDIO SOBRE INFRAESTRUCTURAS DE SANEAMIENTO.....	1
1.1	INTRODUCCIÓN	1
1.2	RED EXISTENTE	1
	1.2.1 CARACTERÍSTICAS Y FUNCIONAMIENTO DE LA RED EXISTENTE	1
	1.2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA RED	5
	1.2.3 PROBLEMÁTICA DE LA RED	7
1.3	RED PROYECTADA	7
	1.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES	7
	1.3.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	8
	1.3.3 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO	8
1.4	ESTUDIO HIDROLÓGICO	9
	1.4.1 ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO	9
1.5	CAUDALES DE CÁLCULO	12
	1.5.1 AGUAS RESIDUALES	12
	1.5.2 AGUAS PLUVIALES	14
1.6	CONCLUSIONES	20
2.	ANEXO: PLANOS DE PROPUESTA DEL PLAN DIRECTOR DE LA RED DE DRENAJE URBANO DEL MUNICIPIO DE BUITRAGO DEL LOZOYA	21

1. ESTUDIO SOBRE INFRAESTRUCTURAS DE SANEAMIENTO.

1.1 INTRODUCCIÓN

Se incluye a continuación el **informe sobre la propuesta del Plan General de Buitrago que da cumplimiento al Decreto 170/1998, sobre gestión de las infraestructuras de saneamiento de aguas residuales de la Comunidad de Madrid.**

El presente informe se complementa con el **ESTUDIO DE DIAGNOSIS Y PLAN DIRECTOR DE LA RED DE DRENAJE URBANO DEL MUNICIPIO DE BUITRAGO DEL LOZOYA** elaborado por el Canal de Isabel II en el marco del Convenio de Gestión Integral de los servicios de distribución de agua potable y alcantarillado entre el Ayto. de Buitrago del Lozoya y Canal de Isabel II Gestión S.A., que se adjunta como anexo.

La Red de Saneamiento proyectada es de tipo separativo, conectada con los emisarios de la Red del Proyecto de Urbanización General, los que a su vez desaguaran a los colectores municipales existentes en la zona. Para ello se calcula el caudal correspondiente a aguas residuales y el caudal de aguas pluviales, que comprende las aguas de escorrentía superficial generada por precipitaciones, por riego o baldeo, las aguas de drenaje y los desagües de la red de distribución.

1.2 RED EXISTENTE

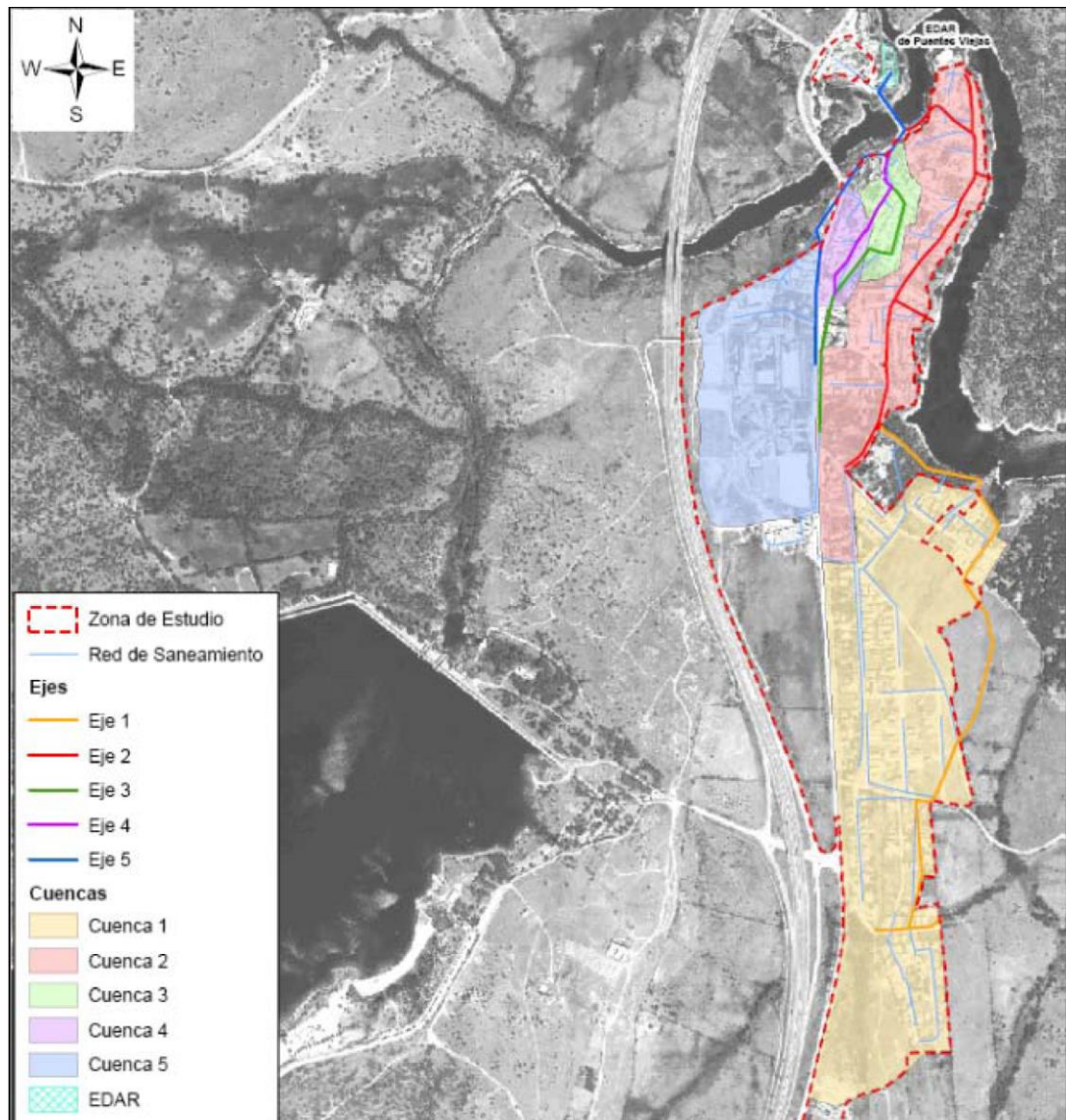
1.2.1 CARACTERÍSTICAS Y FUNCIONAMIENTO DE LA RED EXISTENTE¹

La red de alcantarillado del núcleo urbano de Buitrago se caracteriza por ser una red del tipo unitario, discurriendo las aguas residuales y las pluviales por las mismas conducciones.

Dentro del núcleo urbano la estructura de la red se conforma a través de cuatro ejes principales que recogen las aguas de escorrentía y las aguas residuales generadas en las respectivas cuencas de aportación.

