DEPARTAMENTO DE SANTANDER

DISEÑO HIDROSANITARIO

CONSTRUCCIÓN DE UNA INFRAESTRUCTURA NÁUTICA Y TURÍSTICA PARA EL DEPARTAMENTO DE SANTANDER

GOBERNACIÓN DE SANTANDER

2022

INDICE

1. INTRODUCCIÓN 1

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 1

3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (P.T.A.P.) 3

3.1. NORMATIVA 3

3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICOQUÍMICAS DEL AGUA A TRATAR 4

3.3. HIPÓTESIS DE PARTIDA 4

3.4. CAPTACIÓN DEL EMBALSE 5

3.4.1. Cálculo de la tubería de impulsión 6

3.4.1. Selección de la bomba 13

3.5. DESCRIPCIÓN DE LA P.T.A.P. 15

3.5.1. Depósito de agua bruta y bombeo de entrada 16

3.5.2. Dosificación de oxidante 16

3.5.3. Dosificación de coagulante 16

3.5.4. Dosificación de Floculante 17

3.5.5. Módulo de decantación lamelar 17

3.5.6. Filtración sobre aluminosilicato amorfo 17

3.5.7. Bombeo de lavado 18

3.5.8. Dosificación de hipoclorito sódico 18

3.5.9. Sistema de dosificación y control de cloro libre 18

3.5.10. Cuadro eléctrico de control de la instalación 18

4. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR) 19

4.1. NORMATIVA 19

4.2. DATOS DE PARTIDA 19

4.3. SOLUCIÓN ADOPTADA 20

4.3.1. Línea de agua 20

4.3.2. Línea de Lodos 22

4.3.3. Producción de Lodos 23

4.3.4. Tratamiento Terciario 23

5. RED DE ACUEDUCTO 24

5.1. NORMATIVA 24

5.2. PUNTO DE SUMINISTRO 24

5.3. DISEÑO DE LA RED DE ACUEDUCTO 24

5.3.1. Dimensionamiento hidráulico de la red interna 26

5.3.2. Dimensionamiento hidráulico de la red de suministro 30

5.3.3. Energía mínima necesaria de la red 32

5.3.4. Grupo de Presión 37

5.3.5. Tanques de Almacenamiento 39

5.3.6. Producción de Agua Caliente 42

6. RED DE ALCANTARILLADO 44

6.1. CRITERIOS DE DISEÑO 44

6.2. CAUDALES DE DISEÑO 46

6.3. CÁLCULO DE LA RED DE DESAGÜE DE LOS EDIFICIOS 48

6.3.1. Dimensiones de los colectores 49

6.3.2. Ventilación del sistema 49

6.4. CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO 51

6.4.1. Metodología de cálculo 52

6.4.2. Dimensionamiento del colector 54

7. RED DE AGUAS LLUVIA 57

7.1. RED AGUAS LLUVIA EN EDIFICIOS 57

7.2. RED AGUAS LLUVIAS EN ZONA DE TIERRA 62

7.2.1. Cálculo de caudales - Método Racional 62

7.2.2. Dimensionamiento de la Red 67

7.2.3. Comprobación hidráulica del canal de drenaje 82

7.2.4. Comprobación hidráulica sumideros 83

8. SISTEMA DE RIEGO 85

8.1. CONSUMO DE AGUA PARA RIEGO Y BALDEO 85

8.2. DISEÑO DE LA RED 89

9. CONTENIDO GRÁFICO 92

APÉNDICE I. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA A TRATAR 94

APÉNDICE II. DIMENSIONAMIENTO PROCESO PTAR 97

APÉNDICE III. CARACTERÍSTICAS REACTOR BIOLÓGICO SECUENCIAL (SBR) 105

APÉNDICE IV. CÁLCULOS RED ACUEDUCTO 113

APÉNDICE V. CÁLCULOS RED DE DESAGÜE 124

APÉNDICE VI. CÁLCULOS RED PLUVIALES 131

APÉNDICE VII. REGISTRO IDEAM ESTACIÓN LA PAZ 135

APÉNDICE VIII. PLANOS 148

CONCLUSIONES 151

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 3-1. Normas de calidad fisicoquímicas y organolépticas a cumplir según Resolución 2115 de 2007 4

Tabla 3-2. Características fisicoquímicas del agua a tratar 4

Tabla 5-1. Tabla 7.4.3. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la salida de los aparatos sanitarios. (NTC 1500) 25

Tabla 5-2. Factor de simultaneidad de acuerdo con diferentes clases de instalaciones hidráulicas 27

Tabla 5-3. Caudales de diseño. Tanque almacenamiento 40

Tabla 5-4. Capacidad de almacenamiento 40

Tabla 5-5. Capacidad de regulación 41

Tabla 6-1. Accesorios para cambios de dirección 45

Tabla 6-2. Máximo número de unidades de desagüe conectados a cualquier porción de desagüe o alcantarillado de la edificación. 45

Tabla 6-3. Tabla 8.10.1.(2). Unidades de aparatos en Ramales horizontales y bajantes. 46

Tabla 6-4. Unidades de desagüe de aparatos individuales y en grupo (NTC 1500) 47

Tabla 6-5. Coeficientes de rugosidad de Manning 48

Tabla 6-6. Tabla 10.10.4. Dimensión de la bajante de ventilación de evacuación 50

Tabla 6-7. Resultados - Formulación de Manning (n valor inicial) 54

Tabla 6-8. Resultados - Formulación de Manning (n definitivo) 55

Tabla 6-9. Resultados – Modelación hidráulica 56

Tabla 7-1. Tabla 12.6.2(1). Dimensión de conductos verticales y bajantes circulares de desagüe de aguas lluvias. 58

Tabla 7-2. Tabla 16.6.3. Dimensión de la tubería horizontal de desagüe de aguas lluvias 59

Tabla 7-3. Cálculo de colectores y bajantes pluviales del edificio 60

Tabla 7-4. Cálculo de colectores enterrados de pluviales del edificio 61

Tabla 7-5. Precipitación máxima anual 24 h 64

Tabla 7-6. Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno 65

Tabla 7-7. Caudales zona de tierras 67

Tabla 7-8. Caudales zona parqueadero 69

Tabla 7-9. Resultados – Modelación hidráulica (n valor inicial) 80

Tabla 7-10. Resultados – Modelación hidráulica (n definitivo) 81

ÍNDICE DE IMÁGENES:

Imagen 2-1. Perspectiva Edificio 1 (izq.) y Edificio 2 (dcha.) 2

Imagen 3-1. Ubicación bombas sumergidas 6

Imagen 3-2. Instalación de ventosa 12

Imagen 3-3. Instalación desagüe 13

Imagen 3-4. Esquema de instalación bomba SP 13

Imagen 3-5. Curva Bomba SP 11-11 15

Imagen 3-6. Decantador lamelar tipo DINOTEC 17

Imagen 4-1. Entrada de agua bruta 21

Imagen 4-2. Tamizado de sólidos 21

Imagen 4-3. Tanque homogeneización (izq.) y reactor SBR (dcha.) 22

Imagen 4-4. Tratamiento terciario propuesto 23

Imagen 5-1. Sección tipo colocación de tuberías 25

Imagen 5-2. Red Abastecimiento Armarios de Servicio ..... **Error! Bookmark not defined.**

Imagen 5-3. Perfil longitudinal tubería suministro 4” 31

Imagen 5-4. Grupo presión 38
Imagen 5-5. Curva funcionamiento Grupo presión 39
Imagen 6-1. Red de alcantarillado 44
Imagen 6-2. Planta red de alcantarillado aguas residuales 51
Imagen 6-3. Perfil red de alcantarillado aguas residuales 51
Imagen 6-4. Red aguas residuales modelada en SewerGEMS 8 55
Imagen 6-5. Perfil hidráulico – SewerGEMS 8 56
Imagen 7-1. Esquema de cubiertas 60
Imagen 7-2. Esquema de colectores enterrados de pluviales edificio 61
Imagen 7-3. Áreas de recogida de aguas lluvias en la zona de tierras y canal de drenaje 62
Imagen 7-4. Distribución de precipitación máxima para diferentes periodos de retorno 65
Imagen 7-5. Curvas IDF 66
Imagen 7-6. Ubicación inicio colector pluviales y pozo 69
Imagen 7-7. Drenaje pluvial zona parqueadero 69
Imagen 7-8. Red pluvial modelada en SewerGEMS 72
Imagen 7-9. Perfil hidráulico Tramo urb 1 – SewerGEMS 8 74
Imagen 7-10. Perfil hidráulico Tramo urb 2 – SewerGEMS 8 75
Imagen 7-11. Perfil hidráulico Tramo urb 3 – SewerGEMS 8 76
Imagen 7-12. Perfil hidráulico Colector 1 – SewerGEMS 8 77
Imagen 7-13. Perfil hidráulico Colector 2 – SewerGEMS 8 78
Imagen 7-14. Perfil hidráulico Colector 3 – SewerGEMS 8 79
Imagen 7-15. Cálculo canaleta mediante H-Canales 82
Imagen 7-16. Comprobación mediante H-Canales 83
Imagen 8-1. Distribución espacial de la ET en el primer trimestre del año 86
Imagen 8-2. Distribución espacial de la ET en el segundo trimestre del año 86
Imagen 8-3. Distribución espacial de la ET en el tercer trimestre del año 87
Imagen 8-4. Distribución espacial de la ET en el cuarto trimestre del año 87

1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente estudio es dotar con servicio de agua potable a todos los aparatos sanitarios del Centro Náutico proyectado, incluyendo con ello los aseos, vestuarios, y comedor comunitario; así como de proveer de red de desagüe de aguas servidas. También es objeto del presente informe el dimensionamiento de la red de aguas lluvias necesaria para la evacuación de las mismas.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Centro Náutico proyectado cuenta con dos edificios que albergarán los siguientes espacios:

Edificio 1:

- Planta primer piso:
  - Actividades dotacionales para venta de artículos de marina: 159,75 m^2.
  - Atención al ciudadano: 10,49 m^2.
  - C.A.I: 31,42 m^2.
- Planta segundo piso:
  - Empresa de Turismo: 80,64 m^2.
  - Oficina administración del puerto: 35,98 m^2.
  - Oficina gobernación: 18,39 m^2.
  - Oficina inspección fluvial: 9,66 m^2.
  - Baños: 32,83 m^2.
- Terraza:
  - Cocina y barra en comedor comunitario: 47,13 m^2.
  - Comedor comunitario: 317,38 m^2.
  - Baños: 29,34 m^2.

Edificio 2:

- Planta primer piso:
  - Oficinas: 28,22 m^2.
  - Reparación liviana de embarcaciones: 36,38 m^2.
  - Escuela náutica: 42,30 m^2.
  - Enfermería: 15,00 m^2.
  - Baños, duchas y vestidores: 61,59 m^2.
- Planta segundo piso:
  - Centro de reuniones: 117,11 m^2.

Ambos edificios estarán unidos por una pasarela.

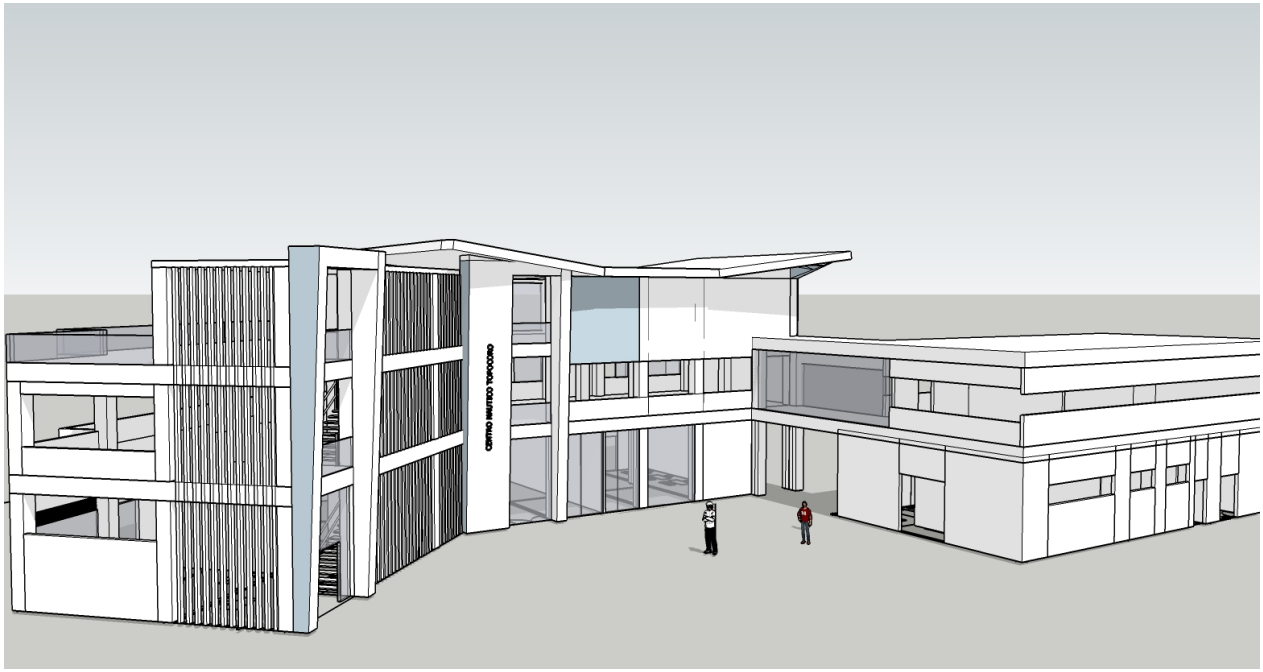


Imagen 2-1. Perspectiva Edificio 1 (izq.) y Edificio 2 (dcha.)

Fuente: Elaboración propia

Para el abastecimiento de agua potable a las instalaciones, se instalará una planta de potabilización (P.T.A.P.) cuya captación de agua bruta proviene del embalse. Desde esta planta se realizará el suministro a ambos edificios y a la red contra incendio mediante un grupo de presión.

En cuanto a la red de desagüe, se proyecta una planta de tratamiento de aguas residuales (P.T.A.R.). Las aguas servidas de cada uno de los edificios serán recogidas por las bajantes y llevadas hasta la P.T.A.R. mediante un colector común. El agua residual tratada será almacenada en un depósito y será empleada para riego mediante bombeo.

Los elementos que componen el diseño hidrosanitario del centro náutico y que a continuación se proceden a describir, son:

- Planta de Tratamiento de Agua Potable (P.T.A.P.).
- Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.).
- Red de Acueducto.
- Red de Alcantarillado.
- Red de Aguas Lluvias.
- Sistema de Riego.

3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (P.T.A.P.)

Al estar la marina situada en un paraje alejado de poblaciones, el abastecimiento de agua se debe realizar desde una toma superficial del embalse. El agua del embalse, aunque de calidad, suele presentar problemas de materia orgánica, turbidez y color. Además, por su baja conductividad, resulta ser bastante agresiva y su contenido en hierro puede llegar a estar por encima de los valores máximos admitidos por la legislación aplicable.

3.1. NORMATIVA

El presente diseño está basado para el cumplimiento de la resolución 2115 de 2007 con respecto a calidad de agua para consumo humano.

PARÁMETROS ORGANOLÉPTICOS Y FÍSICOS		
CARACTERÍSTICAS	AGUA POTABLE	AGUA SEGURA
Color verdadero unidades de Platino Cobalto (UPC)	<= 15	< 25
OLOR Y SABOR	Aceptable	Aceptable
Turbiedad unidades nefelométricas de turbidez (UNT)	<= 2	< -5
Sólidos Totales mg/L	<= 500	< 1000
Conductividad microhmios/cm	50 - 1000	< -1500
Sustancias Flotantes	Ausentes	Aceptable
QUÍMICOS ACCIÓN DIRECTA SOBRE LA SALUD		
CARACTERÍSTICAS	AGUA POTABLE	AGUA SEGURA
Aluminio Al mg/L	0.2	2.0
Arsénico As mg/L	0.01	0.05
Cianuro total CN- mg/L	0.1	0.2
Cobre Cu mg/L	1.0	2.0
Níquel Ni mg/L	0.02	0.1
Nitratos NO^3 mg/L	10	10
Plomo Pb mg/L	0.01	0.02
Grasas y aceites mg/L	Ausentes	Ausente
Acidez $CaCO^3$	50	60
Alcalinidad Total $CaCO^3$	200	120
Calcio Ca	60	100
Cloruros Cl-	250	300
Dureza Total $CaCO^3$	300	180
Hierro Total Fe	0.3	0.5
Magnesio Mg	36	60
Manganeso Mn	0.1	0.15
Sulfatos SO^{-2}	250	350
Zinc Zn^4	3	10
Fluoruros F-	1.0	1.7
OTRAS CARACTERÍSTICAS		
CARACTERÍSTICAS	AGUA POTABLE	AGUA SEGURA
Cloro residual	0.3 – 2.0	0.3 – 2.0
Potencial de Hidrógeno PH	6.5 - 9.0	6.5 - 9.0
CARACTERÍSTICAS MICROBIOLÓGICAS		
CARACTERÍSTICAS	AGUA POTABLE	AGUA SEGURA

COLIFORMES UFC/100 cm³	< 2 microrganismos / 100 cm³	< 2 microrganismos / 100 cm³
ESCHERICHIA UFC/100 cm³	0 microrganismos / 100 cm3	0 microrganismos / 100 cm3
MESÓFILOS UNIDADES FORMADORAS DE COLONIAS UFC/ 100 cm³	100 U.F.C. /100 cm³	100 U.F.C. /100 cm³
E-COLI UFC/ 100 cm³	0 microrganismos / 100 cm³	

Tabla 3-1. Normas de calidad fisicoquímicas y organolépticas a cumplir según Resolución 2115 de 2007

Fuente: Resolución 2115 de 2007

3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICOQUÍMICAS DEL AGUA A TRATAR

Con el fin de caracterizar el agua del embalse, se ha llevado a cabo una toma de muestras y caracterización fisicoquímica de las aguas mediante laboratorio acreditado. A continuación, se muestran los resultados obtenidos, en el Apéndice I se adjunta el informe del laboratorio:

PARÁMETRO	RESULTADO	MÉTODO / NORMA
pH (unidades de pH)	7.63	Potenciométrico /SM 4500-H+ B
Turbiedad (NTU)	5	Nefelométrico/ SM 2130 B
Color (UPC)	26	Espectrofotométrico / SM 2120 B
Conductividad (µS/cm)	183.5	Conductivimétrico / SM 2510
Hierro total (mg Fe/L)	< 0.07	Espectrofotométrico / SM 3500-Fe
Nitritos (mg NO_2-/L)	< 0.08	Espectrofotométrico / SM 4500-B
Sulfatos (mg SO_4^{-2}/L)	26.69	Espectrofotométrico / SM 4500 E
Cloruros (mg CI-/L)	8.53	Argentométrico / SM 4500-Cl- B
Dureza total (mg CaCO3/L)	114	Titrimétrico-EDTA / SM 2340 C
Alcalinidad total (mg CaCO3/L)	92.93	Titrimétrico / SM 2320 B
Sólidos totales (mg/L)	80	Gravimétrico/ SM 2540 B
Coliformes totales (UFC/100 ml)	400	Filtración por Membrana/ SM 9222B
E. coli (UFC/100 ml)	50	Filtración por Membrana/ SM 9222B

Tabla 3-2. Características fisicoquímicas del agua a tratar

3.3. HIPÓTESIS DE PARTIDA

Con el fin de evaluar la máxima capacidad del proyecto se realizó la siguiente combinación de hipótesis con la cual se obtuvo la máxima población de diseño y se estimaron los caudales de demanda de agua:

Auditorio completo	**132**
Personal de aministración y servicios	**50**
Ocupación soportada por usuarios de amarres	**260**
Número de amarres	163
Pax promedio por embarcación	4
% simulatenidad	40%
TOTAL	**442**
Coeficiente de seguridad	1.15
TOTAL	508
TOTAL ADOPTADO	**500**

Considerando una dotación de 140 l/hab-día (de acuerdo con el artículo 43 de la resolución 0330 de 2017) se tiene un caudal de diseño de la planta potabilizadora (QMD) de aproximadamente 100 m³/día (1.13 l/s).

DATOS DE PARTIDA			
Poblacion de diseño	P	500	hab
Dotación neta máxima	d_{neta}	140	l/hab dia
% de pérdidas	p	10%	
Dotación bruta	d_{bruta}	155.56	l/hab dia
Caudal medio diario	Q_{md}	0.90	l/s
Coef. consumo max diario	K1	1.25	
Caudal máximo diario	QMD	1.13	l/s
Coef. consumo max diario	K2	1.30	
Caudal máximo horario	QMH	1.46	l/s

3.4. CAPTACIÓN DEL EMBALSE

La captación de agua del embalse se realizará mediante dos bombas sumergidas en la zona de pantalanes.

Para el caudal de diseño de la captación se ha tenido en cuenta lo indicado en el artículo 47 de la Resolución 0330 de 2017, donde se indica que el caudal de diseño para captaciones superficiales es de 2 veces QMD, en nuestro caso: 2 x 1.13 = 2.26 l/s = 8.10 m³/h.

Se instalarán dos (1+1R) bombas sumergibles capaces de bombear hasta 10 m³/h. Las bombas se instalarán sujetas a la parte inferior del pantalán mediante abrazaderas tal y como se indica en los planos. Las bombas estarán instaladas con camisa de refrigeración y un filtro que evitará el traspaso de sólidos de gran tamaño.

La bomba impulsará las aguas hasta la entrada de la PTAP mediante una conducción de impulsión materializada en polietileno de alta densidad PE100 PN 10, DN 3" pulgadas y aproximadamente 500 m de longitud.

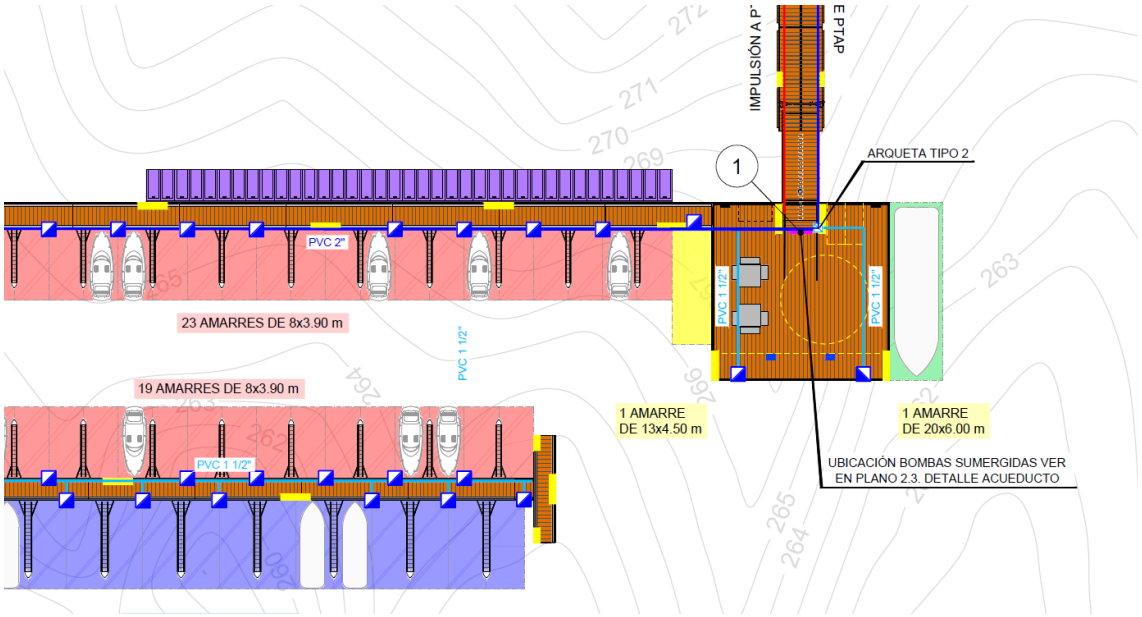


Imagen 3-1. Ubicación bombas sumergidas

3.4.1. CÁLCULO DE LA TUBERÍA DE IMPULSIÓN

Se procede a continuación a realizar el cálculo hidráulico de la tubería de impulsión que parte de la captación en el embalse y finaliza en el depósito a la entrada de la PTAP.

En el plano 2.1, Hoja 2 de 5 se muestra el perfil longitudinal de esta conducción, con sus cotas máximas y mínimas alcanzadas.

Régimen permanente: pérdidas de carga

Las pérdidas de carga continua de la tubería de impulsión se determinarán empleando la fórmula universal de Darcy-Weisbach:

$$J = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{f}{ID} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

- ID: Diámetro interior de la conducción.
- g: Aceleración de la gravedad.
- f: Coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud según la expresión de Colebrook-White. (λ en la ecuación siguiente)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log_{10}\left(\frac{k/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)$$

Y el número de Reynolds para la sección, teniendo en cuenta en la expresión, la viscosidad cinemática del agua residual (1,30 E-6 es un valor usual) y la velocidad calculada de la ecuación de continuidad a partir del caudal circulante.

$$Re = \frac{v_s D}{\nu}$$

De forma análoga se calculan las pérdidas de carga localizadas ocasionadas por los distintos elementos y conexiones a lo largo del circuito:

$$\Delta H_{loc} = K_i \frac{v^2}{2g}$$

Para el coeficiente K en codos tomamos los siguientes valores:

CODO (º)	Ki
11,25	0,17
22,5	0,20
30	0,25
45	0,40
90	0,75

Y para válvulas y compuertas:

Tipo	Ki
Válvula de retención	0,8
Válvula de compuerta (tot. abierta)	0,2
Válvula de compuerta (mitad abierta)	5,6
Ventosa	0,1
Válvula antiariete	0,5
Pantalón + ensanche	2

Finalmente se calcula la altura manométrica necesaria (Hm) como la suma del desnivel geométrico existente (Hg), la altura de aspiración (Ha), la pérdida de carga continua inducida por la fricción del líquido con la tubería (Hf) y las pérdidas localizadas en elementos (Hloc):

$$H_m(m.c.a.) = H_g + H_a + H_f + H_{loc}$$

Régimen transitorio

El fenómeno del golpe de ariete, también denominado transitorio, es la alternancia de depresiones y sobrepresiones debido al movimiento oscilatorio del agua en el interior de la tubería, es decir, básicamente es una variación de presión, y se puede producir tanto en impulsiones como en abastecimientos por gravedad.

El valor de la sobrepresión debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionar las tuberías, mientras que, en general, el peligro de rotura debido a la depresión no es tan importante. No obstante, si el valor de la depresión iguala a la tensión de vapor del líquido se producirá cavitación, y al llegar a la fase de sobrepresión estas cavidades de vapor se destruirán bruscamente, pudiendo darse el caso de que el valor de la sobrepresión producida rebase a la del cálculo, con el consiguiente riesgo de rotura. Los principales elementos protectores en este caso son las ventosas y los calderines. En caso de no disponer elementos protectores, se adoptar una tubería con una resistencia superior.

Tiempo de cierre

Se define el tiempo de cierre (T) como el intervalo entre el inicio y el término de la maniobra, sea cierre o apertura, total o parcial, ya que durante este tiempo se produce la modificación del régimen de movimiento del fluido.

En las conducciones por gravedad, el cierre de la válvula se puede efectuar a diferente ritmo, y por tanto, el tiempo T es una variable sobre la que se puede actuar, tomamos en este caso, un tiempo de cierre de las válvulas a la entrada a los depósitos de 3 minutos, valor habitual.

En las impulsiones, sin embargo, el tiempo de parada viene impuesto y se calcula aplicando la fórmula de Mendiluce:

$$T = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

Siendo:

- L: Longitud de la conducción (m)
- v: Velocidad del agua (m/s)
- g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)
- Hm: Altura manométrica proporcionada por el grupo de bombeo (mca)
- C y K: Coeficientes de ajuste empíricos.

$$\frac{Hm}{L} < 0.20 \rightarrow C = 1$$

$$\frac{Hm}{L} \geq 0.40 \rightarrow C = 0$$

$$\frac{Hm}{L} \approx 0.30 \rightarrow C = 0.60$$

L	K
L<500	2
L≈500	1.75
500<L<1500	1.5
L≈1500	1.25
L>1500	1

Celeridad

La celeridad (a) es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería. Su valor se determina a partir de la ecuación de continuidad y depende fundamentalmente de las características geométricas y mecánicas de la conducción, así como de la compresibilidad del agua.

Una expresión práctica propuesta por Allievi, que permite una evaluación rápida del valor de la celeridad cuando el fluido circulante es agua, es la siguiente:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\rho\left[\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{E.e_n}\right]}}$$

Donde:

- g: Aceleración de la gravedad en m/s^2
- ρ: Peso específico del agua en kg/m^3
- e: Módulo de elasticidad de volumen del líquido en kg/m^2
- D: Diámetro interior de la tubería en mm
- E: Módulo de elasticidad a tracción en kg/m^2

- e_n: espesor nominal en mm.

En el caso de que la conducción esté constituida por tramos de tubos de diferentes características (diámetro, espesor, timbraje, material, etc.), la celeridad media se calculará como la media ponderada de la celeridad de cada tramo. Si L1, L2, L3,…, son las longitudes de los tramos de distintas características, y a1, a2, a3,…, son las celeridades respectivas, el tiempo total L/a que tarda la onda en recorrer la tubería será la suma de los tiempos parciales:

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \frac{L_3}{a_3} + \ldots \qquad \text{Luego} \quad a = \frac{L}{\sum \frac{L_i}{a_i}}$$

Longitud crítica

La longitud crítica es la longitud de coincidencia de las fórmulas de Allievi y de Michaud utilizadas para el cálculo de las sobrepresiones en la conducción.

En función de si esta longitud es mayor o menor que la longitud de la tubería, el cierre se denominará "lento" o "rápido" y se aplicará una u otra fórmula para el cálculo de las sobrepresiones.

La longitud crítica se calcula como:

$$L_c = \frac{a * T}{2}$$

Cálculo de sobrepresiones

Comparando la longitud de la conducción con la longitud crítica se determina la fórmula de cálculo de las sobrepresiones a aplicar en cada caso:

$L<L_c$	**Impulsión corta**	$T > \frac{2 \cdot L}{a}$	**Cierre lento**	**Michaud**	$\Delta H = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot T}$
$L>L_c$	**Impulsión larga**	$T < \frac{2 \cdot L}{a}$	**Cierre rápido**	**Allievi**	$\Delta H = \frac{a \cdot v}{g}$

Resultados

REGIMEN ESTACIONARIO

Pérdida de cargas lineales

Cota inicio		270.00	m
Cota máx elevacion		338.36	m
Desnivel geométrico	H_g	68.36	m
Diámetro nominal	DN	75.00	
Material de tuberia		PEAD	
Espesor	e_n	4.50	mm
Diametro interior	DI	0.066	m
Caudal	Q	2.78	l/s
Longitud	L	495.00	m
Sección	S	0.003	m^2
Radio hidráulico	R_h	0.017	m
Velocidad	v	0.812	m/s
Rugosidad absoluta	K	0.0025	mm
Viscosisdad cinematica	v	1.30E-06	m^2/s
N Reynolds	Re	41,189.391	
Coef Colebrook-white	λ	0.0218	Colebrook
Perdidas de carga unitarias		11.11	m/km
Pérdidas de carga lineal total	H_f	5.50	m

Pérdidas de carga localizadas

Elemento	Cantidad	Coeficiente K	Pérdida (m)
Codo 11,25º	9	0.17	0.05141
Codo 22,5º	5	0.20	0.03360
Codo 30º	0	0.25	0.00000
Codo 45º	3	0.40	0.04032
Codo 90º	3	0.75	0.07560
Te (salida lateral)	0	1.80	0.00000
Valvulas retencion	0	2.00	0.00000
Te (salida recta)	0	0.60	0.00000
Desagüe	1	0.20	0.00672
Válvulas de compuerta	2	0.36	0.02419
Ventosas	2	0.10	0.00672
Válvula antiariete	0	0.50	0.00000
Entrada	0	0.50	0.00000
Válvulas mariposa	0	0.30	0.00000
Pérdidas de carga localizadas	H_{loc}	0.24	m

Altura manométrica

Pérdidas de carga lineal total	H_f	5.50	m
Pérdidas de carga localizadas	H_{loc}	0.24	m
Altura de aspiración	H_a	0.00	m
Desnivel geométrico	H_g	68.36	m
Altura manométrica necesaria	H_m	74.10	m
Altura manométrica adoptada	**H_m**	**76.00**	**m**

REGIMEN TRANSITORIO			
Cálculo de la sobrepresión por golpe de ariete			
Caudal	Q	2.78	l/s
Diametro interior	DI	66.00	mm
Espesor tubería	e_n	4.50	mm
Desnivel geométrico	H_g	68.36	m
Pérdidas de carga + altura asp		5.799	m
Altura manométrica	H_m	76.00	m
Longitud	L	495.00	m
Pendiente tubería		13.81%	
Material tubería		PEAD	
Coeficiente Elasticidad	E	9000	kg/cm^2
Factor G	G	111.11	
Celeridad	a	241.68	m/s
Velocidad	v	0.812	m/s
Coeficiente pendiente	C	1	
Coeficiente longitud	K	2	
Tiempo de parada	T_p	2.08	s
Longitud critica	L_c	251.13	m
Tipo de cierre		RAPIDO	
Golpe de ariete	Δh	20.00	m.c.a
Sobrepresión máxima		96.00	m.c.a.
Depresión		48.36	m.c.a.

En función a los resultados obtenidos, para el material de la tubería se adopta PEAD PE100 PN 10 (presión nominal 10 kg/cm^2) capaz de soportar las sobrepresiones producidas, con las siguientes características:

- Densidad (gr/cm3): 0,957 - 0,965.
- Resistencia a la tracción (MPa): 22 – 25.
- Módulo de Tensión (fluencia), (MPa): > 800.
- Tensión de diseño (σ), (MPa): 8.
- Alargamiento de rotura (mm/mºC): > 550.
- Coeficiente de dilatación lineal (ºC): 0.2.
- Temperatura de fragilidad (escala D): < -70.
- Dureza Shore a 20°C: > 60.

3.4.1.1. ELEMENTOS DE EXPULSIÓN Y ADUCCIÓN DE AIRE

En las conducciones de agua a presión se producen unas sobrepresiones adicionales a la presión hidrostática de la red. Una parte importante de estas sobrepresiones son debidas a la acumulación de aire en la tubería, bien durante el proceso de llenado y puesta en carga de la conducción, en el que el aire que ocupa la conducción es desplazado por el agua en el momento del llenado, o bien durante el transporte del líquido a presión.

En el primer caso el aire que ocupa la conducción es desplazado por el agua en el momento del llenado, mientras que, en el otro caso, las burbujas de aire disuelto en el agua se acumulan en los puntos altos produciendo una disminución de sección para paso de agua.

Otro fenómeno que se puede producir en la tubería debido al aire es la depresión a la que se ve sometida como consecuencia de la retirada del líquido, motivada por la rotura de la conducción o el vaciado por un desagüe. En este caso será necesario introducir aire en la tubería para evitar que se produzca el vacío en ella.

Dispositivos de aireación

En el mercado existen tres tipos de dispositivos capaces de realizar las funciones de entrada o salida de aire, indicada en el apartado anterior:

- Purgador: Sirven para expulsar el aire que se desprende del agua en la conducción, cuando está funcionando a presión.
- Ventosas bifuncionales: Pueden realizar indistintamente las funciones de inyectar aire cuando se vacía la tubería y de expulsarlo en las operaciones de llenado.
- Ventosas trifuncionales: Son capaces de realizar las tres funciones indicadas anteriormente con un único dispositivo.

Emplazamiento de las ventosas

Deben disponerse ventosas en los puntos altos relativos de la tubería, junto a válvulas importantes y en tramos largos de poca pendiente con una separación máxima de unos 500 m.

Se proyecta la instalación de dos ventosas trifuncionales de DN 50 mm y de fundición dúctil en los siguientes puntos:

- P.K.: 43.47 m.
- P.K.: 171.1 m

Ventosas adoptadas

Los DN de las válvulas de ventosa suelen ajustarse a la serie: 20, 30, 40, 50, 60, 65, 80, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350 y 400, si bien los valores superiores a 200 no son habituales.

El diámetro se ha obtenido en función del tamaño de la conducción atendiendo fundamentalmente a garantizar una suficiente entrada de aire.

La conexión de la ventosa a la tubería se realiza, en general, mediante bridas. Se recomienda instalar junto a las ventosas una pequeña válvula de compuerta, de bola o de asiento, que permita desmontar la ventosa para su reparación o sustitución, cuando la propia ventosa, en su interior, no disponga de una válvula de obturación a tal fin.

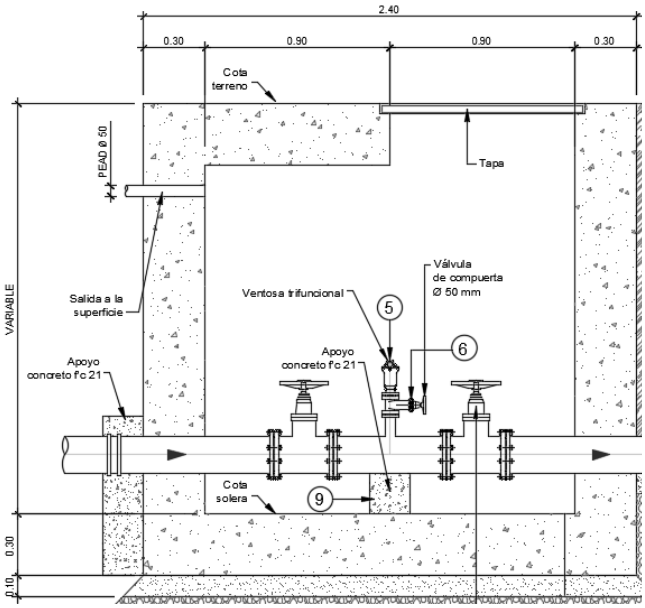


Imagen 3-2. Instalación de ventosa

3.4.1.2. DESAGÜES

Los desagües en la conducción son necesarios para poder vaciar un tramo de tubería, una vez que han sido aislados los extremos por válvulas de cierre, y poder realizar una reparación. Por este motivo los desagües se colocan en los puntos bajos del trazado.

Los desagües están formados por una derivación en T, situada tangencialmente a la generatriz inferior de la tubería, con brida en el extremo, donde se dispone una válvula de compuerta y a continuación una tubería de desagüe hasta el punto de vertido.

La válvula y la T de derivación se alojan en una arqueta rectangular para facilitar su accionamiento.

Se proyecta la instalación de un desagüe en el punto P.K.: 23.76 m de la conducción.

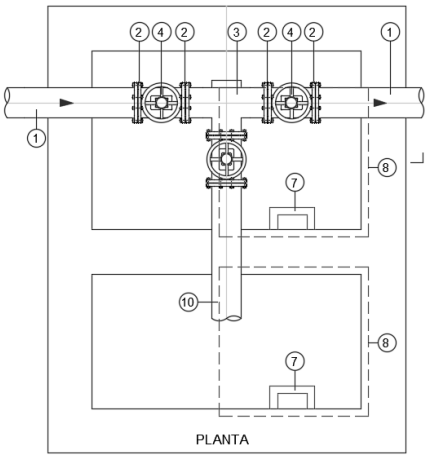
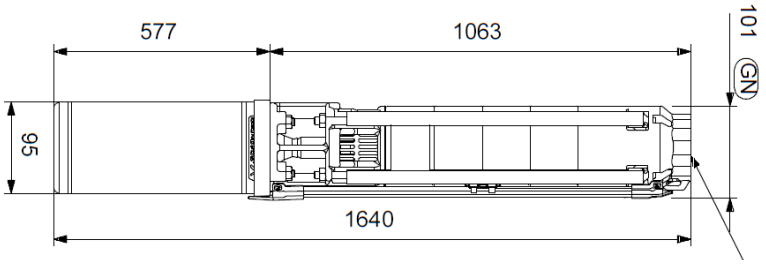


Imagen 3-3. Instalación desagüe

3.4.1. SELECCIÓN DE LA BOMBA

En la zona de pantalanes se instalarán dos (1+1R) bombas sumergibles capaces de bombear hasta 10 m^3/h. Como se ha visto en el apartado anterior la altura manométrica de la bomba necesaria es de 76 m. Debido a las variaciones de nivel en el embalse y la consecuente variación de altura manométrica necesaria, se instalarán bombas con variadores de frecuencia externos que permitirán adaptar la altura manométrica de la bomba en función de la cota de la lámina de agua.

Las bombas se instalarán sumergidas, sujetas a la parte inferior del pantalán mediante abrazaderas tal y como se indican en los planos. Las bombas estarán instaladas con camisa de refrigeración y un filtro que evitará el traspaso de sólidos de gran tamaño. Además, se dispondrá una cesta metálica alrededor de la bomba para protegerla.



