El objeto del presente anejo es dimensionar las obras necesarias para evacuar tanto las aguas pluviales como las residuales correspondientes a la urbanización pública del ámbito del PSIR de la Actuación Integral Estratégica Productiva (AIEP) Val de San Vicente.

La red proyectada es de tipo separativo.

Para el dimensionamiento de los diferentes elementos tanto del drenaje superficial como del saneamiento de aguas residuales se han tenido en cuenta los caudales que genera cada parcela o manzana edificable del ámbito, tributarios del caudal con el que se dimensionarán los colectores del proyecto que nos ocupa.

Para las conducciones se emplearán tubulares de hormigón armado, clase 9.000, para diámetros de 500,600 y 800 mm de diámetro, y de PVC corrugado de doble pared SN8 para las secciones de diámetros 315 y 400 mm. Cumplirán la norma UNE 127.010 y las UNE 53.371, UNE 80.301, UNE 80.303, UNE 80.304, UNE 83.500 y UNE 10.025.

De igual modo, se tendrán en cuenta la normativa medioambiental para los vertidos a medios naturales (Ley de Aguas 29/1985; R.D. 606/2003; el R.D. 849/1986 y la Directiva de Consejo 97/271/CEE).

1. RED DE SANEAMIENTO DE AGUAS PLUVIALES

1.1 Criterios generales de cálculo

Aunque el drenaje específico de cada parcela edificable del ámbito no es objeto del presente proyecto, por motivos técnicos y económicos se evaluará el drenaje de dichas parcelas, así como el del viario estructurante del ámbito, a la hora de dimensionar los colectores necesarios para la recogida de las aguas pluviales y su punto de vertido.

Para la estimación de caudales de aguas pluviales, se han seguido los criterios indicados en la Instrucción 5.2-I.C. "Drenaje Superficial" de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento ,así como las especificaciones técnicas básicas para conducciones generales de saneamiento de la Confederación Hidrográfica del Norte.

El caudal de cálculo se obtendrá mediante el método racional, aplicando la siguiente fórmula:

Q = Cm*I*S

Donde:

Q: Caudal (l/seg)
S: Superficie (Ha)
Cm: Coeficiente medio de escorrentía
I: Intensidad de un aguacero de duración t igual al tiempo de concentración de la cuenca (l/seg/Ha)

El valor de la intensidad de lluvia I (l/seg/Ha), se refiere a un valor medio a lo largo del intervalo de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, y depende de la intensidad diaria y horaria, y por tanto de la zona geográfica en la que nos encontremos. Asimismo, depende del período de retorno adoptado, que en este caso se estima de 10 años. Para la zona litoral de Cantabria, a la que corresponde el ámbito de actuación, tomaremos una intensidad de 160 l/seg/Ha.

En cuanto al coeficiente de escorrentía, define la porción de la intensidad de lluvia que genera escorrentía, es decir, la relación entre la precipitación total caída sobre una cuenca y la precipitación neta que llega a la sección de desagüe.

En el caso de una superficie heterogénea que pueda subdividirse en varias parcelas homogéneas S = S1+S2+S3+.....+Sn, el coeficiente de escorrentía se calculará como la media ponderada:

Cm= (S1*C1+S2*C2+.....+Sn*Cn)

Para nuestra actuación se han adoptado los siguientes valores del coeficiente de escorrentía, siguiendo las recomendaciones de la Tabla 4.2.4.2.a de la Instrucción 5.2-I.C. Drenaje superficial:

Tabla 4.2.4.2.a

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía
Pavimentos de hormigón y bituminosos	0,70 a 0,95
Pavimentos de macadam	0,25 a 0,60
Adoquinados	0,50 a 0,70
Superficies de grava	0,15 a 0,30
Zonas arboladas y bosque	0,70 a 0,95
Zonas con vegetación densa: Terrenos granulares Terrenos arcillosos	 0,05 a 0,35 0,15 a 0,50
Zonas con vegetación media: Terrenos granulares Terrenos arcillosos	 0,10 a 0,50 0,30 a 0,75
Tierra sin vegetación	0,20 a 0,80
Zonas cultivadas	0,20 a 0,40

Parcelas y manzanas edificables: C=0,9
Viales: C=0,85
Espacios libres: C=0,05

Por tanto el coeficiente medio de escorrentía resulta:

	Superficie(m^2)	Coef. Escorrentía	Si*Ci
Parcelas edificables	433.896,95	0,90	390.507,26
Viales	105.738,15	0,85	89.877,43
Espacios libres	93.102,45	0,05	4.655,12
Total	632.737,55		485.039,81

Coeficiente medio de escorrentía: Cm= 0,76

1.2. Trazado de la red de saneamiento de aguas pluviales

Se ejecutarán varios colectores, que discurrirán bajo la calzada del viario estructurante del ámbito de actuación, por el centro de carril, y por espacio libre. Todos los colectores funcionarán por gravedad, estableciendo como pendiente mínima 0,5%.

El denominado Perfil 1, discurrirá a lo largo de los ejes 5 y 9.

El Perfil 2 discurrirá a lo largo de los ejes 5 y 6.

Los perfiles 3.1 y 3.2 discurrirán a lo largo del eje 5. El 3.1 vierte en el Perfil 2.

El Perfil 4 discurrirá a lo largo de los ejes 4 y 10, hasta llegar un tanque de tormentas.

El Perfil 5 citado discurrirá por el eje 2, conduciendo por gravedad el caudal de aguas pluviales generado hasta un tanque de tormentas en las inmediaciones de un aparcamiento.

Los Perfiles 6.1 y 6.2 se ubican en el eje 3 y desagüan en el Tanque de tormentas 1.2.

El Perfil 7 discurre a lo largo del eje 14 vertiendo sus aguas en el Perfil 8.2.

Los Perfiles 6.1 y 6.2 se ubican en el eje 3 y desagüan en el Tanque de tormentas 1.2.

El Perfil 8.3 discurrirá a lo largo del eje 13 hasta llegar al Perfil 8.2.

El Perfil 8.2 discurrirá a lo largo de los ejes 1 y 11 hasta llegar al bombeo nº2.

El Perfil 9 discurrirá también a lo largo de parte del eje 12 desembocando en un tanque de retención.

Las tuberías de saneamiento de aguas pluviales propuestas serán de P.V.C. corrugado de rigidez SN 8 KN/m^2, de diámetros nominales 315 y 400 mm y de hormigón armado , clase 9000, para diámetros de 500, 600 y 800 m.

Los caudales de escorrentía superficial aportados por los viales y aparcamientos, se recogerán mediante caz de hormigón prefabricado, situado en la línea de aparcamientos, y rígola donde no exista aparcamiento. Se dispondrán sumideros de calzada en los puntos bajos, que conducirán los caudales recogidos hacia los colectores generales antes descritos a través de tubería de P.V.C. corrugado de diámetro nominal 200 mm.

Dado que en algunas zonas, y debido a la orografía del terreno, la profundidad alcanzada por las tuberías es importante, habrá que poner especial cuidado en la excavación de la zanja y la compactación del terreno.

Las secciones de zanja consideradas tendrán una anchura en la base de la misma de 0,50 m más el diámetro de la tubería, y una anchura variable en la coronación de la misma.

Las zanjas colectores se rellenarán con material de cantera hasta una altura de 0,50 cm por encima de la generatriz superior.

Se colocarán pozos de registro con separación variable en función de las necesidades de diseño, con una interdistancia máxima de 50 metros. También se dispondrán pozos de registro en los cambios de pendiente y dirección de las tuberías. Serán ejecutados in situ de hormigón HM-20/P/20/IIIa , de diámetro interior 110 cm y tapa para pozo de registro de fundición tipo D-400 modelo Ayuntamiento, apto para resistir el paso de tráfico pesado. También se ha previsto la construcción de pozos rectangulares para las tuberías de 600 y 800 mm. Serán, como en el caso de los circulares, ejecutados in situ.

1.3. Cálculo hidráulico de colectores

Habiendo calculado los caudales que se producen en los distintos puntos de vertido determinados en las redes proyectadas, fijando las pendientes y estableciendo los diámetros en los colectores, se procede a la comprobación hidráulica de las secciones de colector diseñadas aplicando la fórmula de Prandtl-Colebrook, obteniéndose las velocidades a sección llena así como la correspondiente velocidad en esta situación, y

posteriormente compararla con la situación real de cálculo en la que la tubería se encuentra parcialmente llena, calculando también la altura exacta de la lámina de agua del vertido en el interior de la misma.