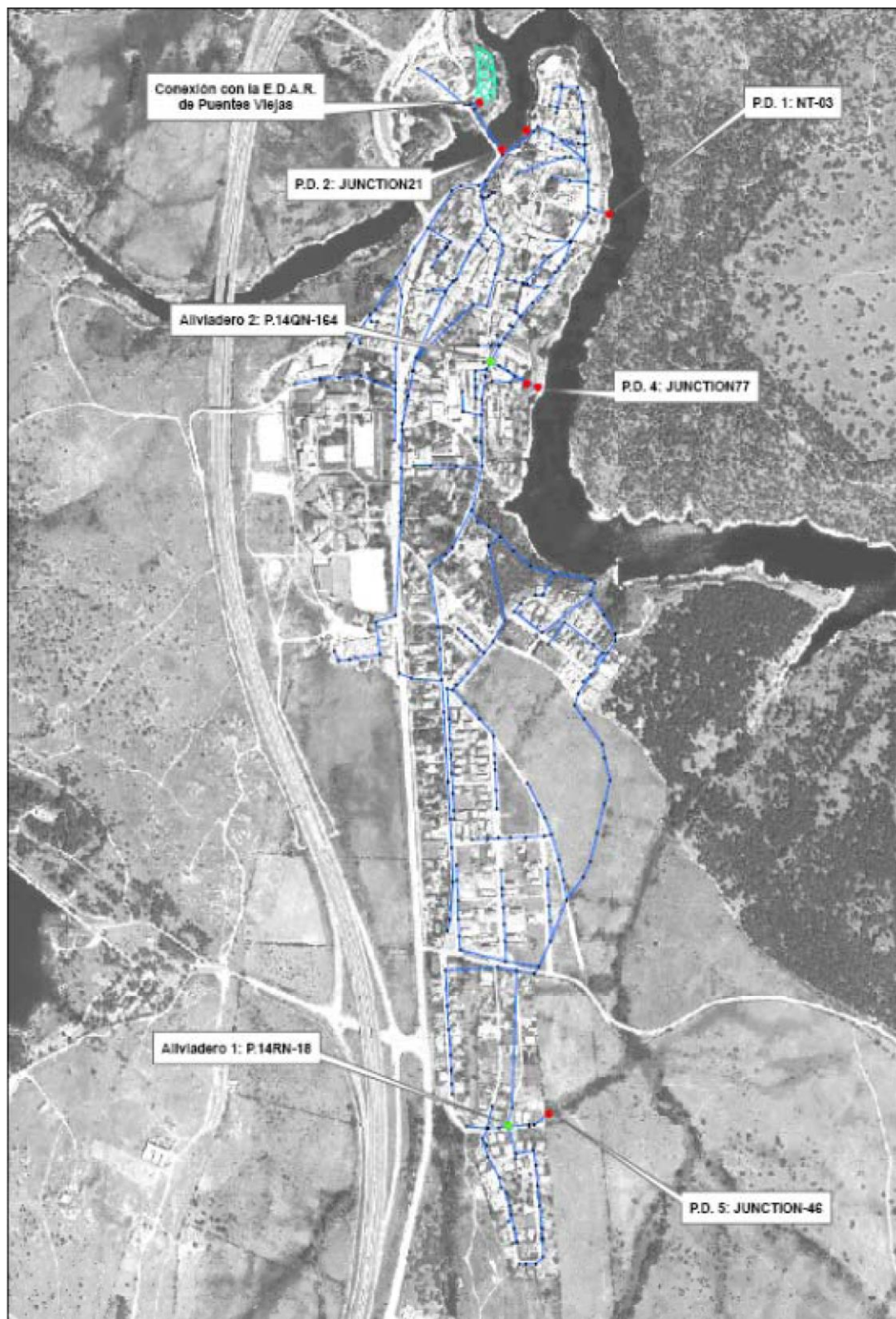
Los ejes principales del sistema junto con sus cuencas de aportación se muestran en el siguiente esquema.

¹ Fuente: Plan Director de de la Red de Drenaje Urbano del municipio de Buitrago del Lozoya. Canal de Isabel II- TYPSA



En tiempo seco, las aguas residuales generadas en las cuencas 1, 2, 3 y 4 son recogidas de forma unitaria por los ejes principales 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente y desaguadas a la EDAR de Puentes Viejas.

En tiempo de lluvia, 4 aliviaderos (estructurales y no estructurales) ubicados a lo largo de la red y aguas arriba de la estación depuradora alivian el caudal de aguas pluviales al medio receptor, vertiendo al río Lozoya las aguas de escorrentía de las cuencas de aportación.



Aliviaderos y desagües de la red de saneamiento del municipio de Buitrago del Lozoya.

Toda la red del término municipal de Buitrago del Lozoya funciona por gravedad, sin elementos de elevación, excepto la presencia de dos bombeos que permiten el desagüe por elevación de las aguas residuales de algunas viviendas particulares.

A continuación, se adjunta, como referencia, la ficha del sistema "Puentes Viejas" del Catálogo de Colectores y Emisarios de la Comunidad de Madrid.

1.2.2 CARACTERIZACIÓN DE LA RED

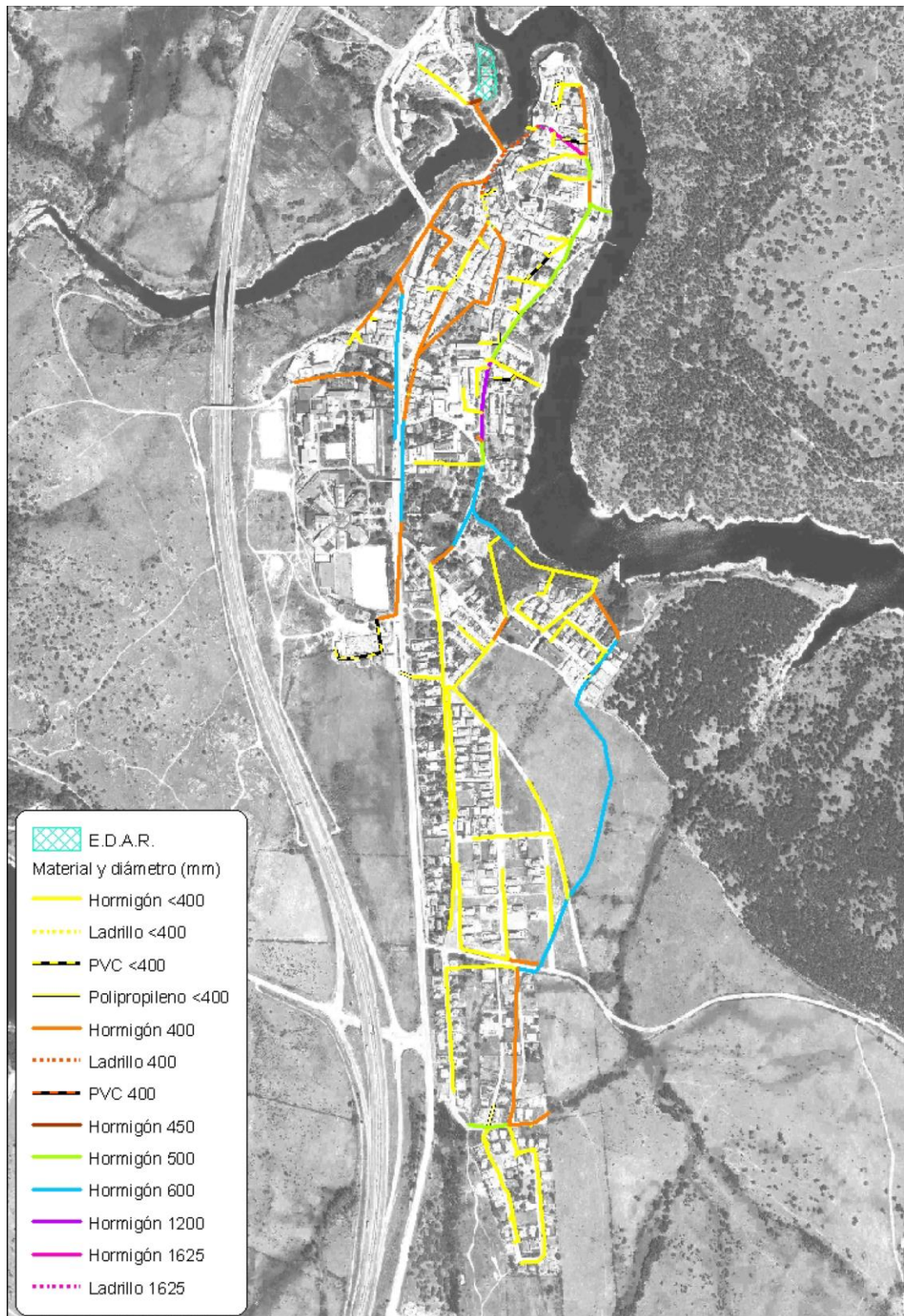
La red de colectores de Buitrago tiene una longitud global de aproximadamente 11,3 km. Estos están formados principalmente por tubos de hormigón en masa, a excepción de pequeños tramos secundarios de PVC.