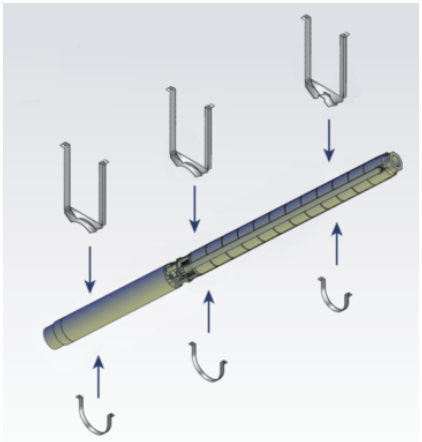


Imagen 3-4. Esquema de instalación bomba SP

3.4.1.1. POTENCIA DE LA BOMBA

La potencia teórica de la bomba viene dada por la expresión:

$$P_b = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h_b = \gamma \cdot Q \cdot h_b$$

Mientras que la potencia real se calcula como:

$$Preal = Pb \cdot \eta$$

Donde:

- Pb es la potencia teórica de la bomba (en Vatios).
- ρ es la densidad del agua (kg/m^3).
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2).
- Q es el caudal en m^3/s.
- Hb es la altura de la bomba (m).
- η es el rendimiento de la bomba (%)

A continuación, se muestra la potencia obtenida para los datos de caudal y altura manométrica de diseño:

POTENCIA			
Caudal de diseño	Q_T	2.78	l/s
Altura dinámica	H_B	80.00	m.c.a
Densidad de agua	ϒ	1000	kg/m^3
Potencia teórica	P_b	2180	kg m^2/s^3 (vatios)
	P_b	2.93	HP
Eficiencia de la bomba	η	85	%
Potencia real	$P_{real,b}$	**3.44**	**HP**

A continuación, se muestra la curva característica de la bomba seleccionada:

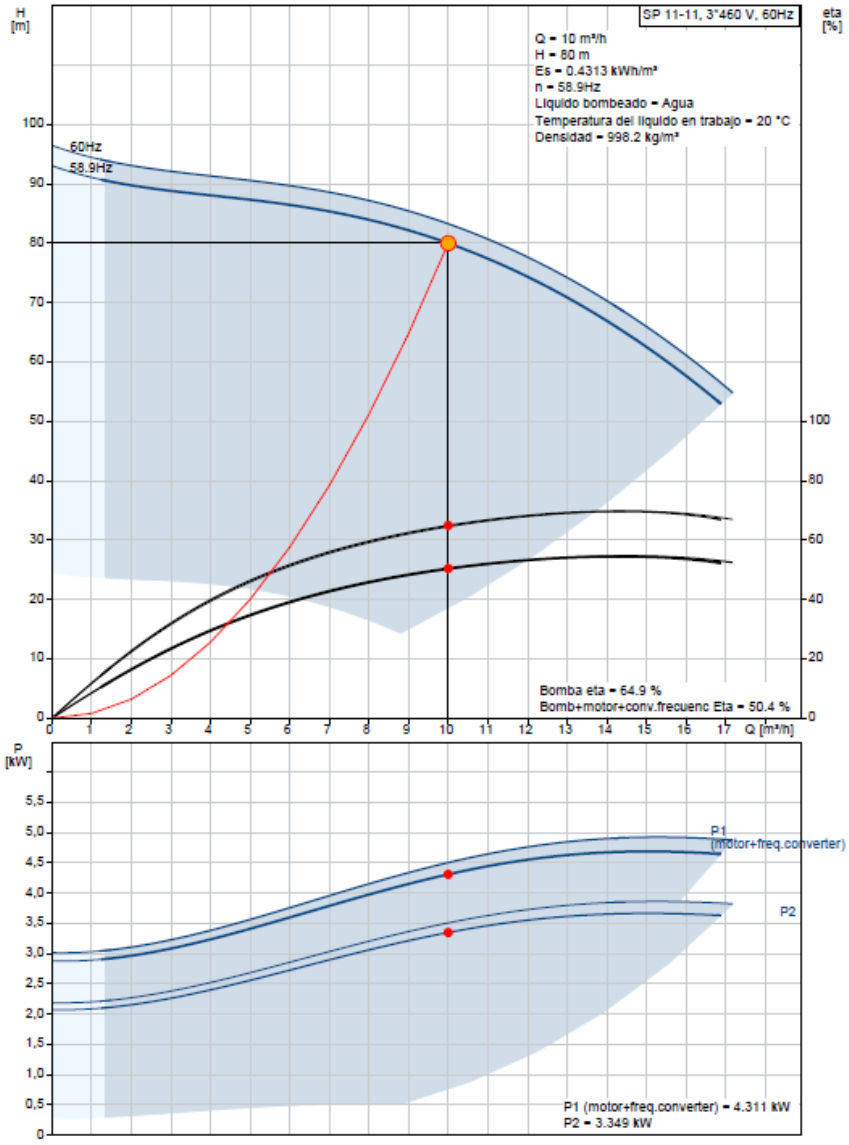


Imagen 3-5. Curva Bomba SP 11-11

3.5. DESCRIPCIÓN DE LA P.T.A.P.

Para el tratamiento de las aguas se ha pensado en un equipo compacto que integra una serie de elementos que dotan dicha planta de una serie de cualidades esenciales como son: autonomía, robustez y versatilidad.

La unidad proyectada es capaz de potabilizar aguas de hasta 1.500 ppm de TDS y hasta 60 NTU de turbidez. Además, teniendo en cuenta la composición del agua bruta, se la ha dotado de sistema para eliminación de color y adsorción de posibles pesticidas y organoclorados.

La línea de agua propuesta se compone de:

- Captación de agua bruta.
- Depósito de agua bruta y bombeo de entrada.
- Dosificación de oxidante (permanganato potásico).

- Dosificación de sulfato de alúmina (coagulación).
- Dosificación de almidón (floculación).
- Coagulación, floculación, decantación lamelar.
- Bombeo de filtración.
- Filtración sobre lecho de aluminosilicato amorfo.
- Sistema de lavado de filtros con agua tratada.
- Ajuste de cloro en depósito de agua tratada.
- Depósito de agua tratada.

Cada subsistema de bombeo a la lo largo del tren de tratamiento de la PTAP estará dotado de dos bombas, 1+1(R).

A continuación, se procede a describir el tren de tratamiento diseñado.

3.5.1. DEPÓSITO DE AGUA BRUTA Y BOMBEO DE ENTRADA

El agua captada desde el embalse es bombeada a un tanque de regulación situado al comienzo del tratamiento.

Este depósito, cilíndrico vertical, prefabricado en PRFV tendrá una capacidad de 20 m^3 y estará dotado de un sistema para arranque y parada de la bomba del embalse según se necesite agua tratada. Para ello se dispondrá de un juego de electroniveles enclavados con la bomba y con el depósito de agua decantada.

Desde este depósito de regulación se bombeará el agua bruta hacia la planta de tratamiento compacta por medio de 1+1(R) bomba centrífuga monocelular que nos impulsa 5 m^3/h a 24 m.c.a. hasta la cámara de mezcla rápida del inicio del tratamiento.



3.5.2. DOSIFICACIÓN DE OXIDANTE

La dosificación de permanganato potásico es esencial para obtener una calidad apropiada del agua ya que actúa como oxidante de algunos elementos o compuestos que pueden estar presentes en el agua bruta, tales como: hierro, manganeso, amonio, nitritos, materia orgánica oxidable, microorganismos y color. La oxidación de estos compuestos previene el desarrollo y crecimiento de microorganismos.

La dosificación se realizará mediante 1+1 bomba dosificadora de 1,5 l/h a 5 bar y depósito en PE de 50 litros de capacidad, cilíndrico vertical, base plana, con barrera de refuerzo químico apta para productos corrosivos. La dosificación se hará en el depósito de agua bruta anterior para tener un tiempo de contacto suficiente y estará regulada por un interruptor de flujo.

3.5.3. DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE

El agua bruta a potabilizar es un agua con una turbidez variable y por encima del máximo permitido. Por tanto, es necesario clarificarla para asegurar la potabilidad química de la misma y evitar problemas organolépticos. El primer paso es la neutralización de cargas eléctricas del agua captada para la formación de coágulos de mayor volumen y densidad. Para ello se precisa una dosificación de coagulante, normalmente sulfato de alúmina. El sistema de

dosificación de coagulante consta de 1+1 bomba dosificadora de 5 l/h a 5 bar y depósito de PE de 100 litros de capacidad, cilíndrico vertical, base plana, con barrera de refuerzo químico apta para productos corrosivos.

Esta dosificación se pondrá en marcha siempre que arranque el bombeo de entrada.

3.5.4. DOSIFICACIÓN DE FLOCULANTE

El sistema de floculación, normalmente añadiendo almidón de calidad alimentaria, acompaña al sistema de coagulación para aumentar la velocidad de sedimentación de estos coágulos. Para el sistema de dosificación se precisa 1 bomba dosificadora de 10 l/h a 2 bar y un depósito de PE de 100 litros agitado para preparación, maduración y dosificación.

El arranque se hará también enclavado con el bombeo de entrada.

3.5.5. MÓDULO DE DECANTACIÓN LAMELAR

El decantador lamelar se dividirá en tres zonas: la primera corresponde a la cámara de mezcla con una segunda zona, a continuación, la cámara de floculación. Posteriormente, la otra zona se corresponderá a la cámara de decantación lamelar.

El decantador está construido en poliéster reforzado con fibra de vidrio.

El agua, después de atravesar las dos primeras cámaras en las que se adiciona el coagulante y el floculante y se crean diferentes turbulencias con agitadores en cada una de ellas, entra por la parte inferior de las lamelas, atravesándolas de abajo-arriba y se recoge por los canales Thompson superiores para hacerla llegar al depósito de agua decantada.

Al mismo tiempo, la geometría de las placas lamelares permite el espesado de los lodos.



Imagen 3-6. Decantador lamelar tipo DINOTEC

Fuente: DINOTEC

3.5.6. FILTRACIÓN SOBRE ALUMINOSILICATO AMORFO

El agua decantada en la fase anterior pasa a un depósito pulmón desde donde es bombeada a la siguiente fase de tratamiento donde tenemos una filtración monocapa mediante un lecho de aluminosilicato amorfo activado, de funcionamiento automático controlado por presión, para eliminación de turbidez y color. Este lecho actúa de forma catalítica reteniendo partículas de tamaño superior a 30 micras que se forman en el propio soporte.

El material filtrante, escogido por su granulometría y propiedades físico-químicas, está en el interior de contenedores cilíndricos verticales de P.R.F.V. Tanto la entrada de agua a tratar como la salida de agua tratada, lavado y desagüe se realizan a través de válvulas automáticas. El inicio del lavado se realiza por control de la pérdida de carga en el lecho que es medida mediante un presosotato diferencial

3.5.7. BOMBEO DE LAVADO

Este bombeo estará constituido por 1 bomba horizontal centrífuga para impulsar, a razón de 20-25 m/h de agua tratada del depósito final a la columna de aluminosilicato para lavado de los lechos. El lavado se realiza a contracorriente sólo con agua.

3.5.8. DOSIFICACIÓN DE HIPOCLORITO SÓDICO

La dosificación de hipoclorito sódico es esencial para garantizar una calidad apropiada del agua tratada según la legislación por lo que se ajustará el nivel de cloro a la salida del tratamiento hasta dejar un residual de cloro entre 0,6 y 0,8 p.p.m.

3.5.9. SISTEMA DE DOSIFICACIÓN Y CONTROL DE CLORO LIBRE

El agua filtrada y postclorada se acumulará en el depósito existente.

Para asegurar que el agua tratada y almacenada en el mismo sigue conservando sus condiciones de potabilidad, estará instalado un equipo de medición y control de cloro libre en el depósito. Unas bombas dosificadoras interconectadas con este equipo de medición, inyectarán el hipoclorito necesario para reponer el que haya podido perderse durante el almacenamiento.

Una bomba de recirculación de capacidad suficiente nos mantendrá el agua del depósito en constante movimiento y agitación para homogeneizar la mezcla.

3.5.10. CUADRO ELÉCTRICO DE CONTROL DE LA INSTALACIÓN

Se instalará un cuadro eléctrico general de protección y maniobra que permite el funcionamiento a través de red eléctrica de 440 V III + N – 60 Hz. Asimismo, la planta puede funcionar de forma totalmente automática mediante el autómata programable o de manera manual actuando sobre los selectores.

4. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (PTAR)

4.1. NORMATIVA

El sistema de tratamiento de aguas residuales está diseñado para dar cumplimiento con las siguientes normativas de vertimiento a aguas residuales en Colombia:

- Resolución 1207 de julio 2014 por la cual se adoptan disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales tratadas.
- Resolución 631 de 2015 por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimiento puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones.

4.2. DATOS DE PARTIDA

Según la población de diseño obtenida en el apartado 3.3, se proyecta una estación depuradora para una población equivalente de 500 habitantes.

Se tienen los siguientes datos de partida:

Caudal medio diario, Q_{md} (obtenido en apartado 3.3)	0.90 l/s
Caudal medio vertido diario ocupación completa	75 m^3/día
Caudal medio horario	4.7 m^3/h
Coeficiente punta	2.4
Caudal punta	11.3 m^3/h
Carga DBO5	60 g/hab/día
Carga SS	90 g/hab/día
PH	7-8
DQO	800 ppm
DBO5	400 ppm
SS	600 ppm
Ac.-grasas	100 ppm
Nt	50 ppm
Pt	15 ppm

Calidad del agua de salida

Según lo indicado en la Resolución 1207 de julio 2014 se establecen los siguientes parámetros de salida:

PH	6-9
DQO	150 ppm
DBO5	30 ppm
SS	35 ppm
Aceites y grasas	20 ppm
Nt	20 ppm
E. coli (NMP/100)	1 ml
Huevos y larvas de hemito (NMP/100)	1 ud/l
Salmonella (NMP/100)	1 ml

CI2 (NMP/100)	< 1 ppm

4.3. SOLUCIÓN ADOPTADA

En el presente apartado se resume la línea de tratamiento adoptada. En el Apéndice II se detallan los cálculos del dimensionamiento con los parámetros de entrada y salida obtenidos.

La línea de agua del proceso consta de:

- Predesbaste.
- Tamizado de sólidos > 1 mm.
- Homogeneización de carga y caudal en tanque de 56 m^3.
- Tratamiento biológico mediante reactor SBR.
- Tratamiento terciario mediante filtración de alto rendimiento en lecho mixto de sílex antracita.

El efluente del proceso será almacenado en un depósito de 20 m^3 de capacidad y se empleará para riego y baldeo en la zona. Junto al depósito se instalará un grupo de bombeo con dos bombas en funcionamiento 1+1(R) que impulsarán las aguas hacia la red de riego y baldeo proyectada.

4.3.1. LÍNEA DE AGUA

La línea de agua consta de:

- Llegada de agua bruta al pozo de bombeo de entrada. Cota de llegada: +331.79 m.
- Predesbaste mediante cesto perforado extraíble de 30 mm de paso de sólidos. Desde este punto el agua bruta es bombeada mediante 1+1R bombas de 15.3 m^3/h a 7.7 m.c.a. de 60 mm de paso de sólidos. Estas bombas serán extraíbles mediante tubos guía.
    - Instrumentación: 3 boyas.







Imagen 4-1. Entrada de agua bruta

- Tamizado de sólidos mayores a 1 mm, mediante tamiz rotativo inox. 304 de limpieza automática.



Imagen 4-2. Tamizado de sólidos

- A continuación, el agua pasa a un depósito de homogeneización de carga y caudal de 51 m^3 útiles. Las dimensiones de este depósito son: 5,66 m de diámetro y 2,15 m de altura, materializado en acero galvanizado con tratamiento patentado triple epoxi. La aireación-agitación se realiza mediante bomba eyectora sumergible de 2,2 kw. Bombeo de salida a tratamiento biológico mediante bomba centrifuga horizontal específica para aguas residuales de 33 m3/h a 4 m.c.a., de 50 mm de paso de sólidos.
  - Instrumentación: 4 boyas de nivel.
- Tratamiento biológico mediante reactor SBR de 92 m^3 útiles. Dimensiones: 5,66 m de diámetro y 4,18 m de altura materializado en acero galvanizado con tratamiento patentado triple epoxi. La aireación-agitación se realiza mediante 2 bombas eyectoras sumergible de 3,7 kw con control de entrada de aire mediante válvulas motorizadas. Extracción de agua tratada por gravedad mediante decanter flotante en inox. 304. Extracción de fangos mediante bomba mono de 1,5 m3/h a 20 mca.
  En el Apéndice III se incluye una descripción completa del reactor biológico secuencial propuesto (SBR)
  - Instrumentación: Medidor de nivel en continuo y 3 boyas de nivel.



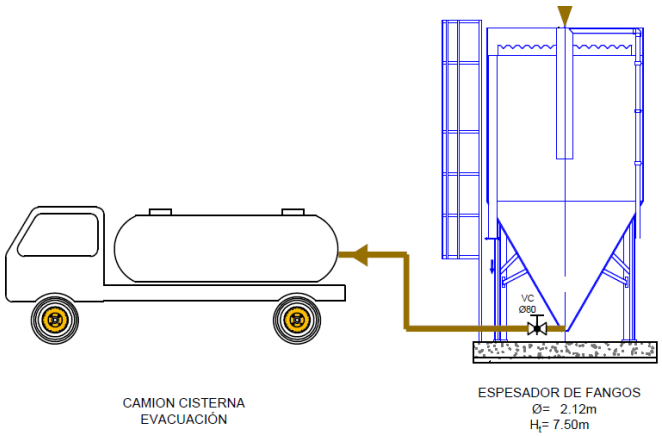
Imagen 4-3. Tanque homogeneización (izq.) y reactor SBR (dcha.)

- Tras pasar por el reactor biológico el agua es bombeada a un depósito pulmón y de laminación del caudal de salida a tratamiento terciario para reutilización del efluente. El volumen de este depósito es de 36 m^3 útiles, con dimensiones diámetro 5,66 m y altura 1,67m, materializado en acero galvanizado con tratamiento patentado triple epoxi.
    - Instrumentación: 2 boyas de nivel.
- Tratamiento terciario de filtración de alto rendimiento en lecho mixto sílex-antracita de 1,5 m de altura filtrante. Limpieza automática mediante válvulas motorizadas y transductor de presión, incluye bomba de alimentación a caudal constante y bomba de lavado independiente aspirando del depósito de agua filtrada. Para la desinfección se instalará una dosificación de hipoclorito sódico. Para asegurar la eliminación de huevos e nematodos, se instalará al final de la línea, un microfiltro de 10 micras de limpieza manual. Todo irá premontado en un contenedor de transporte marítimo de 40 pies.

4.3.2. LÍNEA DE LODOS

La línea de lodos está compuesta por:

- Extracción manual de sólidos superiores a 30 mm, retenidos en el cesto de predesbaste a contenedor de evacuación mediante gestor autorizado.
- Extracción de fangos biológicos en exceso a espesador acumulador de fangos de 20 m^3, prefabricado en PRFV, de 2.12 m de diámetro y 7.50 m de altura.
- Evacuación de fangos espesados mediante camión cisterna y gestor autorizado.



4.3.3. PRODUCCIÓN DE LODOS

La producción teórica de fangos en exceso producidos en el reactor biológico, será de 25 kg/día concentrados al 1 %. lo que supone un volumen diario de 2,5 m3/día.

Las purgas de fangos se harán mediante camión cisterna de gestor autorizado, siendo el encargado de la explotación y control de la PTAR el que determine las limpiezas tras los resultados diarios de V30, el cual no deberá sobrepasar los 650 ml/l. Si se lleva control analítico, los sólidos en suspensión en el reactor biológico no deben superar el valor de 4.500 ppm.

4.3.4. TRATAMIENTO TERCIARIO

Para la reutilización de agua depurada en riegos de zonas verdes y cultivos arbóreos, se instalará un sistema de filtración de alto rendimiento, con cloración para desinfección y microfiltración final para eliminar huevos de nematodos.

Una bomba mono de 4 m3/h, aspirará del depósito de laminación final de 36 m3 útiles, proporcionando un caudal de filtración constante. El filtro incorpora un lecho mixto de antracita – sílex, de mayor altura que los filtros habituales. Conforme se vaya ensuciando, irá aumentando la presión en el filtro, hasta que llegue al tope programado (aprox.3 bar), en el cual se desconectará la bomba de alimentación y la bomba dosificadora de hipoclorito, y arrancara la bomba de filtración al iniciarse el ciclo de lavado programado.

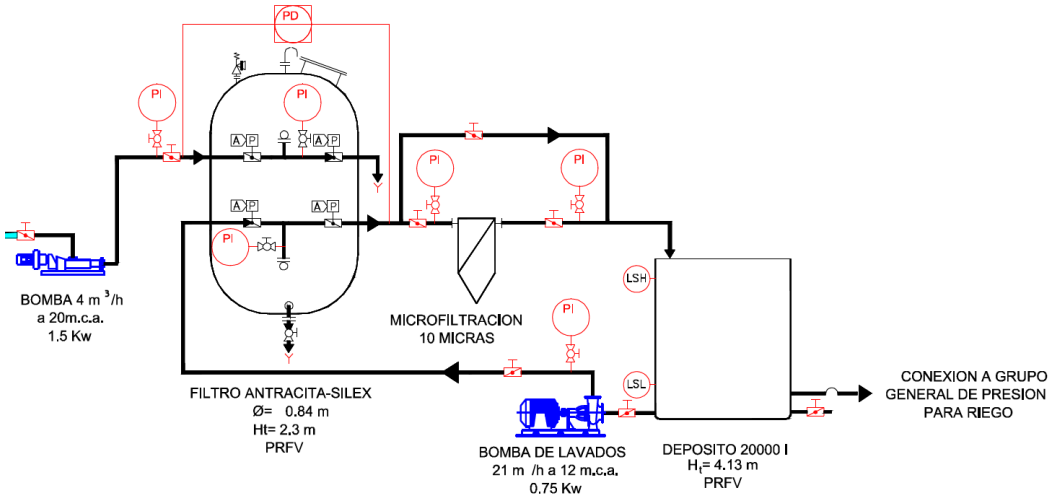


Imagen 4-4. Tratamiento terciario propuesto

5. RED DE ACUEDUCTO

5.1. NORMATIVA

Para el diseño de la red de acueducto se han considerado las siguientes normas:

- Código Colombiano de Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias (NTC 1500). Tercera actualización 2017-08-23
- Resolución 330 de 2017 por la cual se adopta el Reglamente Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.
- RAS 2016

5.2. PUNTO DE SUMINISTRO

El suministro de agua tanto a los edificios como a la zona de pantalanes se realizará desde la Planta Potabilizadora descrita en apartados anteriores.

Desde el grupo de presión ubicado en la P.T.A.P. partirá una única conducción de PEAD PE100 PN10 de 4" de diámetro hasta una arqueta donde se instalarán dos válvulas que permitan el seccionamiento de la conducción en caso de averías o necesidad por explotación. Desde esta arqueta partirán dos conducciones que abastecen a cada uno de los edificios de manera independiente. Estas conducciones se materializan en tubería PVC RDE 21 de 2" para el edificio 2 y otra tubería PVC RDE 21 de 2.1/2" para el Edificio 1.

Por otro lado, desde los tanques de almacenamiento ubicados en la P.T.A.P. partirá una conducción de PEAD 2" pulgadas y 500 m de longitud aproximadamente, que proporcionará suministro de agua potable a los armarios ubicados en la zona de pantalanes.

5.3. DISEÑO DE LA RED DE ACUEDUCTO

El diseño hidráulico como tal presenta el siguiente conjunto de consideraciones en su concepción:

- Se traza una red abierta de longitud mínima desde los aparatos más alejados hacia el punto de alimentación.
- Los cambios de dirección se efectuarán a 90º.
- Por comodidad en la construcción y por economía, se realizada el trazado de la red tratando de seguir las divisiones de la edificación.
- Se define una red principal (vertical) que alimenta los ramales horizontales de los diferentes niveles del edificio, que a su vez alimentan a ramales secundarios horizontales para satisfacer las necesidades de los aparatos sanitarios instalados.

Los sistemas de suministro de agua para los dos edificios contemplados en el presente proyecto se diseñan de manera que abastezcan de agua en todo el tiempo, a los aparatos de fontanería y equipos, con caudal y presiones que se ajusten a lo establecido en la siguiente tabla, para que funcionen satisfactoriamente y sin ruidos excesivos bajo las condiciones normales de uso.

Tipos de aparatos hidrosanitario	Caudal [a] L/min (gpm)	Presión de flujo kPa (psi)
Bañera, válvula mezcladora balance de presión, termostática, o de combinación balance de presión/termostática	15 (4)	138 (20)
Bidé, válvula de mezclado termostática	8 (2)	138 (20)
Accesorio de combinación	15 (4)	55 (8)
Lavavajillas doméstico	10 (2,75)	55 (8)
Bebedero	3 (0,75)	55 (8)
Lavadero	15 (4)	55 (8)
Lavamanos	8 (2)	55 (8)
Ducha	11 (3)	55 (8)
Ducha, con válvula de mezclado de presión balanceada, termostática, o combinada de presión balanceada/termostática	11 (3)	138 (20)
Grifo de manguera, llave de manguera	19 (5)	55 (8)
Fregadero residencial	9 (2,5)	55 (8)
Fregadero de servicio	11 (3)	55 (8)
Orinal de válvula	45 (12)	172 (25)
Inodoro de desboque o arrastre con válvula fluxómetro	95 (25)	310 (45)
Inodoro, tanque fluxómetro	6 (1,6)	138 (20)
Inodoro, sifónico, válvula de fluxómetro	95 (25)	241 (35)
Inodoro, tanque cierre acoplado	11 (3)	138 (20)
Inodoro, tanque una pieza	23 (6)	138 (20)
Para SI: 1 libra por pulgada cuadrada = 6, 895 kPa. 1 galón por minuto = 3,785 L/min. [a] Para requisitos adicionales de caudales y presión , véase el numeral 7.4.4.		

Tabla 5-1. Tabla 7.4.3. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la salida de los aparatos sanitarios. (NTC 1500)

Fuente: NTC 1500

A continuación, se exponen las premisas tenidas en cuenta para el diseño de la red de acueducto:

- La tubería de suministro de agua debe estar instalada a una distancia mínima de 0,30 m a partir del diámetro exterior del tubo tanto lateral como verticalmente por encima de la tubería de desagüe. (6.8.2-NTC 1.500).

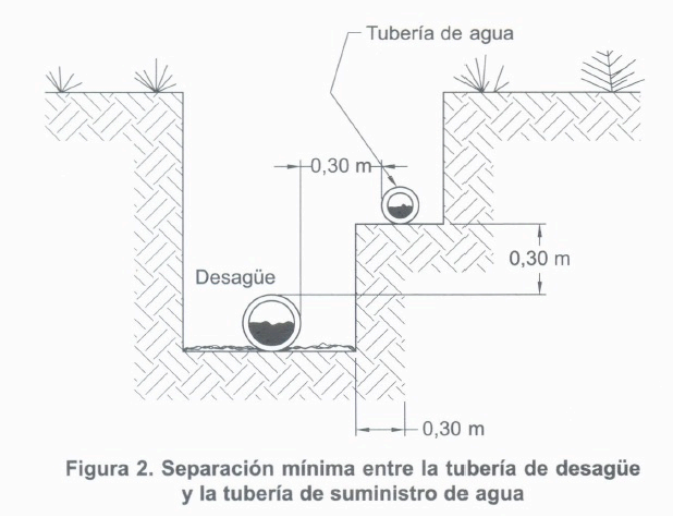


Figura 2. Separación mínima entre la tubería de desagüe y la tubería de suministro de agua

Imagen 5-1. Sección tipo colocación de tuberías

Fuente: NTC 1500

- La presión de agua en la red de distribución no debe exceder los 550 kPa. (60 m.c.a.) (NTC 1500).
- La instalación de tubería de suministro de agua potable, o parte de ella, debe ser hecha de tal manera que no permita riesgo de contaminación con aguas usadas, o sustancias contaminadas, que entren a dicha tubería desde un tanque, receptáculo, equipo o aparato sanitario, por contrasifonaje, succión u otra causa, o cuando estos se inunden o estén sujetos a exceso de presión. (NTC 1500).
- En sistemas de distribución de agua potable no se pueden instalar tuberías que hayan sido utilizadas previamente en otro sistema diferente al de agua potable. (NTC 1500).
- En sistemas de distribución de agua potable no deben ser utilizados las tuberías y los accesorios con un contenido de plomo mayor al 8%. (NTC 1500).
- La velocidad máxima de diseño debe ser de 2 m/s para tuberías de diámetro inferior a 76,2 mm; para diámetros de 76,2 mm o mayores, la velocidad máxima debe ser de 2,50 m/s. (NTC 1500).
- La velocidad mínima debe ser de 0,5 m/s con el fin de evitar procesos de incrustación en las tuberías (Resolución 0330 de 2017).

5.3.1. DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED INTERNA

El dimensionamiento de la red interna de cada edificio consiste en establecer los diámetros comerciales posibles de los diferentes tramos de red, a partir de las necesidades de cada uno de los aparatos sanitarios (caudales) que abastece el tramo en cuestión, así como del uso de estos aparatos sanitarios (grado de simultaneidad).

Para cada tramo de red que alimenta un cierto número de aparatos sanitarios, se calcula:

- Caudal máximo posible: como la suma de los caudales demandados por cada aparato sanitario, según la Tabla 5-1 del presente documento.
- Caudal máximo probable: caudal efectivo del tramo en cuestión según el uso normal de los aparatos sanitarios, teniendo en cuenta que no funcionan simultáneamente. Se calcula multiplicando el *caudal máximo posible* por un favor probabilístico (factor de simultaneidad).
- Factor de simultaneidad: factor que depende fundamentalmente del número de aparatos que debe alimentar el tramo, del uso del aparato (común o privado) y de la forma de alimentación. Los datos del factor de simultaneidad se muestran en la Tabla 5-2 a continuación.

Una vez obtenido el caudal máximo probable en cada tramo se procede a determinar el diámetro de tubería necesario, atendiendo a las limitaciones de velocidades máxima y mínima anteriormente expuestas.

Aparatos sanitarios n	Factor de simultaneidad		
	Instalación clase 1	Instalación clase 2	Instalación clase 3
1	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,00	1,00
3	0,68	0,64	0,71
4	0,62	0,51	0,58
5	0,59	0,43	0,50
6	0,58	0,38	0,45
7	0,54	0,34	0,41
8	0,53	0,31	0,38
9	0,51	0,28	0,35
10	0,50	0,26	0,33
12	0,48	0,23	0,30
14	0,47	0,21	0,28
16	0,45	0,19	0,26
18	0,44	0,17	0,24
20	0,43	0,16	0,23
25	0,42	0,13	0,20
30	0,40	0,12	
35	0,39	0,10	
40	0,38	0,09	
45	0,38	0,08	
50	0,37	0,07	
60	0,36	0,06	
70	0,35	0,050	
80	0,34	0,043	
90	0,34	0,036	
100	0,33	0,031	
200	0,30	0,001	
300	0,29		
400	0,28		
500	0,27		
600	0,265		
700	0,260		
800	0,256		
900	0,253		
1000	0,250		

Instalación clase 1: instalación hidráulica con predominio de aparatos comunes. El factor de simultaneidad se estima como F.S.: 1/(log10n).

Instalación clase 2: instalación hidráulica con predominio de aparatos de fluxómetro. El factor de simultaneidad se estima como F.S.: $1/(n-1)^{0.5} - 0.07$.

Instalación clase 3: instalación hidráulica residencial. El factor de simultaneidad se estima como F.S.: $1/(n-1)^{0.5}$

En esta tabla se han calculado, para cada instalación, los valores mínimos recomendados del factor de simultaneidad.

Tabla 5-2. Factor de simultaneidad de acuerdo con diferentes clases de instalaciones hidráulicas

Fuente: Diseños hidráulicos, sanitarios y de gas en edificaciones (Rodríguez Díaz)

A continuación, se exponen los caudales y diámetros obtenidos para la red interna de cada uno de los edificios proyectados.

En el Apéndice IV se el cálculo detallado por tramos de red.

5.3.1.1. EDIFICIO 1

PLANTA 2º PISO					EDIFICIO 1
Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)			
Calentador	1	0,60			
WC Fluxómetro	5	1,58			
Orinal	2	0,75			
Lavamanos	5	0,13			
Nº aparatos sanitarios	13				
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	10,68	l/s	
Factor de simultaneidad		FS	0,47		
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**5,05**	**l/s**	
Diámetro nominal		**DN**	**2.1/2**	**pulgadas**	
Diámetro efectivo		D efect	66,07	mm	
Velocidad		**v**	**1,474**	**m/s**	

TERRAZA					EDIFICIO 1
Aparatos sanitarios	Ud	Q_{min}			
WC Tanque	3	0,38			
WC Fluxómetro	1	1,58			
Orinal	1	0,75			
Calentador	1	0,60			
Lavamanos	5	0,13			
Lavaplatos	3	0,18			
Lavavajillas	1	0,17			
Nº aparatos sanitarios	15				
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	5,47	l/s	
Factor de simultaneidad		*FS*	0,46		
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**2,51**	**l/s**	
Diámetro nominal		**DN**	**1.1/2**	**pulgadas**	
Diámetro efectivo		D efect	43,68	mm	
Velocidad		**v**	**1,676**	**m/s**	

CALCULO TUBERIA VERTICAL

TRAMO	Nº aparatos	FS	Qmax posible (l/s)	Qmax probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (mm)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
P2-TERRAZA	15	0,46	5,47	2,512	39,99	1.1/2	43,68	1,676
SUMIN-P2	28	0,41	16,15	6,599	64,82	2.1/2	66,07	1,925

5.3.1.2. EDIFICIO 2

CIRCUITO 1 (VESTUARIO 1) — **EDIFICIO 2**

Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)
WC fluxo	4	1,58
Lavamanos	4	0,13
Duchas	3	0,18
Nº aparatos sanitarios	11	

Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	7,42	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,32	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**2,35**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**1.1/4**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	38,14	mm
Velocidad	**v**	**2,053**	**m/s**

CIRCUITO 2 (VESTUARIO 2 + CAL.) — **EDIFICIO 2**

Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)
WC fluxo	3	1,58
Orinal	2	0,75
Lavamanos	4	0,13
Calentador	1	0,60
Duchas	3	0,18
Nº aparatos sanitarios	13	

Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	7,93	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,29	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**2,29**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**1.1/2**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	43,68	mm
Velocidad	**v**	**1,528**	**m/s**

AGUA CALIENTE

VESTUARIO 1 & 2

Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)
Lavamanos	8	0,065
Duchas	6	0,10
Nº aparatos sanitarios	14	

Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	1,12	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,47	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**0,52**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**3/4**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	23,63	mm
Velocidad	**v**	**1,190**	**m/s**

5.3.1.3. RESUMEN DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED INTERNA

Edificio 1

Tal y como se observa en los cálculos anteriores, los ramales horizontales de cada planta del Edificio 1 serán de los siguientes diámetros:

- Ramal horizontal Planta Terraza: 1 ½ pulgada.
- Ramal horizontal Planta 2: 2 ½ pulgadas.
- Ramal horizontal de acometida Edificio 1: 2 ½ pulgadas.

La red vertical que alimenta estos ramales horizontales constará de dos tramos: un primer tramo desde el punto de suministro hasta la segunda planta de 2 1/2" de diámetro; y un segundo tramo de 1 ½ pulgadas para el tramo desde la planta 2 a la terraza. Todas las tuberías se materializan en PVC RDE 21.

Edificio 2

Para el Edificio 2, se proyecta una red independiente para cada vestuario, de manera que se consigue el aislamiento hidráulico de la red con el fin de no inhabilitar los dos vestuarios en caso de avería. Los ramales horizontales que alimentan cada vestuario se proyectan con tubería RDE 21 PVC de 2" de diámetro.

Armarios de Servicio

Para el abastecimiento de los armarios de servicio en la zona de pantalanes partirá una tubería RDE 21 PVC de diámetro 2" desde el depósito de almacenamiento hasta el final de la pasarela que lleva a los pantalanes. Desde este punto partirán dos conducciones a cada lado de 2" que en adelante se transforman en conducciones de 1 ½" de diámetro que abastecerán todos los armarios.

5.3.2. DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE LA RED DE SUMINISTRO

De los cálculos anteriores se tiene que el caudal total a suministrar a los dos edificios es de 12.20 l/s. Para este caudal se proyecta una conducción de PEAD PE 100 PN 10 de 4" desde la PTAP hasta una arqueta desde donde partirán las dos conducciones que abastecen a cada uno de los edificios.

A continuación, se muestra el cálculo hidráulico de esa conducción. En los planos se puede consultar el perfil longitudinal de la misma.

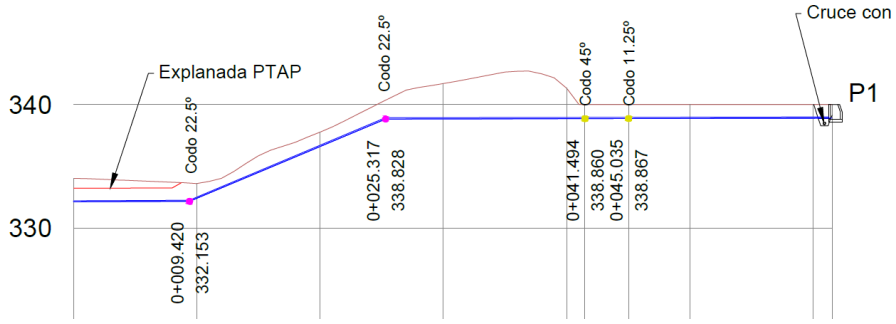


Imagen 5-2. Perfil longitudinal tubería suministro 4"

Pérdida de cargas lineales

Cota inicio		332.11	m
Cota máx elevacion		338.90	m
Desnivel geométrico	H_g	6.79	m
Diámetro nominal	DN	4"	
Material de tuberia		PVC	
Espesor	e_n	5.44	mm
Diametro interior	DI	0.103	m
Caudal	Q	12.20	l/s
Longitud	L	94.32	m
Sección	S	0.008	m^2
Radio hidráulico	R_h	0.026	m
Velocidad	v	1.452	m/s
Rugosidad absoluta	K	0.0025	mm
Viscosisdad cinematica	v	1.30E-06	m^2/s
N Reynolds	Re	115,448.183	
Coef Colebrook-white	λ	0.0175	Colebrook
Perdidas de carga unitarias		18.15	m/km
Pérdidas de carga lineal total	H_f	1.71	m

Pérdidas de carga singulares

Elemento	Cantidad	Coeficiente K	Pérdida (m)
Codo 11,25º	1	0.170	0.01828
Codo 22,5º	0	0.200	0.00000
Codo 30º	0	0.250	0.00000
Codo 45º	1	0.400	0.04300
Codo 90º	1	0.750	0.08063
Te (salida lateral)	0	1.800	0.00000
Valvulas retencion	0	2.000	0.00000
Te (salida recta)	0	0.600	0.00000
Desagüe	1	0.200	0.02150
Válvulas de compuerta	0	0.360	0.00000
Ventosas	1	0.100	0.01075
Válvula antiariete	0	0.500	0.00000
Entrada	0	0.500	0.00000
Válvulas mariposa	0	0.300	0.00000
Pérdidas de carga singulares		0.17	m

Altura manométrica

Pérdidas de carga lineal total	H_f	1.71	m
Pérdidas de carga singulares	H_{loc}	0.17	m
Altura de aspiración	H_a	0.00	m
Desnivel geométrico	H_g	6.79	m
Altura manométrica necesaria	H_m	8.68	m

Se tiene que la altura manométrica necesaria para impulsar las aguas desde la parcela de la PTAP hasta la arqueta de distribución es de 8.68 m. Esta altura será sumada a la obtenida como necesaria para el funcionamiento del aparato más desfavorable en cada planta de los edificios que se calcula a continuación.

5.3.3. ENERGÍA MÍNIMA NECESARIA DE LA RED

Para la obtención de la energía mínima necesaria en la red se plantea la ecuación de energía entre el punto de suministro y el punto de descarga del aparato más desfavorable. El nivel de referencia (cero) hace referencia al nivel de la solera de la arqueta de distribución (cota +338.90 m).

$$Z_S + P_S + \frac{V_S^2}{2 \times g} = Z_K + P_K + \frac{V_g^2}{2 \times g} + \sum h_f + \sum h_l$$

Donde:

$\sum h_f$ = Sumatoria de pérdidas por fricción.

$\sum h_l$ = Sumatoria de pérdidas localizadas.

Si Zs = 0 pasando el nivel de referencia por el punto S:

$$P_S = Z_K + P_K + \sum h_f + \sum h_l$$

Para el cálculo de la pérdida de presión entre dos puntos debida a la fricción del material de la tubería, se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach que se muestra a continuación:

$$\Delta P = f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

donde:

ΔP = Pérdidas por fricción (m).

f = Factor de fricción de Darcy (adimensional).

L = Longitud de la tubería (m).

v = Velocidad media del flujo (m/s).

D = Diámetro hidráulico del flujo (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

Para el cálculo del factor de fricción de Darcy, se debe utilizar la ecuación de Colebrook-White, mostrada a continuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right)$$

donde:

f = Factor de fricción de Darcy (adimensional).

k_S= Rugosidad absoluta de la tubería (m).

R = Radio hidráulico del flujo (m).

Re = Número de Reynolds (adimensional).

Para el cálculo de la variación de presión localizada debida a la existencia de válvulas, codos de 90º, etc. se utiliza la ecuación que se muestra a continuación:

$$\Delta P = K \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

donde:

ΔP = Pérdidas por fricción (m).

K = Coeficiente de pérdida de carga (adimensional).

v = Velocidad media del flujo (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

La presión mínima en cada uno de los aparatos sanitarios viene definida en la: “Tabla 7.4.3. Criterios de diseño del sistema de distribución de agua. Capacidad requerida en la salida de los aparatos sanitarios. (NTC 1500)”, anteriormente citada.

A continuación, se muestra la energía mínima necesaria para el funcionamiento adecuado del aparato más desfavorable en cada planta del Edificio 1 y de la tubería vertical, así como para el Edificio 2.

En el caso de los edificios, se ha considerado el 0 de Referencia la cota de la arqueta de la que parten las dos conducciones de abastecimiento a los edificios.