Para el cálculo hidráulico de las conducciones se parte de las siguientes ecuaciones:

Q = S x V, donde V = f (R_h, I)

V = f (Rh, I)

Q= caudal (m^3/s)
S= sección transversal del flujo (m^2)
V= velocidad media (m/s)
Rh= radio hidráulico (m) = Área / Perímetro mojado
I= pendiente hidráulica (m/m)

Formula universal de Prandtl-Colebrok

$$V = -2\sqrt{2gDI} * \log_{10}\left(\frac{k_a}{3{,}71D} + \frac{2{,}51\nu}{D\sqrt{2gDI}}\right)$$

en la que:

V= velocidad media del fluido (m/s)
g= aceleración de la gravedad (m/s^2)
D= diámetro interior de la tubería (m)
I= pérdida de carga (m/m)
K_a= rugosidad uniforme equivalente (m)
v= viscosidad cinemática del fluido (m^2/s)

De acuerdo con las características de las tubería adoptada y del fluido se han considerado las siguientes constantes:

v= 1,31 10^{-6} m^2/s
Ka= 0,10 mm

Los límites de velocidad se fijan en 0,6 m/seg. para la velocidad mínima y 6 m/seg. para velocidad máxima, y el calado relativo (h/D) para el caudal máximo de proyecto no será superior, como norma general, a 0,80.

A continuación, se adjunta las tablas con los resultados obtenidos en los cálculos de la red de saneamiento de aguas pluviales.

SANEAMIENTO AGUAS PLUVIALES PSIR AIEP DE VAL DE SAN VICENTE

	P inicial	P final	L (m)	Pte (m/km)	Q total estimado (l/seg)	Q total estimado tramo (l/seg)	D (mm)	Rugosidad (K mm)	Viscosidad	Q llena (l/seg)	V llena (l/seg)	Q/Qll	V Qtotal estimada (l/seg)	Calado (mm)	% de llenado
PERFIL Nº1	P1	P2	17,60	49,10	9,947	9,947	287,000	0,100	1,31E-006	267,819	4,140	0,037	1,997	35,611	12,408
	P2	P3	20,00	49,10	13,072	23,019	287,000	0,100	1,31E-006	267,819	4,140	0,049	0,000	37,816	10,332
	P3	P4	30,00	49,10	20,100	43,119	287,000	0,100	1,31E-006	267,819	4,140	0,075	2,966	71,750	25,000
	P4	P5	34,30	49,10	19,176	62,296	287,000	0,100	1,31E-006	267,819	4,140	0,072	3,312	88,585	30,866
	P5	P6	11,90	49,10	8,415	70,710	287,000	0,100	1,31E-006	267,819	4,140	0,031	2,398	48,884	17,033
	P6	P7	18,00	10,00	4,596	75,307	366,000	0,100	1,31E-006	223,849	2,128	0,021	2,398	48,884	13,356
	P7	P8	25,04	10,00	11,187	86,494	366,000	0,100	1,31E-006	223,849	2,128	0,050	1,937	147,298	40,245
	P8	P9	34,84	10,00	28,041	114,535	366,000	0,100	1,31E-006	223,849	2,128	0,125	2,128	183,000	50,000
	P9	P10	25,00	10,00	28,041	142,576	366,000	0,100	1,31E-006	223,849	2,128	0,125	2,208	206,886	56,526
	P10	P11	39,00	54,70	8,816	151,392	366,000	0,100	1,31E-006	534,839	5,084	0,016	4,266	124,177	33,928
	P11	P44	20,26	54,70	7,795	159,187	366,000	0,100	1,31E-006	534,839	5,084	0,015	4,453	135,636	37,059
PERFIL Nº2	P13	P14	43,70	10,00	33,124	33,124	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,280	1,532	97,373	33,928
	P14	P15	20,40	10,00	14,896	48,020	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,126	1,721	124,769	43,474
	P15	P16	30,70	28,40	20,927	68,947	287,000	0,100	1,31E-006	202,391	3,129	0,103	2,740	106,359	37,059
	P16	P17	34,95	28,40	24,150	93,097	287,000	0,100	1,31E-006	202,391	3,129	0,119	3,043	134,115	46,730
	P17	P18	22,45	28,40	14,537	107,634	366,000	0,100	1,31E-006	382,851	3,639	0,038	3,053	124,177	33,928
	P18	P19	27,80	52,40	16,915	124,549	366,000	0,100	1,31E-006	523,276	4,974	0,032	3,979	112,969	30,866
	P19	P20	33,00	52,40	18,605	143,154	366,000	0,100	1,31E-006	523,276	4,974	0,036	4,173	124,177	33,928
	P20	P21	31,30	52,40	16,048	159,201	366,000	0,100	1,31E-006	523,276	4,974	0,031	4,357	0,000	0,000
	P21	P22	35,00	62,00	12,306	171,507	366,000	0,100	1,31E-006	570,016	5,418	0,022	4,746	135,636	37,059
	P22	P23	16,00	62,00	6,676	178,183	366,000	0,100	1,31E-006	570,016	5,418	0,012	4,746	135,636	37,059
	P23	P24	16,65	62,00	7,361	185,544	366,000	0,100	1,31E-006	570,016	5,418	0,013	4,746	135,636	37,059
	P24	P25	31,30	10,00	13,978	488,268	544,000	0,100	1,31E-006	632,861	2,723	0,022	2,915	359,432	66,072
	P25	P26	32,45	5,00	13,473	501,741	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,012	2,293	358,885	46,730
	P26	P27	32,45	5,00	14,262	516,004	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,013	2,293	358,885	46,730
	P27	P28	32,45	5,00	23,966	539,970	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,022	2,293	358,885	46,730
	P28	P29	32,50	5,00	13,254	553,224	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,012	2,358	384,000	50,000
	P29	P30	30,55	5,00	11,552	635,202	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,011	2,406	409,115	53,270
PERFIL Nº2.1	P31A	P32A	28,90	10,00	25,524	25,524	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,216	1,461	88,585	30,866
	P32A	P33A	27,60	10,00	37,180	62,704	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,046	1,826	143,500	12,408

	P33A	P30	31,80	10,00	7,722	70,426	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,093	1,863	152,885	19,562
PERFIL Nº3.1	P31	P32	29,75	10,00	40,833	40,833	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,093	1,663	115,505	19,562
	P32	P33	35,20	10,00	39,970	80,803	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,093	1,921	171,495	19,562
	P33	P34	20,15	10,00	22,335	103,139	287,000	0,100	1,31E-006	118,116	1,826	0,093	1,960	215,250	19,562
	P34	P35	30,00	37,80	29,439	132,578	287,000	0,100	1,31E-006	234,315	3,622	0,093	3,696	152,885	19,562
	P35	P36	30,00	37,80	26,424	159,002	287,000	0,100	1,31E-006	234,315	3,622	0,093	3,811	171,495	19,562
	P36	P37	21,00	37,80	16,665	175,667	287,000	0,100	1,31E-006	234,315	3,622	0,093	3,851	180,641	19,562
	P37	P38	32,50	52,80	17,887	193,554	287,000	0,100	1,31E-006	277,933	4,296	0,360	4,521	171,495	40,245
	P38	P25	32,50	52,80	7,311	200,866	287,000	0,100	1,31E-006	277,933	4,296	0,360	4,568	180,641	40,245
PERFIL Nº3.2	P39	P40	49,00	42,00	38,109	38,109	287,000	0,100	1,31E-006	247,285	3,822	0,360	2,738	71,750	40,245
	P40	P41	50,50	42,00	27,129	65,238	287,000	0,100	1,31E-006	247,285	3,822	0,721	3,207	97,373	62,941
	P41	BOMBEO 1	23,50	42,00	22,642	87,880	287,000	0,100	1,31E-006	247,285	3,822	0,092	3,481	115,505	40,245
PERFIL Nº4	P42	P43	43,45	11,50	3,170	3,170	287,000	0,100	1,31E-006	126,997	1,963	0,025	0,850	29,654	10,332
	P43	P44	43,15	11,50	3,148	165,505	366,000	0,100	1,31E-006	240,611	2,287	0,013	2,407	218,702	59,755
	P44	P45	45,25	5,40	15,060	180,565	462,000	0,100	1,31E-006	299,921	1,789	0,050	1,826	246,108	53,270
	P45	P46	45,70	5,40	30,266	210,831	462,000	0,100	1,31E-006	299,921	1,789	0,101	1,883	276,066	59,755
	P46	P47	34,80	5,40	26,424	237,255	462,000	0,100	1,31E-006	299,921	1,789	0,088	1,915	305,253	66,072
	P47	P48	49,75	35,20	15,572	252,827	462,000	0,100	1,31E-006	785,777	4,687	0,020	4,106	171,213	37,059
	P48	P49	45,90	10,00	13,439	266,266	462,000	0,100	1,31E-006	412,480	2,461	0,033	2,554	261,152	56,526
	P49	P49A	17,80	10,00	12,766	279,031	462,000	0,100	1,31E-006	412,480	2,461	0,031	2,589	276,066	59,755
	P49A	P50	39,30	10,00	23,578	302,610	462,000	0,100	1,31E-006	412,480	2,461	0,057	2,616	290,787	62,941
	P50	P51	38,70	10,00	15,431	318,041	462,000	0,100	1,31E-006	412,480	2,461	0,037	2,634	305,253	66,072
	P51	T.TORM.1.2	62,20	10,00	0,000	318,041	462,000	0,100	1,31E-006	412,480	2,461	0,000	2,634	305,253	66,072
PERFIL Nº5	P30	P52	24,35	5,20	58,538	693,740	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,053	2,497	434,122	56,526
	P52	P53	50,15	5,20	98,387	792,127	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,088	2,558	483,387	62,941
	P53	P54	33,30	5,20	25,536	817,663	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,023	2,558	483,387	62,941
	P54	P55	37,00	5,20	24,490	842,153	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,022	2,576	507,433	66,072
	P55	P56	36,80	5,20	9,448	851,601	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,008	2,576	507,433	66,072
	P56	P57	43,25	5,20	61,104	912,705	768,000	0,100	1,31E-006	1114,562	2,406	0,055	2,585	530,950	69,134
	P57	P58	53,00	34,50	77,897	1219,008	768,000	0,100	1,31E-006	2930,453	6,326	0,027	5,964	333,878	43,474
	P58	P59	33,00	34,50	22,520	1241,529	768,000	0,100	1,31E-006	2930,453	6,326	0,008	5,964	333,878	43,474
	P59	P60	43,45	34,50	28,679	1270,208	768,000	0,100	1,31E-006	2930,453	6,326	0,010	5,964	333,878	43,474
	P60	P61	41,60	34,50	23,967	1901,349	768,000	0,100	1,31E-006	2930,453	6,326	0,008	6,566	434,122	56,526
	P61	P62	25,70	20,00	7,600	1908,949	768,000	0,100	1,31E-006	2221,412	4,795	0,003	5,156	553,839	72,114
	P62	T.TORM.1.1	29,00	20,00	0,000	1908,949	768,000	0,100	1,31E-006	2221,412	4,795	0,000	5,156	553,839	72,114
PERFIL Nº5.1	P66	P65	49,50	40,00	177,232	177,232	287,000	0,100	1,31E-006	241,193	3,728	0,735	3,964	180,641	62,941
	P65	P64	50,00	20,00	202,306	379,538	462,000	0,100	1,31E-006	588,805	3,512	0,344	3,646	261,152	56,526
	P64	P63	50,00	20,00	134,927	514,465	462,000	0,100	1,31E-006	588,805	3,512	0,229	3,770	346,500	75,000
	P63	P61	43,15	5,00	92,708	607,173	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,085	2,406	409,115	53,270