MATERIAL	LONGITUD [m]	PORCENTAJE
Hormigón Masa	10.428	92%
Ladrillo	295	3%
Polipropileno	133	1%
PVC	490	4%
Total	11.346	100%

Porcentaje de red en función del material

DIÁMETROS [mm]	LONGITUD [m]	PORCENTAJE
<300	1.429	13%
300	4.803	43%
400	2.818	25%
500	562	5%
600	1.468	13%
>1000	266	2%

Porcentaje de red en función de las dimensiones



Materiales y diámetros de colectores de la red de saneamiento del municipio de Buitrago del Lozoya.

La red dispone de un total de 179 elementos de captación de aguas pluviales, entre los que se encuentran imbornales y rejillas.

1.2.3 PROBLEMÁTICA DE LA RED

1.2.3.1 INCIDENCIAS PRINCIPALES DEL SISTEMA

Se pueden destacar algunos puntos susceptibles de sufrir inundaciones o vertidos de aguas residuales.

En las calles Marqués de Santillana, Río Lozoya, Pilar Primo de Rivera, Cercas de San Juan, San Lázaro, Soledad y Pinilla donde se han producido filtraciones

Vertidos de aguas residuales en las calles Pinilla y Marqués de Santillana.

1.2.3.2 PROBLEMAS DERIVADOS DE LA GEOMETRÍA DE LA RED

Se han detectado los siguientes problemas:

1. Mayoría de los colectores con diámetros inferiores al recomendable en drenaje urbano (D400).
2. Estrechamientos que podrían actuar como cuellos de botella para la capacidad de desagüe de la red.
3. Uniones entre colectores con diseño geométrico hidráulicamente inadecuado.
4. Destacan:
 - a. En la calle Piloncillo, las tuberías entre los pozos P.14QN-8 y P.14QN-6 presentan diámetros cada vez más estrechos, pasando de 1.625 mm a 400 mm y acabando en una tubería de 200 mm. Este estrechamiento progresivo de las tuberías puede provocar inundaciones en este recorrido.
 - b. En la calle de los Mártires, el colector que une los pozos P.14QN-19 y P.14QN-25 representa un estrechamiento que podría dar lugar a un funcionamiento irregular de la red en ese punto.
 - c. Los colectores entre los pozos P.14QN-38 y P.14QN-33 situados en la calle de la Cadena presentan diámetros menores (350 mm) que los de aguas abajo y aguas arriba (400 mm) determinando un estrechamiento que podría dar problemas al funcionamiento de la red.
 - d. En la avenida de Madrid, se produce un cruce de tres tuberías en el pozo P.14QN-161. Entran dos tuberías de 400 y 600 mm de diámetro y sale una tubería de 400 mm. Este estrechamiento podría dar lugar a una insuficiencia en el desagüe de la red.

1.3 RED PROYECTADA

1.3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

De acuerdo con las características de la red de saneamiento existente en el núcleo urbano y la situación de los diferentes desarrollos propuestos por el PGOU, se propone que los Ámbitos de Actuación AA-1, AA-2, AA-3.1, AA-3.2, AA-4, AA-5 y AA-8 tengan una red de saneamiento unitaria, conectándose a la red existente, de la misma tipología. Para el recto de los Ámbitos de Actuación (AA-6 y AA-7) y los sectores de suelo urbanizable se propone una red separativa.

En el sistema de Saneamiento se diferencian los siguientes tipos de conducciones:

- **Conducciones de Alcantarillado.** Son las que configuran las redes que evacuan las aguas desde las acometidas domiciliarias o desde las incorporaciones de sumideros.
- **Colectores.** Son los que tomando las aguas desde las conducciones de alcantarillado las transportan hasta los Colectores, Emisarios o Cauces (caso de red de pluviales).

- **Emisarios.** Son las conducciones que transportan las aguas residuales desde una Red local hasta su Fosa Séptica, o hasta los Colectores municipales.
- **Colectores municipales.** Son las conducciones que en su conjunto transportan las aguas residuales (por gravedad o bombeo) hasta la Estación Depuradora General de Aguas Residuales.

Las Redes de Saneamiento de nueva ejecución deberán situarse bajo calzada, siempre que ésta exista, o, en su defecto, en terrenos de dominio público legalmente utilizables y que sean accesibles de forma permanente.

La separación entre las tuberías de las Redes de Saneamiento y los restantes servicios, entre generatrices exteriores, será como mínimo:

- 0,50 m. en proyección horizontal longitudinal.
- 0,20 m. en cruzamiento en el plano vertical.

En todo caso las conducciones de otros servicios deberán separarse lo suficiente como para permitir la ubicación de los Pozos de registro de Saneamiento. Ninguna conducción de otro servicio podrá incidir en un Pozo de registro de Saneamiento.

La Red de Saneamiento se diseñará de tal forma que permita evacuar las aguas residuales de las propiedades servidas por gravedad sin tener que recurrir a bombeos.

En cualquier caso, serán de obligado cumplimiento las directrices establecidas desde el Estudio de Diagnósis y Plan Director del sistema de colectores y emisarios y de la red de drenaje urbano del municipio de Buitrago del Lozoya que el Canal de Isabel II redactó en septiembre de 2012.

1.3.2 **CARACTERÍSTICAS FÍSICAS**

Se utilizarán conducciones de sección circular, así mismo, se establece como diámetro mínimo en las conducciones de saneamiento un DN300 mm.

El material para los Tubos de una red de Saneamiento proyectada podrá ser:

MATERIALES DE TUBERÍAS	CAMPO DE APLICACIÓN
PVC. color gris. Pared compacta UNE 53962-EX PN6	DN160/OD - DN500/OD
Hormigón en masa. ASTM C-14 Clase 3(*)	DN300/ID - DN400/ID
Hormigón armado. ASTM C-76 Espesor B	DN500/ID - DN2400/ID

(*) Deberá recurrirse al Hormigón Armado en DN300 y DN400 en caso de requerimiento estructural. OD: Diámetro exterior ID: Diámetro interior.

En las acometidas se utilizarán conducciones de PVC de color gris, excepto para diámetros superiores a DN400 en cuyo caso se utilizará al Hormigón.

Los Pozos de Saneamiento se construirán en Hormigón Armado, y podrán ser Prefabricados o contruidos In Situ según especificaciones.

1.3.3 **CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO**

Para colectores de pluviales y unitarios se utilizará el caudal correspondiente a una precipitación de 10 años de período de retorno y, por tanto, será necesario un estudio hidrológico. En colectores de aguas residuales solo se necesita el caudal de aguas residuales que para el cálculo es coincidente con el caudal correspondiente a la dotación de agua potable para la zona según el uso del suelo establecido.

Las conducciones de la Red de Fecales se calcularán y diseñarán para que trabajen en régimen de lámina libre con un llenado máximo del 75% de la sección para el caudal máximo de cálculo a evacuar.