PLANTA 2º PISO **EDIFICIO 1**

Calculamos energía necesaria para el punto más desfavorable (más alejado): LM

Pérdidas por fricción, h_f

TRAMO	L (m)	D efectivo (m)	V (m/s)	Re	f	h_f (m)
A-B	3.35	0.0182	0.514	8,184.1	0.02955	0.073
C-B	1.22	0.0381	1.386	46,325.1	0.02129	0.067
B-D	2.30	0.0381	1.503	50,226.1	0.02097	0.146
D-E	0.80	0.0381	1.619	54,127.2	0.02067	0.058
E-F	3.30	0.0381	1.084	36,221.0	0.02231	0.115
F-G	0.92	0.0381	1.837	61,421.5	0.02019	0.084
G-H	0.63	0.0437	1.933	73,991.3	0.01949	0.054
H-J	0.40	0.0546	1.332	63,714.7	0.02005	0.013
J-K	0.95	0.0546	1.460	69,830.5	0.01970	0.037
K-L	1.00	0.0546	1.586	75,849.1	0.01940	0.046
L-M	0.95	0.0546	1.888	90,299.5	0.01877	0.059
M-N	0.50	0.0661	1.488	86,183.2	0.01893	0.016
N-O	3.12	0.0661	1.474	85,355.9	0.01897	0.099
						0.867

Pérdidas por elementos singulares, h_k

TRAMO	L tramo (m)	Accesorios	Cantidad	K	D tub (mm)	V (m/s)	h_k (m)
A-B	3.35	Codo	1	0.90	18.18	0.514	0.0121
		Tee (salida lat.)	1	0.90	18.18	0.514	0.0121
C-B	1.22	Tee (salida lat.)	1	0.90	38.14	1.386	0.0881
B-D	2.30	Codo	4	0.90	38.14	1.503	0.4143
D-E	0.80	Tee (salida lat.)	2	0.90	38.14	1.503	0.2071
E-F	3.30	Tee (salida lat.)	1	0.90	38.14	1.084	0.0539
		Codo	1	0.90	38.14	1.084	0.0539
F-G	0.92	Tee (salida lat.)	1	0.90	38.14	1.837	0.1549
G-H	0.63	Tee (salida lat.)	1	0.90	43.68	1.933	0.1714
H-J	0.40	Tee (salida lat.)	1	0.90	54.58	1.332	0.0814
J-K	0.95	Tee (salida lat.)	1	0.90	54.58	1.460	0.0978
K-L	1.00	Tee (salida lat.)	1	0.90	54.58	1.586	0.1153
L-M	0.95	Tee (salida lat.)	1	0.90	54.58	1.888	0.1635
M-N	0.50	Tee (paso dir.)	1	0.15	66.07	1.488	0.0169
N-O	3.12	Codo	1	0.90	66.07	1.474	0.0997
		Tee (paso dir.)	1	0.15	66.07	1.474	0.0166
							1.7588

TERRAZA	EDIFICIO 1

Calculamos energía necesaria para el punto más desfavorable: WC

Pérdidas por fricción, h_f

TRAMO	L (m)	D efectivo (m)	V (m/s)	Re	f	h_f (m)
D-E	3.55	0.0182	0.514	8,184.1	0.02955	0.078
E-F	2.18	0.0381	1.503	50,226.1	0.02097	0.044
F-G	0.70	0.0381	1.084	36,221.0	0.02231	0.026
G-H	0.73	0.0381	1.108	37,021.8	0.02221	0.086
H-C	2.35	0.0381	1.352	45,192.8	0.02139	0.044
C-I	0.45	0.0381	1.784	59,636.5	0.02030	0.039
I-J	0.85	0.0381	1.911	63,879.8	0.02004	0.083
J-K	8.61	0.0437	1.583	60,616.4	0.02024	0.510
K-L	2.23	0.0437	1.610	61,633.8	0.02017	0.136
O-L	0.50	0.0437	1.676	64,178.2	0.02002	0.033
						1.078

Pérdidas por elementos singulares, h_k

TRAMO	L tramo (m)	Accesorios	Cantidad	K	D efec (m)	V (m/s)	h_k (m)
D-E	3.55	Codo	1	0.90	0.0182	0.514	0.0121
		Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0182	0.514	0.0121
E-F	2.18	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.503	0.1036
F-G	0.70	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.084	0.0539
G-H	0.73	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.108	0.0563
H-C	2.35	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.352	0.0838
C-I	0.45	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.784	0.1460
I-J	0.85	Tee (salida lat.)	1	0.90	0.0381	1.911	0.1675
J-K	8.61	Codo	7	0.90	0.0381	1.911	1.1727
		Tee (paso dir.)	2	0.15	0.0381	1.911	0.0558
K-L	2.23	Tee (salida lat.)	2	0.90	0.0437	1.583	0.2300
O-L	0.50	Codo	1	0.90	0.0437	1.583	0.1150
		Tee (paso dir.)	1	0.15	0.0437	1.676	0.0215
							2.2303

CÁLCULO DE LA TUBERÍA VERTICAL

Pérdidas por fricción, h_f

TRAMO	Q (l/s)	L (m)	D efectivo (m)	V (m/s)	Re	f	h_f (m)
TERR-P2	2.51	3.25	0.044	1.676	64,178.2	0.0200	0.213
P2-P1	7.57	4.15	0.055	3.234	154,686.1	0.0170	0.687
P1-SUM	7.57	10.00	0.055	3.234	154,686.1	0.0170	1.655
							2.556

Pérdidas por elementos singulares, h_k

TRAMO	L tramo (m)	Accesorios	Cantidad	K	D efec (m)	V (m/s)	h_k (m)
TERR-P2	5.74	Codo	1	0.90	0.044	1.676	0.129
		Tee (salida lat.)	1	0.90	0.044	1.676	0.129
P2-P1	4.15	Codo	1	0.90	0.055	3.234	0.480
		Tee (salida lat.)	1	0.90	0.055	3.234	0.480
P1-SUM	5.8	Codo	1	0.90	0.055	3.234	0.480
		Tee (salida lat.)	1	0.90	0.055	3.234	0.480
		Válvula check	1	2.50	0.055	3.234	1.332
							3.509

MÁXIMA PRESIÓN NECESARIA EN EDIFICIO 1

PLANTA 2 PISO

Pérdidas por fricción, tramo horizontal	h_f	0.87	m
Pérdidas localizadas, tramo horizontal	h_k	1.76	m
Pérdidas por fricción, tubería vertical	$h_{f\,v}$	2.34	m
Pérdidas localizadas, tubería vertical	$h_{k\,v}$	3.25	m
Presión mín. necesaria en LM más alejado	P_{min}	5.61	m
Cota al 0 Referencia	Z	8.45	m
Presión de Servicio Edificio 1, Planta 2	**P_s**	**19.65**	**m**

PLANTA TERRAZA

Pérdidas por fricción, tramo horizontal	h_f	1.08	m
Pérdidas localizadas, tramo horizontal	h_k	2.23	m
Pérdidas por fricción, tubería vertical	h_{fv}	2.56	m
Pérdidas localizadas, tubería vertical	h_{kv}	3.51	m
Presión mín. necesaria en WC más alejado	P_{min}	24.59	m
Cota al 0 Referencia	Z	12.40	m
Presión de Servicio Edificio 1, terraza	**P_s**	**43.05**	**m**
Presion necesaria en el punto más desfavorable del edificio 1		**43.05**	**m.c.a.**
Añadimos pérdidas desde ubicación grupo de presión			
Pérdidas por fricción	h_f	1.71	m
Pérdidas localizadas	h_k	0.17	m
Desnivel geométrico	H_g	6.79	m
ALTURA MANOMÉTRICA NECESARIA	H_m	**51.72**	**m.c.a.**

5.3.4. GRUPO DE PRESIÓN

Teniendo en cuenta las presiones antes calculadas, y la ubicación del grupo de presión, se tiene una presión necesaria de **51,72 m.c.a.** Para garantizar la presión en todos los aparatos sanitarios de los edificios, se instalará un grupo de presión con tres bombas con variador incorporado y un funcionamiento de 2+1R.

5.3.4.1. CÁLCULO DE POTENCIA DE LA BOMBA

La potencia teórica de la bomba viene dada por la expresión:

$$P_b = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h_b = \gamma \cdot Q \cdot h_b$$

Mientras que la potencia real se calcula como:

$$Preal = Pb \cdot \eta$$

Donde:

- Pb es la potencia teórica de la bomba (en Vatios).
- ρ es la densidad del agua (kg/m^3).
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2).
- Q es el caudal en m^3/s.
- Hb es la altura de la bomba (m).
- η es el rendimiento de la bomba (%)

A continuación, se muestra la potencia obtenida para los datos de caudal y altura manométrica de diseño:

POTENCIA

Caudal de diseño	Q_T	12.20	l/s
Altura dinámica	H_B	51.72	m.c.a
Densidad de agua	γ	1000	kg/m^3
Potencia teórica	P_b	6191	kg m^2/s^3 (vatios)
	P_b	8.31	HP
Eficiencia de la bomba	η	85	%
Potencia real	$P_{real,b}$	**9.78**	**HP**

A continuación, se muestran las características técnicas del grupo presión seleccionado y su curva de funcionamiento

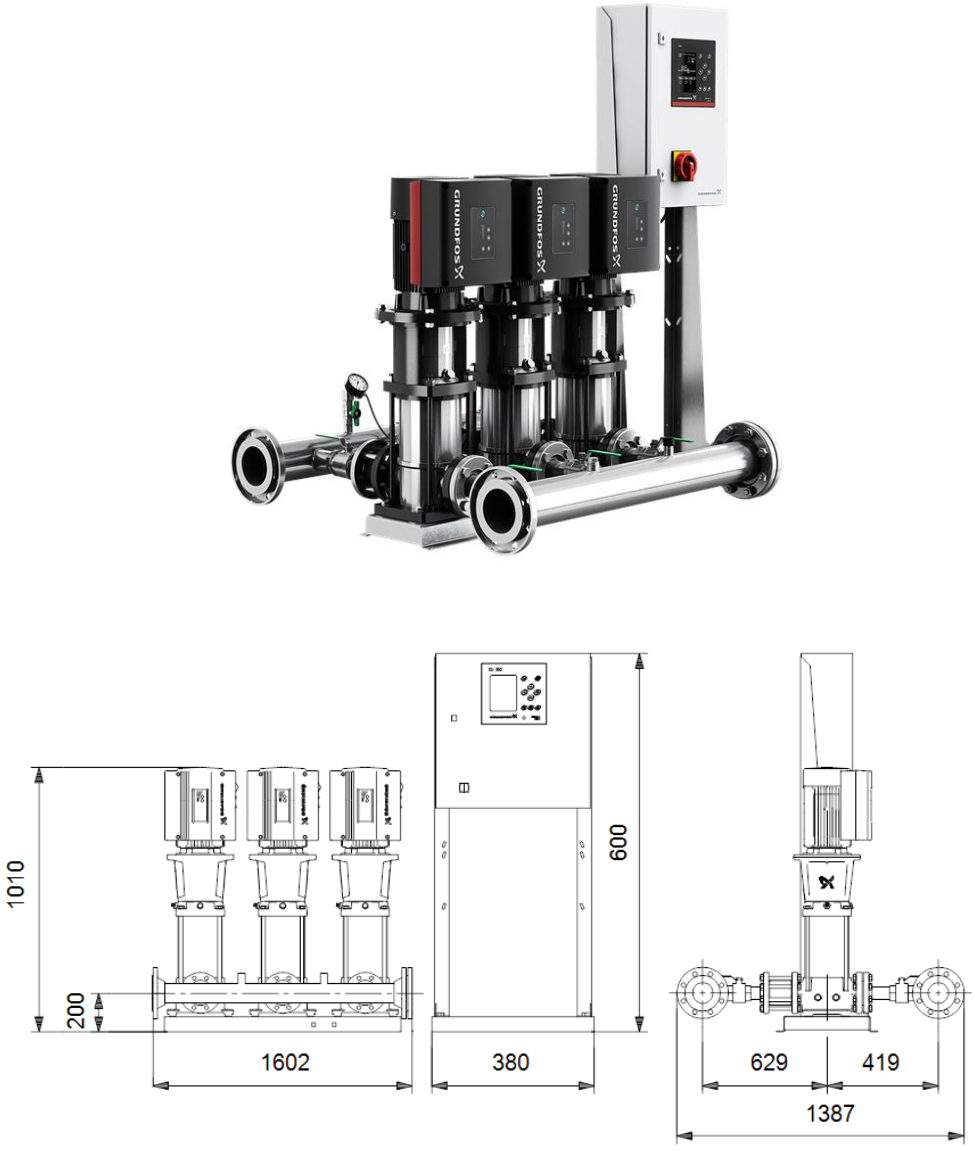


Imagen 5-3. Grupo presión

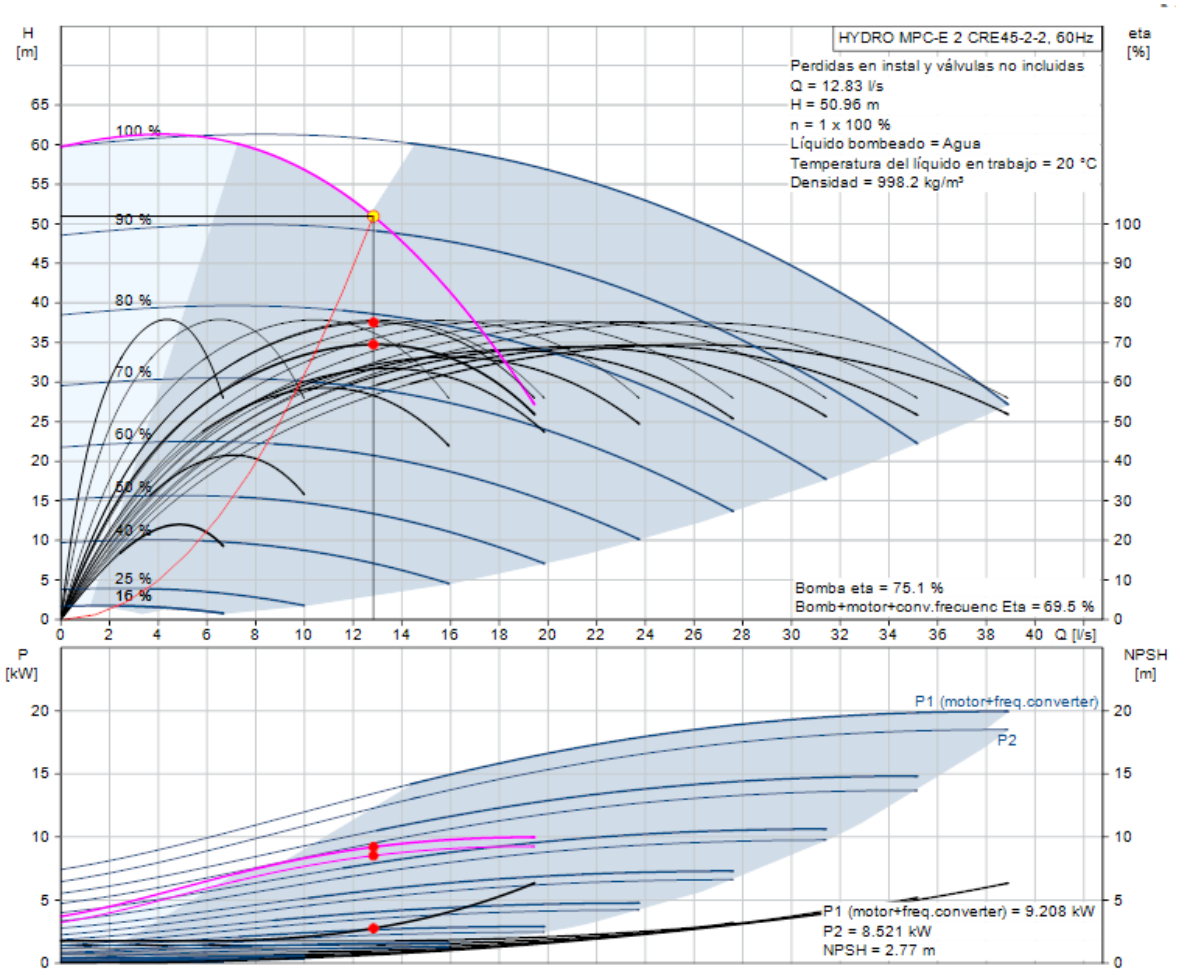


Imagen 5-4. Curva funcionamiento Grupo presión

5.3.5. TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Se instalarán dos tanques de almacenamiento de agua potable con un volumen útil capaz de garantizar al menos el abastecimiento de agua para un día de servicio.

Para el dimensionamiento del tanque, se ha seguido lo indicado en el Artículo 81 de la Resolución 0330-2017 donde se especifica que "*el volumen de diseño del tanque de almacenamiento debe ser la mayor cantidad obtenida entre la capacidad de regulación y la capacidad de almacenamiento.*

La capacidad de almacenamiento debe ser igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo. La capacidad de regulación se debe estimar a partir de los patrones de consumo de cada zona abastecida, mediante el empleo de métodos gráficos o analíticos".

Se ha procedido a calcular la capacidad de regulación y la capacidad de almacenamiento, eligiéndose como el volumen de diseño la mayor de éstas.

Obtención de la capacidad de regulación:

Teniendo en cuenta la población de diseño, y una dotación neta de 140 l/hab.día se tienen los siguientes caudales de diseño:

DATOS DE PARTIDA			
Poblacion de diseño	P	500	hab
Dotación neta máxima	d_{neta}	140	l/hab dia
% de pérdidas	p	10%	
Dotación bruta	d_{bruta}	156	l/hab dia
Caudal medio diario	Q_{md}	0.90	l/s
Coef. consumo max diario	K1	1.25	
Caudal máximo diario	QMD	1.13	l/s
Coef. consumo max diario	K2	1.30	
Caudal máximo horario	QMH	1.46	l/s

Tabla 5-3. Caudales de diseño. Tanque almacenamiento

A partir de estos datos, se tiene el siguiente la capacidad mínima necesaria (1/3 del volumen consumido el día de máximo consumo).

VOLUMEN NECESARIO PARA ALMACENAMIENTO		
Consumo medio diario	77.78	m^3/día
Consumo máximo diario	97.22	m^3/día
Capacidad mín. almacenam.	**32.41**	**m^3**

Tabla 5-4. Capacidad de almacenamiento

Obtención de la capacidad de regulación:

Para el cálculo de esta capacidad se ha tenido en cuenta un bombeo de 18 h diarias, y una curva de demanda de consumo diurna, desde las 5.00 AM hasta las 22.00 PM, dado que no se espera actividad durante la noche en las instalaciones.

	suministro			demanda			diseño tanque	
HORAS	suministro (l/s)	Volumen entrada Ve (m^3)	Vol acumulado (m^3)	%	Gasto horario (l/s)	Volumen salida Vs (m^3)	Ve-Vs	Demanda acumulada (m^3)
0-1	0.00	0.00	0.00	0.0%	0.00	0.000	0.00	0.00
1-2	1.50	5.40	5.40	0.0%	0.00	0.000	5.40	5.40
2-3	1.50	5.40	10.80	0.0%	0.00	0.000	5.40	10.80
3-4	1.50	5.40	16.20	0.0%	0.00	0.000	5.40	16.20
4-5	1.50	5.40	21.60	100.0%	1.13	4.051	1.35	17.55
5-6	1.50	5.40	27.01	100.0%	1.13	4.051	1.35	18.90
6-7	1.50	5.40	32.41	100.0%	1.13	4.051	1.35	20.25
7-8	1.50	5.40	37.81	150.0%	1.69	6.076	-0.68	19.58
8-9	1.50	5.40	43.21	150.0%	1.69	6.076	-0.68	18.90
9-10	1.50	5.40	48.61	150.0%	1.69	6.076	-0.68	18.23
10-11	1.50	5.40	54.01	150.0%	1.69	6.076	-0.68	17.55
11-12	1.50	5.40	59.41	150.0%	1.69	6.076	-0.68	16.88
12-13	1.50	5.40	64.81	150.0%	1.69	6.076	-0.68	16.20
13-14	1.50	5.40	70.22	150.0%	1.69	6.076	-0.68	15.53
14-15	1.50	5.40	75.62	150.0%	1.69	6.076	-0.68	14.85
15-16	1.50	5.40	81.02	150.0%	1.69	6.076	-0.68	14.18
16-17	1.50	5.40	86.42	150.0%	1.69	6.076	-0.68	13.50
17-18	1.50	5.40	91.82	150.0%	1.69	6.076	-0.68	12.83
18-19	1.50	5.40	97.22	150.0%	1.69	6.076	-0.68	12.15
19-20	0.00	0.00	97.22	100.0%	1.13	4.051	-4.05	8.10
20-21	0.00	0.00	97.22	100.0%	1.13	4.051	-4.05	4.05
21-22	0.00	0.00	97.22	100.0%	1.13	4.051	-4.05	0.00
22-23	0.00	0.00	97.22	0.0%	0.00	0.000	0.00	0.00
23-24	0.00	0.00	97.22	0.0%	0.00	0.000	0.00	0.00

Tabla 5-5. Capacidad de regulación

De la tabla anterior se extrae que el volumen necesario para regulación es de 20.25 m^3. Finalmente, siguiendo las indicaciones del Artículo 81 de la Resolución 0330-2017, se tiene que el caudal de diseño del tanque es de 32.41, m^3 por lo que se proyectan dos depósitos de 20 m^3 de capacidad. Los depósitos serán prefabricados en PRFV. A continuación, se muestra un depósito tipo:

Especificaciones técnicas

Dimensiones

	Diámetro (m)	Altura total (m)	Peso bruto (Kg)
TCV 20000 L	2,60	4,04	365
TCV 25000 L	2,90	4,67	450
TCV 30000 L	2,90	5,42	600
TCV 40000 L	2,90	6,94	720
TCV 50000 L	2,90	8,45	850

Accesorios

	Entrada: Niple galvanizado	Salida: Unión PVC presión	Drenaje: Unión PVC presión	Rebose: Unión PVC presión	Cuello de ganso PVC sanitaria
TCV 20000 L	2"	2"	2"	2"	2"
TCV 25000 L	4"	4"	4"	4"	2"
TCV 30000 L	4"	4"	4"	4"	2"
TCV 40000 L	4"	4"	4"	4"	4"
TCV 50000 L	4"	4"	4"	4"	4"



5.3.6. PRODUCCIÓN DE AGUA CALIENTE

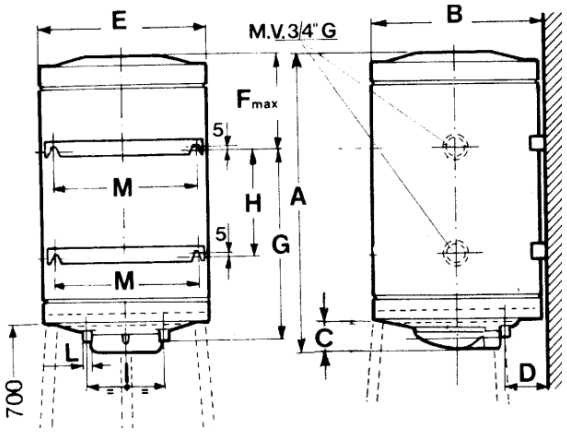
El agua caliente de aseos, vestuarios y cocina será suministrada mediante la utilización de calentadores eléctricos de energía instantánea distribuida.

Así, para acortar las distancias de distribución en la red de agua caliente y minimizar las pérdidas energéticas, se utilizará un calentador eléctrico por cada núcleo húmedo, con las siguientes características:

Termo mural vertical, resistencia blindada, potencia 2,2 kW, formado por cuba de acero vitrificado, aislamiento de espuma de poliuretano, ánodo de sacrificio de magnesio. Incluso soporte y anclajes de fijación, válvula de seguridad anti-retorno, llaves de corte de esfera y latiguillos flexibles, tanto en la entrada de agua como en la salida. Serán de 200 litros.

- Termostato prereglado de fábrica a 60ºC y tensión de alimentación a 230 V.
- Testigo luminoso de funcionamiento
- Fabricados en chapa de acero esmaltada, con recubrimiento de espuma de poliuretano de alta densidad, libre de CFCs.
- Protegidos contra la corrosión mediante ánodo de sacrificio de magnesio
- Válvula de seguridad y antirretorno de 6 kg/cm2.

MODELO	HS 200-1-E
Potencia de calefacción (W)	2600
L/Alimentación (230V)	2 x 4
Dimensiones (mm)	1535 (alto) x 525 (fondo) x 505 (ancho)
Racores toma red (diámetro)	¾”



MODELOS	A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	M	N	O	P	W
HS 50-1 E/1,2	550	480	45	165	450	185	359	-	-	1/2"	-	-	-	-	1200
HS 75-1 E/1,2	755	480	45	165	450	185	564	-	-	1/2"	-	-	-	-	1200
HS 100-1 E/1,5	910	480	45	165	450	185	719	-	-	1/2"	-	-	-	-	1500
HS 150-1 E/2,2	1209	525	70	175	505	125	1050	800	230	3/4"	440	-	-	-	2200
HS 200-1 E/2,6	1535	525	70	175	505	445	1050	800	230	3/4"	440	-	-	-	2600

6. RED DE ALCANTARILLADO

Se proyecta una red de desagüe independiente para cada edificio. La tubería de desagüe será de materiales aprobados con diámetros internos lisos y uniformes, fabricadas para tal fin y que cumplan con las especificaciones establecidas en las normas técnicas para cada material.

La red de desagüe residual de cada uno de los edificios será conducida hasta una arqueta ubicada en la fachada norte del Edificio 1. Desde este punto las aguas serán llevadas por gravedad hasta la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (P.T.A.R.) mediante tubería PVC 8".

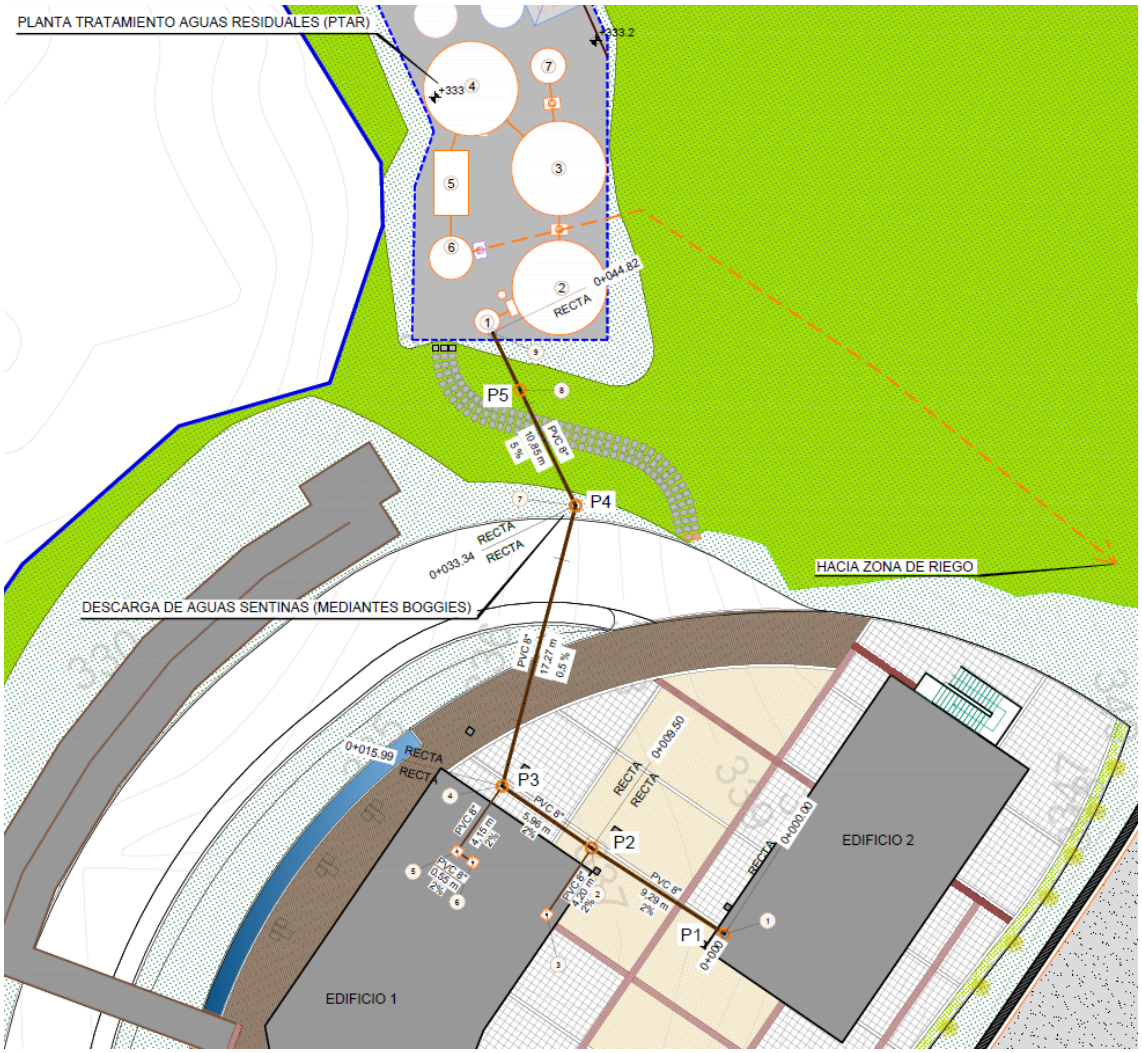


Imagen 6-1. Red de alcantarillado

6.1. CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño como tal presenta el siguiente conjunto de consideraciones en su concepción:

- Los cambios de dirección de la tubería de desagüe se harán con los accesorios apropiados según la tabla 8.6.3.
- Las líneas horizontales de desagüe se conectarán al tubo vertical por medio de "Y", combinación de "Y" y codo de 45°, "T" u otros accesorios equivalentes. (NTC 1500)

- Las líneas horizontales de desagüe se conectarán a otras líneas horizontales por medio de "Y".
- El transporte de aguas servidas se debe realizar en flujo a superficie libre.
- Las líneas verticales de desagüe se conectarán con las líneas horizontales por medio de "Y" y se debe proveer de un tapón de limpieza.

Tipo de accesorio patrón	Cambio de dirección		
	Horizontal a Vertical	Vertical a Horizontal	Horizontal a Horizontal
Codo de un dieciseisavo	X	X	X
Codo de un octavo	X	X	X
Codo de un sexto	X	X	X
Codo de un cuarto	X	X[a]	X[a]
Curva cerrada.	X	X[a,b]	X[a]
Curva abierta	X	X	X
T sanitaria	X[c]	-	-
Y sanitaria	X	X	X
Combinación Y sanitaria y curva de 1/8	X	X	X

a El accesorio debe permitirse sólo para un desagüe de aparato de 2 pulgadas o menos.
b 3 pulgadas o mayor.
c Para una limitación a T sanitarias dobles, véase numeral 8.6.3.

Tabla 6-1. Accesorios para cambios de dirección

- Esfuerzos cortantes: Fuerza tractiva min. =0,12 Kg/m^2.
- Las uniones de las tuberías subterráneas deben ser de tipo mecánico o con sello elastomérico.
- Los diámetros mínimos para las tuberías de desagüe, se deben determinar a partir del número total de unidades de aparato para desagüe de los aparatos conectados a dicha red, según la siguiente tabla:

Diámetro de la tubería (pulgadas)	Máximo número de unidades de desagüe de aparatos conectados a cualquier porción del desagüe o alcantarillado de la edificación, incluyendo los ramales del desagüe de la edificación[a]			
	Pendiente en porcentaje (%) (Pendiente pulgada por pie)			
	0,5 % (1/16)	1,0 % (1/8)	2,0 % (1/8)	4,0 % (1/8)
(1 ¼)	-	-	(1)	(1)
(1 ½)	-	-	(3)	(3)
(2)	-	-	(21)	(26)
(2 ½)	-	-	(24)	(31)
(3)	-	(36)	(42)	(50)
(4)	-	(180)	(216)	(250)
(5)	-	(390)	(480)	(575)
(6)	-	(700)	(840)	(1 000)
(8)	(1 400)	(1 600)	(1 920)	(2 300)
(10)	(2 500)	(2 900)	(3 500)	(4 200)
(12)	(3 900)	(4 600)	(5 600)	(6 700)
(15)	(7 000)	(8 300)	(10 000)	(12 000)

Factor de conversión: 83,3 mm/m = 1 pulgada por pie.
[a] La dimensión mínima de la tubería de desagüe de aguas residuales de una edificación que sirve a un inodoro debe ser de 76 mm (3 pulgadas).

Tabla 6-2. Máximo número de unidades de desagüe conectados a cualquier porción de desagüe o alcantarillado de la edificación.

Diámetro de la tubería milímetros (pulgadas)	Máximo número de unidades de aparatos de desagüe (dfu)			
	Total para un ramal horizontal	Bajantes[b]		
		Total en un intervalo de ramal	Total para descarga bajante de 3 intervalos de ramal o menos	Total para bajante mayor de tres intervalos de ramal
(1 ½)	3	2	4	8
(2)	6	6	10	24
(2 ½)	12	9	20	42
(3)	20	20	48	72
(4)	160	90	240	500
(5)	360	200	540	1 100
(6)	620	350	960	1 900
(8)	1 400	600	2 200	3 600
(10)	2 500	1 000	3 800	5 600
(12)	2 900	1 500	6 000	8 400
(15)	7 000	Nota c	Nota c	Nota c

Para SI: 1 pulgada = 25,4 mm.

a No incluye ramales de desagüe de la edificación. Véase la Tabla 8.10.1(1).

b Las bajantes se deben dimensionar con base en el total acumulado de la carga conectada en cada piso o intervalo de ramal. En la medida que el total de la carga acumulada disminuye, se permite disminuir el diámetro de las bajantes. El diámetro no debe ser reducido a menos de la mitad del diámetro requerido para la bajante de mayor diámetro.

c Dimensionamiento de carga basada en criterios de diseño.

Tabla 6-3. Tabla 8.10.1.(2). Unidades de aparatos en Ramales horizontales y bajantes.

- Todos los desagües horizontales deben contar con puntos de inspección ubicados a no más de 30,5 m (100 pies) de distancia.
- La distancia entre pozos está directamente relacionada con el urbanismo y con la utilización de equipos y métodos de limpieza de colectores. Si los métodos son manuales la distancia máxima entre pozos o cajas está entre 50 y 60 m.
- En el interior de los edificios se ha considerado en el diseño el esquema completo de la instalación, ubicando las bajantes donde tanto estructural como arquitectónicamente no se viesen afectados los elementos proyectados. Las ubicaciones de estas bajantes se recogen en los correspondientes planos (tanto para aguas residuales como para aguas lluvias).

6.2. CAUDALES DE DISEÑO

Para determinar el caudal que debe transportar cada tramo de la red de desagüe es necesario determinar el número de aparatos que son descargados por dicho tramo, sumar las correspondientes unidades de descarga y determinar el caudal que va a transportar.

El caudal total que circula por cada bajante se ha estimado en base a las unidades de descarga de cada uno de los ramales que llegan a esa bajante.

La unidad de descarga de cada aparato es equivalente a una unidad de consumo. La unidad de consumo se define como el caudal máximo demandado por un lavamanos de tipo privado, por grifo, y equivale a un caudal de 1 pie^3/min. Los valores de unidades de consumo de cada aparato sanitario se han tomado de la tabla 12 de la norma NTC 1500, que se muestra a continuación:

Tabla 8.9.1 Unidades de desagüe de aparatos individuales y en grupo

Tipo de aparato o accesorio	Valor unitario de desagüe de aparato como factor de carga	Dimensión mínima del sifón (pulgadas)
Máquina automática de lavar ropa, comercial [a,g]	3	(2)
Máquina automática de lavar ropa, residencial [g]	2	(2)
Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 6,06 Lpf (1,6 gpd inodoro) [f]	5	-
Grupos sanitarios como se define en el numeral 3.2 (lavado del inodoro mayor a 6,06 Lpf (1,6 gpd))[f]	6	-
Bañera [b] (con o sin regadera o accesorios de hidromasaje)	2	(1 ½)
Bidé	1	(1 ¼)
Combinación de poceta y bandeja	2	(1 ½)
Lavamanos dental	1	(1 ¼)
Unidad o escupidera dentales	1	(1 ¼)
Lavadora para platos[c], doméstica	2	(1 ½)
Bebedero	1/2	(1 ¼)
Desagüe de emergencia para pisos	0	(2)
Desagües de piso[b]	2[h]	(2)
Poceta de piso	[h]	(2)
Lavaplatos, doméstico	2	(1 ½)
Lavaplatos con triturador de vertimientos y/o lavavajillas	2	(1 ½)
Bandeja para lavar ropa (1 ó 2 compartimentos)	2	(1 ½)
Lavamanos	1	(1 ¼)
Ducha (basado en el gasto total nominal a través de regaderas y duchas de mano) Gasto nominal:		
0,36 L/s (5.7 gpm) o menos	2	(1 ½)
Más de 0,36 L/s hasta 0,78 L/s (Más de 5.7 gpm hasta 12,3 gpm)	3	(2)
Más de 0,78L/s hasta 1,63 L/s (Más de 12.3 gpm hasta 25,8 gpm)	5	(3)
Más de 1,63 L/s hasta 3,51 L/s (Más de 25.8 gpm hasta 55,6 gpm)	6	(4)
Poceta de servicio	2	(1 ½)
Poceta	2	(1 ½)
Orinal	4	[d]
Orinal, 1 galón por descarga o menos	2[e]	[d]
Orinal, sin suministro de agua	1/2	[d]
Poceta de aseo (circular o múltiples) cada juego de grifos	2	(1 ½)
Inodoro, tanque fluxómetro, público o privado	4[e]	[d]
Inodoro, privado (1,6 gpd)	3[e]	[d]

Tabla 6-4. Unidades de desagüe de aparatos individuales y en grupo (NTC 1500)

Fuente: NTC 1500

6.3. CÁLCULO DE LA RED DE DESAGÜE DE LOS EDIFICIOS

El sistema de desagüe de las aguas servidas se efectuará mediante flujo a superficie libre, a través de conductos cerrados de sección circular, y satisfaciendo las condiciones de descarga (caudal y velocidad) de todos los aparatos sanitarios de los edificios.

Para evitar condiciones de funcionamiento inadecuadas se ha limitado la profundidad de la lámina de agua a la mitad del diámetro de la tubería y en casos extremos al 75% del diámetro de la tubería.

Dado que la red funciona por gravedad, para el cálculo del flujo que circula por las tuberías se utiliza la ecuación de Manning:

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

Dónde

- v: Velocidad del fluido (m/s).
- n: Coeficiente de Manning.
- S: Pendiente (m/m).
- Q: Caudal (m^3/s).
- A_m: Sección mojada (m^2).
- R_H: Radio hidráulico, obtenido según la expresión $R_H = A_m / P_m$

Material	N
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto – cemento	0.011 – 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 – 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 – 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0,012 – 0,015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0,015 – 0,017
Gres vitrificado	0.011 – 0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011 – 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010 – 0.015
Metal corrugado	0.022 – 0.026
Colectores de ladrillo	0.013 – 0.017

Tabla 6-5. Coeficientes de rugosidad de Manning

Fuente: Título D de Reglamento Técnico del Sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2016.

Para el estudio hidráulico de los ramales horizontales de la red de desagües es necesario, en primer lugar, comprobar que los rangos de velocidades alcanzadas por el fluido no rebasen los límites marcados por normativa. Estos valores están comprendidos entre 0,4 m/s y 5 m/s. Valores inferiores al límite provocarán problemas de sedimentaciones, y por encima, erosiones a lo largo de la conducción.

6.3.1. DIMENSIONES DE LOS COLECTORES

En el Apéndice V se muestran los cálculos realizados para el dimensionamiento de la red de desagüe de cada edificio, dividida en tramos según vaya recogiendo las aguas servidas de cada aparato sanitario.

Según los resultados obtenidos, los colectores horizontales de cada planta tienen un diámetro creciente de 2" a 4" a medida que se incorporan aparatos sanitarios y cada vez que se añada un inodoro a la suma.

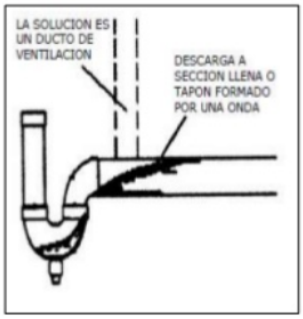
En el edificio 1 se proyectan tres bajantes de 4 pulgadas de diámetro, una sobre la fachada 2 y las otras dos con una disposición centrada en el edificio. Las aguas servidas de ambos edificios se unen en una caja de inspección y de ahí son conducidas por gravedad hasta la PTAR por una tubería de PVC 8".

6.3.2. VENTILACIÓN DEL SISTEMA

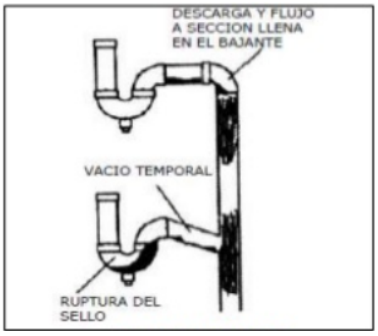
En general se plantean redes de ventilación del sistema de saneamiento con la finalidad de proteger los sellos hidráulicos de los sifones, evitando así los malos olores en el edificio.

Esta pérdida se podría dar de tres maneras diferentes:

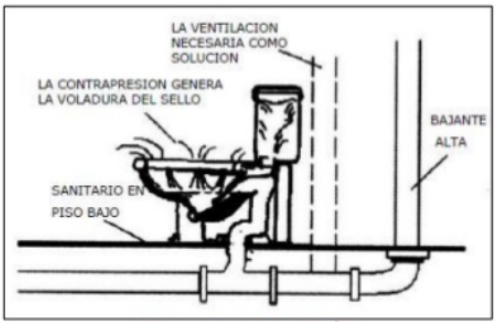
- Autosifonamiento directo: cuando el aparato, después de la descarga no aporta suficiente agua como para mantener el sello hidráulico.



- Autosifonamiento indirecto: en bajantes, cuando se genera una presión negativa ocasionada por el aparato sanitario instalado en una bajante utilizada también para la descarga de otro aparato situado en la parte superior de la bajante.



- Contrapresión: en aparatos situados en la base de la bajante, mediante una presión positiva en el interior del aparato.



En el caso de esta instalación se tienen 3 zonas de cuartos húmedos. Una de ellas se encuentra en la planta baja, y las otras dos en plantas primera y segunda respectivamente. Además, cada uno de los cuartos húmedos en plantas primera y segunda disponen cada uno de su propia bajante.