PERFIL Nº5.2	P67	P68	37,00	5,00	66,004	66,004	287,000	0,100	1,31E-006	82,280	1,272	0,802	1,367	198,415	69,134
	P68	P69	50,00	5,00	66,941	132,945	366,000	0,100	1,31E-006	156,175	1,484	0,429	1,596	263,939	72,114
	P69	P70	50,00	5,00	65,275	198,220	462,000	0,100	1,31E-006	288,170	1,719	0,227	1,809	276,066	59,755
	P70	P58	49,60	5,00	30,186	228,406	462,000	0,100	1,31E-006	288,170	1,719	0,105	1,847	319,400	69,134
PERFIL Nº6.1	P71	P72	36,75	5,00	59,350	59,350	287,000	0,100	1,31E-006	82,280	1,272	0,721	1,352	180,641	62,941
	P72	P73	37,45	5,00	26,696	86,046	366,000	0,100	1,31E-006	156,175	1,484	0,171	1,484	183,000	50,000
	P73	T.TORM.1.2	21,90	5,00	5,594	91,640	366,000	0,100	1,31E-006	156,175	1,484	0,036	1,515	194,969	53,270
PERFIL Nº6.2	P76	P75	36,30	4,00	150,751	150,751	462,000	0,100	1,31E-006	256,580	1,531	0,588	1,562	246,108	53,270
	P75	P74	32,75	4,00	185,036	335,787	544,000	0,100	1,31E-006	394,138	1,696	0,469	1,823	392,303	72,114
	P74	P74A	8,95	4,00	2,310	338,098	544,000	0,100	1,31E-006	394,138	1,696	0,006	1,823	392,303	72,114
	P74A	T.TORM.1.2	12,45	4,00	3,192	341,290	544,000	0,100	1,31E-006	394,138	1,696	0,008	1,820	408,000	75,000
PERFIL Nº7	P77	P78	49,95	20,00	78,821	78,821	287,000	0,100	1,31E-006	169,016	2,613	0,466	2,541	134,115	46,730
	P78	P79	49,80	30,00	103,990	182,810	287,000	0,100	1,31E-006	208,160	3,218	0,500	3,454	215,250	75,000
	P79	P80	50,20	30,00	101,451	284,261	462,000	0,100	1,31E-006	724,304	4,321	0,140	3,934	185,934	40,245
	P80	P81	49,80	30,00	89,668	373,929	462,000	0,100	1,31E-006	724,304	4,321	0,124	4,321	231,000	50,000
	P81	P82	50,00	50,00	73,179	447,108	462,000	0,100	1,31E-006	939,354	5,603	0,078	5,450	215,892	46,730
	P82	P83	50,00	50,00	50,537	497,645	462,000	0,100	1,31E-006	939,354	5,603	0,054	5,603	231,000	50,000
	P83	P84	49,00	50,00	26,031	523,676	462,000	0,100	1,31E-006	939,354	5,603	0,028	5,718	246,108	53,270
	P84	P85	50,00	30,00	52,312	575,988	462,000	0,100	1,31E-006	724,304	4,321	0,072	4,642	319,400	69,134
	P85	P92	50,00	5,00	26,286	602,274	768,000	0,100	1,31E-006	1092,256	2,358	0,024	2,358	384,000	50,000
PERFIL Nº8.1	P86	P87	50,00	20,00	238,458	238,458	366,000	0,100	1,31E-006	319,898	3,041	0,745	3,233	230,364	62,941
	P87	P88	48,10	20,00	235,160	473,618	462,000	0,100	1,31E-006	588,805	3,512	0,399	3,774	319,400	69,134
PERFIL Nº8.2	P89	P90	42,00	60,00	49,394	49,394	366,000	0,100	1,31E-006	560,594	5,328	0,088	3,337	71,597	19,562
	P90	P91	50,00	60,00	30,947	207,829	366,000	0,100	1,31E-006	560,594	5,328	0,055	4,852	147,298	40,245
	P91	P92	36,35	40,00	21,736	229,565	366,000	0,100	1,31E-006	456,027	4,334	0,048	4,334	183,000	50,000
	P92	P93	59,95	20,00	94,228	926,067	768,000	0,100	1,31E-006	2221,412	4,795	0,042	4,521	333,878	43,474
	P93	BOMBEO Nº2	11,30	20,00	0,000	926,067	768,000	0,100	1,31E-006	2221,412	4,795	0,000	4,521	333,878	43,474
PERFIL Nº8.3	P94	P95	50,20	50,00	50,295	50,295	287,000	0,100	1,31E-006	270,313	4,178	0,186	3,172	80,032	27,886
	P95	P96	50,00	50,00	33,150	83,445	287,000	0,100	1,31E-006	270,313	4,178	0,123	3,660	106,359	37,059
	P96	P97	50,00	50,00	26,885	110,330	287,000	0,100	1,31E-006	270,313	4,178	0,099	3,940	124,769	43,474
	P97	P91	49,70	50,00	17,158	127,487	287,000	0,100	1,31E-006	270,313	4,178	0,063	4,064	134,115	46,730
PERFIL Nº9	P88	P98	50,00	40,00	13,802	487,419	287,000	0,100	1,31E-006	241,193	3,728	0,046	3,728	287,000	12,408
	P98	P99	50,00	60,00	74,930	562,349	287,000	0,100	1,31E-006	296,649	4,586	0,046	4,586	287,000	12,408
	P99	P100	50,20	60,00	74,930	637,279	287,000	0,100	1,31E-006	296,649	4,586	0,093	4,586	287,000	19,562
	P100	P101	50,00	50,00	90,945	728,224	287,000	0,100	1,31E-006	270,313	4,178	0,139	4,178	287,000	22,221
	P101	T.RETENCIÓN	50,75	40,00	106,339	834,563	287,000	0,100	1,31E-006	241,193	3,728	0,185	3,728	287,000	27,886

1.4. Diseño de tanques de tormentas

En el ámbito de actuación del presente proyecto, se han diseñado cuatro tanques de tormentas.

Los denominados Tanque de tormentas 1.1, 1.2, se sitúan según recogen los planos, cercanos al arroyo innominado existente.