Las conducciones de la Red de Pluviales se calcularán y diseñarán de forma que trabajen en régimen de lámina libre, con un llenado máximo del 90% de la sección para el caudal máximo de cálculo a evacuar.

A efectos del cálculo de una Red de Saneamiento se establecen las siguientes Pendientes Mínimas de las Conducciones y las Velocidades Máximas admitidas.

DIAMETRO CONDUCCIÓN	PENDIENTE	
	MÍNIMA	MAXIMA
Acometidas	1:100	7:100
D200 - D300	3:1000	7:100
D300 - D600	2:1000	4:100
D600 - D1000	1:1000	2:100
D1000 - D2000	3:10000	1:100

MATERIAL	VELOCIDAD MAXIMA	VELOCIDAD MÍNIMA
Hormigón	4 m/s	0,6 m/s
PVC	5 m/s	

1.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

1.4.1 ESTUDIO PLUVIOMÉTRICO

La precipitación máxima en 24 horas se obtiene de la selección de los valores críticos para cada periodo de retorno de los datos de precipitación obtenidos en el documento "Máximas lluvias diarias en la España peninsular", del Ministerio de Fomento y el análisis estadístico de la serie histórica de precipitación de la estación meteorológica ubicada en la presa de Riosequillo.

Para el análisis estadístico de los datos pluviométricos fue utilizado el método hidrometeorológico de estimación de precipitación para la avenida de proyecto. La modelación analiza el comportamiento de los datos históricos dentro del entorno de leyes de distribución de población de uso habitual para estimación de estado en un horizonte temporal y que son habitualmente utilizadas en este tipo de trabajos. Las leyes utilizadas son:

- GEV (Valores extremos generalizados)
- LP3 (Log – Pearson III)
- GUMBEL
- SQRT – E_{max}

De las cuatro familias de distribución, son habitualmente utilizadas para este tipo de estudios la GUMBEL y SQRT - E_{max}, por presentar resultados menos sesgados que la LP3 y GEV, no obstante, para este trabajo se hace la comprobación para las cuatro buscando ampliar la gama de resultados y aumentando el grado de seguridad al elegir la situación pésima para el cálculo de la avenida.

En el entorno de la zona de estudio se localizaron cinco estaciones, una de ellas en el propio núcleo urbano de Buitrago del Lozoya. No obstante, el análisis de los datos disponibles en dicha estación delató la insuficiencia de la serie a los efectos de este estudio, por lo que se buscaron otras estaciones próximas.

INDIC.	NOMBRE	ALTITUD	Nº MESES	DESDE	HASTA	AÑOS COMP.	S.C.M.L.
3110	BUITRAGO	974	232	1945	1969	11	1946 1950
3110C	BUITRAGO (AUTOMATICA)	974	141	1997	2010	8	2000 2004
3113E	MANJIRON (SANTILLANA)	1.000	36	1954	1959	0	1958 1959
3109	PRESA DE RIO SEQUILLO	1.020	621	1953	2005	50	1978 2005
3109E	SAN MAMES (EL PALANCAR)	1.120	20	1985	1997	0	1986 1986

Fuente: Estudio de Diagnósis y Plan Director de la Red de Drenaje Urbano del municipio de Buitrago del Lozoya elaborado por el Canal de Isabel II – TYPASA.

CYII	RIOSEQUILLO: PRECIPITACIONES MENSUALES MÁXIMAS EN 24 HORAS [décimas de mm]											
	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV
1967	208	141	202	100	160	96	23	35	102	318	370	60
1968	120	216	274	157	80	97	13	54	49	46	311	161
1969	217	357	200	164	114	100	45	35	212	244	510	104
1970	581	15	124	17	219	72	192	232	52	0	137	155
1971	189	91	100	190	238	107	147	58	220	67	50	127
1972	186	702	472	65	102	103	111	8	557	278	445	270
1973	103	46	112	48	368	215	149	43	0	72	478	848
1974	124	175	355	124	172	292	123	16	0	123	258	110
1975	1338	360	145	642	327	647	0	292	133	13	86	306
1976	69	250	78	410	253	356	102	205	358	160	340	270
1977	298	514	120	173	256	222	351	89	112	247	202	350
1978	212	412	202	207	280	254	0	0	140	32	237	251
1979	570	206	320	373	98	214	307	0	342	518	496	160
1980	113	408	155	455	408	320	51	560	45	236	113	323
1981	5	92	167	233	205	280	190	64	180	33	0	425
1982	507	535	140	320	672	245	284	185	193	85	905	144
1983	0	39	32	125	47	27	18	175	8	45	210	393
1984	166	150	95	166	223	202	0	112	45	115	507	36
1985	127	138	82	158	56	88	43	0	163	35	106	179
1986	111	136	116	150	51	0	55	76	142	182	135	110
1987	150	185	59	110	284	170	286	92	254	90	385	466
1988	195	45	44	170	125	372	60	0	0	232	155	40
1989	36	256	35	185	256	128	45	36	485	70	650	280
1990	110	20	367	135	28	115	226	128	457	147	440	83
1991	52	295	350	257	68	9	20	23	305	170	125	164
1992	32	210	35	40	113	160	86	325	81	166	38	185
1993	42	105	68	72	208	422	58	3	78	415	190	19
1994	147	85	125	15	180	16	41	6	105	260	137	55
1995	35	167	65	89	92	115	5	338	137	65	285	246
1996	542	171	95	65	172	179	105	8	174	245	144	400
1997	300	52	0	110	298	56	119	140	110	99	715	452
1998	246	112	94	72	287	173	73	126	155	25	75	472
1999	100	57	170	192	115	157	232	38	125	230	68	92
2000	105	17	157	465	175	63	38	9	54	74	335	682
2001	292	195	132	28	175	144	135	90	65	389	42	40
2002	117	70	142	114	172	110	38	176	262	144	148	191
2003	200	492	390	242	156	44	0	148	192	298	414	382
2004	28	312	598	236	226	224	98	126	4	704	320	402
2005	0	158	126	58	80	64	0	20	180	466	228	116
2006	178	160	318	68	368	162	324	74	122	554	330	252
2007	30	132	102	246	294	242	32	66	166	460	338	398
2008	62	138	132	356	468	470	144	30	298	328	66	282
2009	102	190	58	62	156	62	0	0	58	222	174	294
2010	176	208	206	116	188	334	62	18	80	228	158	274
2011	30											

Fuente: Estudio de Diagnósis y Plan Director de la Red de Drenaje Urbano del municipio de Buitrago del Lozoya elaborado por el Canal de Isabel II – TYPASA.

La distribución que proporciona el mejor ajuste es la distribución Gumbel (Weibull) en la cual los valores de las P24 para T10 son máximos respecto al resto de distribuciones.

Los resultados obtenidos pueden resumirse en la siguiente tabla de valores máximos:

T (años)	Riosequillo [mm]	Buitrago [mm]	MAXPLU [mm]
2	45,3	43,2	46
5	64,6	61,8	61
10	77,5	74,2	72
15	78,39	81,27	80
25	95,5	93,5	87

PERIODO DE RETORNO

No existe una legislación a nivel nacional sobre el periodo de retorno a considerar en el diseño de las redes de alcantarillado. El valor más utilizado en las ciudades españolas es de 10 años.

El estudio de diagnóstico y pronóstico se realiza para un período de retorno de 10 años, aunque se realizarán comprobaciones para T= 5 y 15 años.

Identificados los valores de lluvia máximos anuales, el siguiente paso para la definición de un suceso de lluvia sintético es la aplicación de la Curva de Intensidad-Duración-Frecuencia que, por cada duración [min] y tiempo de retorno analizado (T) determina las intensidades máximas de lluvia [mm/h].