Así, no es posible que en la instalación se den los casos de autosifonamiento indirecto o contrapresión (al no haber sanitarios compartiendo bajante.

Aun así, para mejorar el funcionamiento del sistema se propone para los cuartos húmedos de plantas primera y segunda, prolongar la bajante hasta cubierta (15 cm por encima de la cubierta no transitable), con el mismo diámetro proyectado para la evacuación de aguas, cumpliendo así con el numeral 10.3.4. de la NTC 1500.

Tabla 10.10.4 Dimensión de la bajante de ventilación de evacuación

Dimensión de la bajante (pulgadas)	Máximo número de unidades de desagüe de aparatos (dfu)	
	Descarga total en un piso	Descarga total para la bajante
(1 ½)	1	2
(2)	2	4
(2 ½)	Sin límite	8
(3)	Sin límite	24
(4)	Sin límite	50
(5)	Sin límite	75
(6)	Sin límite	100
Para SI: 1 pulgada = 25,4 mm		

Tabla 6-6. Tabla 10.10.4. Dimensión de la bajante de ventilación de evacuación

Ya que el cálculo de la bajante se realiza en función de las unidades de desagüe a las que sirve, se prolongará la misma hasta la cubierta, dotándola de un sistema para impedir la entrada de aguas pluviales a través de la misma.

En cubierta, quedará 15 cm por encima del nivel de piso acabado de dicha cubierta.

6.4. CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Conocidos los caudales de las bajantes de cada uno de los edificios, se procede a calcular la red de alcantarillado que será la encargada de conducir las aguas residuales de los edificios hasta el pozo de bombeo de entrada de la PTAR.

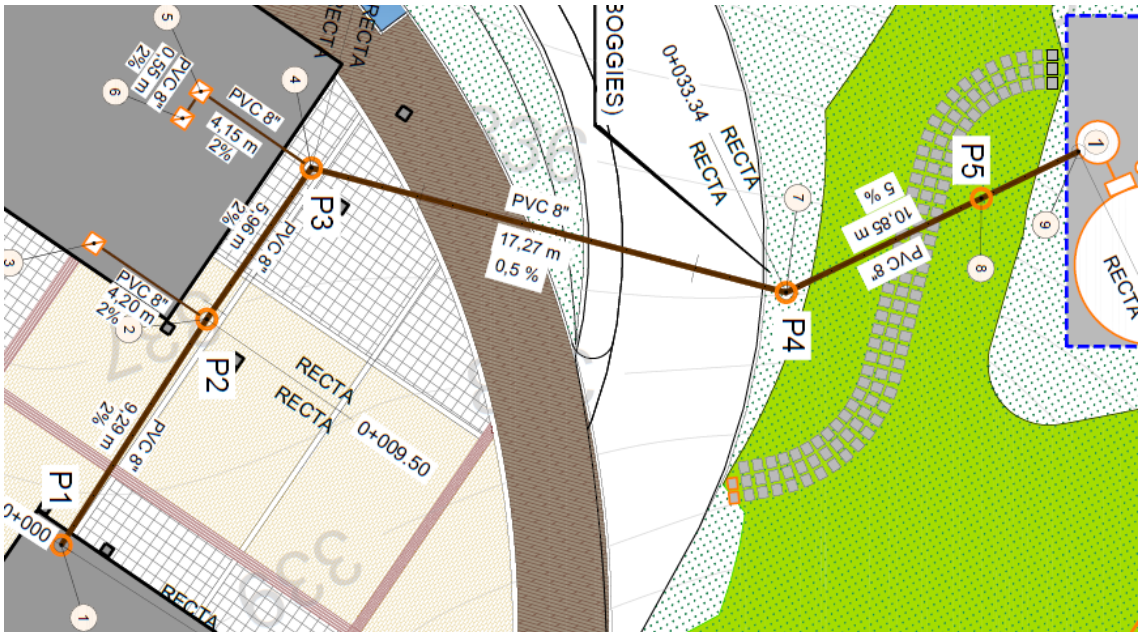


Imagen 6-2. Planta red de alcantarillado aguas residuales

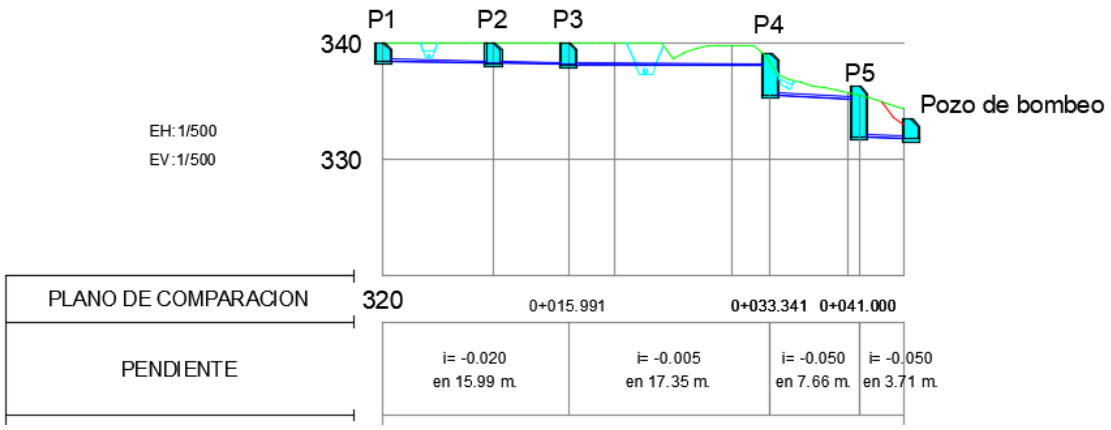


Imagen 6-3. Perfil red de alcantarillado aguas residuales

La distribución de los caudales provenientes de los edificios entre los distintos pozos que componen el alcantarillado es la siguiente:

- Pozo 1: pozo inicial de la conducción, donde vierten las aguas del Edificio 2 (Q1= 1.96 l/s).
- Pozo 2: vierten las aguas procedentes de la bajante de la cocina del Edificio 1 (Q2 = 0.49 l/s)
- Pozo 3: vierten las aguas procedentes de la bajante de los baños del Edificio 1 (Q3 = 2.51 l/s).

Por tanto, el caudal circulante por cada tramo de la conducción es:

Tramo	Caudal	Caudal (l/s)
P1-P2	Q1	1.96
P2-P3	Q1 + Q2	2.45
P3-P4	Q1 + Q2 +Q3	4.96
P4-P5	Q1 + Q2 +Q3	4.96
P5 - PTAR	Q1 + Q2 +Q3	4.96

6.4.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Conocido el caudal que circulará por cada colector se puede proceder al dimensionamiento del mismo. El dimensionamiento se realiza en dos etapas sucesivas:

1. Mediante una hoja de cálculo de elaboración propia se realiza un predimensionamiento de los colectores para determinar pendientes máximas y mínimas admitidas y el diámetro de diseño. Este paso se realizará mediante la formulación Manning, adoptando en primer lugar un coeficiente de rugosidad típico según el material y, posteriormente, calculando el coeficiente definitivo en función de la profundidad de flujo y el diámetro interno aplicando la formulación de Wong y Zhou.
2. Teniendo en cuenta los límites obtenidos anteriormente se realiza el trazado en planta y alzado de los colectores con sus correspondientes pozos de registro y resalto para adecuarse a la topografía existente. Conocido el trazado y alzado se implementa un modelo completo de la red mediante el programa SewerGEMS de Bentley, un potente programa informático para cálculo y explotación de redes de saneamiento. Con este modelo se puede evaluar el comportamiento de la red conociendo con exactitud cómo se comportará el sistema funcionando en conjunto. La formulación seguida en este punto será la de Darcy-Weisbach y de Colebroke-White.

Mediante este proceso de cálculo se ha efectuado el dimensionamiento de la red en dos etapas sucesivas y complementarias usando dos formulaciones distintas: una empírica (Manning) y otra racional (Colebroke-White).

Los criterios que se siguen para el dimensionamiento son los indicados en la Resolución 0330 de 2017 donde se fija la velocidad máxima en 5 m/s (artículo 142) y la velocidad mínima como aquella que genere un esfuerzo cortante en la pared de la tubería mínimo de 1,0 Pa (artículo 141). La relación máxima entre profundidad de flujo y diámetro de la tubería para permitir la aireación adecuada del flujo se establece en 85%.

Se establece un diámetro mínimo de 8".

6.4.1.1. FORMULACIÓN DE MANNING

Es una de las formulaciones más extendidas y de mayor aplicación en el análisis de flujos a lámina libre. La velocidad y caudal en una sección de flujo viene dada por la siguiente formulación:

$$J = \frac{v^2 \cdot n^2}{(R_h)^{2/3}}$$

Donde:

J: Pérdida de carga continua por unidad de longitud, en m/m (igual a la pendiente de la conducción o canal).

v: Velocidad de agua en la sección de flujo, en m/s.

n: Coeficiente de rugosidad de Manning, valor empírico adimensional que usualmente toma el valor de 0,009 para PEAD y 0,013 para hormigón.

R_h: radio hidráulico de la sección mojada, en m. Coeficiente entre la sección mojada en (m^2) y el perímetro mojado (en m).

A partir de la fórmula anterior se puede calcular la velocidad de flujo y este valor el caudal multiplicando la velocidad por la sección de flujo.

Esta fórmula es de aplicación en secciones de cualquier geometría.

El coeficiente de rugosidad de Manning que figura en la ecuación anterior corresponde al coeficiente que presenta la tubería fluyendo totalmente llena. Para el cálculo del coeficiente correspondiente a otras profundidades se ha empleado la ecuación de Wong y Zhou (2003):

$$\frac{n}{n_f} = 1 + 0.005\theta^{1.2}(2\pi - \theta)^{2.2}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning
- nf es el coeficiente de rugosidad de Manning a tubo lleno.
- θ es el ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería (rad).

Como valor inicial del coeficiente de rugosidad de Manning se ha considerado 0.011 (teniendo en cuenta que los valores recomendados para conductos de PVC, polietileno y fibra de vidrio oscilan entre 0.010 y 0.015). Con este valor, se procedió a calcular la profundidad del agua en cada tramo de las tuberías. Obtenida esta profundidad se procedió a calcular mediante la ecuación de Wong y Zhou la relación entre el coeficiente de rugosidad a sección parcialmente llena y a sección llena. Con el valor obtenido de la aplicación de esta ecuación en cada uno de los tramos se obtuvo un coeficiente promedio de n = 0.014. Finalmente se vuelven a realizar los cálculos con este nuevo coeficiente de rugosidad.

6.4.1.2. FORMULACIÓN DE DARCY – WEISBACH

Se usa la siguiente fórmula para calcular las pérdidas de carga continua por unidad de longitud, iguales a la pendiente de una conducción con sección parcialmente llena:

$$J = \frac{\Delta H_c}{L} = \frac{f}{ID} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Con:

J: Pérdida de carga continua por unidad de longitud, en m/m (igual a la pendiente de la conducción o canal).

ΔH_c: Pérdida de carga continua, en m.

L: Longitud del tramo, en m.

ID: Diámetro interior, en m.

v: Velocidad de agua en la sección de flujo, en m/s.

g: Aceleración de la gravedad, 9,81 m/s^2.

f: Coeficiente de pérdida de carga por unidad de longitud o coeficiente de fricción, adimensional.

EL coeficiente de fricción se calcula mediante la expresión de Colebrook-White:

$$f = \frac{0{,}25}{\left[log\left(\frac{k}{3{,}71 \cdot ID} + \frac{2{,}51}{Re \cdot \sqrt{f}}\right)\right]^2}$$

Siendo:

Re: Número de Reynolds, adimensional.

$$Re = \frac{v \cdot ID}{\nu_c}$$

ν_c: viscosidad cinemática del agua, en m^2/s. Se adopta $1{,}01 \cdot 10^6$ m^2/s para agua limpia y para aguas residuales, a falta de datos específicos, se toma el valor de $1{,}31 \cdot 10^6$ m^2/s.

k: Rugosidad equivalente de Nikuradse, en m. Se toma 0,2 mm para conducciones de PEAD y 0,5 mm para hormigón.

Al sustituir la fórmula del coeficiente de fricción en la de Darcy-Weisbach se obtiene la siguiente expresión:

$$v = -2\sqrt{2 \cdot J \cdot g \cdot ID} \cdot log\left(\frac{k}{3{,}71 \cdot ID} + \frac{2{,}51 \cdot \nu_c}{ID \cdot \sqrt{2 \cdot J \cdot g \cdot ID}}\right)$$

Esta fórmula es de aplicación a conducciones a sección llena, para su aplicación a sección parcialmente llena se debe sustituir el valor del diámetro interior ID por cuatro veces el radio hidráulico de forma que la fórmula queda definida de la siguiente forma:

$$= -2\sqrt{2 \cdot J \cdot g \cdot (4 \cdot R_H)} \cdot log\left(\frac{k}{3{,}71 \cdot (4 \cdot R_H)} + \frac{2{,}51 \cdot \nu_c}{(4 \cdot R_H) \cdot \sqrt{2 \cdot J \cdot g \cdot (4 \cdot R_H)}}\right)$$

6.4.2. DIMENSIONAMIENTO DEL COLECTOR

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para un diámetro de 8". Se observa que se cumplen los límites de velocidad establecidos, así como de relación de llenado de la tubería.

Tramo	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	D int (mm)	n Manning	Caudal (l/s)	Calado (mm)	% llenado	Velocidad (m/s)	N Froude	Esfuerzo cortante (Pa)
P1-P2	9.5	0.020	182	0.011	1.96	26.609	14.62%	0.831	2.07	3.45
P2-P3	6.49	0.020	182	0.011	2.45	29.602	16.26%	0.891	2.11	3.83
P3-P4	17.3	0.005	182	0.011	4.96	59.728	32.82%	0.668	1.17	1.76
P4-P5	7.66	0.050	182	0.011	4.96	33.414	18.36%	1.514	3.39	10.67
P5-PTAR	3.70	0.051	182	0.011	4.96	33.196	18.24%	1.528	3.43	10.90

Tabla 6-7. Resultados - Formulación de Manning (n valor inicial)

Tramo	nf	n/nf	n	Pendiente (m/m)	D int (mm)	Caudal (l/s)	Calado (mm)	% llenado	Velocidad (m/s)	N Froude	Esfuerzo cortante (Pa)
P1-P2	0.011	1.260	0.0139	0.020	182	1.96	29.768	16.36%	0.707	1.67	3.82
P2-P3	0.011	1.267	0.0139	0.020	182	2.45	33.225	18.26%	0.754	1.69	4.25
P3-P4	0.011	1.282	0.0141	0.005	182	4.96	68.143	37.44%	0.558	0.92	1.95
P4-P5	0.011	1.273	0.0140	0.050	182	4.96	37.637	20.68%	1.277	2.71	11.87
P5-PTAR	0.011	1.273	0.0140	0.051	182	4.96	37.385	20.54%	1.289	2.74	12.12

Tabla 6-8. Resultados - Formulación de Manning (n definitivo)

Considerando estas pendientes y diámetros se ha realizado el trazado en planta y alzado con sus correspondientes pozos de resalto. Este trazado ha sido procesado e introducido en el programa SewerGEMS para hacer un modelo conjunto del sistema.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos donde se puede comprobar que son similares a los calculados mediante Manning y acorde con los límites establecidos por la normativa.

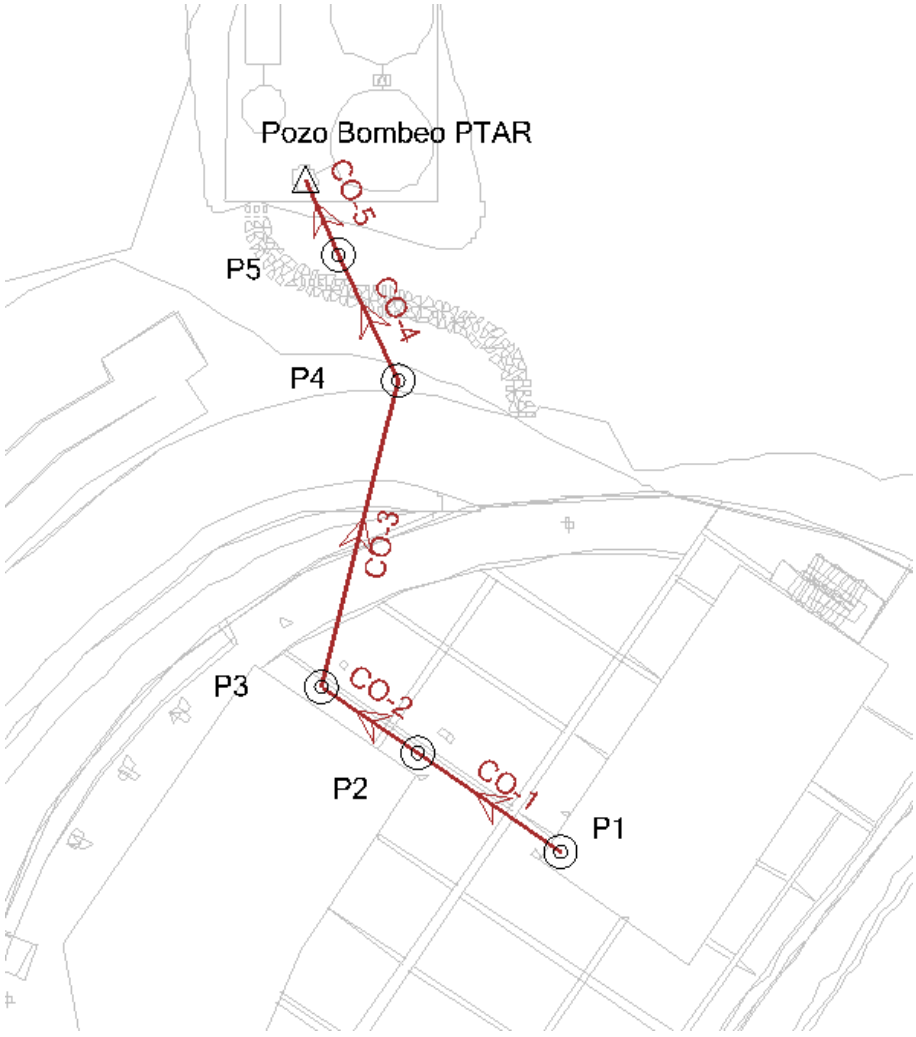


Imagen 6-4. Red aguas residuales modelada en SewerGEMS 8

Label	Start Node	Stop Node	Length (Scaled) (m)	Invert (Start) (m)	Invert (Stop) (m)	Slope (Calculated) (m/m)	Diameter (mm)	Material	Flow (Maximum) (L/s)	Velocity (m/s)	Depth/ Rise (%)	Froude Number	Headloss (m)
CO-1	P1	P2	9.6	338.46	338.27	0.020	182	PVC	1.96	0.420	18.20	0.744	0.16
CO-2	P2	P3	6.4	338.27	338.14	0.020	182	PVC	2.45	0.450	18.50	0.738	0.08
CO-3	P3	P4	17.4	338.14	338.06	0.005	182	PVC	4.96	0.580	36.20	0.843	0.09
CO-4	P4	P5	7.7	335.55	335.17	0.050	182	PVC	4.96	0.600	20.00	0.806	0.38
CO-5	P5	PTAR	4.5	331.98	331.79	0.042	182	PVC	4.96	0.610	21.00	0.831	0.19

Tabla 6-9. Resultados – Modelación hidráulica

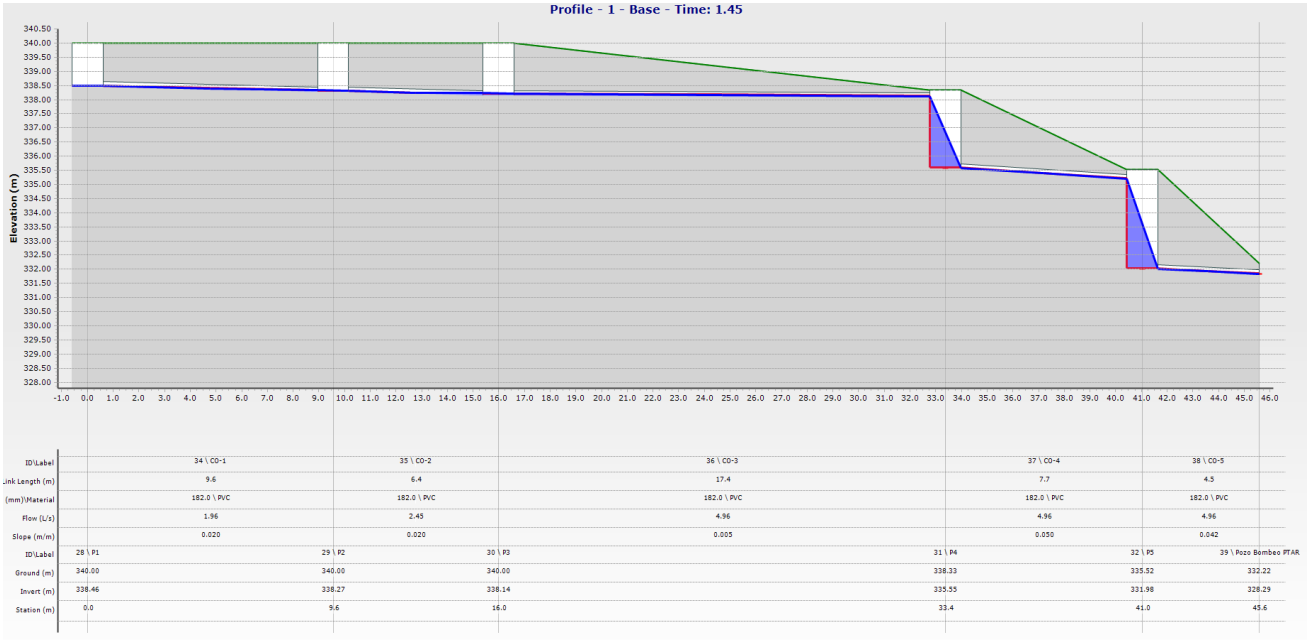


Imagen 6-5. Perfil hidráulico – SewerGEMS 8

7. RED DE AGUAS LLUVIA

7.1. RED AGUAS LLUVIA EN EDIFICIOS

Tanto en el edificio 1 como en el edificio 2, en su planta superior se plantean cubiertas planas sobre soporte estructural, acabadas en lámina impermeabilizante autoprotegida. En el caso del edificio 1, estas cubiertas se situarán sobre el forjado colaborante sobre la cocina, baños y barra. En el edificio 2 el soporte será el último forjado de concreto construido.

Para el tipo de cubierta con lámina impermeabilizante autoprotegida, no transitables, las pendientes serán como mínimo del 2%, y vendrán dadas por una capa de concreto aligerado sobre el soporte.

La terraza se configurará mediante una cubierta plana sobre soporte de concreto armado. Su formación de pendiente será como máximo del 1 % (ver plano), y vendrá dada por una capa de concreto aligerado sobre la capa soporte. El acabado de esta cubierta, transitable y útil, será un piso en baldosa.

Tanto en la cubierta transitable como en las no transitables se darán pendientes hacia los sumideros colocados.

Según normativa, los sumideros no tendrán un diámetro menor a las 4 pulgadas.

Se realiza el cálculo hidráulico como justificación de los diámetros obtenidos, pero se toma como criterio el sobredimensionamiento de la red. Esto es, más que por meramente los datos obtenidos en el cálculo, para facilitar y mejorar el mantenimiento del edificio, debido a que los sumideros y elementos de evacuación de agua en general, son susceptibles a sufrir obstrucciones por falta de mantenimiento, y esto puede influir al funcionamiento global del sistema.

La red de pluviales se traza de manera separativa a la de aguas residuales. Bajo cada bajante de pluviales deberá existir una arqueta a pie de bajante, que será registrable y se conectará con el resto de las arquetas pluviales, configurando así una red conjunta con la evacuación de aguas lluvias en la zona urbanizada.

El cálculo de los caudales de aguas lluvia se realiza mediante la fórmula del método racional:

$$Q = C * I * A$$

Donde:

C = Coeficiente de permeabilidad

A = Área de drenaje (m^2)

I = Intensidad promedio de lluvia en $mm/h/m^2$

Según el análisis realizado en el documento ESTUDIO DE AGENTES EXTERNOS del presente proyecto, se aprecian dos temporadas lluviosas: de marzo a mayo y de septiembre a noviembre. Teniendo en cuenta los registros de las cinco estaciones meteorológicas estudiadas (Apto Palonegro, La Laguna, U.I. Santander, La Paz, y Trigueros), se tiene una precipitación media anual de 1.750 mm. El promedio anual de la precipitación máxima en 24 horas es de 129,16 mm.

La red de aguas lluvias de la cubierta se diseña para la evacuación del caudal producido por la precipitación en el momento en que ésta ocurre, ya que las áreas donde se recolecta son muy pequeñas y no se debe considerar la reducción de éste a causa del tiempo de concentración, infiltración o evaporación por medio del terreno en razón de que es una superficie impermeable. En Colombia, según datos estadísticos, se puede usar una intensidad de 100 mm/hora/m^2 que equivale a 0,0278 l/s/m^2, correspondiente a una frecuencia de cinco años. de la seguridad (Rodríguez Díaz, 2005).

En el caso del cálculo de aguas lluvias de la zona de tierra se empleará, como se expone en el siguiente apartado, la intensidad correspondiente a la curva IDF obtenida para la zona de estudio.

El coeficiente de impermeabilidad para las cubiertas será del 100%.

Así, con el cálculo anteriormente descrito y la superficie proyectada de cada uno de los paños de cubierta utilizados, se comprueba la validez del diámetro utilizado para cada uno de los bajantes de cubierta y colectores, según las siguientes tablas:

Diámetro del tubo de bajada (pulgadas)[a]	Área de cubierta proyectada horizontalmente metros cuadrados (pies cuadrados)											
	Caudal de precipitación milímetros por hora (pulgadas por hora)											
	25 (1)	51 (2)	76 (3)	102 (4)	127 (5)	152 (6)	178 (7)	203 (8)	229 (9)	254 (10)	279 (11)	305 (12)
(2)	268 (2 880)	134 (1 440)	89 (960)	67 (720)	53 (575)	45 (480)	38 (410)	33 (360)	30 (320)	27 (290)	24 (260)	22 (240)
(3)	818 (8 800)	409 (4 400)	272 (2 930)	204 (2 200)	164 (1 760)	137 (1 470)	117 (1 260)	102 (1 100)	91 (980)	82 (880)	74 (800)	68 (730)
(4)	1 709 (18 400)	855 (9 200)	569 (6 130)	427 (4 600)	342 (3 680)	285 (3 070)	244 (2 630)	214 (2 300)	190 (2 045)	171 (1 840)	156 (1 675)	142 (1 530)
(5)	3 214 (34 600)	1 607 (17 300)	1 071 (11 530)	804 (8 650)	643 (6 920)	536 (5 765)	459 (4 945)	402 (4 325)	357 (3 845)	321 (3 460)	292 (3 145)	268 (2 880)
(6)	5 017 (54 000)	2 508 (27 000)	1 672 (17 995)	1 254 (13 500)	1003 (10 800)	836 (9 000)	717 (7 715)	627 (6 750)	557 (6 000)	502 (5 400)	456 (4 910)	418 (4 500)
(8)	10 776 (116 000)	5 388 (58 000)	3 592 (38 660)	2 694 (29 000)	2 155 (23 200)	1 794 (19 315)	1 539 (16 570)	1 347 (14 500)	1 197 (12 890)	1 078 (11 600)	980 (10 545)	892 (9 600)

Para SI: 1 pulgada = 25,4 mm, 1 pie cuadrado = 0,0929 m²

[a] Las dimensiones indicadas son para el diámetro de tubería circular. Esta tabla es aplicable para tubería de otras formas siempre que la forma de la sección transversal incluya totalmente un círculo del diámetro indicado en esta tabla. Para tubos de bajada rectangulares, vease la Tabla 12.6.2(2). Se permite la interpolación para tamaños de tuberías que caen entre las listadas en esta tabla.

Tabla 7-1. Tabla 12.6.2(1). Dimensión de conductos verticales y bajantes circulares de desagüe de aguas lluvias.

Diámetro de la tubería horizontal (pulgadas)	Área de cubierta proyectada horizontalmente metros cuadrados (pies cuadrados)					
	Caudal de precipitación milímetros por hora (pulgadas por hora)					
	25 (1)	51 (2)	76 (3)	102 (4)	127 (5)	152 (6)
1/8 de unidad vertical en 12 unidades horizontales (pendiente de 1 por ciento)						
(3)	305 (3 288)	153 (1 644)	102 (1 096)	76 (822)	61 (657)	51 (548)
(4)	699 (7 520)	349 (3 760)	233 (2 506)	167 (1 800)	140 (1 504)	116 (1 253)
(5)	1 241 (13 360)	621 (6 680)	414 (4 453)	310 (3 340)	248 (2 672)	207 (2 227)
(6)	1 988 (21 400)	994 (10 700)	663 (7 133)	497 (5 350)	398 (4 280)	331 (3 566)
(8)	4 273 (46 000)	2 137 (23 000)	1 424 (15 330)	1 068 (11 500)	855 (9 200)	706 (7 600)
(10)	7 692 (82 800)	3 846 (41 400)	2 564 (27 600)	1 923 (20 700)	1 540 (16 580)	1 282 (13 800)
(12)	12 374 (133 200)	6 187 (66 600)	4 125 (44 400)	3 094 (33 300)	2 476 (26 650)	2 062 (22 200)
(15)	20 252 (218 000)	10 126 (109 000)	6 763 (72 800)	5 528 (59 500)	4 422 (47 600)	3 683 (39 650)
1/4 de unidad vertical en 12 unidades horizontales (pendiente de 2 %)						
(3)	431 (4 640)	216 (2 320)	144 (1 546)	108 (1 160)	86 (928)	72 (773)
(4)	985 (10 600)	492 (5 300)	328 (3 533)	246 (2 650)	197 (2 120)	164 (1 766)
(5)	1 754 (18 880)	877 (9 440)	585 (6 293)	438 (4 720)	345 (3 716)	292 (3 146)
(6)	2 806 (30 200)	1 403 (15 100)	935 (10 066)	701 (7 550)	561 (6 040)	468 (5 033)
(8)	6 057 (65 200)	3 029 (32 600)	2 019 (21 733)	1 514 (16 300)	1 211 (13 040)	1009 (10 866)
(10)	10 851 (116 800)	5 425 (58 400)	3 618 (38 950)	2 713 (29 200)	2 169 (23 350)	1 807 (19 450)
(12)	17 465 (188 000)	8 733 (94 000)	5 816 (62 600)	4 366 (47 000)	3 493 (37 600)	2 912 (31 350)
(15)	31 214 (336 000)	15 607 (168 000)	10 405 (112 000)	7 804 (84 000)	6 248 (67 250)	5 202 (56 000)
1/2 de unidad vertical en 12 unidades horizontales (pendiente de 4 %)						
(3)	611 (6 576)	305 (3 288)	213 (2 295)	153 (1 644)	122 (1 310)	102 (1 096)
(4)	1 397 (15 040)	699 (7 520)	465 (5 010)	349 (3 760)	280 (3 010)	232 (2 500)
(5)	2 482 (26 720)	1 241 (13 360)	827 (8 900)	621 (6 680)	494 (5 320)	413 (4 450)
(6)	3 976 (42 800)	1 988 (21 400)	1 273 (13 700)	994 (10 700)	797 (8 580)	663 (7 140)
(8)	8 547 (92 000)	4 273 (46 000)	2 847 (30 650)	2 137 (23 000)	1 709 (18 400)	1 423 (15 320)
(10)	15 942 (171 600)	7 971 (85 800)	5 128 (55 200)	3 846 (41 400)	3 080 (33 150)	2 564 (27 600)
(12)	24 749 (266 400)	12 374 (133 200)	8 250 (88 800)	6 187 (66 600)	4 942 (53 200)	4 125 (44 400)
(15)	44 220 (476 000)	22 110 (238 000)	14 753 (158 800)	11 055 (119 000)	8 853 (95 300)	7 362 (79 250)
Para SI 1 pulgada = 25,4 mm, 1 pie cuadrado = 0,0929 m².						

Tabla 7-2. Tabla 16.6.3. Dimensión de la tubería horizontal de desagüe de aguas lluvias

Así, se obtiene el siguiente dimensionamiento de elementos, acompañado del esquema representado en planos:

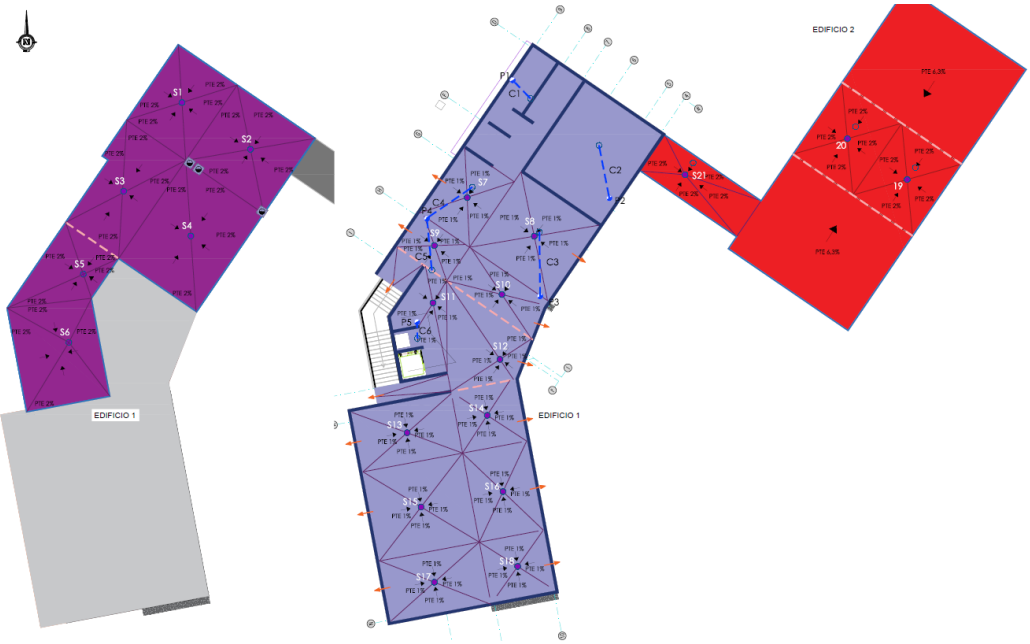


Imagen 7-1. Esquema de cubiertas

COLECTORES COLGADOS Y BAJANTES	Área (m^2)	I ($l/s/m^2$)	C	Q (l/s)	Q (mm/h)	Colector (Tabla 12.6.3) (pulg)	Colector proyecto (pulg)	Bajante (Tabla 12.6.2(1)) (pulg)	Bajante proyecto (pulg)
Edificio 1									
S1=C1=P1	31,06	0,0278	1,00	0,863	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S2=C2=P2	41,08	0,0278	1,00	1,142	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S3=C4	37,83	0,0278	1,00	1,052	100,08	3"	**4"**	-	-
S4=C3	53,47	0,0278	1,00	1,486	100,08	3"	**4"**	-	-
S5=C5	23,25	0,0278	1,00	0,646	100,08	3"	**4"**	-	-
S6=C6=P5	41,43	0,0278	1,00	1,152	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S7=C7	22,79	0,0278	1,00	0,634	100,08	3"	**4"**	-	-
S8=C8	41,07	0,0278	1,00	1,142	100,08	3"	**4"**	-	-
S9=C9	16,80	0,0278	1,00	0,467	100,08	3"	**4"**	-	-
S10=C10	19,06	0,0278	1,00	0,530	100,08	3"	**4"**	-	-
S11=C11	16,89	0,0278	1,00	0,470	100,08	3"	**4"**	-	-
S12=C12	28,44	0,0278	1,00	0,791	100,08	3"	**4"**	-	-
S13=C13	29,26	0,0278	1,00	0,813	100,08	3"	**4"**	-	-
S14=C14	19,56	0,0278	1,00	0,544	100,08	3"	**4"**	-	-
S15=C15	43,84	0,0278	1,00	1,219	100,08	3"	**4"**	-	-
S16=C16	28,12	0,0278	1,00	0,782	100,08	3"	**4"**	-	-
S17=C17	30,06	0,0278	1,00	0,836	100,08	3"	**4"**	-	-
S18=C18	19,44	0,0278	1,00	0,540	100,08	3"	**4"**	-	-
P3=C3+C8+C10	113,60	0,0278	1,00	3,158	100,08	-	-	3"	**4"**
P4=C4+C7+C9	77,42	0,0278	1,00	2,152	100,08	-	-	3"	**4"**
P6=C12+C14	48,00	0,0278	1,00	1,334	100,08	-	-	2"	**4"**
P7=C13+C15	73,10	0,0278	1,00	2,032	100,08	-	-	3"	**4"**
P8=C16+C17+C18	77,62	0,0278	1,00	2,158	100,08	-	-	3"	**4"**
Edificio 2									
S19=P10	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**4"**	3"	**4"**
S20=P9	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**4"**	3"	**4"**
S21=P11	24,28	0,0278	1,00	0,675	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**

Sumidero	Diám>4"
Desagüe	Diám>4"

Pendientes de todos los colectores = 2%

Tabla 7-3. Cálculo de colectores y bajantes pluviales del edificio

Se realiza la comprobación según las tablas mencionadas de los diámetros mínimos. Sin embargo, se realiza una homogeneización en dicha red, instalando todos los diámetros dentro del edificio (tanto sumideros, colectores y bajantes) con tuberías de PVC de diámetro 4".

Esta homogeneización se realiza para mantener un diámetro mínimo en la instalación que sea igual al mínimo necesario para los sumideros y sifones. Esto mejora el comportamiento del edificio al facilitar la evacuación de aguas, y contribuye en el mantenimiento del mínimo evitando posibles atascos relacionados con la utilización de diámetros estrechos.

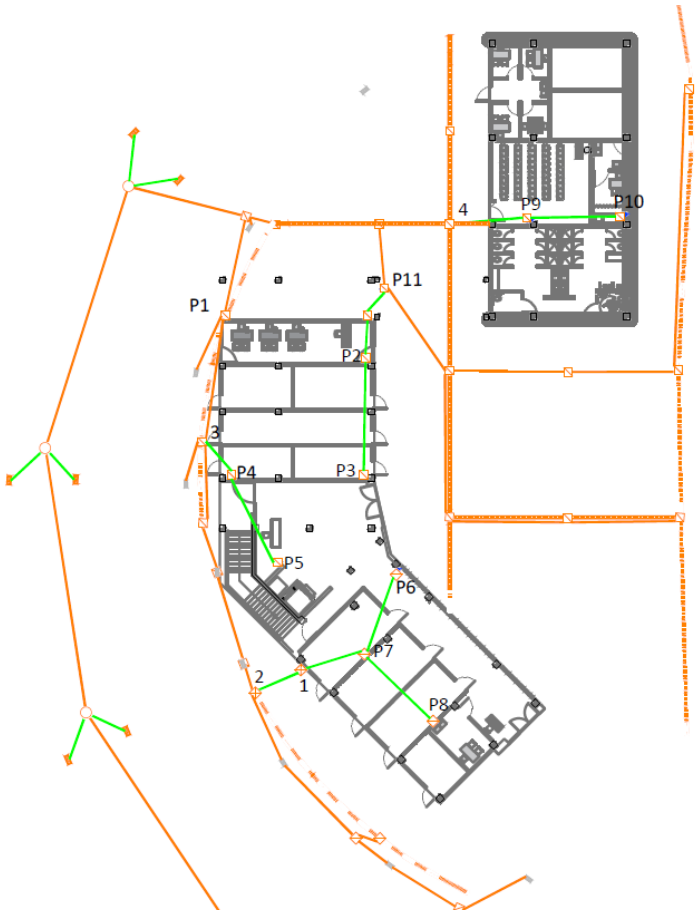


Imagen 7-2. Esquema de colectores enterrados de pluviales edificio

Al igual que con los colectores colgados, se realiza una comprobación de los diámetros obtenidos para los colectores enterrados de la instalación que acometen en la red de evacuación pluvial de la plaza.

Tras la comprobación, se produce la homogeneización de los diámetros de los colectores, teniendo en cuenta los criterios descrito anteriormente para la red colgada, considerando unas tuberías de 6".

COLECTORES ENTERRADOS	Área (m^2)	I ($l/s/m^2$)	C	Q (l/s)	Q (mm/h)	Colector (Tabla 12.6.3) (pulg)	Colector proyecto (pulg)
Edificio 1							
P10-P9	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**6"**
P9-4	218,00	0,0278	1,00	6,060	100,08	4"	**6"**
P8-P7	77,62	0,0278	1,00	2,158	100,08	3"	**6"**
P6-P7	48,00	0,0278	1,00	1,334	100,08	3"	**6"**
P7-1	198,72	0,0278	1,00	5,524	100,08	4"	**6"**
1-2	198,72	0,0278	1,00	5,524	100,08	4"	**6"**
P5-P4	41,43	0,0278	1,00	1,152	100,08	3"	**6"**
P4-3	118,85	0,0278	1,00	3,304	100,08	4"	**6"**
P3-P2	113,60	0,0278	1,00	3,158	100,08	4"	**6"**
P2-P11	137,88	0,0278	1,00	3,833	100,08	4"	**6"**

Tabla 7-4. Cálculo de colectores enterrados de pluviales del edificio

Según el punto 12.2 de la NTC 1500, no serán necesarios sifones en los desagües de cubierta debido a que estas aguas transcurren por bajantes de pluviales y no se produce conexión en ningún momento con la red de aguas residuales.

7.2. RED AGUAS LLUVIAS EN ZONA DE TIERRA

La recogida de aguas lluvias de la plazoleta se resuelve mediante un canal de drenaje integrado arquitectónicamente entre paños (para la ubicación del canal ver plano 4.2 Aguas lluvias. Zona de tierra). Estos canales ubicados entre los paños tendrán una pendiente constante del 0,5% en todos sus tramos e irán descargando y conectando unos con otros en arquetas integradas al propio canal. De estas arquetas partirán conducciones que son las que irán dándole pendiente a la recogida de aguas lluvias ya que la canaleta se encuentra siempre superficial al nivel de acabado del piso. Finalmente, desde la última arqueta se conectará con el primer pozo del vial de acceso a pantalanes.