El objeto de estos elementos es el control de los vertidos al medio receptor, de modo que éstos se efectúen con una contaminación mínima y compatible con el objetivo de calidad del mismo, concentrando en ellos las aguas de primer lavado, que son las que presentan alto grado de contaminación.

Los criterios de diseño para los distintos elementos que se exponen a continuación son los indicados en el documento "*Especificaciones Técnicas Básicas para Proyectos de Conducciones Generales de Saneamiento*", publicado en Diciembre de 1995 por la Confederación Hidrográfica del Norte.

Los tanques de tormentas poseen una *cámara de llegada* (en cuyo extremo de salida se coloca una válvula vórtex que permite regular el caudal de salida hacia el canal existente), una *cámara de retención* y una *cámara de alivio*. Señalar como una vez llena la cámara de llegada, se llenará la cámara de retención mediante el paso del agua sobre vertedero; siendo una válvula de clapeta el mecanismo empleado para el paso del agua retenida en esta cámara hacia la cámara de llegada, para su guía hacia el exterior.

También se dispondrán sistemas automáticos de limpieza para la eliminación residuos y agitación del agua.

Teniendo en cuenta la cota del punto de enganche y la forma en planta del espacio disponible, se diseñarán los tanques.

1.4.1. Tanques de retención

Criterios de diseño

El aliviadero con tanque de tormentas, previo al dispositivo limitador del caudal, se diseña con las siguientes características:

- Estará provisto de un vertedero de alivio de los caudales excedentes, cuyo labio se situará como mínimo a 0,20 metros por encima de la clave del conducto de entrada, siendo recomendable que esté situado 1,80 m por encima de dicha clave.
- La distancia libre entre el techo del aliviadero y el máximo nivel de agua en el mismo será como mínimo, de 0,50 metros.
- El volumen útil de retención será tal que garantice que el aliviadero no vierte para una lluvia de 10/l/seg/Ha y duración de 20 minutos.

Como orden de magnitud del volumen de la cámara de retención, se pueden utilizar los siguientes parámetros.

- 4 m^3/Ha neta, en zonas de población densa.
- 9 m^3/Ha neta, en zonas de población menos densa.

Cálculo

Tanque de tormentas 1.1:

Los datos de partida utilizados en el cálculo son los siguientes:

- Área de la cuenca que recoge el caño Φ800: 5,00 Ha.
- Coeficiente de escorrentía: 0,85.

Siguiendo los criterios expuestos en el apartado anterior, el volumen mínimo del aliviadero, para retener una lluvia de 10 l/seg/Ha y 20 minutos de duración será el siguiente:

V_{lluvia} = 10 l/seg/Ha x 5,00 Ha x 0,85 x 20 min x 60 seg/min / (1000 l/m^3) = 51,00 m^3

Volumen mínimo de retención = 51,00 m^3

Por otra parte, como orden de magnitud del volumen de la cámara de retención, se pueden utilizar los siguientes valores:

Para población densa Vr = 4 m^3/Ha neta x 5,00 Ha x 0,85 = 17,00 m^3
Para población menos densa Vr = 9 m^3/Ha neta x 5,00 Ha x 0,85 = 38,25 m^3

Se adoptará un valor de 51 m^3 para las cámaras de llegada y de retención, por ser más restrictivo, y de 25,50 m^3 para la cámara de alivio (2/3 y 1/3, respectivamente, del volumen total), resultando un volumen total para el tanque de tormentas de 76,50 m^3.

Teniendo en cuenta el espacio disponible, y la cota de enganche, así como las cotas de vertido, se diseña el tanque de tormentas. Tiene unas dimensiones en planta de 5,00 x 4,00 m (dimensiones interiores) y una profundidad máxima de 4,00 m, resultando un volumen total de 80 m^3. Será de hormigón armado, siendo 30 cm el espesor de las paredes exteriores, losas superior e inferior, y 25 cm el de los tabiques interiores. La solera tendrá pendientes transversales del 1,50 %.

Tanque de tormentas 1.2:

Los datos de partida utilizados en el cálculo son los siguientes:

- Área de la cuenca que recoge el caño Φ600: 4,00 Ha.
- Coeficiente de escorrentía: 0,82.

Siguiendo los criterios expuestos en el apartado anterior, el volumen mínimo del aliviadero, para retener una lluvia de 10 l/seg/Ha y 20 minutos de duración será el siguiente:

V_{lluvia} = 10 l/seg/Ha x 4,00 Ha x 0,82 x 20 min x 60 seg/min / (1000 l/m^3) = 39,35 m^3

Volumen mínimo de retención = 40,00 m^3

Por otra parte, como orden de magnitud del volumen de la cámara de retención, se pueden utilizar los siguientes valores:

Para población densa Vr = 4 m^3/Ha neta x 4,00 Ha x 0,82 = 13,12 m^3
Para población menos densa Vr = 9 m^3/Ha neta x 4,00 Ha x 0,82 = 29,52 m^3

Se adoptará un valor de 40 m^3 para las cámaras de llegada y de retención, por ser más restrictivo, y de 20,00 m^3 para la cámara de alivio (2/3 y 1/3, respectivamente, del volumen total), resultando un volumen total para el tanque de tormentas de 60,00 m^3.

Teniendo en cuenta el espacio disponible, y la cota de enganche, así como las cotas de vertido, se diseña el tanque de tormentas. Tiene unas dimensiones en planta de 5,00 x 4,00 m (dimensiones interiores) y una profundidad máxima de 3,00 m, resultando un volumen total de 60,00 m^3. Será de hormigón armado, siendo 30 cm el espesor de las paredes exteriores, losas superior e inferior, y 25 cm el de los tabiques interiores. La solera tendrá pendientes transversales del 1,50 %.

1.4.2. Elementos reguladores de caudal

Criterios de diseño

En los aliviaderos de tormenta en los cuales el caudal de salida hacia el interceptor permita que la apertura del orificio sea superior a 15 cm por 30 cm, la distribución de flujos quedará controlada mediante la apertura de una compuerta telemandada interpuesta entre la cámara del aliviadero y el colector interceptor. El diseño cumplirá dos condiciones:

•La compuerta permitirá el paso del caudal máximo de salida con una apertura que no sea inferior a 0,15 metros, con la lámina de agua en la cámara de entrada en tiempo seco sin provocar retenciones, con la condición anterior de apertura.

•En apertura máxima de la compuerta y con la lámina de agua en la cámara del aliviadero a la cota del labio del vertedero, el caudal de salida al interceptor será igual a 12 veces el caudal máximo de aguas residuales del año horizonte. Esta apertura será menor que la altura del canal de fondo de la cámara del aliviadero y que el diámetro del conducto de incorporación al interceptor.

En los aliviaderos de tormenta en los cuales el caudal de salida hacia el interceptor sea inferior al que permita la citada apertura del orificio de 15 cm por 30 cm, la distribución de flujos quedará controlada mediante una válvula de vórtice, cuyo diámetro nunca será inferior a 200 mm.

Cálculo

Tanque de tormentas 1.1:

Como elemento regulador de caudal emplearemos una válvula de vórtice para un caudal de salida al interceptor igual a 12 veces el caudal máximo de aguas residuales en el año horizonte.

El caudal máximo de aguas residuales será:

Vresid = 2,4 *0,42 l/seg/ha parcela edif * 0,60 m^3/trab/día * 60 Trab/Ha * 5,00 Ha *10^3/86400 = 2,10 l/seg

Vválvula = 12 * Vresid = 12 x 2,10 l/ seg = 25,20 l/seg

Con lo cual tendremos que colocar una válvula de vórtice para un caudal máximo de 25,20 l/seg y una altura de lámina de agua de 2,50 m con un diámetro de 200 mm.

Tanque de tormentas 1.2:

Como elemento regulador de caudal emplearemos una válvula de vórtice para un caudal de salida al interceptor igual a 12 veces el caudal máximo de aguas residuales en el año horizonte.

El caudal máximo de aguas residuales será:

Vresid = 2,4 *0,42 l/seg/ha parcela edif * 0,60 m^3/trab/día * 60 Trab/Ha * 4,00 Ha *10^3/86400 = 1,68 l/seg

Vválvula = 12 * Vresid = 12 x 1,68 l/ seg = 20,16 l/seg

Con lo cual tendremos que colocar una válvula de vórtice para un caudal máximo de 20,16 l/seg y una altura de lámina de agua de 2,50 m con un diámetro de 200 mm.

1.4.3. Pantallas de flotantes

Criterios de diseño

Con el objeto de impedir el vertido de los flotantes arrastrados por los colectores al medio receptor, en los aliviaderos se dispondrá una pantalla de flotantes.