Cuando no existe un análisis local de curvas IDF en la región, suele adoptarse la expresión propuesta por Témez:

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

I_t (mm/h): Intensidad media correspondiente al intervalo de duración t deseado.

I_d (mm/h): Intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado, e igual a $P_d/24$.

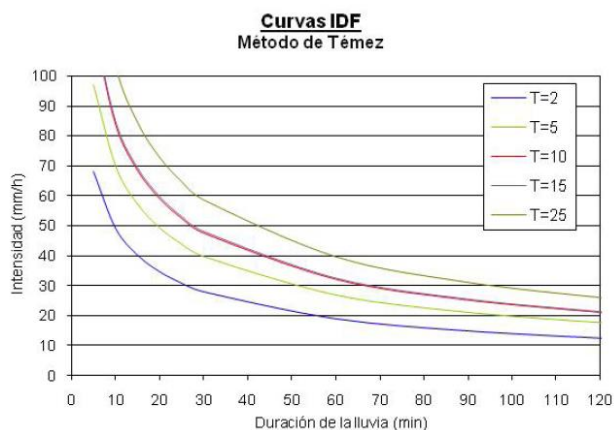
P_d (mm): Precipitación total (máxima) diaria correspondiente a dicho período de retorno.

I_1/I_d : Cociente entre la intensidad horaria y la diaria (factor de torrencialidad), independiente del período de retorno, y que puede obtenerse de la regionalización realizada a nivel nacional.

t (h): Duración del intervalo al que se refiere I_t .

Para la zona que nos ocupa y en base al mapa de isolíneas del CEDEX, el factor de torrencialidad adopta el valor $I_1/I_d = 10$.

	T=2	T=5	T=10	T=15	T=25
P_d [mm]	45.3	64,6	77,5	78.39	95,5
Δt [min]	I [mm/h]	I [mm/h]	I [mm/h]		I [mm/h]
5	70,5	96,9	116,3	117,6	143,3
10	50,9	70,0	83,9	84,9	103,4
15	41,6	57,2	68,6	69,4	84,6
20	35,9	49,3	59,2	59,9	72,9
25	31,9	43,9	52,6	53,2	64,8
30	28,9	39,8	47,7	48,2	58,8
60	19,6	26,9	32,3	32,7	39,8
90	15,4	21,2	25,4	25,7	31,3
120	12,9	17,7	21,3	21,5	26,2



La duración característica de las lluvias del sistema de estudio se ha determinado a partir de un análisis de las tormentas intensas de la zona, obtenidas de la estación pluviométrica de la presa de Riosequillo entre los años 2000 y 2010.

Se han localizado los eventos intensos de lluvia cuya intensidad horaria fuera similar o mayor a la obtenida en la curva IDF de Témez para una lluvia de 1h de duración correspondiente a un período de retorno de 2 años.

Según este criterio se han aislado los sucesos de lluvia con intensidad horaria mayor o igual a 19,2 mm/h y se ha obtenido la duración de las mismas.

Para discernir cuando acaba un episodio lluvioso y empieza el siguiente no existe un criterio universal. En este estudio se ha considerado que una tormenta ha concluido cuando durante 2 horas la precipitación acumulada recogida no supera 2 mm.

De los resultados obtenidos se deduce que la mayor parte de las tormentas intensas dentro de la serie analizada tiene una duración de 3 horas, de ahí que para este estudio se establece una duración de 3 horas para la tormenta sintética de diseño.

1.5 CAUDALES DE CÁLCULO

1.5.1 AGUAS RESIDUALES

El caudal de aguas residuales se calcula en función de la superficie en estudio y del uso del suelo, y coincide con el caudal dispuesto para la dotación de agua potable en cada zona.

Se han analizado los sectores a estudiar, determinando las características principales que definen la dotación según el uso del suelo dispuesto en cada uno.

Para definir la dotación media de aguas residuales por habitante/día se utiliza las Normas para Redes de Saneamiento de Canal de Isabel II (v2006). En el capítulo III.5.1.2.1 se proponen una serie de dotaciones en función de la tipología y el tamaño de vivienda:

TIPOLOGÍA VIVIENDA Y TAMAÑO S_v [m ²]	DOTACIÓN [m ³ /viv/día]
Viviendas multifamiliares $S_v \leq 120$	0,90
Viviendas multifamiliares $120 < S_v \leq 180$	1,05
Viviendas multifamiliares $S_v > 180$	1,20
Viviendas Unifamiliares	1,20

Para el caso del núcleo urbano de Buitrago del Lozoya la mayoría de las viviendas son del tipo unifamiliar, por tanto, se adopta un valor de 1,20 m³/viv/día, que corresponde al valor medio de dotación. Considerando 3 habitantes equivalentes por vivienda (valor contrastado con diversas fuentes de información referentes al municipio), se deduce una dotación de 400 l/hab/día. Para el cálculo del caudal de aguas residuales, se considera, según el NRSCYII, un factor de retorno de 0,8, limitando el consumo medio a 320 l/hab/día.

Se introduce en el modelo hidráulico para tiempo seco una curva de consumo típica que representa la variación de generación de aguas residuales a lo largo del día.

El caudal mínimo de aguas residuales y el máximo se obtienen aplicando los coeficientes de reducción y punta respectivamente según NRSCYII.

Dotaciones de aguas residuales domésticas e industriales

Dotaciones	Domésticas [l/hab/día]	Industriales [l/m ² /día]
Vivienda Unifamiliar	400	
Industrial o terciaria		8,64

Caudales	Qm [l/s]
Zona Urbana Unifamiliar	7,65
Zona Industrial o terciaria	2,23
TOTAL	9,88

La dotación de agua potable del municipio según el Plan Hidrológico del Tajo es de 0,255 hm³/año.

Para el cálculo del caudal medio de aguas residuales industriales/terciario del municipio de Buitrago del Lozoya se considera una superficie edificable igual a 2,8 Ha, obtenida a partir de la digitalización de los techos correspondientes a este uso del suelo.

El caudal teórico medio total de aguas residuales (domésticas e industriales) en el sistema de Buitrago resulta ser de 9,88 l/s.

A partir de las formulaciones del apartado 6.2 se calculan los coeficientes de consumo mínimo y máximo para el municipio. Para el coeficiente mínimo se utiliza el valor de 0,25.

Para el coeficiente punta se obtiene un valor de 2. No disponiendo de datos suficientes para realizar la calibración exhaustiva del modelo en tiempo seco, se ha optado por utilizar el coeficiente punta máximo de 3.

Con estos valores, el caudal mínimo y punta del sistema se estiman en 2,47 l/s y 29,64 l/s.

1.5.1.1 NUEVOS DESARROLLOS

El caudal de aguas residuales se calcula en función de la superficie en estudio y del uso del suelo, y coincide con el caudal dispuesto para la dotación de agua potable en cada zona.

Se han analizado los sectores a estudiar, determinando las características principales que definen la dotación según el uso del suelo dispuesto en cada uno.

SECTOR	NOMBRE	USO GLOBAL	SUPERFICIE (m ² s)	Nº VIVIENDAS	DENSIDAD (viv./ha.)	EDIFICABILIDAD (m ² c)
S1	MIRAMONTES	RESIDENCIAL MIXTO	84.033,10	101	12	20.745,01
S2	AMPLIACIÓN LAS ROTURAS	RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	27.936,93	28	10	6.806,97
S3	EL MESÓN	ACTIVIDADES ECONÓMICAS	38.416,92	0	0	12.293,41
S4	TELFÓNICA	DOTACIONAL	68.711,08	0	0	18.322,95

En la siguiente tabla se citan los valores de dotación de agua potable para cada tipo de suelo según las características citadas anteriormente. Estos datos son extraídos de la publicación, "Normas para el abastecimiento de agua", publicado por el Canal de Isabel II en 2006.