En la zona cuyo piso se termina en tarima deck, la recogida de aguas pluviales se realizará por debajo de la misma, en una capa de formación de pendientes hasta sumideros conectados con la red general de recogida pluvial.

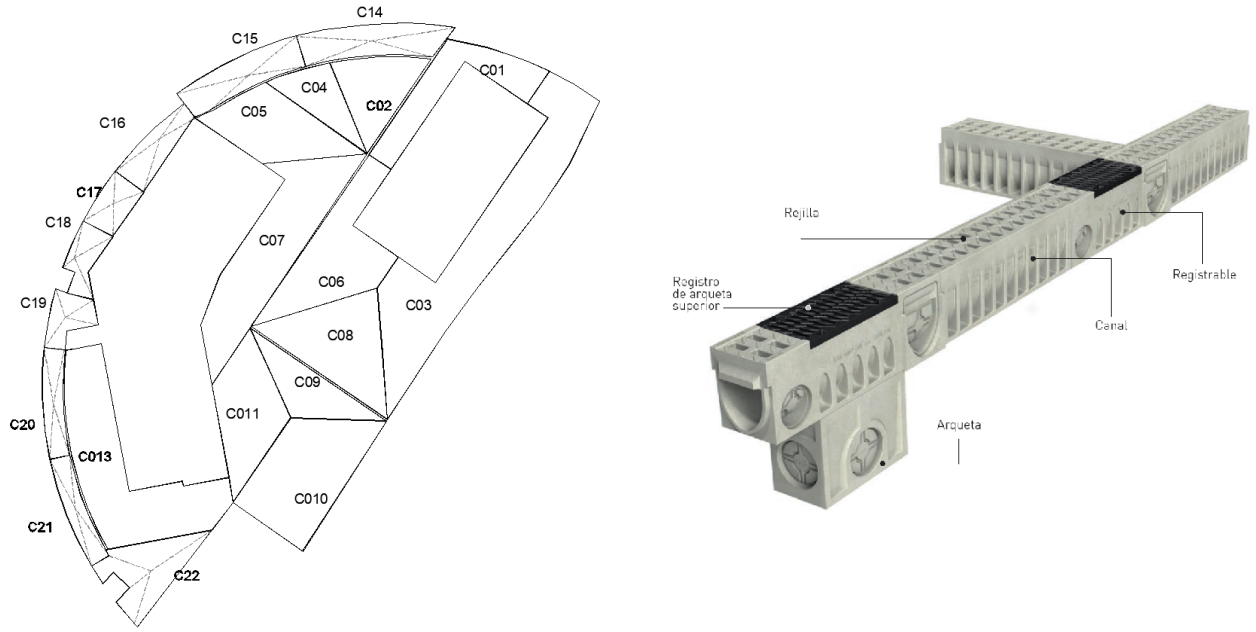


Imagen 7-3. Áreas de recogida de aguas lluvias en la zona de tierras y canal de drenaje

7.2.1. CÁLCULO DE CAUDALES - MÉTODO RACIONAL

Para la conversión de la lluvia en escorrentía se ha empleado el Método Racional Modificado de Témez, basado en el método racional. El método racional supone que el caudal máximo es el generado por la lluvia de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

La expresión empleada por el Método Racional Modificado de Témez es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3{,}6} \cdot K$$

Siendo:

Q = Caudal correspondiente al periodo de diseño seleccionado (m^3/s).

I = Intensidad de la precipitación correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).

A = Área de drenaje (km^2)

C = Coeficiente de escorrentía del suelo que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca, de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño y del periodo de retorno de diseño.

K = Coeficiente de uniformidad de la cuenca, es función del tiempo de concentración y tiene en cuenta el error introducido en la hipótesis de uniformidad temporal de la precipitación a medida que crece el tamaño de la cuenca. Se determina mediante la siguiente fórmula:

$$K = 1 + \frac{Tc^{1.25}}{Tc^{1.25} + 14}$$

El periodo de retorno considerado ha sido 5 años, de acuerdo con la normativa vigente.

7.2.1.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN, TC

Se define TIEMPO DE CONCENTRACIÓN como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, dicho tiempo será máximo.

Para el cálculo del tiempo de concentración que define la intensidad de diseño, se emplearon las siguientes ecuaciones descritas en el Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS (2011):

Ecuación de Kirpich:

$$T_c = 0{,}06628 \cdot \left(\frac{L}{S^{0{,}5}}\right)^{0{,}77}$$

Donde:

T_c Tiempo de concentración, en horas (h).

L Longitud del cauce principal, en kilómetros (km).

S Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

7.2.1.2. INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

Información de precipitaciones máximas

Para el cálculo de la intensidad de precipitación se han tenido en cuenta los datos históricos de precipitación máxima mensual en 24 horas de la estación pluviométrica La Paz (código 24060060) que se adjuntan en el Apéndice VII. Para este análisis se emplearon los registros mensuales de precipitación máxima mensual en 24 horas, los cuales se caracterizan por contar con registros de período mayor a 18 años.

Con el propósito de avalar el uso de la información hidrológica referida se ha realizado un análisis de homogeneidad y de consistencia para los registros mencionados.

Precipitación máxima mensual en 24 horas

Para el registro de años considerado se puede obtener la precipitación máxima anual en 24 horas como la máxima precipitación mensual del año considerado. A continuación, se muestra la tabla con dicha información.

Año	$P_{máx}$ (mm)
1989	120.0
1990	125.0
1991	135.0
1992	115.0
1993	128.0
1994	150.0
1996	91.0
1997	138.0
1998	125.0
2000	125.0
2002	128.0
2003	131.0
2004	120.0
2005	145.0
2006	137.0
2007	110.6
2008	145.2
2009	146.0

Tabla 7-5. Precipitación máxima anual 24 h

Posteriormente se ajustan los datos de la serie anual de la estación según la Distribución de GUMBEL, puesto que es la que mejor se ajusta a los datos de precipitaciones máximas.

Dicha distribución tiene la siguiente función:

$$F(x) = pr(X < x) = \exp\left(-\exp\left(\frac{-(x-\beta)}{\alpha}\right)\right)$$

Donde:

F(x)=pr(X<x) Función de distribución de frecuencia o probabilidad de que una precipitación X sea menor a un determinado valor x de precipitación.

α y β Parámetros de la distribución.

La distribución de Gumbel arroja las siguientes precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno:

Gumbel		
T	P max 24 h(mm)	Prob(Pmax<=x)
2	**127.01**	0.500
5	**142.85**	0.800

10	**153.33**	0.900
15	**159.24**	0.933
20	**163.38**	0.950
25	**166.57**	0.960
30	**169.17**	0.967
50	**176.40**	0.980
100	**186.15**	0.990
200	**195.87**	0.995
500	**208.69**	0.998

Tabla 7-6. Precipitación máxima para diferentes periodos de retorno

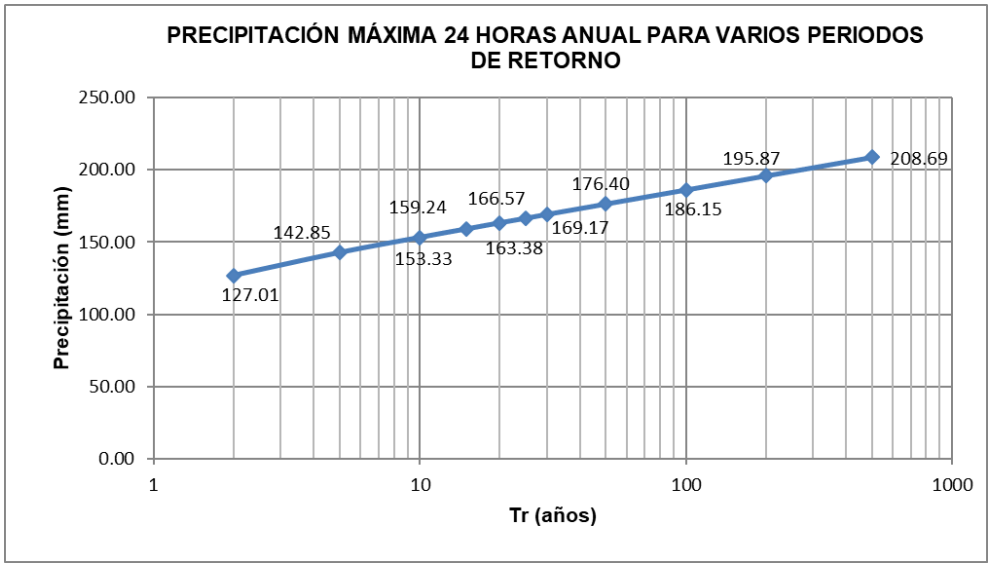


Imagen 7-4. Distribución de precipitación máxima para diferentes periodos de retorno

Curvas de Intensidad – Duración - Frecuencia

El análisis de precipitaciones máximas incluye la determinación de intensidades máximas, en el que se cuantifica la cantidad de lluvia caída en duraciones de 15, 30, 60, 120 y 360 minutos. Esta labor se realiza aplicando la metodología de Vargas y Díaz-Granados, la cual establece tres ecuaciones para la obtención de la curva de intensidad-duración-frecuencia:

Ecuación 1 *(ecuación 8 en la metodología de Vargas y Díaz-Granados):*

$$I = a \cdot \frac{T^b}{t^c} \cdot M^d$$

Ecuación 2 *(ecuación 9 en la metodología de Vargas y Díaz-Granados):*

$$I = a \cdot \frac{T^b}{t^c} \cdot M^d N^e$$

Ecuación 3 *(ecuación 11 en la metodología de Vargas y Díaz-Granados):*

$$I = a \cdot \frac{T^b}{t^c} \cdot M^d N^e P T^f$$

Siendo:

I Intensidad (mm/h).

T Período de retorno (años).

t Duración (horas).

M Promedio anual de la precipitación máxima anual (mm).

N Promedio del número de días con lluvia al año.

PT Precipitación media anual (mm)

a,b,c,d,e,f Coeficientes dependientes de la región.

Se ha empleado la ecuación nº 8 de Vargas y Díaz Granados. Teniendo en cuenta que la zona de estudio se encuentra dentro de la región Andina (R1) se tienen los siguientes parámetros: a = 0.94, b=0.18, c=0.66 y d=0.83; R^2=0.93.

Para el valor de M=129,16 mm de la estación La Paz (24060060), la curva IDF obtenida es la siguiente:

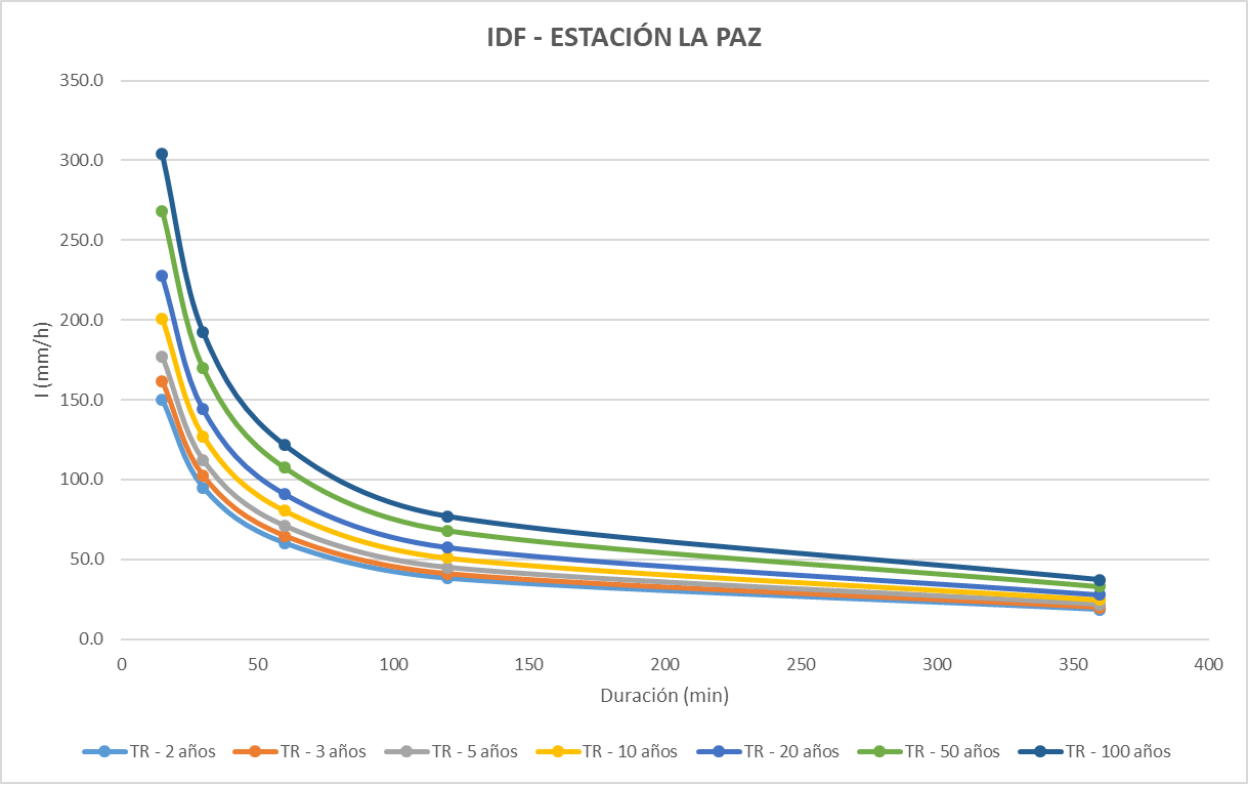


Imagen 7-5. Curvas IDF

Periodo de retorno

De acuerdo a lo indicado en la Tabla 16 del artículo 135 de la Resolución 0330 2017 y de la Tabla D.4.1 del Título D de la RAS 2016 se ha considerado un periodo de retorno de 5 años.

7.2.1.3. RESULTADOS DE CAUDALES

Se presenta a continuación el cálculo de los caudales para cada una de las áreas de aportación que figuran en la Imagen 7-3 y el periodo de retorno considerado (5 años), todos ellos calculados por el Método Racional Modificado de Témez.

Cuenca	A (m^2)	L (m)	i (m/m)	C	Tc (min)	I_{T-5} (mm/h)	Q_{T-5} (m^3/s)	Q_{T-5} (l/s)
C-01	61.66	23.98	0.005	1.00	11.73	208.47	0.004	3.571
C-02	48.67	13.74	0.005	1.00	11.13	215.86	0.003	2.918
C-03	168.36	37.74	0.005	1.00	12.45	200.40	0.009	9.372
C-04	32.94	21.34	0.005	1.00	11.58	210.23	0.002	1.924
C-05	69.56	12.81	0.005	1.00	11.07	216.62	0.004	4.186
C-06	90.73	20.60	0.005	1.00	11.54	210.74	0.005	5.311
C-07	122.82	27.68	0.005	1.00	11.93	206.13	0.007	7.032
C-08	83.72	18.40	0.005	1.00	11.41	212.30	0.005	4.937
C-09	41.75	16.10	0.005	1.00	11.27	214.00	0.002	2.482
C-10	105.68	23.82	0.005	1.00	11.72	208.57	0.006	6.123
C-11	70.49	23.29	0.005	1.00	11.69	208.92	0.004	4.091
C-13	137.6	29.24	0.005	1.00	12.01	205.18	0.008	7.843
C-14	44.76	15.53	0.005	1.00	11.24	214.44	0.003	2.666
C-15	40.57	13.20	0.005	1.00	11.09	216.30	0.002	2.438
C-16	25.58	9.58	0.005	1.00	10.85	219.43	0.002	1.559
C-17	19.71	5.91	0.005	1.00	10.59	223.04	0.001	1.221
C-18	18.92	7.25	0.005	1.00	10.69	221.65	0.001	1.165
C-19	19.15	5.95	0.005	1.00	10.59	222.99	0.001	1.186
C-20	22.34	11.09	0.005	1.00	10.96	218.08	0.001	1.353
C-21	22.5	11.40	0.005	1.00	10.98	217.81	0.001	1.361
C-22	47.56	12.10	0.005	1.00	11.02	217.21	0.003	2.870

Tabla 7-7. Caudales zona de tierras

7.2.2. DIMENSIONAMIENTO DE LA RED

Conocidos los caudales de diseño en el año horizonte es posible definir el diámetro de las conducciones mediante su dimensionamiento hidráulico. Para ello, se ha empleado la misma metodología que para el diseño del alcantarillado de aguas residuales, la cual se divide en dos fases sucesivas:

1. Mediante una hoja de cálculo de elaboración propia se realiza un predimensionamiento de los colectores para determinar pendientes máximas y mínimas admitidas y el diámetro de diseño. Este paso se realizará mediante la formulación Manning, adoptando en primer lugar un coeficiente de rugosidad típico según el material y, posteriormente, calculando el coeficiente definitivo en función de la profundidad de flujo y el diámetro interno.
2. Teniendo en cuenta los límites obtenidos anteriormente se realiza el trazado en planta y alzado de los colectores con sus correspondientes pozos de registro y resalto para adecuarse a la topografía existente. Conocido el trazado y alzado se implementa un modelo completo de la red mediante el programa SewerGEMS de Bentley, un potente programa informático para cálculo y explotación de redes de saneamiento. Con este modelo se puede evaluar el comportamiento de la red ante diversos caudales conociendo con exactitud cómo se comportará el sistema funcionando en conjunto. La formulación seguida en este punto será la de Darcy-Weisbach y de Colebroke-White.

Los criterios que se siguen para el dimensionamiento son los indicados en la Resolución 0330 de 2017 donse se fija la velocidad máxima en 5 m/s (artículo 150) y la velocidad mínima como aquella que genere un esfuerzo cortante en la pared de la tubería mínimo de 2,0 Pa (artículo 150). La relación máxima entre profundidad de flujo y diámetro de la tubería para permitir la aireación adecuada del flujo se establece en 93%.

Se establece un diámetro mínimo de 10".

7.2.2.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO

Se distinguen los siguientes colectores principales:

- **Colector 1:** colector que transcurre bajo el vial de acceso a pantalanes.

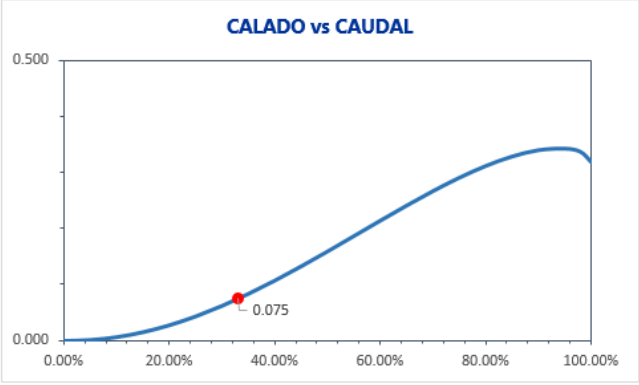
Todas las aguas recogidas mediante canaletas y tuberías en la zona de los edificios son vertidas al pozo 1 del vial de acceso a pantalanes. De este pozo parte una conducción de PVC DN 315 mm. El caudal total que llega a este pozo es de 75.608 l/s. A continuación, se muestra el diámetro obtenido para este colector.

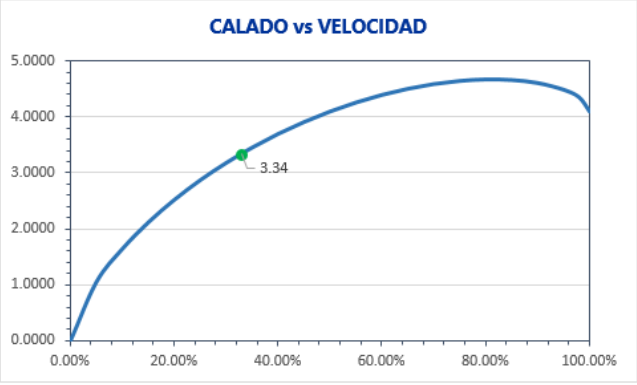
CARACTERÍSTICAS CONDUCTO

Diámetro interior	D_{int}	0.315	m
Material		PVC	
Rugosidad Manning	n	0.011	
Pendiente	i	0.060	m/m

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Caudal de diseño	Q_d	0.075	m^3/s
Área mojada	A_m	0.02	mm^2
Perímetro mojado	P_m	0.39	mm
Radio hidráulico	R_H	0.0581	m
Calado	y	0.104	m
Llenado		32.98%	
Velocidad	v	3.34	m/s





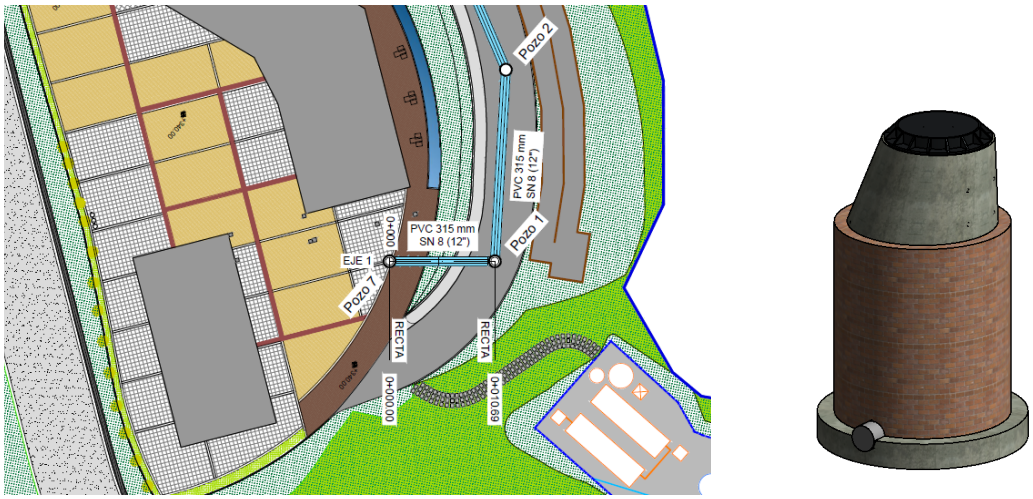


Imagen 7-6. Ubicación inicio colector pluviales y pozo

- **Colectores 2 y 3:** colectores ubicados en la zona de parqueadero.

En la zona de parqueadero, las aguas lluvias serán recogidas mediante imbornales conectados a una red PVC de diámetros DN 315 mm y DN 450 mm. Finalmente esta red verterá sus aguas a la cuneta de desagüe que proviene del vial de acceso.

La metodología seguida para el cálculo de los caudales de escorrentía del área de parqueadero es la descrita anteriormente. La tabla a continuación muestra las áreas y los caudales obtenidos:

Cuenca	A (m^2)	L (m)	i (m/m)	C	Tc (min)	I_{T-5} (mm/h)	Q_{T-5} (m^3/s)	Q_{T-5} (l/s)
Area 1	895.00	70.00	0.01	1.00	3.02	510.26	0.127	126.855
Area 2	1083.00	80.00	0.01	1.00	3.35	476.78	0.143	143.431

Tabla 7-8. Caudales zona parqueadero

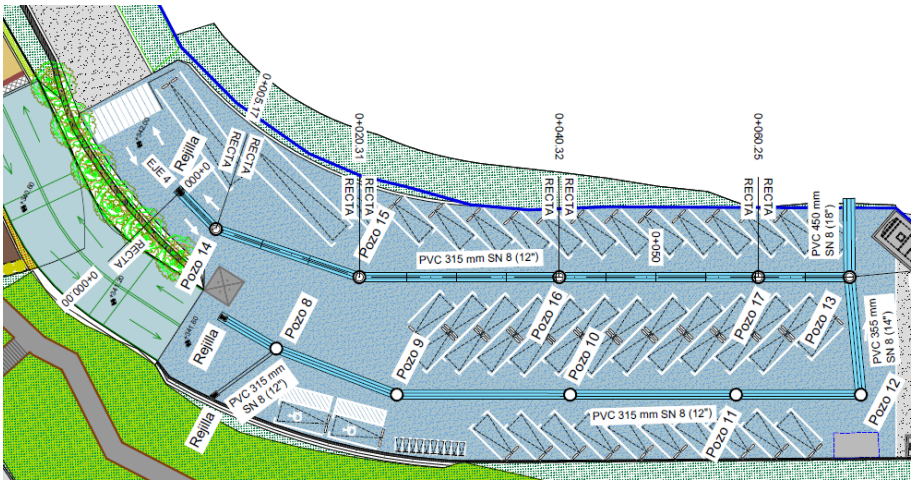


Imagen 7-7. Drenaje pluvial zona parqueadero

A continuación, se comprueban el dimensionamiento hidráulico de estos colectores:

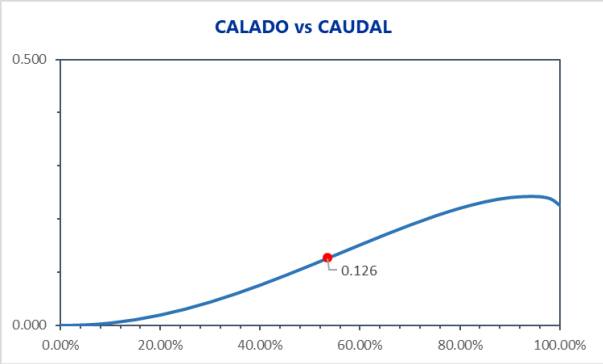
Colector 2 (desde los pozos 8 a 13):

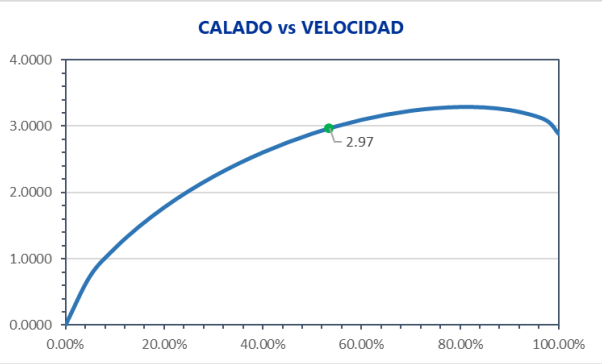
CARACTERÍSTICAS CONDUCTO

Diámetro interior	D_{int}	0.315	m
Material		PVC	
Rugosidad Manning	n	0.009	
Pendiente	i	0.020	m/m

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Caudal de diseño	Q_d	0.126	m^3/s
Área mojada	A_m	0.04	mm^2
Perímetro mojado	P_m	0.52	mm
Radio hidráulico	R_H	0.0821	m
Calado	y	0.169	m
Llenado		53.51%	
Velocidad	v	2.97	m/s





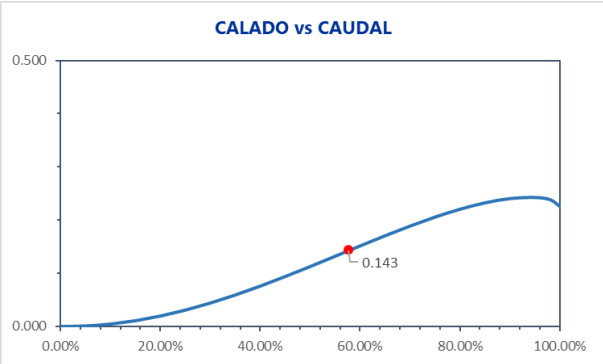
Colector 3 (del pozo 14 al 13):

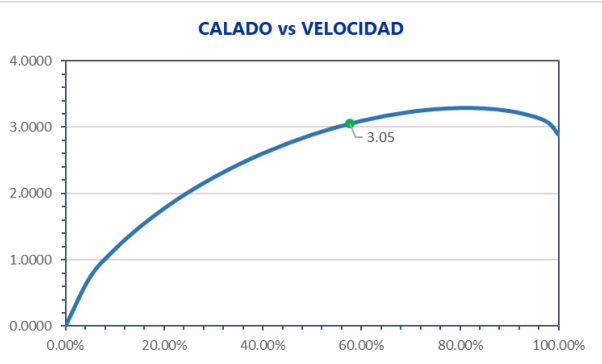
CARACTERÍSTICAS CONDUCTO

Diámetro interior	D_{int}	0.315	m
Material		PVC	
Rugosidad Manning	n	0.009	
Pendiente	i	0.020	m/m

CÁLCULOS HIDRÁULICOS

Caudal de diseño	Q_d	0.143	m^3/s
Área mojada	A_m	0.05	mm^2
Perímetro mojado	P_m	0.54	mm
Radio hidráulico	R_H	0.0857	m
Calado	y	0.182	m
Llenado		57.71%	
Velocidad	v	3.05	m/s





7.2.2.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

Tras realizar un pre-diseño de la red donde se ha obtenido una aproximación de los diámetros de las principales conducciones se procede a realizar una modelación y dimensionamiento de la red por tramos empleando el programa SEWERGEMS V8 de Bentley y compatible con EPA-SWMM. Su principal ventaja frente a otros programas de modelización y cálculo, es su compatibilidad con otros programas, entre ellos Autocad y ArcGis.

Los elementos que componen el modelo implementado son:

- Nodos:
  - ID.
  - Tipo de nodo: cámaras, uniones ficticias o puntos de salida de la red.
  - Caudales de aportación, en las cámaras que proceda se fija la aportación de los caudales de determinados en el apartado 7.1.2.
  - Coordenadas UTM.
  - Nivel de terreno.
  - Cota de solera y área del cono de acceso (en caso de pozos).
  - Coeficiente de pérdidas (método Standard).
- Conductos
  - ID nodo aguas arriba.
  - ID nodo aguas abajo.
  - Sufijo de la conexión (permite identificar dos o más tramos que parten y llegan a los mismos nodos).
  - Longitud. Sección y dimensiones.
  - Coeficiente de rugosidad (Colebrook-White, Manning, 1/Manning).
  - Rugosidad de fondo (valor de la rugosidad en las 2/3 partes inferiores de la sección).
  - Rugosidad de la clave (valor de la rugosidad en la 1/3 parte superior de la sección).
  - Cota del fondo aguas arriba (nivel absoluto de la solera del tubo en su extremo aguas arriba),
  - Cota del fondo aguas abajo (nivel absoluto de la solera del tubo en su extremo aguas abajo).

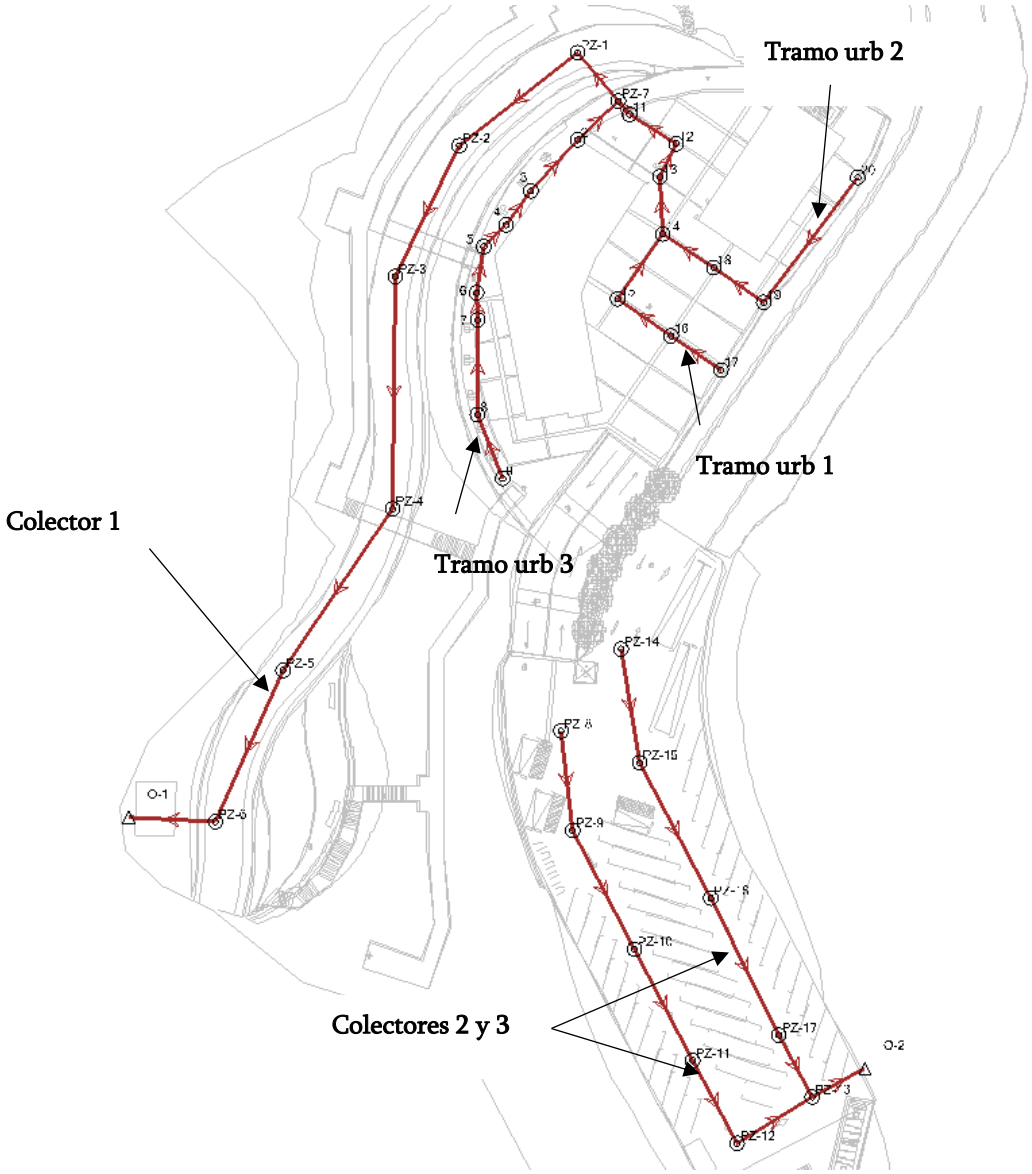


Imagen 7-8. Red pluvial modelada en SewerGEMS

Se han modelado los siguientes colectores:

a) **Zona edificios:** colectores que conectan las arquetas del canal de drenaje y que finalizan en la conexión con el primer pozo del vial de acceso a pantalanes. La nomenclatura de estos colectores para su identificación en el esquema del modelo y en las tablas de resultados es: tramo urb 1, tramo urb 2 y tramo urb 3.

b) **Vial de acceso:** colector 1 que transcurre bajo el vial.

c) **Zona de parqueaderos:** colectores 2 y 3.

Consideraciones hidráulicas del modelo

Esfuerzo cortante

En tuberías de alcantarillado se debe garantizar que los sedimentos que ingresen al sistema puedan moverse por acción del flujo hacia aguas abajo de las tuberías. Para esto, se debe garantizar un esfuerzo cortante mínimo, que, en este caso es de 2 Pa (artículo 149 de la Resolución 0330 de 2017). Con el fin de calcular el esfuerzo cortante se ha empleado la siguiente ecuación:

$$\tau = \gamma RS$$

Donde:

- τ es el esfuerzo cortante en la pared de la tubería (Pa).
- γ es el peso específico del agua (N/m^3).
- R es el radio hidráulico (m).
- S es la pendiente del tramo (m/m).

Pérdidas de carga

Para el cálculo de las pérdidas de carga el programa las realiza mediante el método standard:

$$h_m = k_m \frac{e_2^2}{2g}$$

Donde:

- h_m es la pérdida de energía en la cámara de inspección.
- k_m coeficiente de pérdidas menores según la siguiente a continuación.
- V_2 velocidad de flujo en la tubería de salida (m/s).

Descripción de la cámara[14]	K_m
Una tubería de entrada con un Δ = 0°	0,5
Una tubería de entrada con un Δ = 90°	0,8
Dos tuberías de entrada, ángulo entre ellas mayor a 90°	0,9
Múltiples tuberías de entrada (3 o más)	1,0

En cada uno de los nodos del modelo se ha introducido el coeficiente de pérdidas correspondiente según las alineaciones de las tuberías.

7.2.2.3. RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados hidráulicos obtenidos en cada tramo: velocidad, caudal, número de Froude, esfuerzo cortante, pérdidas, % llenado, etc.