Dicho elemento consiste en una placa continua de poliéster con fibra de vidrio, la cual se anclará al forjado y a la pared del vertedero del aliviadero. La disposición final será de tal forma que se permita el paso del caudal de vertido pero que se retengan los flotantes.

Para conseguir el efecto descrito, las pantallas deberán cumplir las limitaciones geométricas que se describen a continuación:

- La diferencia de cotas entre el vertedero y el borde superior de la pantalla dependerá de la altura máxima que alcance la lámina de agua, considerando un resguardo de 25 cm.
- La separación que se dispondrá entre la pared del labio de vertido y la pantalla será variable entre 30 y 50 cm y dependerá de los caudales a desaguar.

La diferencia de cotas entre el vertedero y el borde inferior de la pantalla será como mínimo de 20 cm.

1.5. Tanques de retención e infiltración

Se proyecta un tanque de detención e infiltración que cumpla los siguientes objetivos:

- laminar y regular avenidas de aguas en tiempos de aguaceros.

- tratar el agua recogida por la red de saneamiento de aguas pluviales, mediante la eliminación de aceites y flotantes.

- retornar el agua recogida y tratada por el sistema de evacuación adoptado sin impactar el medio ambiente, mediante vertidos de agua tratada y a baja velocidad.

Con el fin de cubrir estos objetivos se ha adoptado en el presente un tanque subterráneo como elemento de tratamiento en el punto de vertido de uno de los colectores de la red de saneamiento de aguas pluviales.

Para ello se ha dispuesto un tanque subterráneo que se ubica en una glorieta final del eje 12.

Se basa en técnicas de tratamiento de la escorrentía urbana que capturan y almacenan temporalmente la escorrentía que pasa lentamente a través de una capa de arena.

Los rendimientos de eliminación de contaminación de un tanque son los siguientes:

- Sólidos en suspensión: 80%
- Fósforo total: 50%
- Nitrógeno total: 25%
- Coliformes totales: 40%
- Metales pesados: 50%

El tanque presenta tres cámaras. La primera de ellas es la cámara de sedimentación. Desde ésta, la escorrentía se vierte hacia la zona de filtración a través de una pared sumergida. En la cámara de filtración la escorrentía es recogida por un sistema de drenes que dirigen hacia la cámara de descarga.

Todo el sistema de tratamiento, incluida la cámara de sedimentación, deben almacenar temporalmente al menos el 75% del volumen de calidad de agua. El mínimo volumen del tanque de sedimentación está condicionado por el producto de su área, calculada a partir de la ecuación de Camp-Hacen, y una altura mínima de 1 metro.

El pretratamiento (sedimentación) se debe diseñar para almacenar al menos un 25% del volumen de calidad.

Para determinar la superficie mínima del pretratamiento se emplea la fórmula Camp-Hazen para estimar el área requerida para que se produzca la sedimentación de las partículas:

$$A_S = -\left(\frac{Q_0}{W_s}\right)\ln(1-E)$$

siendo:

A_s = área requerida para la sedimentación de las partículas (m^2)

Q_0 = caudal descargado hacia la cámara de sedimentación (m^3 / seg)

E = eficacia de eliminación de partículas (en tanto por uno)

Para la velocidad de sedimentación se asume el valor de 0,1 mm/seg dado que la cuenca posee más del 75% de superficie impermeable (ARC, 2001).

El espesor del filtro de arena oscila entre los 50 cm y los 60 cm, y en su prate superior presentará una capa superficial de grava para limitar su colmatación.

El sistema de drenaje consise en una cpa de grava lavada con un índice de huecos del 40% y con una granulometría con diámetros entre los 35 mm y los 75 mm. Para conducir el agua desde el dren hacia el punto de vertido se empleará un sistema de tuberías de PVC perforadas de al menos 150 mm de diámetro, con agujeros de unos 10 mm con una separación entre centros de 15 cm. Este sistema de drenes se colocará con una pendiente de un 1%.

El fondo y las superficies laterales del filtro deben construirse con un material impermeable como hormigón.

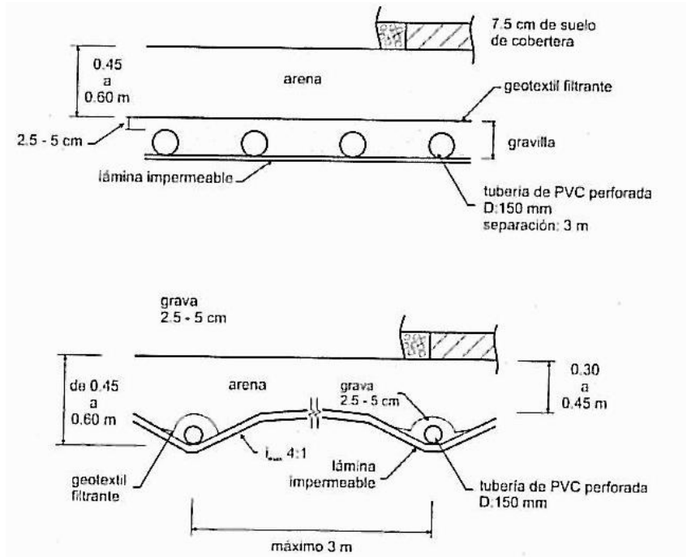

Figura 11.32. Detalle de la sección del paquete filtrante en filtros de arena

1.6. Diseño de estaciones de bombeo

1.6.1. Datos técnicos necesarios para el diseño.

Los datos técnicos necesarios para el diseño y dimensionamiento de dos estaciones de bombeo de aguas pluviales son los siguientes:

Caudales:

Caudal de diseño.

Caudal punta en lluvias.

Cotas:

Cota de entrada del colector.

Cota máxima admisible en el colector de entrada.

Cota del nivel de agua en la descarga de las tuberías.

Cota del terreno en el emplazamiento de la estación de bombeo.

Otros datos:

Longitud de la impulsión.

Tipo de tubería a utilizar en la impulsión.

Geotecnia del terreno.

Superficie disponible para la ubicación de la estación de bombeo.

Perfil del trazado de la impulsión.

Elección de las bombas.

En una estación de bombeo, hay una fuerte interrelación entre los parámetros hidráulicos asociados a los distintos componentes de la instalación: caudales, dimensionados de las tuberías, sistema de control, tipo y características de bombas y motores, consumo de energía, etc.

En primer lugar nos interesan los siguientes puntos básicos:

Geotecnia del terreno.

Superficie disponible para la ubicación de la estación de bombeo.

Caudal unitario a elevar.

Altura a elevar.

Con estos datos buscaremos una bomba que cumpla todas las características, y mediante un proceso iterativo encontramos la bombas que mejor rendimiento consiguen con estos datos. Este resultado depende muy directamente del volumen del pozo de bombeo.

Una vez obtenidas las bombas, se dibujarán las curvas de funcionamiento de las mismas y del sistema. Dentro de estas gráficas se tendrán en cuenta los siguientes detalles:

Rendimiento hidráulico de la bomba.

Éste es debido al movimiento del fluido dentro de la máquina, existiendo pérdidas de superficie y de forma.

Rendimiento eléctrico de la bomba.

Principalmente por rozamiento en cojinetes, en prensa estopas y rozamiento de disco.

Potencia eléctrica absorbida por el motor.

La elevación de líquidos por medio de bombas exige una aportación de energía que se aplica en forma de electricidad, se transforma en el motor en energía cinética y se suministra al líquido. Para la obtención del motor, se tendrán en cuenta los rendimientos del sistema y se colocará la curva del sistema con la curva del motor, eligiendo así la bomba con el mejor rendimiento para el punto de funcionamiento.

NPSH requerido por la bomba.

El NPSH disponible en una instalación de bombeo, es la diferencia entre la presión total y la presión de vapor en el rodete de la bomba. El NPSH disponible se puede calcular con la siguiente formula:

$$NPSH_d = \frac{P_{atm} - P_{vap}}{g} + \frac{v^2}{2g} + H_{geo} - H_{vs}$$

donde:

- P_{atm} Presión atmosférica.
- P_{vap} Presión de vapor de agua.
- V Velocidad del agua en la aspiración.
- H_{geo} Altura geométrica entre la superficie del líquido y el rodete de la bomba.
- H_{vs} Pérdida de carga en la aspiración de la bomba.

Para evitar el problema de la cavitación es preciso que el NPSH disponible en la instalación sea superior al requerido por la bomba, por lo que tendremos que prever un margen de seguridad.

1.6.2. Dimensionamiento de los pozos de bombeo.

Los datos de base para la definición del pozo son el caudal de diseño y la frecuencia de arranque de las bombas. Una vez obtenido el pozo, habrá que tener en cuenta las dimensiones de las bombas y las distancias a respetar entre ellas.