USO DEL SUELO	DOTACIÓN	UNIDADES
Terciario - Industrial - Dotacional	8,64	l/m ² c/día
Residencial	1,20	m ³ /viv/día

En la siguiente tabla se muestran los caudales calculados para cada sector según los datos citados anteriormente, considerando un caudal de retorno de 0,8.

SECTOR	USO GLOBAL	SUPERFICIE (m ² s)	Nº VIVIENDAS	EDIFICABILIDAD (m ² c)	CAUDAL (m ³ /h)
S1	RESIDENCIAL MIXTO	84.033,10	101	20.745,01	4,04
S2	RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	27.936,93	28	6.806,97	1,12
S3	ACTIVIDADES ECONÓMICAS	38.416,92	0	12.293,41	3,54
S4	DOTACIONAL	68.711,08	0	18.322,95	5,28

Tomando como base la estimación de los caudales de aguas fecales generados en cada sector y los criterios generales de diseño citados en apartados anteriores, se ha hecho un prediseño de los emisarios sectoriales que conducirán las aguas residuales desde los colectores propios de cada sector hasta los colectores generales que transportan las aguas fecales directamente a la EDAR municipal.

SECTOR	DIÁMETRO (m)	PENDIENTE (%)
S1	0,30	1
S2	0,30	1
S3	0,30	1
S4	0,30	1

1.5.1.2 DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.

La población de Buitrago cuenta en la actualidad con una estación depuradora de aguas residuales ubicada en la zona norte del casco urbano, denominada EDAR de "Puentes Viejas". Estas instalaciones están gestionadas por el Canal de Isabel II. La citada EDAR, además de depurar las aguas generadas por Buitrago de Lozoya, recibe la aportación de las aguas residuales de la población de Villavieja de Lozoya.

En la siguiente tabla se recogen los datos censales de la Comunidad de Madrid para las poblaciones aportantes a la EDAR de Puentes Viejas.

	2017	2016	2011	2006	2001	2000	1996
Buitrago del Lozoya	1.854	1.861	2.078	1.937	1.565	1.471	1.403
Villavieja del Lozoya	267	270	288	214	185	178	180
TOTAL	4.138	4.147	4.377	4.157	3.751	3.649	3.579

La EDAR de Puentes Viejas se proyectó para cubrir una capacidad de depuración correspondiente a 5.800 h-e (habitantes equivalentes) o 1.200 m³/día. Dentro de las previsiones de tratamiento solo se contó para su diseño con las aguas residuales generadas por el suelo consolidado en el momento.

En la actualidad la población censada de Buitrago y Villavieja está, en teoría y a la vista de los datos censales, suficientemente cubierta en cuanto a necesidades de depuración de aguas residuales. No obstante, la existencia de un matadero municipal en Buitrago, probables industrias no registradas en zonas aledañas a las poblaciones y posibles conexiones clandestinas a la red hacen que los datos de explotación suministrados por el Canal de Isabel II superen ampliamente la capacidad proyectada para las instalaciones.

Según la información más reciente con la que cuenta el estamento gestor de las instalaciones, los datos de explotación actuales son aproximadamente 1.600 m³/día o 6.200 h-e, a los que habría que sumar la estimación aproximada de 100 m³/día para el asentamiento urbanístico proyectado. De esta forma queda claro que para que las instalaciones existentes puedan soportar el aumento de caudal a tratar generado por la ampliación urbanística proyectada debe plantearse la posibilidad de una ampliación de la planta física de la depuradora o un cambio en el sistema de depuración empleado que permita optimizar el proceso.

1.5.2 AGUAS PLUVIALES

El diseño del sistema de evacuación de las aguas pluviales de una zona en concreto está determinado en su diseño por el periodo de retorno del evento de precipitación crítico contemplado según el uso del suelo y el tipo de conducción a diseñar. Los valores habitualmente utilizados se citan a continuación:

TIPOLOGÍA DE ELEMENTO A DISEÑAR	PERIODO DE RETORNO
Colectores principales	25 años
Zonas históricas o zonas comerciales en grandes centros urbanos	10 – 20 años
Zonas residenciales	5 – 10 años
Zonas de baja demografía, urbanización aislada, parques	2 años

Para el caso de la red de pluviales de la ampliación urbanística proyectada en Buitrago de Lozoya, será utilizado para el diseño el evento de precipitación asociado con el periodo de retorno de 10 años.

El caudal que llega a cada tramo de la red de saneamiento de aguas pluviales estará compuesto por uno o varios de los siguientes:

- Caudal de escorrentía superficial de superficies adyacentes.
- Caudal de escorrentía sobre las superficies de viales.
- Caudal de las bajantes de las cubiertas.
- Caudal de tramos anteriores.

Siendo las cuencas que afectan de pequeña superficie, se estima apropiado el uso del método hidrometeorológico contenido en la Instrucción de Carreteras 5.2.-I.C. de julio de 1990 y, por tanto, en él se basa el cálculo.

HIPÓTESIS BÁSICAS:

1. Lluvia: puede disponerse de unas curvas de intensidad-duración de lluvia que describen el fenómeno pluviométrico.
 - La intensidad de lluvia para una duración determinada se considera uniformemente repartida en toda la superficie de la cuenca e igualmente a lo largo del tiempo de duración de la lluvia (hietograma rectangular).
 - La escorrentía superficial es proporcional a la intensidad de lluvia. La proporcionalidad viene dada por el coeficiente de escorrentía.
 - Coeficiente de escorrentía: el coeficiente de escorrentía es la relación entre la parte de la precipitación que circula superficialmente y la precipitación total.
2. Hidráulica: el flujo por los conductos se evalúa, mediante la fórmula de Manning y de Hazen-Williams, comparando los resultados finales.

Se hacen las siguientes consideraciones:

- Duración mínima de lluvia de 10 minutos.
- Duración máxima de lluvia de 72 horas.

1.5.2.1 CÁLCULO DE LA LLUVIA DE PROYECTO.

La lluvia de proyecto se ha obtenido a partir de los datos de precipitación máxima en 24 horas proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología (Ministerio de Medio Ambiente) para las estaciones de la Comunidad de Castilla la Mancha y Madrid y la intensidad de lluvia se ha obtenido a partir de los datos de la publicación "*Las precipitaciones máximas en 24 h. En España y sus periodos de retorno*", volumen 11 Madrid y Castilla la Mancha, de donde se ha seleccionado la siguiente estación pluviométrica para realizar los distintos cálculos:

Estación	Longitud	Latitud	Provincia	Período de datos
PUESTOS VIEJAS - EMBALSE	03° 34'W	40° 59'N	Madrid	1931-1990