En las tablas se observa que todos los tramos cumplen los límites establecidos por las normativas para velocidad mínima y máxima y para la relación máxima entre profundidad y diámetro la tubería:

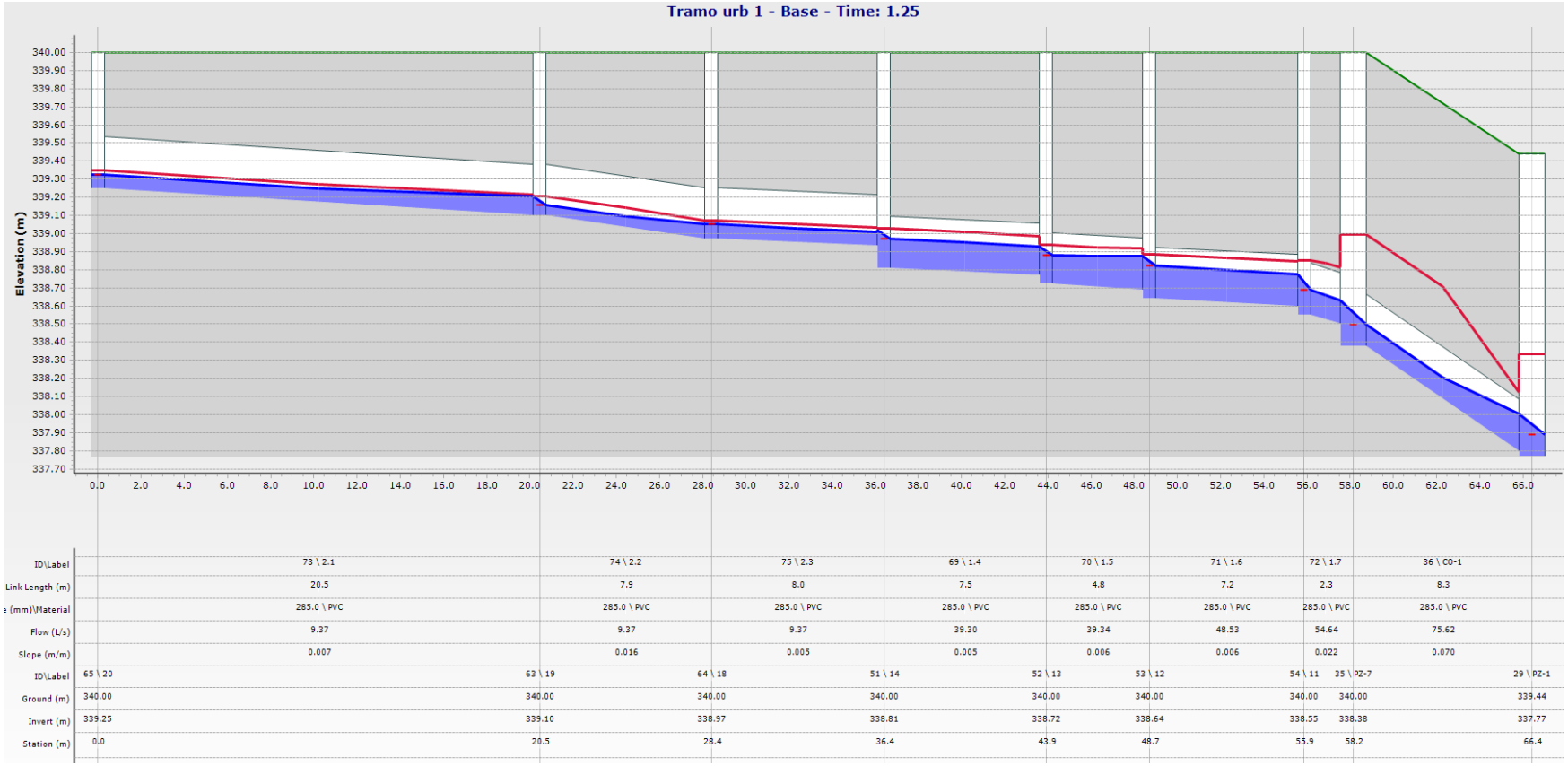
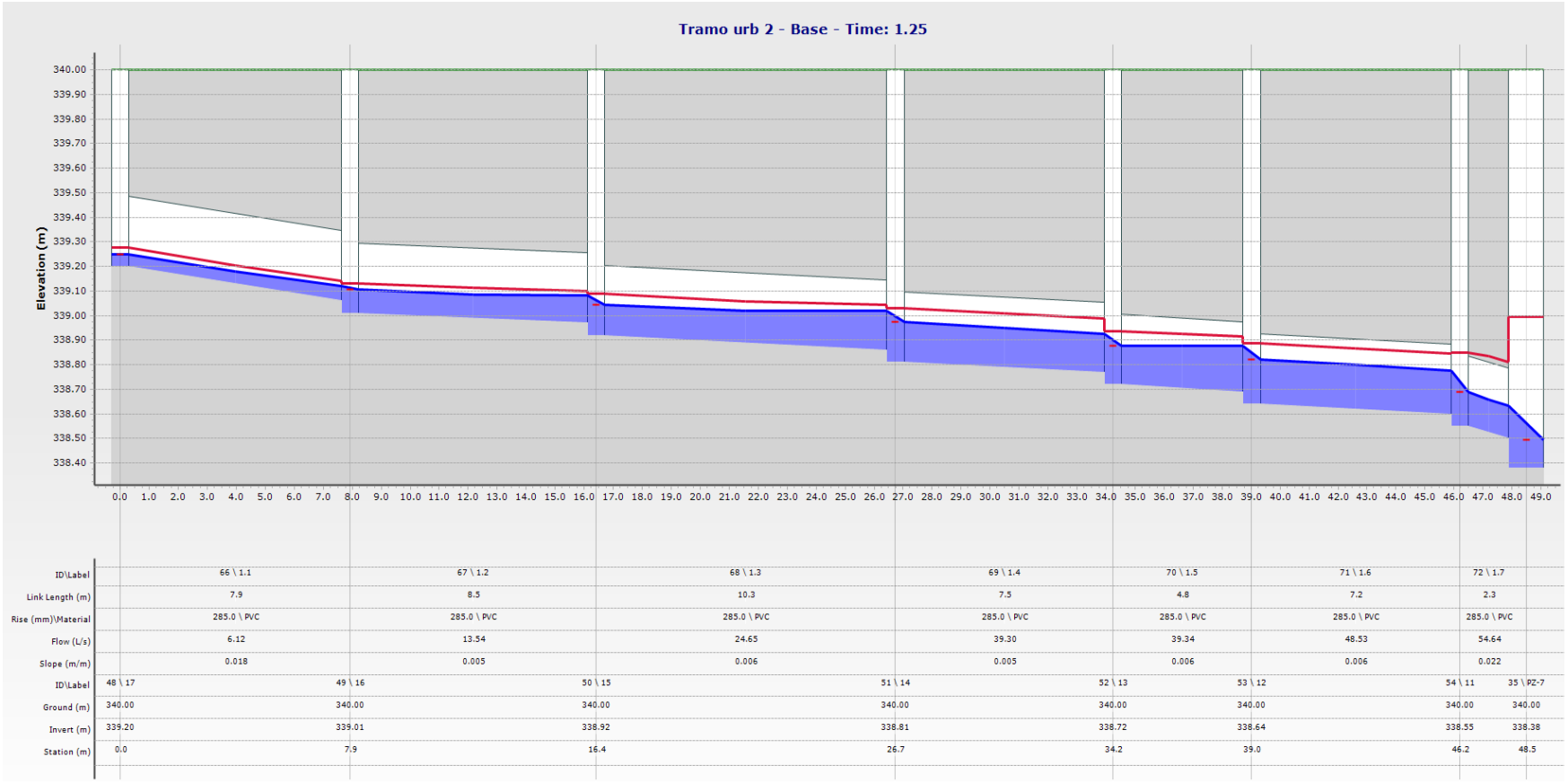


Imagen 7-9. Perfil hidráulico Tramo urb 1 – SewerGEMS 8



ID\Label	66 \ 1.1	67 \ 1.2	68 \ 1.3	69 \ 1.4	70 \ 1.5	71 \ 1.6	72 \ 1.7	
Link Length (m)	7.9	8.5	10.3	7.5	4.8	7.2	2.3	
Rise (mm)\Material	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	285.0 \ PVC	
Flow (L/s)	6.12	13.54	24.65	39.30	39.34	48.53	54.64	
Slope (m/m)	0.018	0.005	0.006	0.005	0.006	0.006	0.022	
ID\Label	48 \ 17	49 \ 16	50 \ 15	51 \ 14	52 \ 13	53 \ 12	54 \ 11	35 \ PZ-7
Ground (m)	340.00	340.00	340.00	340.00	340.00	340.00	340.00	340.00
Invert (m)	339.20	339.01	338.92	338.81	338.72	338.64	338.55	338.38
Station (m)	0.0	7.9	16.4	26.7	34.2	39.0	46.2	48.5

Imagen 7-10. Perfil hidráulico Tramo urb 2 – SewerGEMS 8

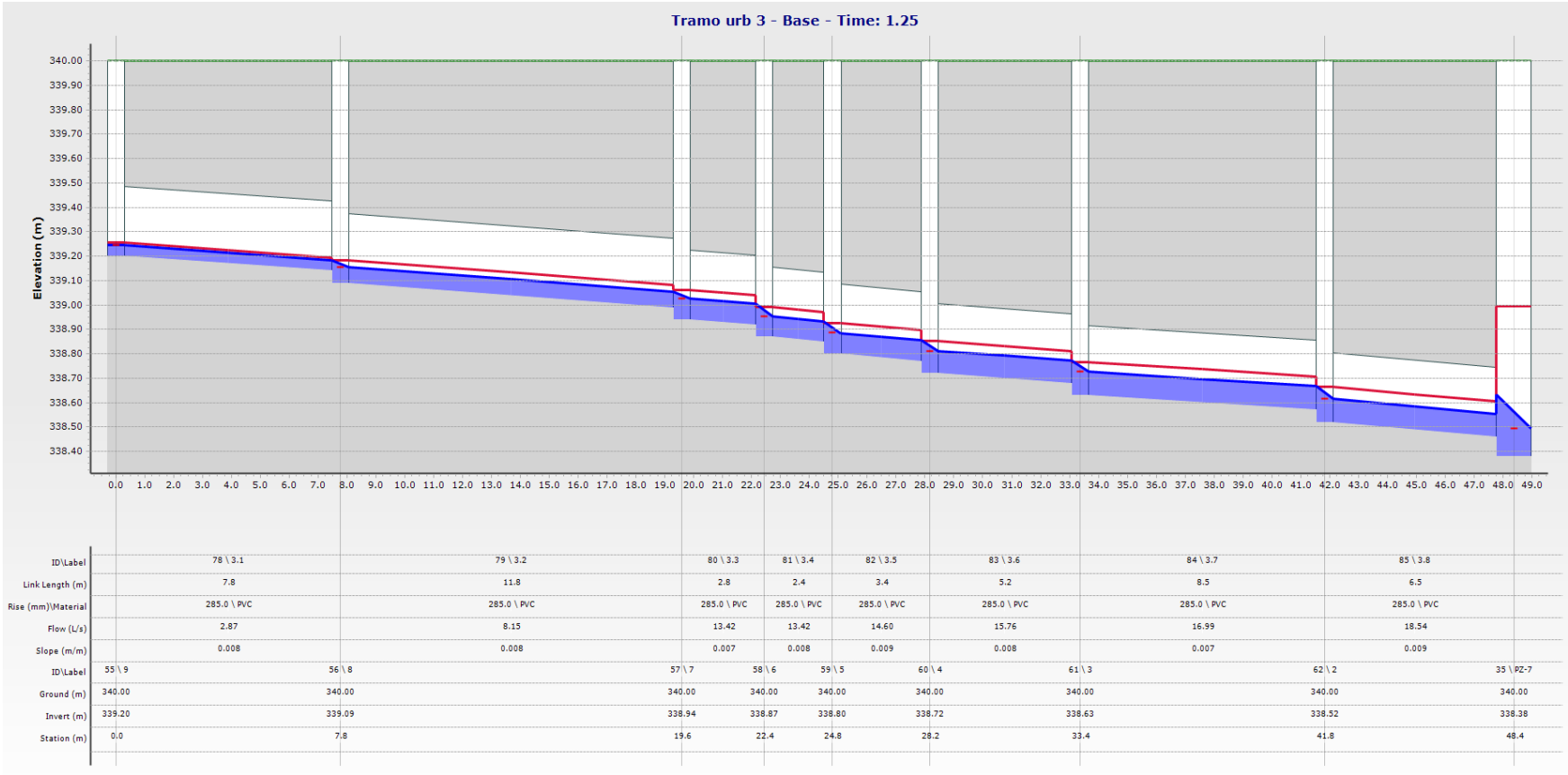


Imagen 7-11. Perfil hidráulico Tramo urb 3 – SewerGEMS 8

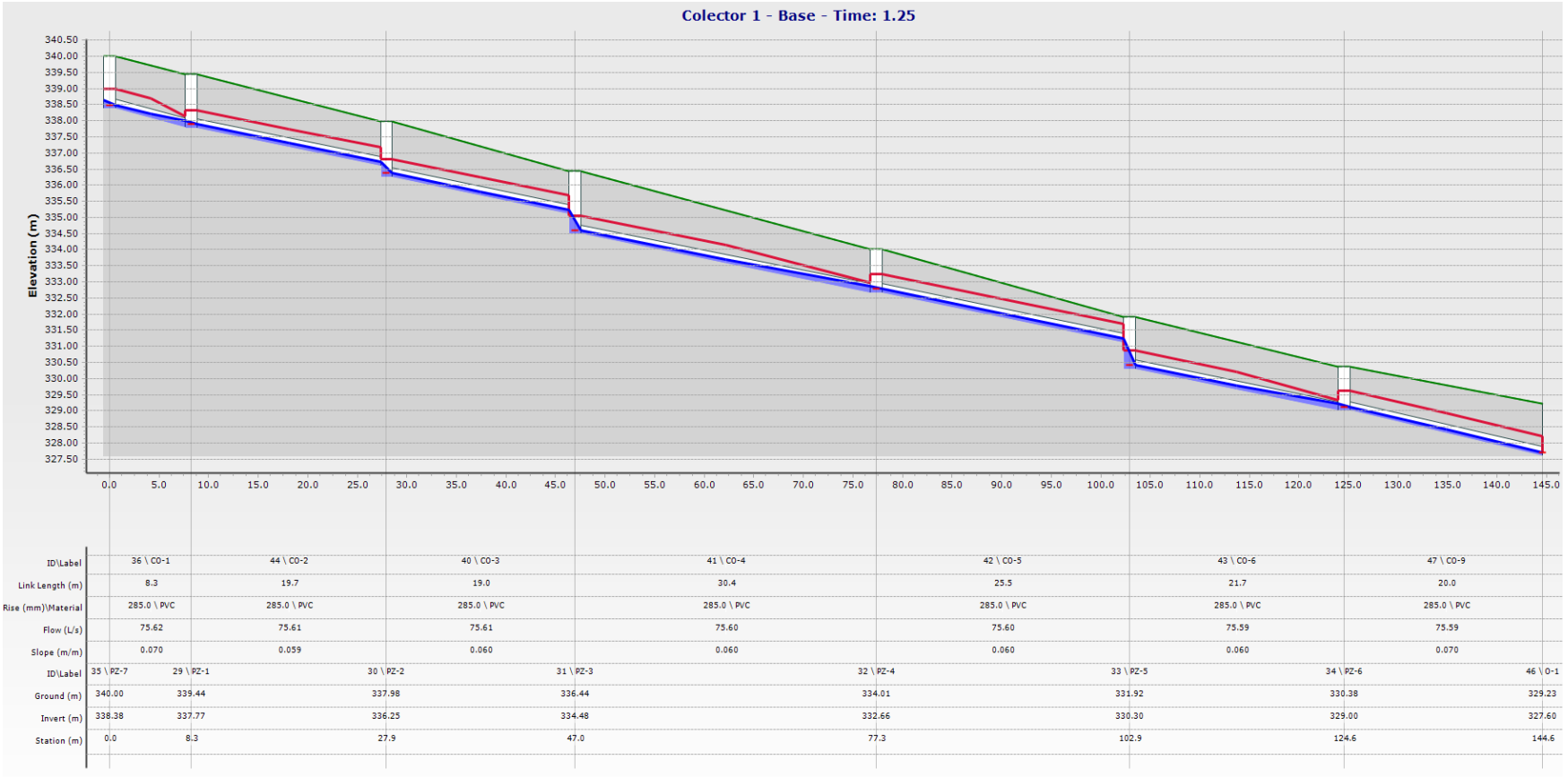


Imagen 7-12. Perfil hidráulico Colector 1 – SewerGEMS 8

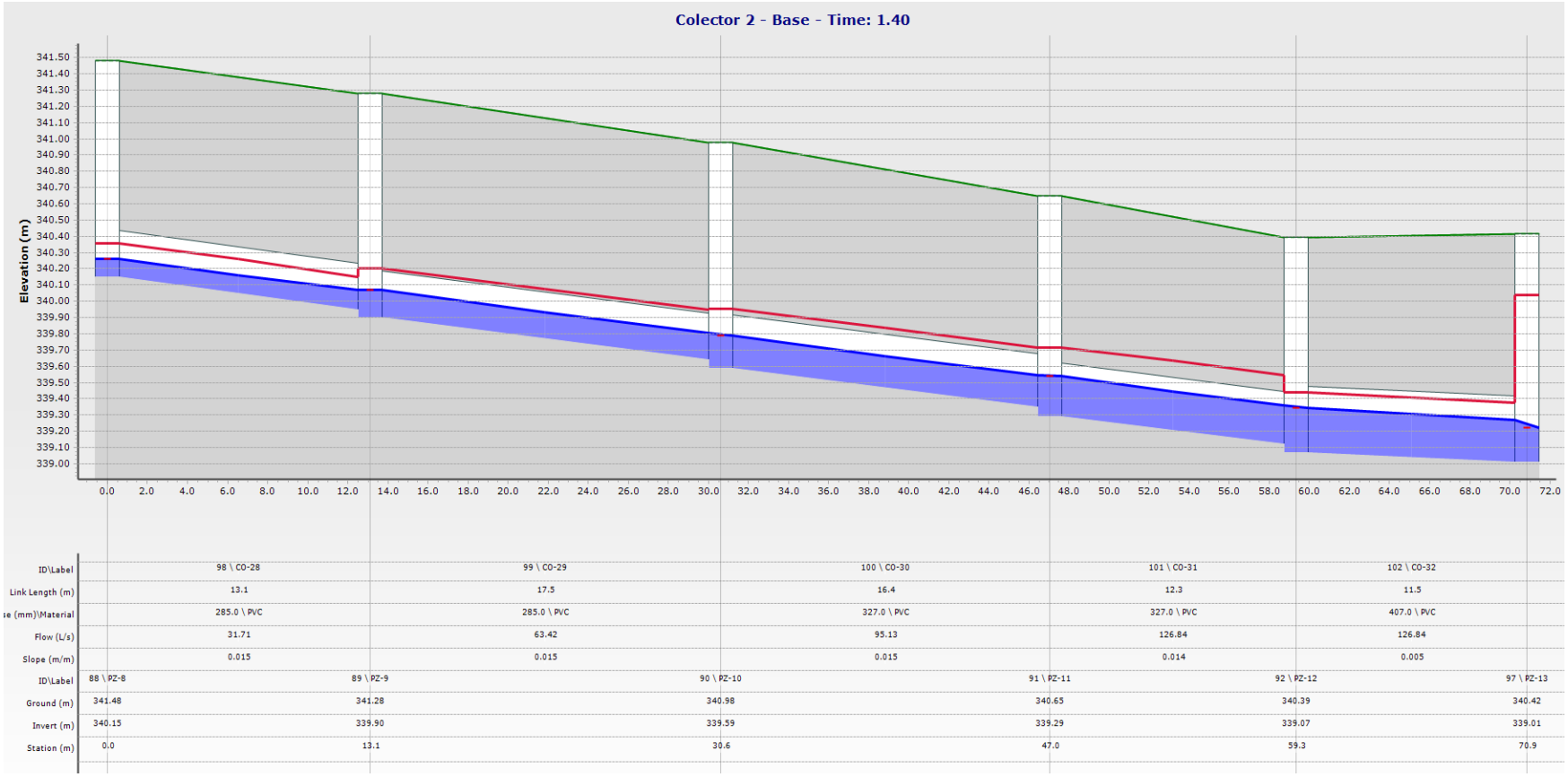


Imagen 7-13. Perfil hidráulico Colector 2 – SewerGEMS 8

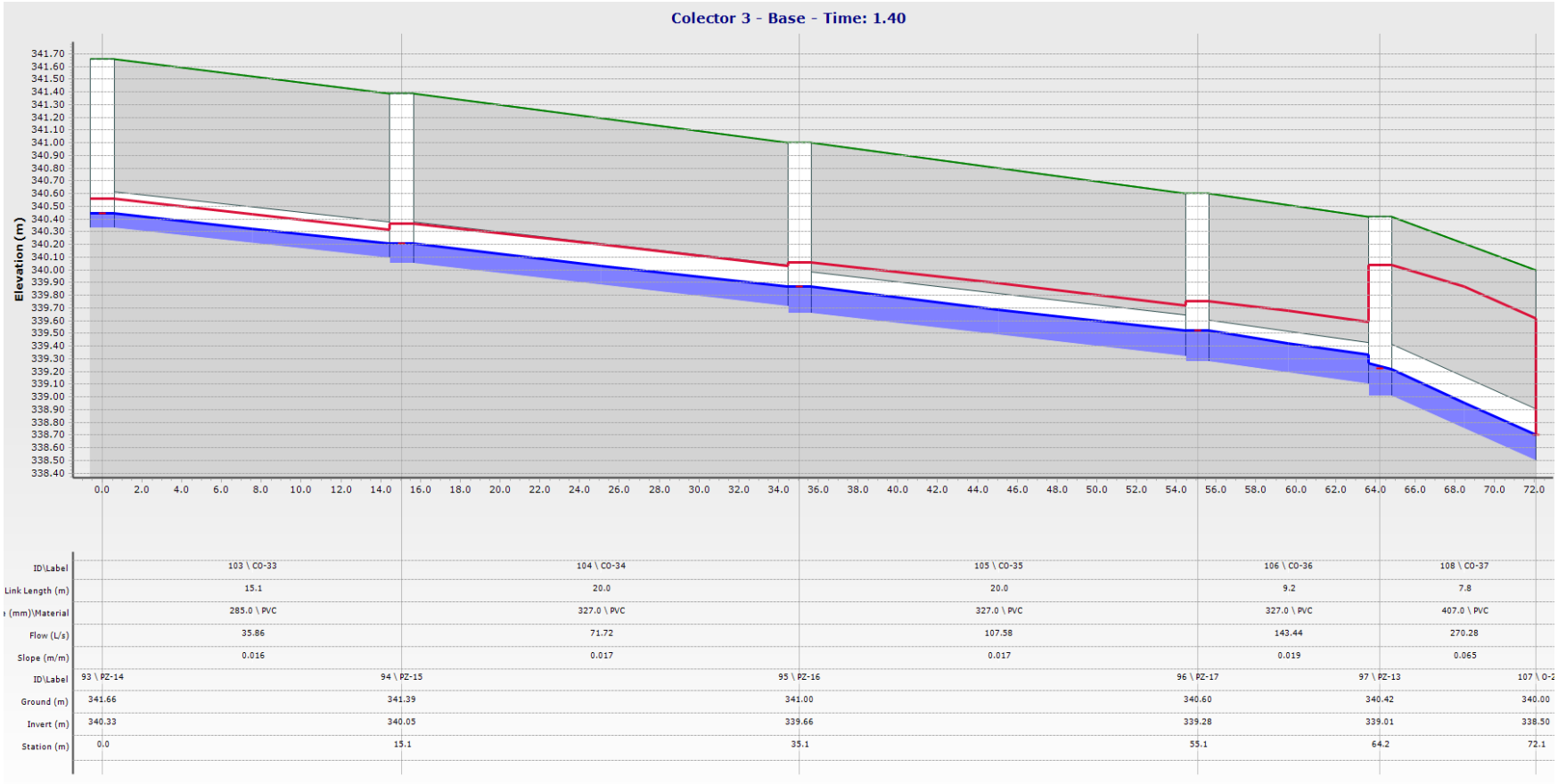


Imagen 7-14. Perfil hidráulico Colector 3 – SewerGEMS 8

Colector	Label	Nodo inicio	Nodo fin	Longitud (m)	Cota inicio (m)	Cota fin (m)	Pendiente (m/m)	Diámetro (mm)	Material	Q (l/s)	V (m/s)	% llenado	Manning (nf)	N Froude	Pérdidas (m)	Profundidad (m)	(θ)	Area M (mm^2)	Pm (mm)	Rh (mm)	Esfuerzo cortante (Pa)	n/nf	n
Tramo urb 1	1.1	17	16	7.90	339.1	339.06	0.005	285.00	PVC	6.12	0.60	21.6	0.011	0.924	0.04	61.56	1.93	10137.74	275.52	36.80	1.93	1.2800	0.0141
	1.2	16	15	8.50	339.01	338.97	0.005	285.00	PVC	13.54	0.77	32.1	0.011	0.950	0.02	91.49	2.41	17674.54	343.33	51.48	2.70	1.2826	0.0141
	1.3	15	14	10.30	338.92	338.86	0.006	285.00	PVC	24.66	0.89	44.9	0.011	0.907	0.02	127.97	2.94	27761.70	418.56	66.33	4.18	1.2597	0.0139
	1.4	14	13	7.50	338.81	338.77	0.005	285.00	PVC	39.34	1.11	54.4	0.011	1.000	0.03	155.04	3.32	35466.26	472.79	75.01	3.94	1.2304	0.0135
	1.5	13	12	4.80	338.72	338.69	0.006	285.00	PVC	39.34	0.95	62	0.011	0.781	0	176.70	3.63	41549.59	516.75	80.41	5.07	1.2013	0.0132
	1.6	12	11	7.20	338.64	338.6	0.006	285.00	PVC	51.16	1.22	62.6	0.011	0.997	0.04	178.41	3.65	42021.96	520.28	80.77	5.09	1.1989	0.0132
	1.7	11	PZ-7	2.30	338.55	338.5	0.022	285.00	PVC	57.27	2.14	43.6	0.011	2.228	0.05	124.26	2.88	26712.81	411.10	64.98	15.01	1.2630	0.0139
Tramo urb 2	2.1	20	19	20.50	339.2	339.1	0.005	285.00	PVC	9.37	0.71	26.1	0.011	0.981	0.06	74.39	2.14	13251.13	305.64	43.36	2.28	1.2842	0.0141
	2.2	19	18	7.90	339.1	338.97	0.016	285.00	PVC	9.37	0.93	19.3	0.011	1.406	0.11	55.01	1.82	8631.05	259.26	33.29	5.59	1.2756	0.0140
	2.3	18	14	8.00	338.97	338.93	0.005	285.00	PVC	9.37	0.69	26.5	0.011	0.951	0.04	75.53	2.16	13537.21	308.23	43.92	2.31	1.2844	0.0141
Tramo urb 3	3.1	9	8	9.00	339.2	339.16	0.004	285.00	PVC	25.86	0.95	44.2	0.011	0.980	0.02	125.97	2.91	27196.52	414.54	65.61	2.76	1.2615	0.0139
	3.2	8	7	12.40	339.11	339.04	0.006	285.00	PVC	42.05	1.15	55.9	0.011	1.017	0.04	159.32	3.38	36678.11	481.39	76.19	4.80	1.2251	0.0135
	3.3	7	6	3.60	338.99	338.98	0.003	285.00	PVC	56.71	1.22	68.3	0.011	0.932	0.02	194.66	3.89	46422.29	554.47	83.72	2.64	1.1739	0.0129
	3.4	6	5	6.10	338.93	338.91	0.003	285.00	PVC	56.71	1.21	68.8	0.011	0.918	0.02	196.08	3.91	46799.43	557.54	83.94	2.64	1.1716	0.0129
	3.5	5	4	4.10	338.86	338.84	0.005	285.00	PVC	64.99	1.29	73.6	0.011	0.922	0.01	209.76	4.12	50328.41	587.77	85.63	4.50	1.1488	0.0126
	3.6	4	3	5.50	338.79	338.76	0.005	285.00	PVC	71.95	1.35	77.8	0.011	0.909	0.01	221.73	4.32	53253.13	615.70	86.49	4.54	1.1276	0.0124
	3.7	3	2	9.10	338.71	338.66	0.006	285.00	PVC	78.07	1.40	81.6	0.011	0.891	0.03	232.56	4.51	55734.72	642.65	86.73	5.46	1.1075	0.0122
	3.8	2	PZ-7	7.30	338.61	338.57	0.005	285.00	PVC	84.32	1.45	85.8	0.011	0.853	0.05	244.53	4.74	58252.37	675.12	86.28	4.53	1.0843	0.0119
Colector 1	CO-1	PZ-7	PZ-1	8.30	338.38	337.8	0.07	285.00	PVC	149.42	4.25	54	0.011	3.854	0.47	153.90	3.30	35142.51	470.50	74.69	54.90	1.2318	0.0136
	CO-2	PZ-1	PZ-2	19.70	337.77	336.6	0.059	285.00	PVC	149.22	3.99	56.8	0.011	3.496	1.17	161.88	3.41	37403.21	486.56	76.87	47.62	1.2218	0.0134
	CO-3	PZ-2	PZ-3	19.00	336.25	335.11	0.06	285.00	PVC	149.02	3.99	56.7	0.011	3.507	1.14	161.60	3.41	37322.73	485.98	76.80	48.38	1.2221	0.0134
	CO-4	PZ-3	PZ-4	30.40	334.49	332.66	0.06	285.00	PVC	149.01	4.00	56.6	0.011	3.517	1.73	161.31	3.41	37242.22	485.41	76.72	48.34	1.2225	0.0134
	CO-5	PZ-4	PZ-5	25.50	332.66	331.12	0.06	285.00	PVC	149.23	4.01	56.5	0.011	3.525	1.54	161.03	3.40	37161.70	484.83	76.65	48.29	1.2229	0.0135
	CO-6	PZ-5	PZ-6	21.70	330.3	329	0.06	285.00	PVC	149.35	4.01	55	0.011	3.557	1.17	156.75	3.34	35951.45	476.22	75.49	47.56	1.2283	0.0135
	CO-9	PZ-6	O-1	11.40	329	327.6	0.07	285.00	PVC	148.99	4.24	54	0.011	3.850	1.4	153.90	3.30	35142.51	470.50	74.69	54.90	1.2318	0.0136
Colector 2	CO-28	PZ-8	PZ-9	13.10	340.15	339.95	0.015	285.00	PVC	63.43	1.92	51.4	0.011	1.799	0.2	146.49	3.20	33033.98	455.66	72.50	11.42	1.2406	0.0136
	CO-29	PZ-9	PZ-10	17.50	339.9	339.64	0.015	285.00	PVC	63.43	1.87	52.4	0.011	1.737	0.2	149.34	3.24	33845.63	461.36	73.36	11.55	1.2373	0.0136
	CO-30	PZ-10	PZ-11	16.40	339.59	339.35	0.015	285.00	PVC	126.86	2.16	86.5	0.011	1.259	0.27	246.53	4.78	58645.15	680.90	86.13	13.57	1.0803	0.0119
	CO-31	PZ-11	PZ-12	12.30	339.29	339.12	0.014	285.00	PVC	126.86	2.13	88	0.011	1.203	0.18	250.80	4.87	59457.74	693.72	85.71	12.60	1.0717	0.0118
	CO-32	PZ-12	PZ-13	11.50	339.07	339.01	0.005	328.00	PVC	126.86	1.58	90	0.011	0.792	0.09	295.20	5.00	80098.75	819.37	97.76	5.13	1.0600	0.0117
Colector 3	CO-33	PZ-14	PZ-15	15.10	340.33	340.09	0.016	285.00	PVC	71.72	2.02	54.5	0.011	1.822	0.24	155.33	3.32	35547.17	473.36	75.10	12.62	1.2301	0.0135
	CO-34	PZ-15	PZ-16	20.00	340.05	339.71	0.017	285.00	PVC	71.73	2.05	53.7	0.011	1.870	0.28	153.05	3.29	34899.56	468.79	74.45	13.29	1.2329	0.0136
	CO-35	PZ-16	PZ-17	20.00	339.66	339.32	0.017	295.00	PVC	143.44	2.38	82.6	0.011	1.462	0.36	243.67	4.56	60381.74	672.90	89.73	16.02	1.1020	0.0121
	CO-36	PZ-17	PZ-13	9.20	339.28	339.1	0.019	295.00	PVC	143.48	2.51	77.9	0.011	1.661	0.19	229.81	4.33	57128.03	638.02	89.54	17.86	1.1271	0.0124
	CO-37	PZ-13	O-2	7.80	339.01	338.5	0.065	407.00	PVC	270.54	4.81	44.7	0.011	4.103	0.52	181.93	2.93	56287.28	596.09	94.43	64.45	1.2602	0.0139
																							0.0132

Tabla 7-9. Resultados – Modelación hidráulica (n valor inicial)

Colector	Label	Nodo inicio	Nodo fin	Longitud (m)	Cota inicio (m)	Cota fin (m)	Pendiente (m/m)	Diámetro (mm)	Material	Q (l/s)	V (m/s)	% llenado	Manning's n	N Froude	Pérdidas (m)	Profundidad (m)	(θ)	Area M (mm^2)	Pm (mm)	Rh (mm)	Esfuerzo cortante (Pa)
Tramo urb 1	1.1	17	16	7.90	339.2	339.06	0.018	285.00	PVC	6.12	0.72	17.1	0.013	1.167	0.13	48.74	1.71	7252.39	243.00	29.85	5.64
	1.2	16	15	8.50	339.01	338.97	0.005	285.00	PVC	13.54	0.72	33.4	0.013	0.878	0.02	95.19	2.46	18665.60	351.23	53.14	2.79
	1.3	15	14	10.30	338.92	338.86	0.006	285.00	PVC	24.65	0.87	45.6	0.013	0.879	0.03	129.96	2.97	28327.70	422.56	67.04	4.22
	1.4	14	13	7.50	338.81	338.77	0.005	285.00	PVC	39.43	1.06	56.4	0.013	0.934	0.05	160.74	3.40	37081.15	484.26	76.57	4.02
	1.5	13	12	4.80	338.72	338.69	0.006	285.00	PVC	39.41	0.98	60.2	0.013	0.825	0	171.57	3.55	40124.10	506.23	79.26	4.99
	1.6	12	11	7.20	338.64	338.6	0.006	285.00	PVC	48.57	1.15	63	0.013	0.934	0.05	179.55	3.67	42336.03	522.64	81.00	5.10
	1.7	11	PZ-7	2.30	338.55	338.5	0.022	285.00	PVC	54.68	1.87	46.7	0.013	1.863	0.06	133.10	3.01	29218.51	428.85	68.13	15.74
Tramo urb 2	2.1	20	19	20.50	339.25	339.1	0.007	285.00	PVC	9.37	0.73	25.6	0.013	1.019	0.12	72.96	2.12	12895.52	302.38	42.65	3.13
	2.2	19	18	7.90	339.1	338.97	0.016	285.00	PVC	9.37	0.95	20.9	0.013	1.482	0.11	59.57	1.90	9672.57	270.64	35.74	6.00
	2.3	18	14	8.00	338.97	338.93	0.005	285.00	PVC	9.37	0.64	28	0.013	0.856	0.04	79.80	2.23	14622.10	317.83	46.01	2.42
Tramo urb 3	3.1	9	8	9.00	339.2	339.14	0.008	285.00	PVC	2.87	0.46	15.5	0.013	0.833	0.06	44.18	1.62	6292.48	230.65	27.28	2.29
	3.2	8	7	12.40	339.09	338.99	0.008	285.00	PVC	8.15	0.73	23.2	0.013	1.076	0.1	66.12	2.01	11221.31	286.45	39.17	3.29
	3.3	7	6	3.60	338.94	338.92	0.007	285.00	PVC	13.42	0.81	30.6	0.013	1.031	0.02	87.21	2.34	16544.15	334.12	49.52	3.64
	3.4	6	5	6.10	338.87	338.85	0.008	285.00	PVC	13.42	0.86	29.2	0.013	1.129	0.02	83.22	2.28	15502.98	325.40	47.64	4.00
	3.5	5	4	4.10	338.8	338.77	0.009	285.00	PVC	14.6	0.91	30	0.013	1.165	0.03	85.50	2.32	16096.22	330.39	48.72	4.60
	3.6	4	3	5.50	338.72	338.68	0.008	285.00	PVC	15.76	0.88	32.3	0.013	1.089	0.04	92.06	2.42	17826.35	344.55	51.74	4.35
	3.7	3	2	9.10	338.63	338.57	0.007	285.00	PVC	16.99	0.88	34.3	0.013	1.048	0.06	97.76	2.50	19357.43	356.65	54.28	3.99
	3.8	2	PZ-7	7.30	338.52	338.46	0.009	285.00	PVC	18.54	0.99	33.5	0.013	1.198	0.06	95.48	2.47	18742.24	351.83	53.27	5.03
Colector 1	CO-1	PZ-7	PZ-1	8.30	338.38	337.8	0.07	285.00	PVC	75.98	3.14	40.3	0.013	3.412	0.49	114.86	2.75	24067.86	392.03	61.39	45.12
	CO-2	PZ-1	PZ-2	19.70	337.77	336.6	0.059	285.00	PVC	75.9	2.96	42.2	0.013	3.135	1.17	120.27	2.83	25587.22	403.03	63.49	39.33
	CO-3	PZ-2	PZ-3	19.00	336.25	335.11	0.06	285.00	PVC	75.85	2.97	42.1	0.013	3.142	1.14	119.99	2.82	25507.01	402.46	63.38	39.93
	CO-4	PZ-3	PZ-4	30.40	334.49	332.66	0.06	285.00	PVC	75.89	2.97	42.1	0.013	3.144	1.74	119.99	2.82	25507.01	402.46	63.38	39.93
	CO-5	PZ-4	PZ-5	25.50	332.66	331.12	0.06	285.00	PVC	75.6	2.97	42	0.013	3.159	1.54	119.70	2.82	25426.82	401.88	63.27	39.86
	CO-6	PZ-5	PZ-6	21.70	330.3	329	0.06	285.00	PVC	75.59	2.97	42	0.013	3.151	1.19	119.70	2.82	25426.82	401.88	63.27	39.86
	CO-9	PZ-6	O-1	11.40	329	327.6	0.07	285.00	PVC	75.59	3.14	40.3	0.013	3.419	1.4	114.86	2.75	24067.86	392.03	61.39	45.12
Colector 2	CO-28	PZ-8	PZ-9	13.10	340.15	339.95	0.015	285.00	PVC	31.71	1.40	38.5	0.013	1.563	0.19	109.73	2.68	22639.13	381.53	59.34	9.35
	CO-29	PZ-9	PZ-10	17.50	339.9	339.64	0.015	285.00	PVC	63.42	1.68	57.3	0.013	1.463	0.27	163.31	3.43	37805.27	489.44	77.24	12.17
	CO-30	PZ-10	PZ-11	16.40	339.59	339.35	0.015	327.00	PVC	95.13	1.85	58.8	0.013	1.480	0.25	192.28	3.50	51351.86	571.50	89.85	14.15
	CO-31	PZ-11	PZ-12	12.30	339.29	339.12	0.014	327.00	PVC	127.43	1.95	73.3	0.013	1.286	0.18	239.69	4.11	65971.73	672.17	98.15	14.43
	CO-32	PZ-12	PZ-13	11.50	339.07	339.01	0.005	407.00	PVC	126.84	1.42	64.9	0.013	0.945	0.07	264.14	3.75	89361.58	762.47	117.20	6.15
Colector 3	CO-33	PZ-14	PZ-15	15.10	340.33	340.09	0.016	285.00	PVC	35.86	1.48	40.5	0.013	1.603	0.24	115.43	2.76	24227.29	393.20	61.62	10.35
	CO-34	PZ-15	PZ-16	20.00	340.05	339.71	0.017	327.00	PVC	71.72	1.81	47.7	0.013	1.666	0.34	155.98	3.05	39532.42	498.60	79.29	14.15
	CO-35	PZ-16	PZ-17	20.00	339.66	339.32	0.017	327.00	PVC	107.61	2.02	60.6	0.013	1.581	0.34	198.16	3.57	53239.91	583.50	91.24	16.29
	CO-36	PZ-17	PZ-13	9.20	339.28	339.1	0.019	327.00	PVC	143.86	2.25	71.3	0.013	1.537	0.19	233.15	4.02	64057.83	657.55	97.42	19.44
	CO-37	PZ-13	O-2	7.80	339.01	338.5	0.065	407.00	PVC	274.74	4.25	49.3	0.013	3.415	0.52	200.65	3.11	63890.71	633.62	100.84	68.82

Tabla 7-10. Resultados – Modelación hidráulica (n definitivo)

7.2.3. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA DEL CANAL DE DRENAJE

Conocidos los caudales de cada una de las áreas vertientes de la zona de los edificios y teniendo en cuenta la distribución de éstas áreas hacia los sumideros se tiene un caudal máximo por canaleta de 10 l/s (correspondiente al área C-03). Se proyecta un canal de drenaje de ancho 0,15 m y pendiente del 0,5%, con capacidad suficiente para transportar dicho caudal. A continuación, se muestra la comprobación realizada mediante el software HCanales:

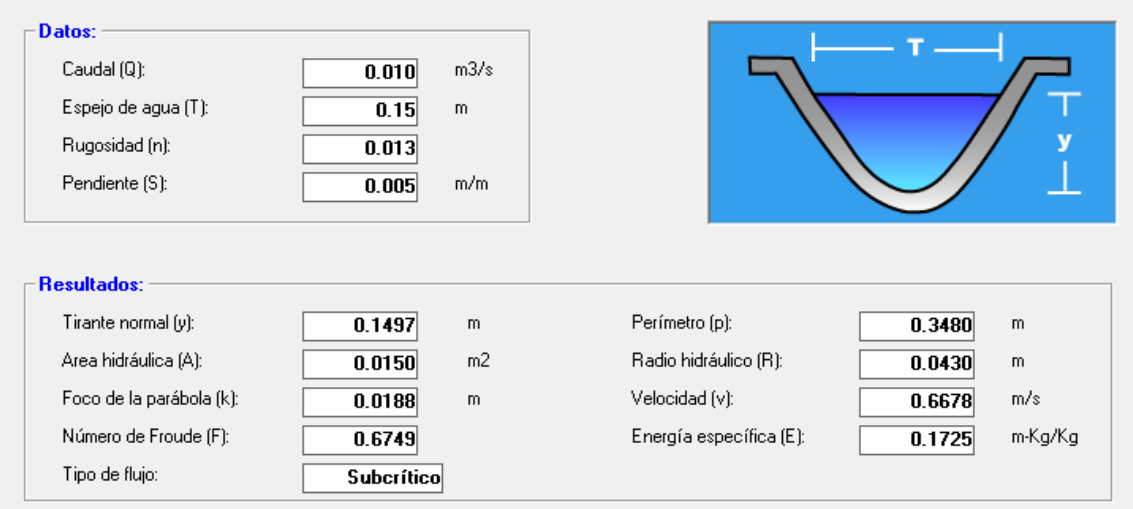


Imagen 7-15. Cálculo canaleta mediante H-Canales

Según el cálculo realizado, para el caudal de diseño se tiene un tirante de 0.15 m, por tanto, y, teniendo en cuenta un resguardo del 25%, se adopta una canaleta de 0.15 m de ancho y 0.20 m de calado.

Se realiza el diseño para el tramo de canal más desfavorable y se adopta esta sección en todos los tramos por razones constructivas. Al tratarse de elementos urbanos colocados en la naturaleza se proyectan con dimensiones que faciliten su mantenimiento y tareas de limpieza, ya que dimensiones muy reducidas dificultarían estas tareas. Por otro lado, el hecho de emplear la misma sección corresponde también a razones constructivas y paisajísticas evitando que existan multitud de dimensiones en elementos que deben ser simples que contribuyan a mantener un equilibrio paisajístico sin destacar por sus diferentes configuraciones.

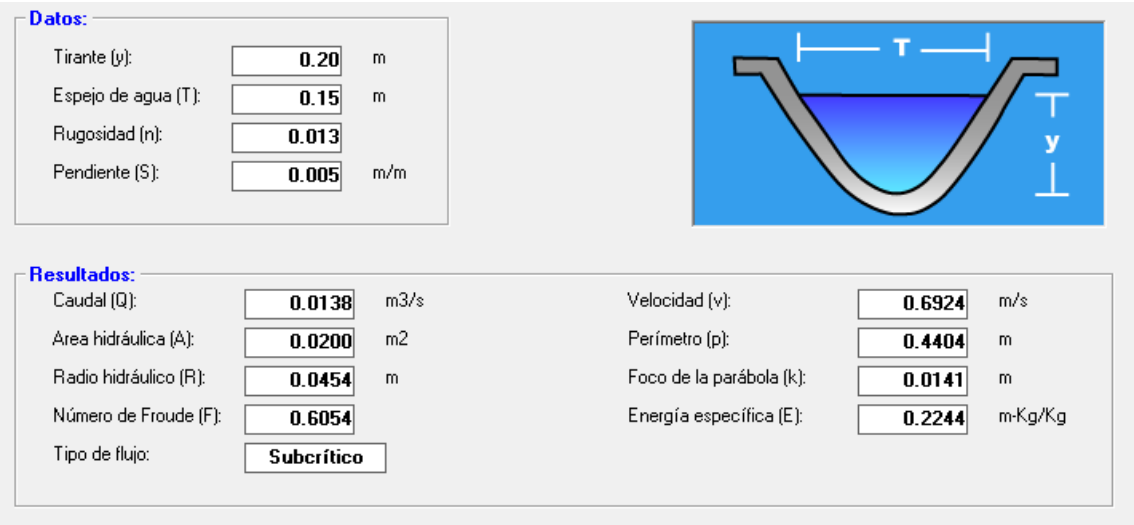
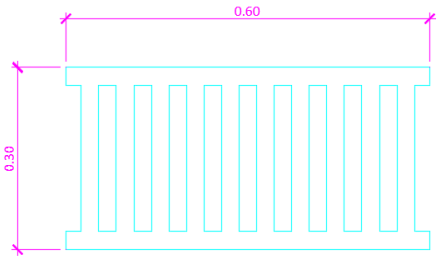


Imagen 7-16. Comprobación mediante H-Canales

7.2.4. COMPROBACIÓN HIDRÁULICA SUMIDEROS



Los sumideros son las estructuras encargadas de recolectar la escorrentía superficial que drena a través del vial de acceso y de la zona de parqueaderos. Se proyectan sumideros de dimensiones en planta de 60 x 30 cm. Al igual que sucede para el diseño de la canaleta, por razones constructivas, de mantenimiento y paisajísticas, se unifica las dimensiones de los sumideros.

Para sumideros ubicados en puntos bajos, su capacidad debe ser calculada mediante la siguiente ecuación (ecuación D.7.29 del Título D de la RAS 2016):

$$Q = 0.6 \times A\sqrt{2gy}$$

Donde:

- Q es el caudal captado por el sumidero (m^3/s).
- A es el área efectiva de la rejilla (m^2).
- g es la aceleración de la gravedad (m/s^2).
- y es la profundidad promedio del agua sobre la rejilla (m).