Para evitar la sobrecarga térmica de los motores, los grupos no deben arrancar más de seis veces en una hora. Como la selección de las bombas está orientada a trasegar el máximo caudal afluente y éste está sujeto a oscilaciones a lo largo del día, se debe disponer en el pozo de bombeo de un volumen de almacenamiento (volumen útil) para evitar un arranque demasiado frecuente de las bombas. Observando las recomendaciones constructivas y la mínima profundidad de inmersión de las bombas, se consigue que el volumen muerto del pozo sea mínimo ya que el volumen total del pozo es la suma del volumen útil y el volumen muerto.

El volumen útil necesario para una bomba se calcula por la fórmula siguiente:

$$V_{'UTIL} = \frac{0{,}9 * Q}{Z}$$

siendo:

- V_{UTIL} Volumen útil (m³).
- Q Caudal (l/s).
- Z Nº de arranque hora.

Las bombas colocadas en el bombeo serán iguales, ya que deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Simplificación de mantenimiento y reducción de stock de repuestos.

- Posibilidad de colocación de una bomba de reserva común a cada grupo, ya que ésta tendrá las mismas características que la que se halle deteriorada al ser todas iguales.

El sistema de arranque para los bombeos será una tras otra a niveles crecientes, y en la parada existirán tantos niveles de parada como grupos de impulsión dentro del mismo bombeo, evitando así el retorno de un gran volumen de líquido antes de que se accione la válvula de retención.

Cálculo de los volúmenes parciales

El cálculo del volumen útil necesario para la perfecta conservación de las bombas se obtiene según el siguiente cuadro:

Nº BOMBAS INSTALADAS	VOLUMEN PARCIAL
1	$V_1 = \frac{Q_1 \cdot 0{,}9}{Z}$
2	$V_2 = 0{,}392 * \frac{Q_2 \cdot 0{,}9}{Z}$
3	$V_3 = 0{,}264 * \frac{Q_3 \cdot 0{,}9}{Z}$
4	$V_4 = 0{,}216 * \frac{Q_4 \cdot 0{,}9}{Z}$
5	$V_5 = 0{,}188 * \frac{Q_5 \cdot 0{,}9}{Z}$
6	$V_6 = 0{,}167 * \frac{Q_6 \cdot 0{,}9}{Z}$

El volumen útil se obtiene sumando los volúmenes parciales.

Una condición indispensable para conseguir una larga duración de las bombas es la inmersión mínima. Por ello, se entiende el mínimo nivel de agua que hay que mantener durante el funcionamiento de la bomba para evitar remolinos o fenómenos de cavitación. Una vez obtenido el nivel total, es decir, el nivel muerto más el nivel útil, dimensionamos la estación de bombeo, teniendo muy en cuenta la geotecnia del terreno, la superficie disponible para la ubicación de la estación y las dimensiones de las bombas y las distancias a respetar entre ellas y entre las bombas y las paredes laterales. En todo este proceso se elegirá la mejor relación "Coste de Instalación - Coste de mantenimiento", ya que no serviría el abaratamiento del pozo de bombeo a costa de aumentar el coste del posterior mantenimiento.

Una vez determinadas las dimensiones del pozo de bombeo reajustamos el cálculo de la potencia unitaria de cada bomba.

Determinación de los niveles de arranque y parada de las bombas.

Se considerará un volumen muerto. Este volumen depende de las dimensiones de las bombas, de la hidráulica y de la potencia unitaria, y es igual a la cota mínima de cebado por la superficie del pozo de bombeo.

A partir de aquí se determinan los niveles de arranque de las distintas bombas.

El arranque es progresivo, pero irá arrancando una bomba por cada grupo de impulsión, mientras que la parada será escalonada para evitar el llenado brusco del pozo de bombeo antes de que actúe la válvula de retención.

Determinación de las pérdidas de carga.

El cálculo de las pérdidas de carga producidas en la impulsión se basa en la siguiente formulación:

a.- Pérdidas de carga en conducciones:

Se emplea la fórmula de Darcy Weissbach, según la cual la pérdida de carga total en los tubos de impulsión, en metros, viene dada por:

$$H_V = \lambda \cdot \frac{L \cdot v^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

donde:

L Longitud de conducción (m).

v Velocidad de flujo (m/s).

λ Coeficiente de rozamiento del tubo, cifra adimensional para indicar su resistencia al flujo. En este coeficiente de rozamiento se incluyen todos los factores que originan el rozamiento interno y externo.

D Diámetro de la conducción (m).

g Aceleración de la gravedad (m/s²).

El coeficiente de resistencia de tubo λ , se puede calcular mediante la fórmula semiempírica de Prandtl-Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log\left[\frac{2{,}51}{\mathrm{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{D} \cdot 0{,}269\right]$$

donde:

K Rugosidad equivalente de la conducción (m).
Se ha adoptado el valor de 0,6 mm para todas las conducciones, como valor que no es probable superar.

Re Número de Reynolds, Re = v . D / .

n Viscosidad cinemática del fluido (m2/s).

b- Pérdidas de carga en accesorios:

La formulación empleada es similar a la anterior:

$$H_v = \beta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

β Coeficiente específico para cada accesorio, según sus características.

v Velocidad de flujo (m/s).

g Aceleración de la gravedad (m/s²).

1.6.3. Cálculos hidráulicos.

En este apartado se presentan los cálculos hidráulicos de todas las estaciones de bombeo proyectadas en el presente Proyecto.

Es preciso dimensionar dos estaciones de bombeo, cuyas características principales son las siguientes:

Estación de Bombeo nº1 Pluviales:

Recogerá las aguas pluviales conducidas por gravedad por el Perfil 5 de la red de saneamiento de aguas pluviales, y las impulsará hasta el Perfil 4, donde verterán tras su paso por un pozo de rotura de carga.

Caudal unitario: 22 l/seg
Altura manométrica a elevar: 10 m
Longitud de la impulsión: 140 m

El pozo de bombeo queda dimensionado como sigue:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1
Caudal de diseño(l/s)	22
Nº de arranques por hora	8
Volumen útil (m^3)	2,47
Altura útil (m)	0,92
Longitud (m)	2,00
Anchura (m)	2,00
Altura total (m)	1,50+COTA DE ENTRADA

En cuanto a las características de las bombas a instalar:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1
Diámetro impulsión (mm)	100
Altura a elevar (m)	10
Caudal unitario (l/s)	22
Tipo de bomba	sumergible
Motor recomendado	7 Kw (eje)
	400 V
Nº de bombas	1+1

Estación de Bombeo nº2 Pluviales:

Recogerá las aguas pluviales conducidas por gravedad por el Perfil 9 de la red de saneamiento de aguas pluviales, y las impulsará hasta el Perfil 10, donde verterán tras su paso por un pozo de rotura de carga.

Caudal unitario: 50l/seg
Altura manométrica a elevar: 9,60 m
Longitud de la impulsión: 240 m

El pozo de bombeo queda dimensionado como sigue:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2
Caudal de diseño(l/s)	50
Nº de arranques por hora	8
Volumen útil (m^3)	5,60

Altura útil (m)	0,92
Longitud (m)	2,50
Anchura (m)	2,50
Altura total (m)	1,50+COTA DE ENTRADA

En cuanto a las características de las bombas a instalar:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2
Diámetro impulsión (mm)	200
Altura a elevar (m)	9,60
Caudal unitario (l/s)	50
Tipo de bomba	sumergible
Motor recomendado	19Kw (eje)
	400 V
Nº de bombas	1+1

Estación de Bombeo nº3 Residuales/Pluviales (parcela accidental):

Recogerá las aguas pluviales que se generan en la parcela más occidental del PSIR.

Caudal unitario: 30l/seg máximo

Altura manométrica a elevar: 2,00 m

Longitud de la impulsión: 320 m

El pozo de bombeo queda dimensionado como sigue:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº3
Caudal de diseño(l/s)	30
Nº de arranques por hora	8
Volumen útil (m^3)	3,38
Altura útil (m)	0,92
Longitud (m)	2,50
Anchura (m)	2,50
Altura total (m)	1,50+COTA DE ENTRADA

En cuanto a las características de las bombas a instalar:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº3
Diámetro impulsión (mm)	125
Altura a elevar (m)	2,00
Caudal unitario (l/s)	30
Tipo de bomba	sumergible
Motor recomendado	12Kw (eje)
	400 V
Nº de bombas	1+1

2. RED DE SANEAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

2.1. Criterios generales de cálculo

Los caudales de aguas residuales previstos serán los adoptados como medio y máximo previstos para el abastecimiento de agua del área.

Se adopta una dotación de 0,42 l/seg/Ha de parcela edificable (según la Tabla IV de las Normas del Plan Hidrológico Norte II de la Confederación Hidrográfica del Norte, al que corresponde la zona geográfica en la que nos encontramos), es decir, 0,60 m^3/trabajador/día x 60 trabajadores/Ha.