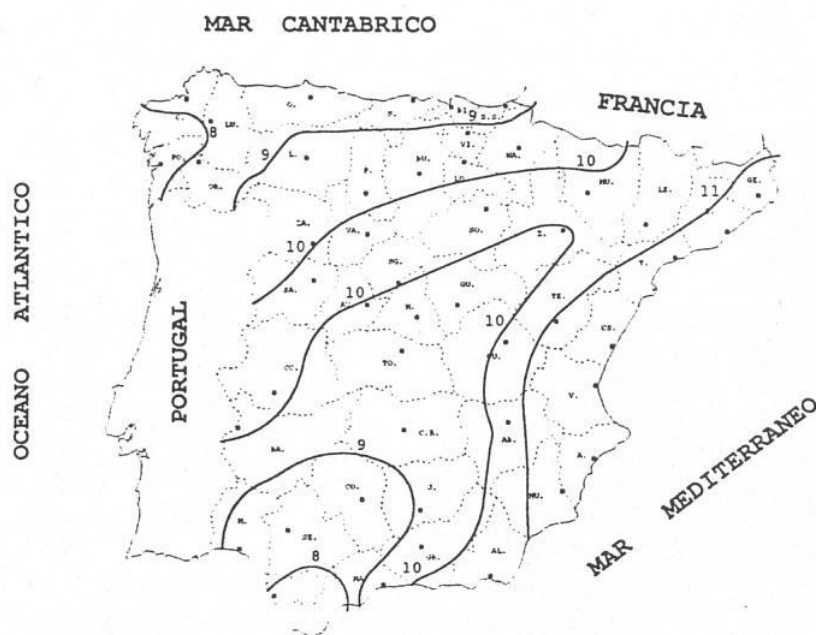
Aplicando el método estadístico de Gumbel para el cálculo las precipitaciones máximas en 24 h en mm., para un nivel de confianza del 95 %, se han obtenido, para cada estación meteorológica las siguientes precipitaciones máximas en 24 h.:

T (periodo de retorno años) – Estación Puentes Viejas - embalse										
	2.0	2.3	5	10	15	20	25	50	100	500
X	41.0	43.3	53.41	61.60	66.22	69.45	71.95	79.62	87.24	104.86
m	0.9	1.0	1.618	2.213	2.563	2.813	3.006	3.608	4.212	5.619
M	1.5	1.7	2.700	3.693	4.279	4.695	5.018	6.023	7.031	9.380
c=95%	3.0	3.3	5.29	7.24	8.39	9.20	9.84	11.81	13.78	18.38
c=90%	2.5	2.8	4.46	6.09	7.06	7.75	8.28	9.94	11.60	15.48
c=80%	2.0	2.2	3.46	4.73	5.48	6.01	6.42	7.71	9.00	12.01

Es necesario tener en cuenta que los valores de precipitaciones máximas presentados en la tabla anterior han sido registrados en 24 horas, para obtener la intensidad máxima horaria se han empleado expresiones recogidas en la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial de Carreteras (M.O.P.U., 1990).

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

Donde I_t e I_d son las intensidades de lluvia para tormentas de duración t igual al tiempo de concentración del área vertiente, y 24 horas respectivamente, y el factor (I_1/I_d) depende de la zona de estudio, siendo el cociente entre la intensidad horaria y diaria, independientemente del período de retorno. Se obtiene por medio de un mapa de isolíneas representado en la figura siguiente (M.O.P.U., 1990).



A partir de esta expresión se puede calcular la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia, obteniendo la relación entre la intensidad de lluvia y el intervalo de tiempo de referencia que se esté considerando en cada momento, o su inverso, el periodo de retorno considerado.

Para el cálculo del caudal punta se ha de utilizar “una duración del episodio de lluvia igual al tiempo de concentración”.

El tiempo de concentración T_c de una cuenca urbana, se divide en un tiempo de escorrentía T_e , que es el tiempo que una gota de lluvia tarda en alcanzar el primer sumidero de la red de alcantarillado, y un tiempo de recorrido T_r , que es el tiempo que una gota de agua tarda en alcanzar la sección de estudio, circulando por la red de alcantarillado. Por lo que $T_c = T_e + T_r$.

En el caso de la situación preoperacional, la parcela se corresponde con un entorno rural sin presencia de colectores de drenaje, por lo que el tiempo de concentración se ha calculado usando la fórmula de Témez

$$T_c = 0.3 \left[\frac{L}{J^{0.25}} \right]^{0.76}$$

Donde el tiempo de concentración T_c se expresa en horas, la longitud L en km, y la pendiente J en tantos por uno. Se han considerado las longitudes de las distintas líneas de drenaje para cada subcuenca, así como la pendiente media de cada una de ellas.

Para la situación en la que los desarrollos urbanísticos planteados para los nuevos sectores ya se hayan construido, la mayor parte del recorrido de una gota de lluvia una vez que cae al suelo transcurre por los colectores, por lo que el tiempo de concentración se ha asumido igual al de recorrido.

Dicho tiempo de recorrido por tubería se ha estimado en función de la velocidad de circulación según la fórmula de Manning.

$$v = n \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$

Siendo n el coeficiente de rugosidad de Manning (para el hormigón toma un valor medio de 0,013), R_h el radio hidráulico, que para una tubería a sección llena coincide con el radio geométrico, y J la pendiente de la tubería en tantos por uno, considerándose una pendiente media del uno por mil.

1.5.2.2 COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA DE LAS CUENCAS.

A partir del cálculo de la lluvia de proyecto se calcula el caudal punta generado para cada uno de los sectores a desarrollar por el PLAN GENERAL.

Así, en función de las distintas superficies que se caracterizan por un coeficiente de escorrentía distinto, se calcula el caudal mediante la expresión:

$$Q = \frac{CA_i}{K} = \frac{\sum (C_i A_i) i_i}{K}$$

donde C es el coeficiente de escorrentía, A_i es la superficie de cada una de las áreas consideradas, y K es el coeficiente de uniformidad de la cuenca que en este caso toma valores próximos a la unidad.

Para las superficies más impermeables (carreteras, tejados, aceras, etc.), el coeficiente de escorrentía se mantiene prácticamente constante y se reduce su dependencia de la intensidad de la lluvia.

Por otro lado, en las superficies donde los fenómenos de infiltración son significativos (zonas verdes, campos de cultivo, etc.), el coeficiente de escorrentía varía con la intensidad de la lluvia, pues la velocidad de infiltración y la capacidad de almacenamiento del agua en el suelo se modifica según el grado de humedad del mismo. Para tener en cuenta ese aspecto, los coeficientes de las superficies más permeables se han calculado según el método del Soil Conservation Service (SCS) de la USDA (CEDEX, 2000) en el que el coeficiente de escorrentía adopta un valor en función del umbral de lluvia, es decir, la mínima lluvia capaz de causar escorrentía, y de la intensidad de lluvia (precipitación en 24 horas).

$$C = \frac{\left(\frac{Pd}{Po} - 1\right) \cdot \left(\frac{Pd}{Po} + 23\right)}{\left(\frac{Pd}{Po} + 11\right)^2}$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía, Pd es la precipitación diaria y Po es el umbral de escorrentía, es decir, la lluvia mínima capaz de producir escorrentía superficial.

Para el Cálculo del Po por cada cuenca se ha realizado un promedio ponderado de la superficie de cada cuenca, en función de los usos de suelo que existen en ella, asignado un umbral de escorrentía a cada uso y realizando la media de dichos umbrales en función de la superficie que ocupa cada tipo de uso de suelo.