Área efectiva de la rejilla

A continuación, se muestra el cálculo del área efectiva de las rejillas:

- Ancho útil, B: 0.24 m.
- Longitud, L: 0.60 m.
- Separación entra barras, a: 0.03 m
- Diámetro de las barras, d: 0.03 m.
- Área efectiva: A_{ef} = a x B x L / (a+d) = 0.072 m^2.

Profundidad promedio del agua sobre la rejilla (m)

Como el agua hasta las rejillas no es conducida mediante cunetas si no que los sumideros están dispuestos en los puntos bajos, se ha considerado la profundidad promedio del agua igual a la profundidad de lluvia correspondiente a una tormenta de diseño de 4 horas de duración y un periodo de retorno de 5 años.

A partir de las curvas IDF calculadas en apartados anteriores, se puede generar la siguiente tabla:

Duración (min)	I (mm/h)	P (mm)	ΔP (mm)	P acumulado (mm)
15	177.2	44.306		44.31
30	112.2	56.081	11.775	56.08
60	71.0	70.985	14.904	70.98
120	44.9	89.850	18.865	89.85
180	34.4	103.131	13.281	103.13
240	28.4	113.728	10.597	113.73

Se considera una profundidad de lluvia, y = 113.73 mm

Resultados

Finalmente, entrando en la fórmula anterior los valores de área efectiva y profundidad de lluvia, se tiene que la **capacidad de captación de los sumideros proyectados es de 0.065 m^3/s.**

El área más desfavorable a drenar por los sumideros es el área del parqueadero, que tiene un área total aproximada de 1978 m^2 y produce un caudal de escorrentía de 270.28 l/s (ver tabla 7-8). En esta área se han distribuido 11 sumideros equidistantes entre sí, por lo que cada uno de ellos deberá captar 24.57 l/s. Por tanto, se deduce que la capacidad de los sumideros es suficiente como para captar el caudal de cada área de drenaje. Si bien a priori se podría considerar la disminución del tamaño de los sumideros; en base a nuestra experiencia y con el objeto de simplificar el proceso constructivo y facilitar las tareas de mantenimiento de los sumideros, se descarta el uso de sumideros de menor tamaño.

8. SISTEMA DE RIEGO

Las aguas residuales serán reutilizadas para el riego y baldeo de la zona. Para ello, a la hora del diseño del tratamiento de aguas residuales se ha tenido en cuenta la Resolución 1207 de julio 2014 por la cual se adoptan las disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales tratadas.

Como se vio anteriormente, se ha incluido en el proceso un tratamiento terciario de filtración de alto rendimiento en lecho mixto de sílex-antracita con cloración para desinfección y microfiltración final para eliminar huevos de nematodos. Una bomba aspirará el agua del depósito de laminación final proporcionando un caudal de filtración constante. El filtro incorpora un lecho mixto de antracita – sílex, de mayor altura que los filtros habituales. Conforme se vaya ensuciando, irá aumentando la presión en el filtro, hasta que llegue al tope programado (aprox.3 bar), en el cual se desconectará la bomba de alimentación y la bomba dosificadora de hipoclorito, y arrancará la bomba de filtración al iniciarse el ciclo de lavado programado.

Para la localización del riego se han tenido en cuenta las distancias mínimas de retiro para el desarrollo del reúso de las aguas residuales indicadas en el artículo 8 de la citada resolución. Se establece una distancia mínima de 15 m desde la línea de todo cuerpo de agua superficial hasta el perímetro de las áreas de aplicación, por tanto, en nuestro caso se consideran 15 m desde la cota máxima del embalse (+330.00 m).

USO	DISTANCIA MÍNIMA (metros)
Agrícola	
Cultivos de pastos y forrajes para consumo animal. Cultivos no alimenticios para humanos o animales. Cultivos de fibras celulósicas y derivados. Cultivos para la obtención de biocombustibles (biodiesel y alcohol carburante) incluidos lubricantes. Cultivos forestales de madera, fibras y otros no comestibles. Cultivos alimenticios que no son de consumo directo para humanos o animales, y que han sido sometidos a procesos físicos o químicos.	• 90 metros medidos desde la línea de mareas máximas o la del cauce permanente de todo cuerpo de agua superficial hasta el perímetro de las áreas de aplicación. • 90 metros de radio medidos desde los pozos y aljibes de agua subterránea hasta el perímetro de las áreas de aplicación. • 30 metros de radio medidos desde cada punto de aplicación en aquellas áreas con acceso de personal, si el riego es realizado por aspersión durante el lapso de tiempo que dure esta actividad.
Ornato y mantenimiento de áreas verdes en parques y campos deportivos. Jardines en áreas no domiciliarias	• 15 metros medidos desde la línea de mareas máximas o la del cauce permanente de todo cuerpo de agua superficial hasta el perímetro de las áreas de aplicación. • 15 metros de radio medidos desde los pozos y aljibes de agua subterránea hasta el perímetro de las áreas de aplicación. • 30 metros de radio medidos desde cada punto de aplicación en aquellas áreas con acceso al público, si el riego es realizado por aspersión, durante el lapso de tiempo que este se esté realizando.

8.1. CONSUMO DE AGUA PARA RIEGO Y BALDEO

Cálculo necesidades diarias de riego

Para la obtención de las necesidades diarias de agua para riego se ha tenido en cuenta la evapotranspiración potencial para la situación más desfavorable. Para la obtención de la evapotranspiración potencial en la zona de estudio se ha consultado la nota técnica del IDEAM "*Evapotranspiración de referencia para Colombia"* de diciembre de 2017.

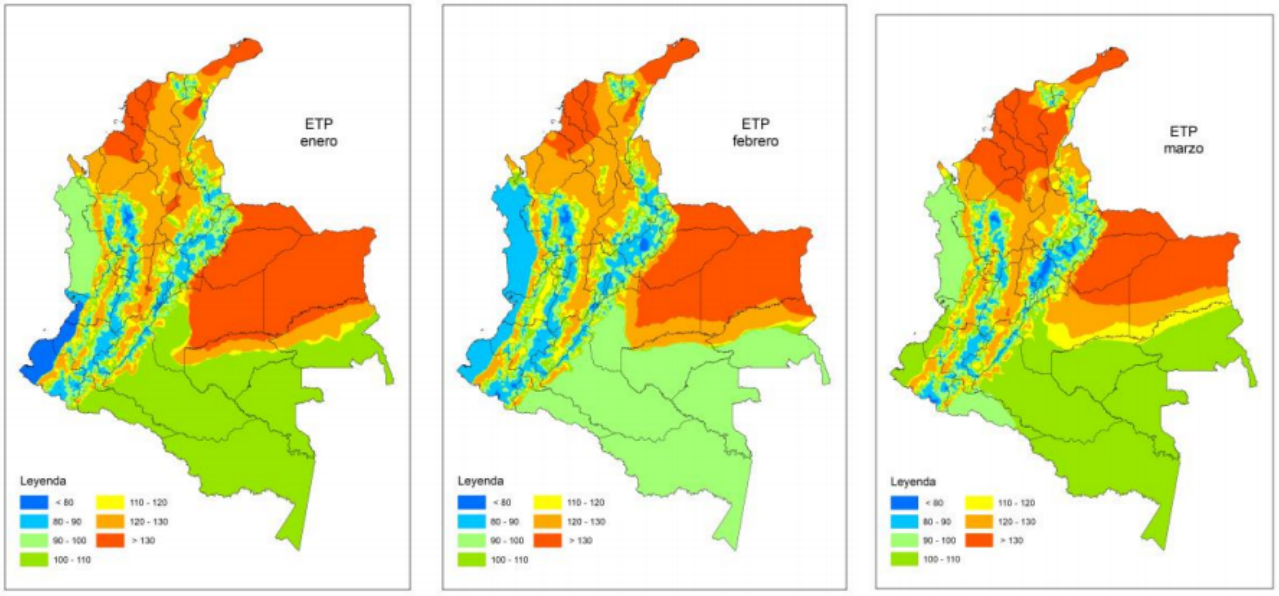


Imagen 8-1. Distribución espacial de la ET en el primer trimestre del año

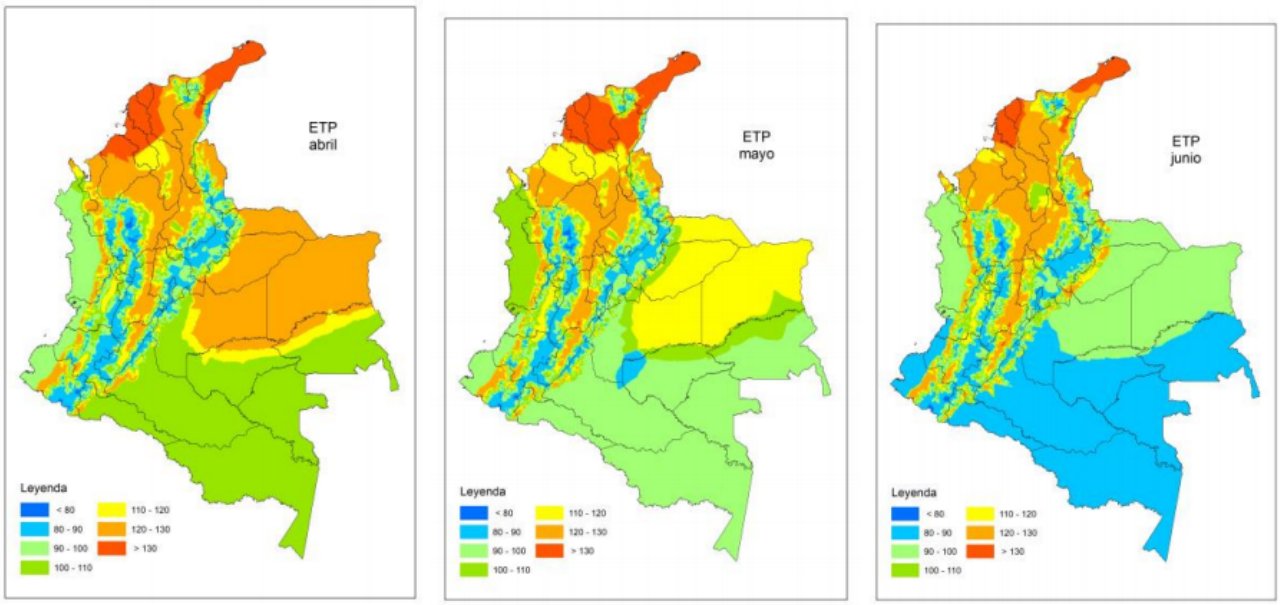


Imagen 8-2. Distribución espacial de la ET en el segundo trimestre del año

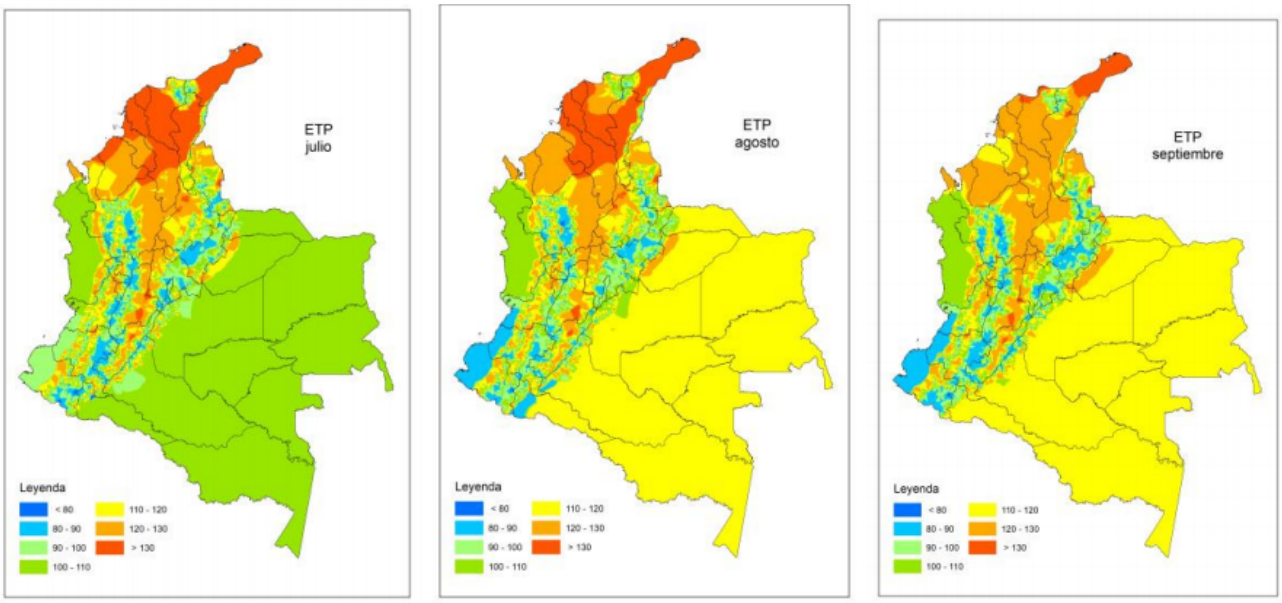


Imagen 8-3. Distribución espacial de la ET en el tercer trimestre del año

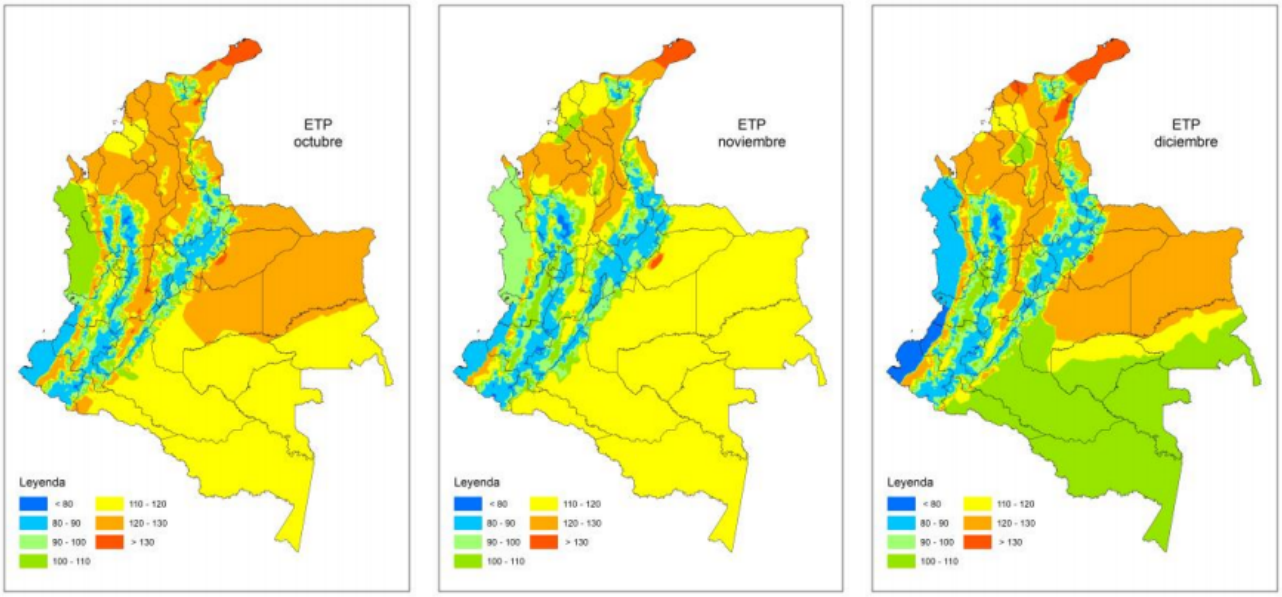


Imagen 8-4. Distribución espacial de la ET en el cuarto trimestre del año

Del análisis de las imágenes anteriores se extrae un valor de la ETP para el periodo más desfavorable en la región Andina (mes de julio) 130 mm/mes. Teniendo en cuenta una eficiencia del riego por goteo del 80%, la ETP corregida será:

ETP = 130 x (100/80) = 162.50 mm/mes = 5.42 mm/día (l/m^2 y día).

Frecuencia y tiempo de riego

Una de las ventajas del riego por goteo es el ahorro de agua, precisamente porque no es necesario mojar todo el terreno como ocurre en el riego por inundación. El área mojada por el gotero varía según el caudal del mismo, y de la textura del suelo. El caudal de los goteros proyectados oscila entre 2 l/h para los goteros ubicados en la arbustos y plantaciones ornamentales y 12 l/h para los goteros ubicados en los árboles. En los arbustos se han ubicado los goteros cada 70 cm y en los árboles cada 1.80 m lo que se traduce en una media de 2.5 goteros por árbol.

Para calcular el tiempo de riego diario necesario, en caso de los arbustos ornamentales se ha tenido en cuenta los m^2 a regar y la distribución y caudal de cada uno de los goteros.

RIEGO ÁRBUSTOS ORNAMENTALES			
Zonas de Riego A y B			
Área		42.00	m^2
Caudal necesario	Q_2	228.00	l/día
Caudal gotero		2.00	l/h
Número de goteros		63.00	ud
Caudal aportado por goteros		126.00	l/h
Frecuencia de riego		DIARIA	
Tiempo de riego		1.81	h/día
Zona de Riego D			
Área		12.00	m^2
Caudal necesario	Q_3	65.00	l/día
Caudal gotero		0.50	l/h
Número de goteros		22.00	ud
Caudal aportado por goteros		11.00	l/h
Frecuencia de riego		DIARIA	
Tiempo de riego		5.91	h/día
Zona de Riego E			
Área		6.00	m^2
Caudal necesario	Q_4	33.00	l/día
Caudal gotero		4.00	l/h
Número de goteros		22.00	ud
Caudal aportado por goteros		88.00	l/h
Frecuencia de riego		DIARIA	
Tiempo de riego		0.38	h/día

RIEGO ÁRBOLES (zona C)			
Número de árboles		7.00	ud
Área del marco		16.00	m^2
Caudal		86.67	l/árbol y día
Caudal necesario	Q_1	606.67	l/día
Caudal gotero		12.00	l/h
Número de goteros por árbol		2.50	ud
Aporte de los goteros		30.00	l/h
Frecuencia de riego		DIARIA	
Tiempo de riego		2.89	h/día

De las tablas anteriores se tiene que el caudal total diario necesario para riego es de:

$$Q_T = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 606.67 + 228 + 65 + 33 = 932.67 \text{ l/día}$$

Cálculo necesidad de agua para baldeo

Las áreas que se ha considerado susceptibles de baldeo son la zona urbanizada alrededor de los edificios y la zona de parqueaderos. La extensión de estas áreas es:

Zona de parqueadero:	2,165.43 m^2
Zona urbanizada alrededor de edificios:	1,571.68 m^2

Considerando un caudal necesario para baldeo de 1.80 l/m^2 y día se tiene un caudal total de 6,726.80 l/día.

Por tanto, sumando ambos caudales (riego y baldeo) se tiene una necesidad diaria de **7,659.46 l/día.**

Caudal generado de aguas residuales

El uso diario de la marina la mayor parte de los días del año será de aproximadamente 50 personas, lo que se traduce en una necesidad de agua de 9.72 m^3/día, de acuerdo con los siguientes cálculos:

- Población: 50 asistentes.
- Dotación neta máxima: 140 l/asistente/día.
- % pérdidas: 10 %.
- Dotación bruta: 155.56 l/asistente y día.
- Caudal medio diario, Q_{md}: 0.09 l/s.
- Coeficiente consumo máximo diario, K1: 1.25
- Caudal máximo diario, QMD: 0.11 l/s (=9.72 m3/día)

La cantidad de aguas residuales generada por una comunidad es menor a la cantidad de agua potable que se le suministra. El porcentaje de agua distribuida que se pierde y no ingresa a la planta de tratamiento depende de varios factores como son los hábitos, el tipo de población y de actividad realizada, la dotación de agua, etc. Es recomendable estimar este factor en base a información y estudios locales, sin embargo, cuando no puedan ser realizados como es el caso al tratarse de una instalación nueva donde no se tiene patrones de consumo, es recomendable asumir valores entre 0.80 a 0.85.

Por tanto, el caudal de aguas residuales diario generado será:

$$Q_{aguas\ residuales} = Q_{abastecido} \text{ x } 0.80 = 9.72 \text{ x } 0.80 = 7.78 \text{ m}^3\text{/día} = 7780 \text{ l/día.}$$

Como se observa, este caudal es similar a la necesidad de agua de riego y baldeo. No obstante, para albergar el caudal efluente los días que los usuarios de la marina aumenten, así como los días de lluvia en los cuales no será necesario el riego, se proyecta un depósito de 20 m^3 a la salida del tratamiento terciario de la PTAR. Este depósito irá dotado de rebosadero de emergencia para que en la circunstancia eventual de que se alcance su nivel máximo de llenado el caudal pueda ser evacuado. En estos casos, el caudal será evacuado y se empleará para efectuar un riego a manta en el área ubicada fuera del predio de actuación al norte de la explanada de la PTAP-PTAR.

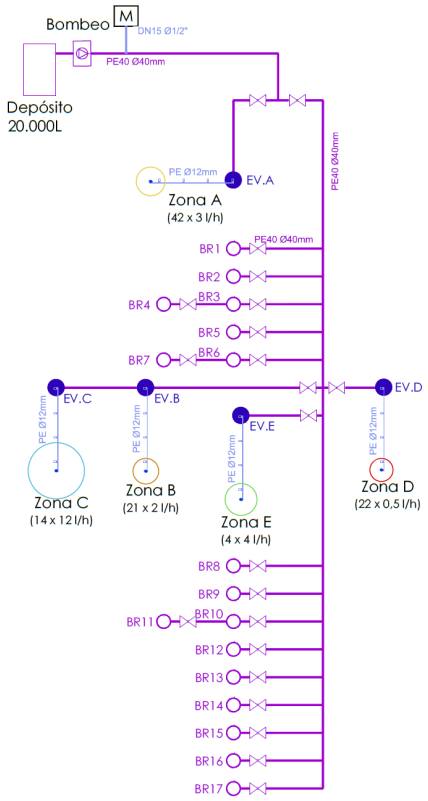
No obstante, cabe recordar aquí que el caudal saliente de la PTAR en todo caso siempre pasará por el tratamiento terciario propuesto, por lo que se asegura en todo momento la calidad del efluente y el cumplimiento de todos los parámetros de salida según la Resolución 1207 de julio 2014 para su reúso.

8.2. DISEÑO DE LA RED

Dentro del esquema planteado de la red de riego se diferencian los siguientes componentes:

- Depósito de acumulación de agua para el riego de 20.000 L.
- Grupo de bombeo de aguas para riego.
- Medidor.
- Red principal de distribución de polietileno PE-BD Ø40 mm.
- Red secundaria de distribución de polietileno Ø12 mm.
- Electroválvulas de control automático 1 ½”.
- Bocas de riego de fundición con racor de salida roscado de 1.1/2”.
- Sensor de lluvia ajustable
- Programador electrónico para riego automático
- Línea eléctrica enterrada para alimentación de electroválvulas.

ESQUEMA DE PRINCIPIO (RIEGO)



Tras el tratamiento de las aguas residuales, el agua apta para riego y baldeo se almacenará en un tanque de 20.000L ubicado en la plataforma donde se ubican todas las instalaciones hidráulicas y las plantas de tratamiento.

Desde dicha plataforma, el agua es bombeada hasta la red de riego principal materializada en una tubería de PE-BD de Ø40 mm. Desde este ramal principal van surgiendo ramales secundarios rígidos, cada uno de los cuales da servicio a las distintas bocas de riego o a las distintas zonas de riego.

Según las necesidades hídricas de las plantaciones realizadas en el entorno de los edificios, se diferenciarán distintas áreas de riego, cada una de ellas con unos caudales necesarios.

Para realizar la regulación de estos caudales, cada uno de los ramales de riego será controlado por una electroválvula, que a su vez se encuentra conectada a un sistema de control del sistema.

Este sistema de control, instalado en el interior de la caseta de bombeo, recibirá a su vez la señal de un sensor de lluvia instalado en el exterior de dicha caseta, para así controlar los caudales de riego en caso de que se produzcan lluvias.

Cada una de las áreas a regar será abastecida por una tubería PEØ12mm con los goteros ya integrados según el plano de caudales.

Conducciones

Las tuberías serán de material plástico, resistentes a los abonos y sustancias ácidas. Para todos los ramales se utilizarán tuberías de Polietileno de Baja Densidad, resisten presiones elevadas y son resistentes a la radiación UV. Las tuberías estarán sujetas a las especificaciones de las Normas UNE y los accesorios también.

Se utilizarán tuberías de PE - BD, timbrada y homologada hasta 40 mm de diámetro interior, para los ramales principales de la red. Las tuberías que abastecen a las distintas zonas de riego serán de PE - BD de diámetro 12 mm.

Las tuberías que abastecen a las tomas de agua para baldeo serán PE-BD 40 mm.

Todas las tuberías de las distintas redes de riego tendrán, como mínimo, PN6.

Emisor tipo gotero

Para el riego de los cinco sectores (A, B, C, D y E) se utilizarán emisores del tipo gotero. Estos goteros se insertan o pinchan sobre las tuberías de PE. En estos goteros el agua tiene un recorrido en forma de laberinto, en el que pierde su presión y sale por el orificio de salida gota a gota. Los goteros serán del tipo en línea o "pinchados", los cuales se pinchan en la tubería sobre orificios que se practicarán según la separación necesaria. El riego a goteo deberá seguir las siguientes recomendaciones:

Zonas A y B	
Presión de trabajo	1 bar
Caudal	2 l/h
Número de goteros	Distanciados 0.70 m

Zona C	
Presión de trabajo	1 bar
Caudal	12 l/h
Número de goteros	Distanciados 1.80 m

Zona D	
Presión de trabajo	1 bar
Caudal	½ l/h
Número de goteros	Distanciados 0.70 m

Zona E	
Presión de trabajo	1 bar
Caudal	4 l/h
Número de goteros	4 unidades

Bocas de riego

Serán de enlace rápido de 1.1/2", metálicas y con cierre en la tapa, con una separación máxima entre bocas de 40 m.

Válvulas y electroválvulas

Para la apertura y cierre del paso del agua se utilizarán electroválvulas que se accionan de forma eléctrica desde el programador. Funcionan abiertas o cerradas sin posiciones intermedias.

9. CONTENIDO GRÁFICO

En el apéndice 4 de la presente memoria se recopila la documentación gráfica que viene justificada desde este documento.

A continuación, se procede a la descripción de cada uno de los planos:

1.- Implantación

Se tienen en este plano la ubicación tanto de la zona dedicada a PTAR, como almacenamiento y bombeo de las aguas intervinientes en el proyecto. También se ubica relativamente con respecto a los edificios a los que sirve.. En dicho plano, se desarrolla constructivamente el elemento caseta de bombeo, localizado en esta explanada reservada para instalaciones hidrosanitarias.

2.1.1.- Acueducto. Red General

Se plantean las redes primarias de abastecimiento de agua potable desde la explanada de bombeo hasta los edificios y hasta los módulos ubicados en la marina. También se definen en este plano el cerramiento metálico de la explanada de instalaciones, el contrapiso de la misma y los anclajes de las tuberías de impulsión.

2.1.2.- Acueducto. Red General

Planos de planta y perfil longitudinal del trazado de las tuberías de acueducto tanto para los edificios como para la pasarela.

2.2.- Instalación Hidráulica Edificios

Partiendo del trazado anterior (general), se completa y detalla el trazado de la red de abastecimiento dentro de los edificios. Así, se describe incluyendo geometrías, diámetros, accesorios y longitudes, los trazados para el vestuario en la planta baja del edificio 2, del baño del primer piso del edificio 1 y del baño/cocina de la planta de terraza en el edificio 1. Se posicionan los montantes en relación con los bajantes residuales y pluviales. Se incluyen también vistas isométricas, se incorpora también el esquema de principio de la instalación.

2.3.- Detalle Acueducto

En este plano se recogen las conexiones en arqueta de las tuberías que están en proyecto, una sección tipo del trazado de la tubería, los armarios de servicio de la marina, el detalle de la incorporación de la tubería de acueducto y la bomba a la pasarela anfibia, detalles de los equipos de bombeo y de los depósitos de almacenamiento, así como los detalles tipo de las conexiones de los sanitarios, y el planteamiento general de la instalación (vertical). Se definen constructivamente las arquetas de conexiones, ventosa y desagüe. También se aportan detalles del calentador eléctrico y de los soportes para tuberías.

3.1.- Alcantarillado. Red General

Se plantea el sistema de saneamiento. Las aguas residuales de los edificios se recogen y se envían a la planta de tratamiento de aguas residuales. Se dimensiona y ubica el trazado de la red principal, incluyendo su trazado, cotas, materiales, etc.

3.2.- Instalaciones Sanitarias Edificios

Partiendo del trazado anterior (general), se completa y detalla el trazado de la red de saneamiento residual dentro de los edificios. Así, se describe incluyendo geometrías, diámetros, accesorios y longitudes, los trazados para el vestuario

en la planta baja del edificio 2, del baño del primer piso del edificio 1 y del baño/cocina de la planta de terraza en el edificio 1. Se posicionan los bajantes residuales en relación a los bajantes pluviales y a los montantes de acueducto. Se incluyen detalles de arquetas y de ventilación por cubierta de las bajantes. Incluye esquema vertical de la instalación.

4.1.- Aguas Lluvias. Edificios

Se definen las cubiertas de los edificios (materiales, pendientes, paños, detalle de sumideros, tipología) y se trazan colectores horizontales y bajantes (considerando las instalaciones residuales y de agua potable). También se define en este plano el trazado de colectores de la red de saneamiento pluvial que es conectada con la red de recogida pluvial del entorno habitable.

4.2.- Aguas Lluvias. Zonas de Tierra

Se plantea la recogida de aguas lluvias de toda la zona urbanizada de la intervención: plaza de acceso a los edificios, aparcamiento y vial. Se incluyen cotas con respecto al nivel arquitectónico (planta baja de las edificaciones), pendientes, etc. Se recoge el detalle en sección del encauzamiento realizado, así como las tablas de cálculo empleadas, y las coordenadas de cada una de las arquetas.

4.3.- Aguas Lluvias. Planta y Perfil

Se definen en planta y perfil los colectores y pozos necesarios para realizar la evacuación de aguas pluviales desde el aparcamiento hasta el encauzamiento, incluyendo secciones tipo necesarias para la construcción.

4.4.- Aguas Lluvias. Perfiles Transversales

Se incluye relación de perfiles transversales de la red de aguas lluvias.

4.5.- Aguas Lluvias. Detalles

Detalles constructivos tanto de las arquetas utilizadas en edificios (a pie de bajante) como a lo largo de la red de recogida de aguas lluvias (pozos), construidas en fábrica de ladrillo, así como de rejillas y canaletas empleadas en la recogida de aguas en la urbanización, aparcamiento y viales

5.1.- Riego

Se define en planta el sistema de riego proyectado, así como los diámetros empleados para la distribución del mismo y un esquema del mismo.

6.1. Implantación plantas de tratamiento

En este plano se recoge la planta de implantación tanto de la P.T.A.R. como de la P.T.A.P, así como las líneas de agua, vaciado y fangos necesarias. También se definen los esquemas de funcionamiento de las mismas.

.

APÉNDICE I. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA A TRATAR

	LABORATORIO QUIMICO DE CONSULTAS INDUSTRIALES	Código: F-PA-02	
	POST-ANALITICO	Versión: 07	
	INFORME DE RESULTADOS	Fecha: 2018/07/25	
		Página 1 de 2	

"Acreditación por el IDEAM según la Resolución No. 1582 de 2016, en los parámetros Alcalinidad, Cloruros, Dureza, Nitritos, Nitratos, DBO_5, DQO, SST, SAAM, grasas y aceites, hidrocarburos en aguas, metales totales y disueltos en aguas, pH y metales totales en suelos, TCLP en residuos peligrosos y toma de muestras puntuales y compuestas"

"Autorización del Ministerio de la Protección Social, mediante la resolución 1615 de 2015, para la realización de análisis físicos, químicos y microbiológicos al agua para consumo humano"

Informe de resultados No.	**I-18-604**	**Fecha de emisión:**	Octubre 18 de 2018
Cliente:	**CONSULTORES DE INGENIERIA UG 21**		
Dirección del cliente:	Avenida Carrera 45 No. 100-34		
Solicitud de servicio No.	18-502	**No. de muestras:**	01
Fecha de recepción de las muestras:	Octubre 09 de 2018		
Muestras recibidas por:	Amparo López		
Fecha de análisis:	Octubre 09 de 2018 – Octubre 17 de 2018		

1. ANALISIS FISICOQUIMICO

Codificación de la Muestra:	18-502-01	**Tipo de muestra:**	Compuesta
Identificación de la muestra:	**AGUA CRUDA**		
Matriz de la muestra:	Suelo		
Muestreo realizado por:	El Cliente		
Lugar y punto de muestreo:	Municipio Betulia / Embalse Topocoro – Predio Las Vegas		
Fecha del muestreo:	Octubre 08 de 2018		

PARAMETRO	RESULTADO	MÉTODO/NORMA
pH (Unidades de pH)	7,63	Potenciométrico / SM 4500-H^+ B
Turbiedad (NTU)	5	Nefelométrico / SM 2130 B
Color (UPC)	26	Espectrofotométrico / SM 2120 B
Conductividad (µS/cm)	183,5	Conductivimétrico / SM 2510
Hierro Total (mg Fe/L)	<0,07	Espectrofotométrico / SM 3500-Fe
Nitritos (mg NO_2/L)	<0,08	Espectrofotométrico / SM 4500-B
Sulfatos (mg SO_4^{-2}/L)	26,69	Espectrofotométrico / SM 4500 E
Cloruros (mg Cl^-/L)	8,53	Argentométrico / SM 4500-Cl^- B
Dureza Total (mg $CaCO_3$/L)	114	Titrimétrico-EDTA / SM 2340 C
Alcalinidad Total (mg $CaCO_3$/L)	92,93	Titrimétrico / SM 2320 B
Sólidos Totales (mg/L)	80	Gravimétrico/ SM 2540 B

	LABORATORIO QUIMICO DE CONSULTAS INDUSTRIALES	Código: F-PA-02	
	POST-ANALITICO	Versión: 07	
	INFORME DE RESULTADOS	Fecha: 2018/07/25	
		Página 2 de 2	

Informe de resultados No. I-18-604 **Solicitud de servicio No.** 18-502

1. ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO

PARÁMETRO	RESULTADO	MÉTODO/ NORMA
Coliformes Totales (UFC/100 ml)	400	Filtración por Membrana/ SM 9222B
E. coli (UFC/100 ml)	50	Filtración por Membrana/ SM 9222B

Observaciones: *Ninguna*

Nota 1: Estos resultados son válidos únicamente para las muestras analizadas y reportadas por el laboratorio.

Nota 2: En caso de ser copia del resultado original se realizará la siguiente aclaración: Copia del resultado original.

Estimado cliente: Para nosotros es muy importante conocer sus inquietudes, sugerencias, felicitaciones, quejas y/o reclamos en los servicios prestados por el laboratorio, con el propósito de mejorar nuestros servicios. Le agradecemos que se comunique con el laboratorio, donde un miembro del personal amablemente recibirá su solicitud y pronto estaremos en comunicación con usted para aclarar y/o resolver su requerimiento.

Revisó y aprobó:

Luz Yolanda Vargas Fiallo
Directora del Laboratorio
Química. M.Sc. Química UIS
MP PQ 1144

Elaboró: Amparo López G.

APÉNDICE II. DIMENSIONAMIENTO PROCESO PTAR

EDAR 500 HAB - EQUIV. (BUCARAMANGA, COLOMBIA)

REF.: 0003.18.1
FECHA : 6/11/18
AUTOR: YALIN ABDSELAM
COLABORADORES : YALIN ABDSELAM

DATOS DE PARTIDA

Procedencia del vertido	Población	
Población equivalente (hab-equiv)	500	
Dotación (l/hab/día)	150	
Caudal diario (m3/día)	**75**	
Caudal diario medio vertido anual (m3/año)	23400	m3/año
Caudal diario medio vertido diario ocupación completa (m3/día)	75,0	m3/día
Caudal diario de diseño ocupación completa	75,0	m3/día
Caudal medio (m3/h) Q 16	4,7	m3/h
Coeficiente punta	2,4	
Caudal punta (m3/h)	11,3	m3/h
Carga DBO5 (gr/hab/día)	60	
Carga SS (gr/hab/día)	90	
PH vertido	*7-8*	
DQO vertido	800	ppm
DBO5 vertido	400	ppm
SS vertido	600	ppm
Ac.-grasas vertido	100	ppm
Nt vertido	50	ppm
Pt vertido	15	ppm

LIMITES DE VERTIDO

S/ Normativa vigente

PH	6-9	
DQO	150	ppm
DBO5	30	ppm
SS	35	ppm
Aceites y grasas	20	ppm
Nt	20	ppm
E. colli	1	NMP/100 ml
Huevos y larvas de helmito	1	ud/l
Salmonella	1	NMP/100 ml
Cl2	< 1	ppm

TAMIZADO Y BOMBEO

DATOS DE PARTIDA

Caudal diario (m3/día)	75,0
Caudal medio (m3/h) Q 16	4,7
Coeficiente punta	2,4
Caudal punta (m3/h)	11,3

TAMIZADO

Tipo	Rototamiz
Luz de malla (mm)	1
Capacidad (m3/h)	11,3
Altura de descarga (mm)	6,7
Potencia motorreductor (kw)	0,18
Sistema limpieza interior	Agua a presión temporizada
Longitud de cilindro (mm)	490
Diámetro del tambor (mm)	405
Material	Inox 304

POZO DE BOMBEO

Profundidad del colector de llegada (m)	-2,25
Altura de elevación (m)	7,0
Caudal punta (m3/h)	11,3
Número de bombas (ud)	1,0
Número de bombas de reserva (ud)	1,0
Número total de bombas (ud)	2,0
Capacidad unitaria (m3/h)	11,3
Capacidad unitaria adoptada (m3/h)	20,0
Horas de funcionamiento diario (h/día)	3,8
Tipo de rodete	Vórtex
Paso de sólidos (mm)	45,0
Diametro de impulsión (mm)	50,0
Potencia unitaria (kw)	1,1
Diametro (m)	1,5
Superficie util (m2)	1,8
Profundidad útil del pozo (m)	1,5
Volumen útil del pozo (m3)	2,6
Tiempo de retención medio (min)	33,9
Tiempo de retención minimo (min)	14,1
Control de nivel	Boyas aguas res.
Protección atasco bombas	Cesto de desbaste 20 mm
	Rodete vortex

EDAR 500 HAB-EQUIV.

TANQUE DE HOMOGENIZACION RELACION CAUDALES-NIVELES

CAUDALES M3/H ENTRADA HORARIO		CAUDALES M3/H SALIDA HORARIO	CAUDALES M3/H SALIDA CAUDAL TOTALIZADO M3	HORA	LUNES ACUMULADO	MARTES ACUMULADO	MIERCOLES ACUMULADO	JUEVES ACUMULADO	VIERNES ACUMULADO	SABADO ACUMULADO	DOMINGO ACUMULADO
	1	0	0,00	0	29,50	30,50	30,50	30,50	30,50	30,50	30,50
	1	18,75	18,75	1	11,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	0	0	18,75	2	11,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	0	0	18,75	3	11,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	0	0	18,75	4	11,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	0	0	18,75	5	11,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	2	0	18,75	6	13,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75
	4	18,75	37,50	7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	5	0	37,50	8	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
	5	0	37,50	9	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	4	0	37,50	10	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
	5	0	37,50	11	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
	5	0	37,50	12	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
	5	18,75	56,25	13	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25
	5	0	56,25	14	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25	15,25
	5	0	56,25	15	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25
	6	0	56,25	16	26,25	26,25	26,25	26,25	26,25	26,25	26,25
	5	0	56,25	17	31,25	31,25	31,25	31,25	31,25	31,25	31,25
	4	0	56,25	18	35,25	35,25	35,25	35,25	35,25	35,25	**35,25**
	4	18,75	75,00	19	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50	20,50
	3	0	75,00	20	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50	23,50
	3	0	75,00	21	26,50	26,50	26,50	26,50	26,50	26,50	26,50
	2	0	75,00	22	28,50	28,50	28,50	28,50	28,50	28,50	28,50
	1	0	75,00	23	29,50	29,50	29,50	29,50	29,50	29,50	29,50
	75	**75**									

VOLUMEN UTIL NECESARIO (M3)	35,25	**Diametro**	**5,66**	Cota minima	0,70	Superficie	25,15	
VOLUMEN COTA MINIMA (M3)	17,60	Altura útil	2,10	Resguardo h.	0,40			
VOLUMEN UTIL NECESARIO (M3)	**52,85**	**Altura total**	**2,51**	2,50				

CALCULO SBR

OBRA: 0003.18.1
06-nov-18
EDAR 500 HAB-EQUIV. (BUCARAMANGA, COLOMBIA).