Se exige además una dotación adicional mínima diaria para riego de espacios libres y viales de 20 m^3/día/Ha.

El consumo diario estará repartido durante 10 horas, por lo que el coeficiente punta será de 2,4.

2.2. CAUDALES DE DISEÑO Y CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LOS COLECTORES

Caudal medio

Así, con las dotaciones indicadas y teniendo en cuenta las áreas dedicadas a parcelas edificables dentro del ámbito de actuación del PSIR, tendremos:

Qm= 13,87 l/seg

Caudal punta

Qp= 2,4 * 13,87 = 33,28 l/seg

Los colectores se han calculado aplicando el ratio de 0.42 l/seg/ha a la superficie bruta del ámbito del PSIR, contando con una capacidad de evacuación de 85,73 l/seg los colectores de P.V.C. de 315 mm de diámetro, para una pendiente mínima del 1,0 %, y un factor de llenado máximo del 75%.

2.3. CONEXIONES EXTERIORES Y CALIDAD DE LOS VERTIDOS

Los colectores del ámbito de actuación del PSIR verterán al denominado "Colector 1 Los Tánagos", perteneciente al "Proyecto de Saneamiento de las rías Tina Mayor y Tina Menor, Fase II", que discurre junto a la carretera N-634, en los pozos reflejados en los planos. Este colector recogerá todos los vertidos de aguas residuales del núcleo de Los Tánagos, y dará servicio a la futura Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR) de Tina Mayor, con capacidad para 16.000 habitantes equivalentes.

El citado colector es de Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio (PRFV) de diámetro nominal 500 mm, según el Proyecto de Saneamiento anteriormente citado.

En cuanto a la calidad de los vertidos, éstos deben cumplir con las condiciones del Decreto 18/2009, de 12 de marzo por el que se aprueba el Reglamento del Servicio Público de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales de Cantabria.

2.4. TRAZADO DE LA RED DE SANEAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Se ejecutarán varios colectores principales, que discurrirán bajo la calzada de los ejes principales de trazado, por el centro de carril opuesto al que discurrirán los colectores de la red de saneamiento de aguas pluviales. Todos los colectores funcionarán por gravedad, estableciendo como pendiente mínima 0,5%.

Los Perfiles 1 y 2 incorporarán su caudal al Perfil 3, que se describe a continuación.

El tercer colector, denominado Perfil 3, parte de las inmediaciones de una glorieta, y discurre a lo largo de los ejes 1, 2 y 11, recogiendo los caudales generados en la zona central, oeste, y suroeste del ámbito de actuación del PSIR, además del generado por el suelo industrial de Grado 1 de la zona noreste del P.S.I.R. (recogidos por los perfiles 1 y 2 antes indicados) incorporándose los vertidos recogidos por los ramales llamados Perfil 5, Perfil 6.1 y Perfil 6.2, que discurren por el eje 3 y eje 12 de la red viaria, respectivamente. Los colectores serán de tubería de PVC corrugado de diámetro nominal 315 mm.

El Perfil 5 conduce por gravedad el caudal de aguas fecales a lo largo del eje 12. Por razones de orografía y para evitar condenar a una excesiva profundidad el trazado, las aguas recogidas por gravedad se conducirán hasta el llamado Pozo de bombeo Nº1, y se impulsarán hasta su incorporación al Perfil 3 descrito anteriormente.

También los Perfiles 6.1 y 6.2 conducen por gravedad el caudal de aguas fecales a lo largo del eje 3. Las aguas recogidas por gravedad se conducirán hasta el llamado Pozo de bombeo Nº2, y se impulsarán hasta su incorporación al Perfil 3 descrito anteriormente.

inalmente, los caudales recogidos se conducirán, por gravedad, hasta el denominado "pozo10" del Colector 1 Los Tánagos del "Saneamiento de las rías Tina Mayor y Tina Menor, Fasell", actualmente en construido.

Por otro lado, para la parcela más occidental del ámbito, fase V, el saneamiento se resuelve ejecutando un pozo de bombeo cuya tubería de impulsión verterá sus aguas en el colector antes citado del "Saneamiento de las rías Tina Mayor y Tina Menor, Fasell", según refleja el plano correspondiente.

Las tuberías de saneamiento de aguas residuales propuestas serán, como ya se ha expuesto, de P.V.C: corrugado de rigidez SN 8 KN/m^2, de diámetros nominales 315 y 400 mm, por su facilidad de manejo, resistencia y durabilidad.

Dado que en algunas zonas, y debido a la orografía del terreno, la profundidad alcanzada por las tuberías es importante, habrá que poner especial cuidado en la excavación de la zanja y la compactación del terreno.

Las secciones de zanja consideradas tendrán una anchura en la base de la misma de 0,50 m más el diámetro de la tubería, y una anchura variable en la coronación de la misma. Las zanjas irán rellenadas de árido todo-uno hasta una altura de 0,50 cm por encima de la generatriz superior. Se reforzará con hormigón en aquellos casos en que la profundidad sea escasa.

Se colocarán pozos de registro con separación variable en función de las necesidades de diseño, con una interdistancia máxima de 50 metros. También se dispondrán pozos de registro en los cambios de pendiente y dirección de las tuberías. Serán ejecutados in situ de hormigón HM-20/P/20/IIIa , de diámetro interior 110 cm y tapa para pozo de

registro de fundición tipo D-400 modelo Ayuntamiento, apto para resistir el paso de tráfico pesado.

2.5. CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTORES

Al igual que lo referido para el cálculo de la red de saneamiento de aguas pluviales, una vez obtenidos los caudales que se producen en los distintos puntos de vertido determinados en las redes proyectadas, fijando las pendientes y estableciendo los diámetros en los colectores, se procede a la comprobación hidráulica de las secciones de colector diseñadas aplicando la fórmula de Prandtl-Colebrook, obteniéndose las velocidades a sección llena así como la correspondiente velocidad en esta situación, y posteriormente compararla con la situación real de cálculo en la que la tubería se encuentra parcialmente llena, calculando también la altura exacta de la lámina de agua del vertido en el interior de la misma.

Para el cálculo hidráulico de las conducciones se parte de las siguientes ecuaciones:

Q = S x V, donde V = f (R_h, I)

V = f (Rh, I)
Q= caudal (m^3/s)
S= sección transversal del flujo (m^2)
V= velocidad media (m/s)
Rh= radio hidráulico (m) = Área / Perímetro mojado
I= pendiente hidráulica (m/m)

Formula universal de Prandtl-Colebrok

$$V = -2\sqrt{2gDI} * \log_{10}\left(\frac{k_a}{3{,}71D} + \frac{2{,}51\nu}{D\sqrt{2gDI}}\right)$$

en la que:

V= velocidad media del fluido (m/s)
g= aceleración de la gravedad (m/s^2)
D= diámetro interior de la tubería (m)
I= pérdida de carga (m/m)
K_a= rugosidad uniforme equivalente (m)
v= viscosidad cinemática del fluido (m^2/s)

De acuerdo con las características de las tubería adoptada y del fluido se han considerado las siguientes constantes:

v= 1,31 10^{-6} m^2/s
Ka= 0,10 mm

Los límites de velocidad se fijan en 0,6 m/seg. para la velocidad mínima y 6 m/seg. para velocidad máxima, y el calado relativo (h/D) para el caudal máximo de proyecto no será superior, como norma general, a 0,80.

A continuación, se adjunta la tabla con los resultados obtenidos en los cálculos de la red de saneamiento de aguas residuales proyectada y descrita anteriormente.