En la tabla siguiente se especifican los coeficientes de escorrentía obtenidos en las diferentes cuencas:

Cálculo del coeficiente de escorrentía para la cuenca afectada																	
	Pd							Po	k (coef. corrector)	P'o	Coeficiente de escorrentía						
	T=2	T=2.33	T=5	T=10	T=15	T=20	T=500				T=2	T=2.33	T=5	T=10	T=15	T=20	T=500
Preoperacional																	
Arroyo de la Trucha	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	19.96	2.3	45.91	0.00	0.00	0.04	0.08	0.10	0.11	0.23
Arroyo de las Cárcavas	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	17.76	2.3	40.84	0.01	0.02	0.07	0.11	0.12	0.14	0.27
Arroyo de la Tejera	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	16.77	2.3	38.58	0.02	0.03	0.08	0.12	0.14	0.15	0.29
Postoperacional																	
Arroyo de la Trucha	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	19.96	2.3	45.91	0.00	0.00	0.04	0.08	0.10	0.11	0.23
Arroyo de las Cárcavas	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	16.20	2.3	37.25	0.03	0.04	0.09	0.13	0.15	0.16	0.30
Arroyo de la Tejera	44.05	46.66	58.70	68.84	74.60	78.66	123.24	14.84	2.3	34.13	0.05	0.06	0.11	0.15	0.17	0.19	0.33

1.5.2.3 CAUDALES DE CÁLCULO

Cada futuro sector desarrollado generará un nuevo caudal de aguas pluviales en tiempo de lluvia que, en función de la tipología de drenaje seleccionada, desaguará en la red municipal existente o de forma separativa hacia algún cauce natural cercano.

El cálculo del caudal de aguas pluviales para un determinado suceso de lluvia sintético depende de parámetros hidrológicos en función de los métodos de cálculo empleados.

Para el cálculo de las nuevas aportaciones de aguas pluviales se emplearán los mismos métodos utilizados para el estudio de diagnóstico de la red actual.

En la tabla que se muestra a continuación, se detallan los parámetros hidrológicos (*Número de Curva-CN*, y *Rugosidad de Manning-n*) estimados para cada tipología de superficie identificada dentro de cada nuevo sector.

Estos parámetros se utilizarán para el cálculo numérico de los hidrogramas de aguas pluviales generados en cada nuevo sector para el suceso de lluvia de diseño.

Para el cálculo de los valores de CN se ha considerado un tipo de suelo hidrológico B, condiciones iniciales de humedad media. (Valores según TR-55).

Parámetros hidrológicos para el cálculo de las nuevas aportaciones de aguas pluviales

	CN	n
Zonas Verdes Y Espacios Libres	61	0,3
Vialidad	98	0,011
Residencial unifamiliar (65% impermeabilidad)	85	0,112
Residencial plurifamiliar (85% impermeabilidad)	92	0,054
Industrial/Terciario/Equipamientos (78% impermeabilidad)	90	0,073

Las siguientes tablas resumen los Caudales Punta de escorrentía superficial generados en los sectores de futuro desarrollo y en los puntos de desagüe del sistema.

Ámbito	Qp (T10) [m3/s]
S-1	0,7647
S-2	0,3704
S-3	0,3496
S-4	0,6252

Tomando como base la estimación de los caudales de aguas pluviales generados en cada sector y los criterios generales de diseño citados en el apartado nº2, se ha hecho un prediseño de los emisarios sectoriales que conducirán las aguas pluviales desde las acometidas domiciliarias y de los sumideros ubicados en los viales hasta la vaguada natural más próxima que cuente con la suficiente capacidad hidráulica para transportar el caudal de cálculo.

El desagüe natural para las aguas pluviales para los asentamientos urbanos proyectados es, por su ubicación y entidad hidráulica, el Arroyo La Tejera. En el estudio hidrológico de la zona se ha realizado el análisis de la cuenca vertiente, en su estado actual, y se ha obtenido como resultado final de caudal, para el periodo de retorno de referencia, el valor que se cita a continuación:

CUENCA	Q (m³/s) (T =10)
Arroyo de la Tejera	2,00

A partir de la fecha de ejecución de las obras de urbanización se debe sumar a este caudal los caudales aportados por las áreas urbanizadas y estimar de nuevo el caudal de la cuenca que aumentará en forma considerable.

1.5.2.4 DEPURACIÓN DE AGUAS PLUVIALES

Por el destino obligado de los vertidos generados por la red de aguas pluviales, en el embalse de Puentes Viejas, Buitrago de Lozoya presenta una situación particular que rodea el tema de las aguas residuales, por esto, se debe proyectar para la red de pluviales un sistema de tratamiento primario que evite que la contaminación de los primeros lavados de las vías y los conductos tenga como medio receptor el embalse.

La clasificación de las actuaciones básicas que se deben llevar a cabo se cita a continuación:

A. ACTUACIONES EN LAS ENTRADAS A LA RED

Se disponen una serie de elementos estructurales que con su trabajo secuencial de conjunto aminoren la carga contaminante que entra en la red. El primero de los elementos debe evitar la entrada a la red de algunos elementos discriminando su entrada por tamaños, un ejemplo de esto son las rejillas en la entrada de los sumideros o imbornales, la separación entre barras establece un tamaño máximo para los sólidos en suspensión que pueda entrar en la red.

Una vez superado este primer dispositivo se establecen pequeños depósitos que permitan sedimentar las partículas pesadas que consiguieron ingresar en la red, ejemplos de esto son los imbornales desarenadores y las fosas areneras que permiten retener sobre todo las arenas arrastradas por el agua.

B. ACTUACIONES EN EL CUERPO DE LA RED

Cuando se presentan episodios de lluvia de intensidad media o alta, el caudal resultante hace que las medidas estructurales a la entrada sean ampliamente insuficientes, para ese tipo de situaciones se diseñan Depósitos de retención subterráneos que logran generar una decantación extensiva.

Estos reservorios, además de atenuar los picos de las escorrentías, aprisionan gran cantidad de sedimentos y otros materiales acarreados, entre los cuales se encuentran metales pesados y otras sustancias orgánicas potencialmente tóxicas. Esas instalaciones requieren mantenimiento (remoción periódica del material depositado) para asegurar el volumen útil necesario para colectar los sedimentos.

1.6 CONCLUSIONES

En el presente apartado se presentan las conclusiones generales a la cuales se ha podido llegar a partir del análisis del sistema de saneamiento proyectado en los sectores de ampliación urbanística.

1. El caudal de aguas residuales aportadas a la EDAR existente por parte de los nuevos asentamientos asciende a 13,98 m³/día. Las soluciones serán las previstas en el Plan Director de Saneamiento redactado por el Canal de Isabel II.
2. Se debe proyectar una ampliación en la capacidad de depuración instalada actualmente para la población de Buitrago de Lozoya. Se ampliará la EDAR de Gascones y la impulsión de la EDAR de Puentes Viejas a la EDAR de Gascones con el objetivo de tratar las aguas residuales generadas por los nuevos desarrollos previstos desde el PGOU para el área del casco urbano.
3. En vista que el destino de los vertidos de la red de aguas pluviales será un cauce que es afluente directo del embalse de Puentes Viejas, se proyectan actuaciones en la red que aporten a sus aguas un tratamiento primario que eviten que los mayores contaminantes lleguen al embalse.
4. Se estima un aumento discreto del caudal del Arroyo de La Tejera a causa de los vertidos provenientes del sistema de pluviales proyectado para los sectores a urbanizar.
5. Se deben prever las actuaciones necesarias, acordes con el nuevo valor de caudal estimado para el arroyo La Tejera, para el drenaje correcto en los puntos de cruce del cauce con los viales existentes y proyectados en la zona.

2. ANEXO: PLANOS DE PROPUESTA DEL PLAN DIRECTOR DE LA RED DE DRENAJE URBANO DEL MUNICIPIO DE BUITRAGO DEL LOZOYA

Se adjuntan a continuación los planos de propuesta del Plan Director de la Red de drenaje urbano del municipio de Buitrago del Lozoya elaborado por el Canal de Isabel II en el marco del Convenio de Gestión Integral de los servicios de distribución de agua potable y alcantarillado entre el Ayto. de Buitrago del Lozoya y Canal de Isabel II Gestión S.A.