SANEAMIENTO AGUAS RESIDUALES PSIR AIEP DE VAL DE SAN VICENTE

	Tramo	L (m)	Pte (%)	Qtot (l/s)	Material	D. Nominal (mm)	D. Interior (mm)	Ka (mm)	Qllena (l/s)	Vllena (m/s)	Qtot/Qll	h/D	v/V	V Qtotal (m/s)	Altura lámina libre (mm)	% de llenado
PERFIL 1	P1-P2	40,00	5,55	0,30	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	284,950	4,40	0,001	0,129	0,49	2,16	37	12,9
	P2-P3	40,89	5,55	0,60	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	284,950	4,40	0,002	0,129	0,49	2,16	37	12,9
	P3-P4	8,81	5,55	0,91	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	284,950	4,40	0,003	0,129	0,49	2,16	37	12,9
	P4-P5	44,04	5,79	1,21	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	291,166	4,50	0,004	0,125	0,48	2,16	36	12,5
	P5-P6	32,11	0,50	1,51	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,018	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P6-P7	45,24	0,50	1,81	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,022	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P7-P8	39,53	0,50	2,12	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,026	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P8-P9	46,24	0,50	2,42	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,029	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P9-P10	33,53	0,50	2,72	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,033	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P10-P11	45,00	2,57	3,02	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	192,180	2,97	0,016	0,153	0,55	1,63	44	15,3
	P11-P12	43,16	2,57	3,33	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	192,180	2,97	0,017	0,153	0,55	1,63	44	15,3
	P12-P13	37,63	0,50	3,63	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,044	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P13-P14	37,59	0,50	3,93	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,048	0,236	0,69	0,88	68	23,6
	P14-P15	37,24	0,50	4,23	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	82,240	1,27	0,051	0,236	0,69	0,88	68	23,6
PERFIL 2	P16-P17	33,34	5,79	0,13	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	291,166	4,50	0,000	0,125	0,48	2,16	36	12,5
	P17-P18	33,34	5,79	0,26	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	291,166	4,50	0,001	0,125	0,48	2,16	36	12,5
	P18-P19	44,95	0,57	0,39	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,004	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P19-P20	44,95	0,57	0,52	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,006	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P240-P21	41,24	0,57	0,66	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,007	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P21-P22	41,24	0,57	0,79	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,009	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P22-P23	47,94	0,57	0,92	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,010	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P23-P24	39,11	0,57	1,05	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,012	0,227	0,68	0,93	65	22,7
	P24-P15	49,05	0,57	1,18	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	88,080	1,36	0,013	0,227	0,68	0,93	65	22,7
PERFIL 3	P15-P25	37,15	0,66	5,61	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	180,379	1,71	0,031	0,170	0,58	0,99	62	17,0
	P25-P26	27,62	0,66	5,82	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	180,379	1,71	0,032	0,170	0,58	0,99	62	17,0
	P26-P27	40,08	0,66	6,02	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	180,379	1,71	0,033	0,170	0,58	0,99	62	17,0
	P27-P28	40,08	0,66	6,22	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	180,379	1,71	0,034	0,170	0,58	0,99	62	17,0
	P28-P29	37,83	1,91	6,42	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	312,271	2,97	0,021	0,129	0,49	1,45	47	12,9
	P29-P30	37,83	1,91	6,84	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	312,271	2,97	0,022	0,129	0,49	1,45	47	12,9
	P305-P31	37,83	1,91	7,27	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	312,271	2,97	0,023	0,129	0,49	1,45	47	12,9
	P31-P32	35,50	4,38	7,69	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	477,382	4,54	0,016	0,171	0,58	2,63	63	17,1

	P32-P33	37,15	1,00	8,34	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,037	0,171	0,58	1,23	63	17,1
	P33-P34	50,00	1,00	8,98	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,040	0,171	0,58	1,23	63	17,1
	P34-P35	50,00	1,00	9,63	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,043	0,171	0,58	1,23	63	17,1
	P35-P36	50,00	1,00	10,27	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,046	0,171	0,58	1,23	63	17,1
	P36-P37	50,00	1,00	10,92	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,049	0,171	0,58	1,23	63	17,1
	P37-P38	50,00	5,00	11,56	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	510,681	4,85	0,023	0,125	0,48	2,33	46	12,5
	P38-P39	50,00	5,00	12,21	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	510,681	4,85	0,024	0,125	0,48	2,33	46	12,5
	P39-P40	50,00	5,00	12,85	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	510,681	4,85	0,025	0,125	0,48	2,33	46	12,5
	P40-P41	30,00	3,10	27,51	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	400,187	3,80	0,069	0,143	0,52	1,98	52	14,3
	P41-P42	35,00	3,10	27,61	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	400,187	3,80	0,069	0,143	0,52	1,98	52	14,3
	P42-P43	52,21	0,50	27,66	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,177	0,236	0,69	1,02	86	23,6
	P43-(P10)LOS TAN	38,82	0,50	27,66	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,177	0,309	0,80	1,19	113	30,9
PERFIL 4	P44-P45	37,83	4,38	0,40	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	477,382	4,54	0,001	0,104	0,43	1,95	38	10,4
	P45-P46	50,00	1,00	0,81	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	223,738	2,13	0,004	0,176	0,59	1,25	64	17,6
	P46-P47	34,27	0,50	2,05	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,013	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P47-P48	50,00	0,50	3,29	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,021	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P48-P49	50,00	0,50	4,53	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,029	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P49-P50	50,00	0,50	5,77	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,037	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P50-P51	50,00	0,50	7,01	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,045	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P51-P52	48,75	0,50	8,25	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,053	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P52-P53	50,00	0,50	9,49	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,061	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P53-P54	41,00	0,50	12,84	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	156,099	1,48	0,082	0,211	0,65	0,96	77	21,1
	P54-P55	41,00	3,10	13,70	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	400,187	3,80	0,034	0,140	0,52	1,98	51	14,0
	P55-P40	41,00	3,10	14,56	PVC CORRUGADO	400,000	366,000	0,100	400,187	3,80	0,036	0,143	0,52	1,98	52	14,3
PERFIL 5	P56-P57	50,00	4,00	0,62	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	241,073	3,73	0,003	0,108	0,45	1,68	31	10,8
	P57-P58	50,00	5,20	1,25	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	275,639	4,26	0,005	0,108	0,45	1,92	31	10,8
	P58-P59	50,00	3,60	1,87	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	228,424	3,53	0,008	0,108	0,45	1,59	31	10,8
	P59-P60	39,50	3,40	2,50	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	221,837	3,43	0,011	0,108	0,45	1,54	31	10,8
PERFIL 6.1	P61-P62	36,75	5,00	3,29	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	270,178	4,18	0,012	0,083	0,38	1,59	24	8,3
	P62-P63	37,45	5,00	4,07	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	270,178	4,18	0,015	0,083	0,38	1,59	24	8,3
	P63-BOMBEO	22,00	5,00	4,86	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	270,178	4,18	0,018	0,083	0,38	1,59	24	8,3
PERFIL 6.2	P64-P65	36,50	4,00	0,84	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	241,073	3,73	0,003	0,088	0,39	1,45	25	8,8
	P65-P66	32,30	4,00	1,67	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	241,073	3,73	0,007	0,088	0,39	1,45	25	8,8
	P66-P67	9,00	4,00	2,51	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	241,073	3,73	0,010	0,088	0,39	1,45	25	8,8
	P67-BOMBEO	13,50	4,00	2,51	PVC CORRUGADO	315,000	287,000	0,100	241,073	3,73	0,010	0,088	0,39	1,45	25	8,8

2.6. ESTACIÓN DE BOMBEO Nº 1 FECALES:

Recogerá las aguas fecales conducidas por el Perfil 3.2 de la red de saneamiento de aguas residuales, y las impulsará hasta el Perfil 3.

Caudal unitario:33,28 l/seg
Altura manométrica a elevar: 12 m
Longitud de la impulsión: 229 m

El pozo de bombeo queda dimensionado como sigue:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1 FECALES
Caudal de diseño(l/s)	33,28
Nº de arranques por hora	8
Volumen útil (m^3)	3,75
Altura útil (m)	1,50
Longitud (m)	2,00
Anchura (m)	2,00
Altura total (m)	1,50+COTA DE ENTRADA

En cuanto a las características de las bombas a instalar:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº1 FECALES
Diámetro impulsión (mm)	200
Altura a elevar (m)	8
Caudal unitario (l/s)	33,28
Tipo de bomba	sumergible
Motor recomendado	18,5 Kw (eje)
	400 V
Nº de bombas	1+1

Todos los detalles de la red de saneamiento de aguas residuales antes descrita quedan reflejados en los planos U.7.5. "Red de Saneamiento. Secciones tipo y detalles".

2.7. ESTACIÓN DE BOMBEO Nº 2 FECALES:

Recogerá las aguas fecales conducidas por el Perfil 3.3 y 3.4 de la red de saneamiento de aguas residuales que discurre por el eje 3 y las impulsará el Perfil 3.

Caudal unitario: 11,25 l/seg
Altura manométrica a elevar: 12 m
Longitud de la impulsión: 140 m

El pozo de bombeo queda dimensionado como sigue:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2 FECALES
Caudal de diseño(l/s)	11,25
Nº de arranques por hora	8
Volumen útil (m^3)	1,60
Altura útil (m)	1,50
Longitud (m)	2,00
Anchura (m)	2,00
Altura total (m)	1,50+COTA DE ENTRADA

En cuanto a las características de las bombas a instalar:

	ESTACIÓN DE BOMBEO Nº2 FECALES
Diámetro impulsión (mm)	100
Altura a elevar (m)	12
Caudal unitario (l/s)	11,25
Tipo de bomba	sumergible
Motor recomendado	7 Kw (eje)
	400 V
Nº de bombas	1+1

Todos los detalles de la red de saneamiento de aguas residuales antes descrita quedan reflejados en los planos U.7.5. "Red de Saneamiento. Secciones tipo y detalles".