1 DATOS DE PARTIDA

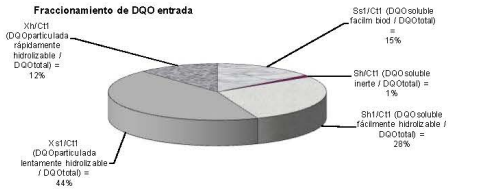
1-1	Caudal diario (m3/d) =	75

2 COEFICIENTES CINÉTICOS

2-1	Y (Crecimiento de microorganismos por DQO eliminada) (mg cell/mg DQO) =	0,68
2-2	fx (Factor de conversión, constante) (mg DQO eliminada / mg VSS) =	1,42
2-3	**Yh (Y en otras unidades) (mg VSS / mg DQO) =**	**0,48**
2-4	μx (Velocidad de máximo crecimiento específico) (1/d) =	3,80
2-5	Ks (Coeficiente de media saturación) (1/d) =	30,00
2-6	Kd (Coeficiente de descomposición endogena) (1/d) =	0,12
2-7	Kh (Veloc máx especif de hidrólisis) (1/d) =	1,40
2-8	fex (Fracción de biomasa inerte) =	0,20
2-9	fes (Fracción de la biomasa endogena convertida a productos inertes) =	0,06
2-10	**fe (Fracción del total de biomasa inerte) =**	**0,26**

3 FRACCIONAMIENTO DE LA DQO

3-1	Ss1/Ct1 (DQOsoluble facilm biod / DQOtotal) =	0,15
3-2	Si/Ct1 (DQOsoluble inerte / DQOtotal) =	0,01
3-3	Sh1/Ct1 (DQOsoluble fácilmente hidrolizable / DQOtotal) =	0,28
3-4	Xs1/Ct1 (DQOparticulada lentamente hidrolizable / DQOtotal) =	0,44
3-5	Xh/Ct1 (DQOparticulada rápidamente hidrolizable / DQOtotal) =	0,12
3-6	Ysp (Relación entre los productos solubles residuales y la DQO total biod) =	0,04
3-7	**fss+fxs (Fracción de la DQO total que es biodegradable) =**	**0,87**



4 DATOS INFLUENTE / EFLUENTE

Suponiendo conocida la DQO del vertido de entrada al reactor vamos a calcular la cantidad de esta DQO que es biodegradable

4-1	DQO entrada (Ct1) (mg/l) =	800	
4-2	DQO salida (mg/l) =	150	
4-3	**DQO total biodegradable (Cs1) (mg/l) =**	**696**	
4-4	**DQO facilmente biodegradable (Ss1) (mg/l) =**	**120**	
4-5	**DQO soluble inerte (Si1) (mg/l) =**	**8**	
4-6	**DQO hidrolizable (mg/l) =**	**576**	
4-7	**DQO particulada inerte (Xh) (mg/l) =**	**96**	
4-8	**DQO inerte (mg/l) =**	**40**	
4-9	NTK influente (mg/l) =	50,00	(Opcional)
4-10	NTKe efluente (mg/l) =	20	(Opcional)
4-11	Nitritos influente (mg/l) =	0	(Opcional)
4-12	Nitratos influente (mg/l) =	0	(Opcional)
4-13	P influente (mg/l) =	20	(Opcional)

6 FRACCIONAMIENTO DE LA DQO A LA SALIDA

6-1	**DQO soluble a la salida (mg/l) =**	$C_s = \frac{K_s(1+K_d\theta_c)}{K_s\mu-(1-K_d\theta_c)}$	**0,640**
6-2	**DQO particulada a la salida (mg/l) =**	$S_p = f_{xx}K_dY_{HH}(C_{s1}-C_s)\theta_c$	**9,258**
6-3	**DQO inerte a la salida (mg/l) =**		**8,000**
6-4	**DQO total de salida (mg/l) =**		**17,898**

5 ESTIMACIÓN DE LA EDAD DE FANGOS

Para la estimación de la edad de fangos (SRT), se requiere de datos básicos:

5-1	Temperatura (ºC) =	15
5-2	DO (Oxigeno disuelto) (mg/l) =	2

Corrección por temperatura

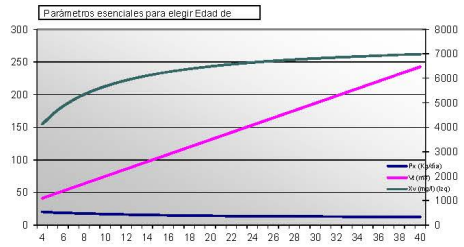
5-3	**μmax =** $\mu_m = \frac{1}{2}\cdot 10^{0.035\cdot(T-20)}$	**0,334**
5-4	pH licor mezcla =	7

Corrección por DO y pH

5-5	**μmax modificada =** $\mu_m = \mu_m \cdot e^{0.098\cdot(T-15)}\cdot\frac{DO}{DO+0.3}\cdot(1-0.833\cdot(7.2-pH))$	**0,242**
5-6	**Kd corregida =** $k_d' = k_d\cdot(1+0.02)^{\cdot}(T-20)$	**0,108**
5-7	**SRTmínima (Edad de fangos mínima) =** $SRT_{min}' = 1/\mu_m - k_d'$	**7,432**
5-8	SRTe (Edad de fangos modificada) (días) =	12,00
5-9	**Ynh =** $Y_{SRT} = \frac{Y_H}{1+k_d\cdot SRT_g}$	**0,196**

7 PRODUCCIÓN DE FANGOS

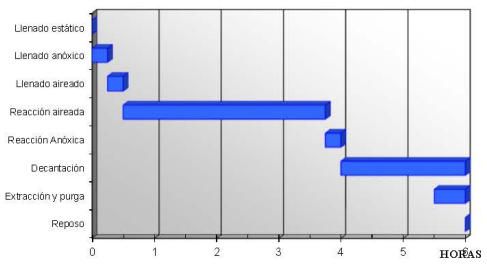
7-1	**Pxh (Generación de biomasa activa) (Kg/día)**	$P_{xx} = \frac{Y_{HH}Q(C_{s1}-C_s)}{1000}$	**9,56765**
7-2	**Pxp (Generación de productos inertes particulados) (Kg/día)**		**2,75548**
7-3	**Pxi (Productos particulados del vertido) (Kg/día)**		**6,72414**
7-4	**Producción total de fangos (Kg/día)**		**24,7615**



8 ESTRATEGIA DE TIEMPOS

8-1	Nº Reactores	1
8-2	Nº Ciclos	4
8-3	**Tiempo de cada ciclo (h)**	**6**
8-4	T llenado aireado (h)	0,25
8-5	T llenado anóxico (h)	0,25
8-6	T llenado estático (h)	0
8-7	**T llenado total (h)**	**0,50**
8-8	T reacción aireada (h)	3,25
8-9	T reaccion anóxica (h)	0,25
8-10	T decantación (h)	1,5
8-11	T extracción y purga (h)	0,5
8-12	T iddle (reposo) (h)	0
8-13	**T total (h)**	**6,00**
8-14	**T aireación (h)**	**3,50**
8-15	**Relación Tc/Ta**	**1,7142857**

Tiempo que queda (- sobra) por asignar (h) **0,00**



9 VOLUMEN DEL REACTOR

Volumen de llenado (m3)

9-1 **Volumen de llenado (m3)** $V_f = \frac{Q}{n^o ciclos}\ m^3$ — **18,75**

Volumen de reacción (m3)

9-2 SVI (Indice volumetrico de fangos) ml/g — 120,00

Xr (Concentración de fangos decantados) (mg/l) $X_r = \frac{1000000}{SVI}$ — **8333,33333**

9-3 Factor de seguridad — 1,1

9-4 **Mx (Masa de fangos en el Reactor) (Kg/día)** $M_X = P_{XT}\frac{t_{ciclo}}{t_{aireación}}SRT_c$ — **509,379**

9-5 **Volumen de reacción (m3)** $V_o = (FSeg = 1.2)\frac{M_X}{X_r/1000}\ m^3$ — **67,238**

9-6 **Volumen Total del Reactor (m3)** $V_T = V_f + V_o$ — **85,988**

10 CONCENTRACION DE MICROORGANISMOS

10-1 **Concentración de microorganismos en la fase reacción** $X_r = \frac{M_x}{V_T}1000$ — **5924** / 5536,723

1,1465062

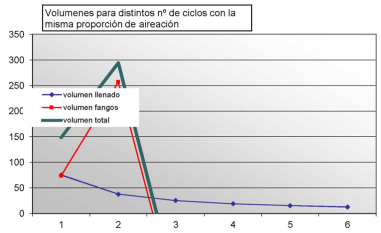
11 CICLO ÓPTIMO

Para ver que el nº de ciclos elegidos es el óptimo, podemos ver:

11-1 Factor m: (nº de horas sin airear?) — 10,00

Tc/Ta	1,000	1,2	1,400	1,600	1,800	2,00	2,2
Mx (Kg/día)	**297**	**357**	**416**	**475**	**535**	**594**	**654**

Nº ciclos		1	2	3	4	5	6
Tc/Ta =	$24/(24 - m{\cdot}N^o Ciclos)$	1,7143	6,0000	-4,0000	-1,5000	-0,9231	-0,6667
V llenado (m3)		**75**	**38**	**25**	**19**	**15**	**13**
V reacción (m3)		**73**	**257**	**-171**	**-64**	**-39**	**-29**
Volumen Total (m3)		**148**	**294**	**-146**	**-45**	**-24**	**-16**



12 DIMENSIONES TEÓRICAS DEL REACTOR

12-1 Volumen reactor real (m3) — 92 — 1,22666667

12-2 qsv (l/m2h) [650-750] — 650

12-3 **Caudal de decantación (m3/h)** — **9,375** — **37,50**

12-4 **Superficie máxima (m2)** $S_{max}(m^2) = \frac{\frac{Q_{extracción}}{1000}\frac{X_r}{SVI}}{qsv} = \frac{\frac{V_{llenado}}{t_{extracciónvaciopurga}}\frac{X_r}{1000}}{qsv}$ — **10,25**

12-5 **Velocidad decantación (m/h)** $v(m/h) = \frac{Q_{extracción}}{S_{max}}$ — **1,219**

12-6 **Altura máxima (m)** $h_{max}(m) = \frac{V}{S_{max}}$ — **8,973**

Reactor cilíndrico

12-7 **Diámetro mínimo (m)** $D_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot S_{max}}{\pi}}$ — **3,614**

Balsa rectangular

12-8 Largo (m) — 5

12-9 **Ancho mínimo (m)** — **2,051**

13 DIMENSIONES REALES DEL REACTOR

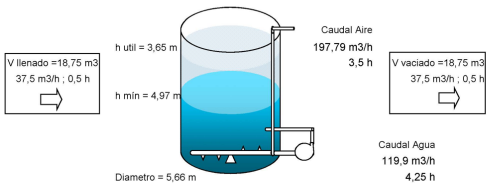
Reactor Cilíndrico

13-1 Altura Nivel Máx de Agua (m) — **3,65**

13-2 Diametro (m) — **5,66**

13-3 Volumen (m3) — **92**

13-4 Precio



14 NECESIDADES DE AIREACIÓN

Para estimar el caudal de aire necesario para satisfacer las necesidades de aireación del reactor debemos conocer el SOR (Tasa de transferencia de O2). Y para calcular éste, estimamos un AOR (Necesidades teóricas de O2 por hora) a partir de un AOR mínimo que calcularemos

Calculo de AOR

13-1 **OR (Consumo de O2 total) (Kg O2/dia) =** $OR = \frac{Q(C_o - C_{in})[1 - Y_{SH}(1 + f_d b_H \theta_c)]}{1000}$ — **29,90**

13-2 **OR (Consumo de O2 por ciclo) (Kg O2/ciclo) =** — **7,48**

13-3 **Tiempo de Aireación (h) =** — **3,50**

13-4 **AOR (Consumo de O2 por hora) (Kg O2/hora) =** $AOR = \frac{OR\ \ (KgO_2/ciclo)}{t_{aireación}}$ — **2,14**

13-5 **AOR mínimo (Kg O2/hora) =** — **2,67**

13-6 AOR Adoptado (Kg O2/hora) = — 3,00

Calculo de la altura media (Hm)

2

13-7 Altura Reactor (m) = — **3,65**

13-8 **Altura Media Deposito Cilíndrico (m) =** — **3,65**

13-9 Ancho para Balsa Rectangular (m) = — 0,0

13-10 Largo para Balsa Rectangular (m) = — 0,0

13-11 **Superficie (m2) =** — **0,0**

13-12 **Altura Media Deposito Rectangular (m) =** — **3,65**

Calculo de SOR (Tasa de transferencia de O2)

13-13 SOR (Tasa de transferencia de O2) = $SOR = \frac{AOR}{\frac{\beta C_{sw} - DO}{9,2}\alpha 1.02^{(T-20)}}$ — **11,046**

13-14 T (Temperatura) (ºC) = — 15

13-15 α (Eficiencia de la transferencia) = — **0,5**

13-16 DO (Concentración de O2 disuelto) = — 2

13-17 **Csm (Coeficiente de** $C_{sw} = 0.5\,C_{st}\left(\frac{P_b}{P_a} + \frac{O_t}{21}\right)$ — **8,18**

13-18 β = — 0,99

13-19 Cst = — 7,4

13-20 **Pb (Presión del agua en el difusor) =** $P_b = P_a + \frac{H_{media}}{10}$ — **1,37**

13-21 **Pa=** — **1**

13-22 **Ot Relación Oxigeno/Aire =** $O_t = \frac{21(1 - SOTE)}{79 + 21(1 - SOTE)}$ — **0,18**

13-23 **SOTE (Eficacia de la transferenca de O2) =** $SOTE = \frac{5.1 H_{media}}{100}$ — **18,6%**

Caudal de Aire

13-24 **Caudal de Aire (m3/h) =** $Q_a = \frac{SOR}{\frac{SOTE}{100}\left(0,3\frac{KgO_2}{Nm^3 aire}\right)}$ — **197,79**

EDAR 500 HAB-EQUIV.

TANQUE DE LAMINACION FINAL RELACION CAUDALES-NIVELES

CAUDALES M3/H ENTRADA	CAUDALES M3/H SALIDA	CAUDALES M3/H SALIDA	HORA	LUNES	MARTES	MIERCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO
HORARIO	HORARIO	CAUDAL TOTALIZADO M3		ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO	ACUMULADO
0	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18,75	0	0,00	1	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
0	0	0,00	2	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
0	0	0,00	3	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
0	0	0,00	4	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
0	4	4,00	5	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75	14,75
0	4	8,00	6	10,75	10,75	10,75	10,75	10,75	10,75	10,75
18,75	4	12,00	7	25,50	25,50	25,50	25,50	25,50	25,50	**25,50**
0	4	16,00	8	21,50	21,50	21,50	21,50	21,50	21,50	21,50
0	4	20,00	9	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50	17,50
0	4	24,00	10	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50	13,50
0	4	28,00	11	9,50	9,50	9,50	9,50	9,50	9,50	9,50
0	4	32,00	12	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
18,75	4	36,00	13	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25	20,25
0	4	40,00	14	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25	16,25
0	4	44,00	15	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25	12,25
0	4	48,00	16	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	8,25
0	4	52,00	17	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25
0	4	56,00	18	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	**0,25**
18,75	4	60,00	19	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
0	4	64,00	20	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
0	4	68,00	21	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00
0	4	72,00	22	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
0	3	75,00	23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	**75**									

VOLUMEN UTIL NECESARIO (M3)	25,50	**Diametro**	**5,66**	Cota minima	0,40	Superficie	25,15
VOLUMEN COTA MINIMA (M3)	10,06	Altura útil	1,41	Resguardo h.	0,25		
VOLUMEN UTIL NECESARIO (M3)	**35,56**	**Altura total**	**1,67**	1,66			

EXTRACCION DE LODOS

Lodos 1º Carga diaria a extraer (kg/dia)	**0,00**
Concentración media (%)	2
Volumen diario (m3/dia)	0,00
Lodos 2º Carga diaria a extraer (kg/dia)	**24,76**
Concentración media (%)	1
Volumen diario (m3/dia)	2,48
Lodos Mixtos carga diaria a extraer (kg/dia)	**24,76**
Concentración media (%)	1,00
Volumen diario lodo mixto (m3/dia)	2,48
Volumen semanal lodo mixto (m3/semana)	17,33
Volumen mensual lodo mixto (m3/mes)	74,53

ESPESADOR DE FANGOS

Volumen adoptado (m3)	20,00
Autonomía (dias)	8,08
Diametro (m)	2,0
Superficie (m)	3,1
Altura (m)	6,4
Material:	PRFV
Instalación	Aerea

APÉNDICE III. CARACTERÍSTICAS REACTOR BIOLÓGICO SECUENCIAL (SBR)

REACTOR BIOLÓGICO SECUENCIAL (SBR)

1. Descripción

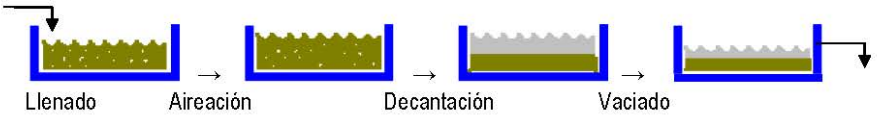
Los reactores biológicos secuenciales (SBR) de flujo discontinuo son un sistema de depuración biológica, que se pueden clasificar dentro de los sistemas aerobios de fangos activos. La diferencia con los sistemas de fangos activos clásicos en continuo, se basa en la variabilidad en el tiempo, todas las operaciones (anoxia, aireación, separación de fangos, etc) se realizan en el mismo tanque, temporizando las secuencias. En los clásicos cada etapa de la depuración, se realiza en un tanque distinto (aireación, anoxia, decantación…), en los SBR todas las etapas se realizan en el mismo tanque de forma secuencial (primero se realiza la anoxia, después la aireación, decantación…).Este tipo de reactor es en la actualidad la tendencia en depuración a nivel mundial (en España existen múltiples SBR en funcionamiento), tanto en urbanas como en industriales.



2. Funcionamiento

En los sistemas SBR todas las operaciones se realizan en el mismo tanque, que realiza las funciones de reactor biológico (anaerobio, anóxico y aerobio según nos interese) y de sistema de separación y recirculación de fangos (sustituye a los decantadores secundarios y flotadores que se utilizan en sistemas menos desarrollados).

Un ciclo operativo básico, sin necesidad de eliminación de nutrientes, sería el siguiente:



Aunque lo habitual en una industria es que se produzca diariamente un periodo de poco vertido, que es el que se aprovecha para realizar la decantación y extracción del agua depurada, un sistema SBR permite asumir un caudal afluente en continuo, existen varias alternativas: desde poner una balsa de homogeneización en cabecera, duplicar el número de reactores con lo que cuando uno está en decantación-extracción, el otro es el que está llenando, hasta estudiar la geometría del reactor para que la entrada de vertido no se mezcle con la salida del vertido depurado.

Las distintas fases, el número de ciclos y los tiempos se diseñan en función de los parámetros contaminantes y del rendimiento requerido, como norma media, se puede hablar de dos ciclos diarios de doce horas cada uno.

Fase de llenado: El vertido procedente del pretratamiento, entra en el reactor, estableciendo contacto con la biomasa que permanece del anterior ciclo. El tiempo de llenado es controlado de forma automática, interesando según el diseño que sea rápido o lento. La fase de llenado se puede subdividir en distintas etapas: anaeróbica, anóxica o aerobia según lo que se quiera conseguir (nitrificación, desnitrificación, eliminación de fósforo…). Esto se consigue fácilmente actuando sobre el sistema de aireación. El control del tiempo de llenado permite tener control sobre la decantabilidad del licor mezcla; una de las mayores ventajas de los sistemas SBR es el control sobre las bacterias filamentosas que producen las espumas y la flotación indeseada de fangos.

Fase de aireación: En esta fase se completa la eliminación de materia orgánica iniciada en la fase anterior y combinando etapas aireadas con etapas sólo con agitación (se sometería todo el volumen a anoxia), permitiendo alcanzar la eliminación de nutrientes deseada.

Fase de decantación: Tras una fase de reacción aeróbica que elimina problemas de desnitrificaciones de fangos no deseadas, el sistema de aireación y agitación entra automáticamente en parada. El licor mezcla, tras algunos minutos, comienza a decantar por gravedad en el mismo reactor. Debido a la gran superficie de decantación del reactor y la ausencia de flujo por entrada de caudal, la decantación es altamente eficiente. Se produce un efecto positivo en la decantación pues el manto de fango en su caída, va incorporando los pequeños flóculos que encuentra en su camino, con lo que el vertido sobrenadante es de alta transparencia.

Fase de vaciado del efluente: Una vez conseguida la separación del efluente depurado y la biomasa, el primero se extrae del sistema, mediante un equipo especial (Decanter), que se encuentra flotando en la superficie del reactor. El diseño permite extraer el vertido sin crear corrientes de arrastre de fangos decantados. El Decanter está diseñado especialmente para que no se produzca salida de licor mezcla durante la fase de reacción. Este equipo se puede regular

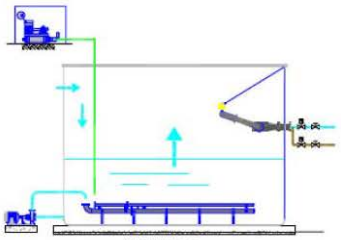
para un nivel preestablecido mínimo en el reactor.

Fase de purga de fangos: El fango concentrado en el fondo del reactor se puede purgar de forma que controlemos la concentración de microorganismos que permanecen en el reactor. De esta forma se tiene un control completo sobre la edad de fango.

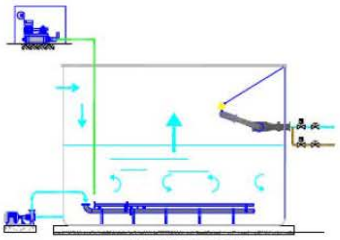
Para la eliminación de nitrógeno, según la concentración de entrada y el tipo (NTK, Nitratos,...) se disponen de varias estrategias de funcionamiento de los ciclos, alternando tanto en la fase de llenado, como en la de reacción, fases aerobias para nitrificación (paso de amonio a nitrito y de este a nitrato) y anóxicas para desnitrificar (paso de nitrato a nitrógeno gas). La eliminación de fósforo se realiza fácilmente en los sistemas SBR, sin necesidad de tratamiento químico ni filtraciones terciarias, incluyendo una fase anaerobia durante el llenado seguida de una fase de reacción aerobia. En un sistema clásico, para la eliminación de nutrientes serían necesarios seis reactores, frente a uno solo en el sistema SBR.

El equipo para realizar la operación de agitación/aireación es consiste en un dispositivo de impulsión sumergido, provisto de una tubería de distribución de líquido, de la que de forma periódica salen unos eyectores, diseñados para que produzcan un efecto venturi, que consigue aspirar el aire introducido a través de otra tubería paralela. Este efecto de mezcla de líquido-aire, se potencia a partir de ciertas alturas de reacción, con un grupo soplante.

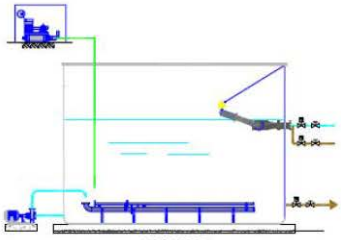
El sistema provoca una agitación y aireación desde el fondo del reactor. Si nos interesa producir sólo agitación (efecto anóxico), cortaremos el flujo de aire, con lo que se produce un chorro de licor mezcla, sin aire. El sistema de aireación puede ser en línea o circular, está compuesto por una serie de boquillas eyectoras montadas a uno o ambos lados de la tubería de distribución, con lo que logramos que la burbuja de aire suba en espiral, estando más tiempo en contacto con el licor mezcla y por tanto transfundiendo más oxígeno.



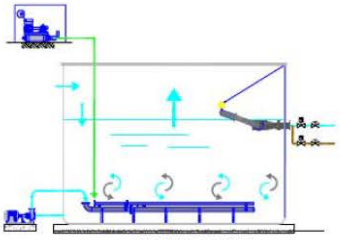
LLENADO
ESTÁTICO



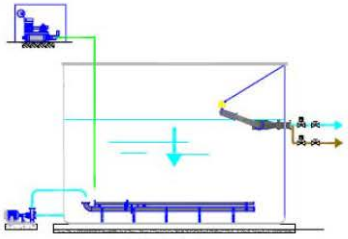
LLENADO CON
AGITACIÓN



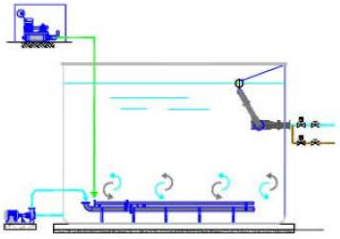
REPOSO
PURGA



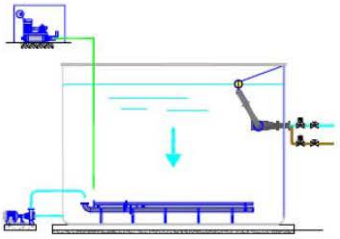
LLENADO CON
AIREACIÓN + AGITACIÓN



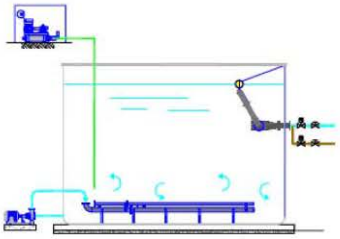
TIEMPO DE
EXTRACCIÓN



ETAPA DE REACCIÓN I
(AIREACIÓN + AGITACIÓN)



ETAPA DE
SEDIMENTACIÓN



ETAPA DE REACCIÓN I I
(AGITACIÓN)

3. Aplicaciones

Este tipo de reactores se emplean en procesos biológicos, especialmente cuando se requiere una inversión baja, cuando el vertido tiene tendencia al crecimiento de bacterias filamentosas o cuando existen limitaciones de terreno, ya que todas las fases del proceso se realizan en un mismo tanque. Pueden emplearse tanto para afluentes discontinuos como continuos.

4. Ventajas/Limitaciones

- MENOR ESPACIO REQUERIDO. Dada la ausencia de necesidad de decantadores primarios, cámaras anóxicas y anaerobias y decantadores secundarios, se produce un ahorro de espacio y de obra civil.

- MENOR INVERSIÓN. No sólo la inversión en obra civil es menor, también se produce un ahorro en equipos (bombas de recirculación de vertido, agitadores sumergibles, bombas de recirculación de fangos, puentes barredores, valvulería, etc.).

- PROCESO TOTALMENTE AUTOMATIZADO. Con la implantación de sistemas automáticos, el control del sistema se hace de forma fácil.

- MENOR COSTE DE MANTENIMIENTO. No sólo por la ausencia de reactivos químicos, sino por la facilidad de manejo de la planta hay menores costos de personal de operación. Además podemos adecuarnos a periodos de baja carga, aireando sólo el tiempo necesario para la depuración, en un sistema en continuo hay que mantener siempre la aireación.

- POSIBILIDAD DE REPROGRAMACIÓN POR VARIACIONES DE CARGA CONTAMINANTE. En los sistemas clásicos de fangos activados, los volúmenes de las balsas (anóxica, aerobia) y por tanto los tiempos de retención hidraúlico, son fijos, en un sistema SBR podemos variar el tiempo de retención hidraúlico con la programación de los ciclos, adecuándonos a variaciones de carga. Esto adquiere mayor importancia en la eliminación de nutrientes, al no tener que predefinir los volúmenes de las balsas anóxicas, sino que ajustamos el tiempo de anoxia justo a la desnitrificación necesaria.

- POSIBILIDAD DE REALIZAR UN CONTROL PREVIO DEL VERTIDO ANTES DE SU DESCARGA. En caso de que algún parámetro no fuese adecuado (existen medidores in situ de la mayoría de los parámetros de interés) podríamos actuar sobre el ciclo, aumentando por ejemplo el tiempo de reacción.

- IMPEDIMENTO DE CIRCUITOS HIDRÁULICOS. El sistema SBR impide los circuitos hidráulicos, con garantía total de que todo el vertido ha sufrido el proceso de depuración, frente a la posibilidad de que en puntas de caudal, o en puntas de cargas, en los reactores en continuo se

produzcan vertidos no suficientemente depurados.

- MENOR SALIDA DE SÓLIDOS, ya que la decantación estática en un gran tanque es muchísimo más eficaz que en un sistema continuo, donde se suelen producir escapes de sólidos en momentos de puntas de caudal. El tanque en el que se produce la decantación, que es el mismo de reacción, es generalmente cinco veces más grande que un decantador convencional y además se produce de forma estática, sin un flujo de vertido ascendente que arrastre los flóculos que decantan.

- SELECCIÓN DE BACTERIAS FORMADORAS DE FLÓCULOS FRENTE A LAS FILAMENTOSAS, SIENDO ÉSTA UNA DE LAS MEJORES VENTAJAS DE DICHO SISTEMA. Debido al llenado rápido se produce un aumento de la carga másica sobre el flóculo (relación alimento-microorganismo) que permite a las bacterias floculantes un acúmulo del substrato en el citoplasma, frente a las filamentosas, incapaces de hacerlo. Cuando la carga másica desciende al final del ciclo, las bacterias filamentosas están en inferioridad para competir con las floculantes, que se alimentan de la comida acumulada y el fango posee unas condiciones de decantabilidad inmejorables. En un sistema SBR se simula temporalmente lo que se produce volumétricamente en un selector o en un flujo pistón, que como sabemos no dan los problemas de filamentosas que aparecen en un sistema de mezcla completa. Por ello un SBR proporciona un flóculo de mejor decantación y mayor calidad del efluente que un sistema continuo.

- EL SISTEMA SBR PERMITE LA MODULACIÓN Y AMPLIACIÓN DESDE UNA INSTALACIÓN INICIAL.

- POSIBILIDAD DE CUMPLIR LAS NORMATIVAS MÁS EXIGENTES EN CUANTO LA ELIMINACIÓN BIOLÓGICA DEL NITRÓGENO Y DEL FÓSFORO. En la misma balsa se pueden conseguir condiciones anaeróbicas, anóxicas y aerobias, combinando los ciclos según la necesidad, lo cual nos permite la eliminación de nutrientes cuando sea necesario. Al eliminar el efecto de mezcla con el vertido entrante que se produce en un sistema en continuo, la calidad del efluente de un sistema SBR es máxima.

- ALTA ESTABILIDAD DEL SISTEMA. La alternancia de fases, el alto grado de control de los ciclos y las características de la microbiología hacen este sistema más estable a las variaciones.

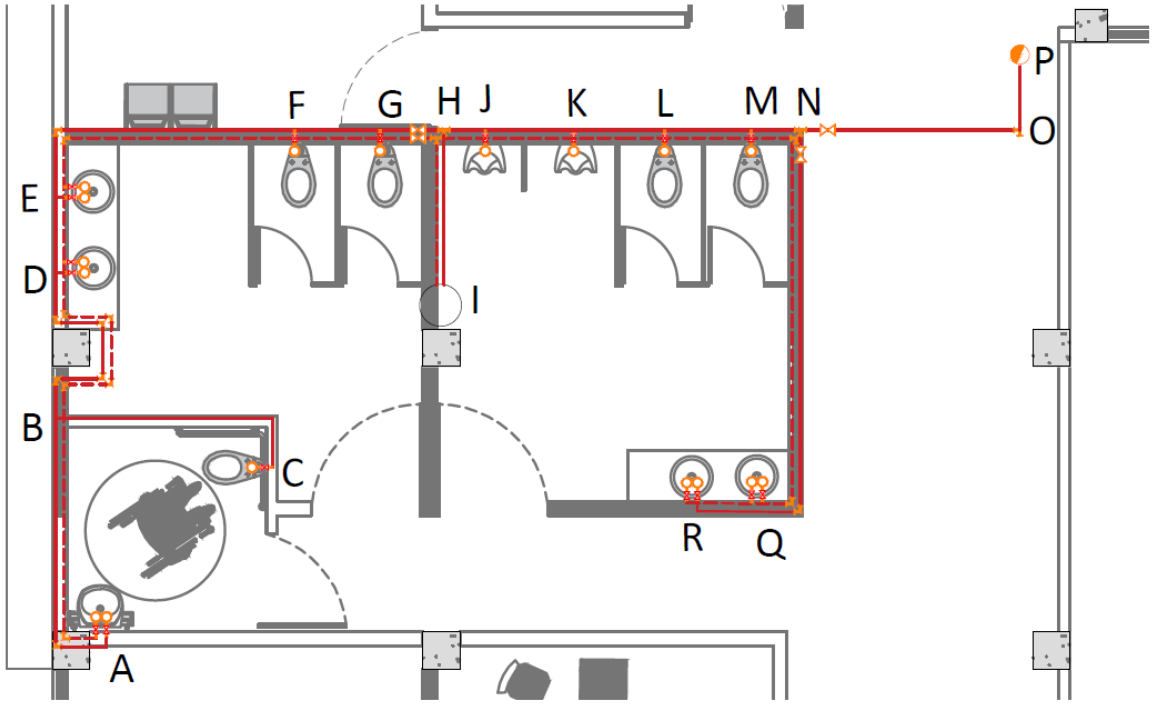
Como desventaja, se requiere un nivel mayor de sofisticación (en comparación a los sistemas convencionales) de las unidades de programación temporal y controles, especialmente en sistemas de gran tamaño.



Reactor SBR.
EDARI realizada por Dinotec para General Dynamics Santa Bárbara Sistemas en Jabalí Viejo (Murcia)

APÉNDICE IV. CÁLCULOS RED ACUEDUCTO

EDIFICIO 1 – PLANTA 2º PISO

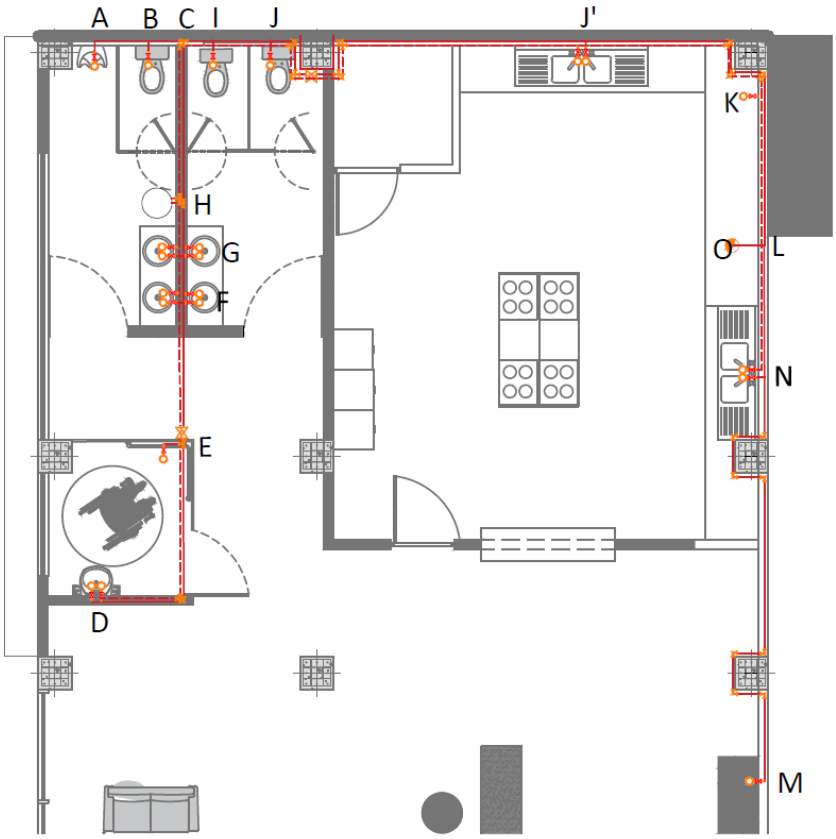


PLANTA 2º PISO					EDIFICIO 1
Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)			
Calentador	1	0,60			
WC Fluxómetro	5	1,58			
Orinal	2	0,75			
Lavamanos	5	0,13			
Nº aparatos sanitarios	13				
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	10,68	l/s	
Factor de simultaneidad		FS	0,47		
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**5,05**	**l/s**	
Diámetro nominal		**DN**	**2.1/2**	**pulgadas**	
Diámetro efectivo		D efect	66,07	mm	
Velocidad		**v**	**1,474**	**m/s**	

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Nº aparatos	FS	Q_{max} posible (l/s)	Q_{max} probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (pulg)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
A-B	1	1,00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
C-B	1	1,00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
B-D	2	1,00	1,72	1,717	33,06	1.1/4	38,14	1,503
D-E	3	1,00	1,85	1,850	34,32	1.1/4	38,14	1,619
E-F	4	0,62	1,98	1,238	28,07	1.1/4	38,14	1,084
F-G	5	0,59	3,57	2,099	36,56	1.1/4	38,14	1,837
G-H	6	0,56	5,15	2,896	42,94	1.1/2	43,68	1,933
H-J	7	0,54	5,75	3,116	44,54	2,00	54,58	1,332
J-K	8	0,53	6,50	3,415	46,63	2,00	54,58	1,460
K-L	9	0,51	7,25	3,710	48,60	2,00	54,58	1,586
L-M	10	0,50	8,83	4,417	53,03	2,00	54,58	1,888
M-N	11	0,49	10,42	5,103	57,00	2.1/2	66,07	1,488
R-Q	1	1,00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
Q-N	2	1,00	0,27	0,267	13,03	1/2	18,18	1,027
N-O	13	0,47	10,68	5,054	56,72	2.1/2	66,07	1,474
SANITARIOS								
CALENT	1	1,00	0,60	0,600	19,54	3/4	23,63	1,368
FLUX	1	1,00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
ORINAL	1	1,00	0,75	0,750	21,85	3/4	23,63	1,710
LAVAM	1	1,00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514

EDIFICIO 1 – TERRAZA



TERRAZA					EDIFICIO 1
Aparatos sanitarios	Ud	Q_{min}			
WC Tanque	3	0,38			
WC Fluxómetro	1	1,58			
Orinal	1	0,75			
Calentador	1	0,60			
Lavamanos	5	0,13			
Lavaplatos	3	0,18			
Lavavajillas	1	0,17			
Nº aparatos sanitarios	15				
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	5,47	l/s	
Factor de simultaneidad		*FS*	0,46		
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**2,51**	**l/s**	
Diámetro nominal		**DN**	**1.1/2**	**pulgadas**	
Diámetro efectivo		D efect	43,68	mm	
Velocidad		**v**	**1,676**	**m/s**	

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Nº aparatos	FS	Qmax posible (l/s)	Qmax probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (mm)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
ORI-A	1	1,00	0,75	0,750	21,85	3/4	23,63	1,710
A-B	1	1,00	0,75	0,750	21,85	3/4	23,63	1,710
WC-B	1	1,00	0,38	0,383	15,62	3/4	23,63	0,874
B-C	2	1,00	1,13	1,133	26,86	1.1/4	38,14	0,992
D-E	1	1,00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
E-F	2	1,00	1,72	1,717	33,06	1.1/4	38,14	1,503
F-G	4	0,62	1,98	1,238	28,07	1.1/4	38,14	1,084
G-H	6	0,56	2,25	1,265	28,38	1.1/4	38,14	1,108
H-C	7	0,54	2,85	1,545	31,36	1.1/4	38,14	1,352
C-I	9	0,51	3,98	2,038	36,02	1.1/4	38,14	1,784
I-J	10	0,50	4,37	2,183	37,28	1.1/4	38,14	1,911
J'-J	11	0,49	4,75	2,327	38,49	1.1/2	43,68	1,553
J-K	12	0,48	4,93	2,373	38,87	1.1/2	43,68	1,583
K-L	13	0,47	5,10	2,413	39,19	1.1/2	43,68	1,610
N-M	1	1,00	0,18	0,183	10,80	3/4	23,63	0,418
L-N	2	1,00	0,37	0,367	15,28	3/4	23,63	0,836
O-L	15	0,46	5,47	2,512	39,99	1.1/2	43,68	1,676
SANITARIOS								
INOD. TAN	1	1,00	0,38	0,383	15,62	1/2	18,18	1,477
INOD. FLUX	1	1,00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
ORINAL	1	1,00	0,75	0,750	21,85	3/4	23,63	1,710
CALENT	1	1,00	0,60	0,600	19,54	3/4	23,63	1,368
LAVAM	1	1,00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
LAVAP	1	1,00	0,18	0,183	10,80	3/4	23,63	0,418
LAVAV	1	1,00	0,17	0,167	10,30	3/4	23,63	0,380

CÁLCULO DE LA TUBERÍA VERTICAL

Caudal Planta 1	0,00	l/s	
Caudal Planta 2 piso:	5,05	l/s	*(máximo probable)*
Caudal Planta Terraza:	2,51	l/s	*(máximo probable)*

CALCULO TUBERIA VERTICAL

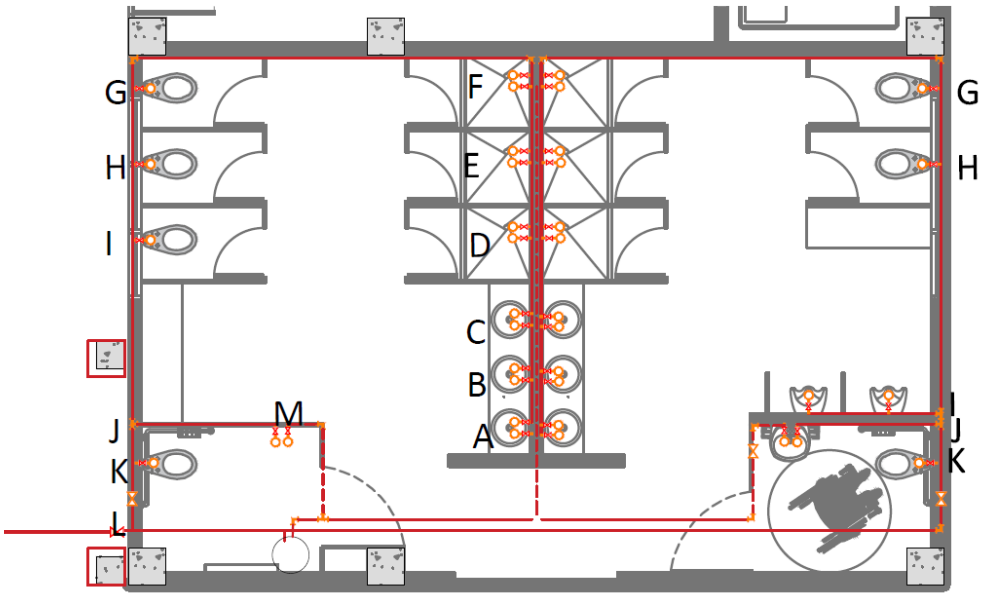
TRAMO	Nº aparatos	FS	Qmax posible (l/s)	Qmax probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (mm)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
P2-TERRAZA	15	0,46	5,47	2,512	39,99	1.1/2	43,68	1,676
SUMIN-P2	28	0,41	16,15	6,599	64,82	2.1/2	66,07	1,925

CONDUCCIÓN DESDE PTAP

Caudal Edificio 1	7,57	l/s
Caudal Edificio 2	4,64	l/s
CAUDAL TOTAL	**12,20**	**l/s**
Diámetro nominal	4	pulgada
Diámetro efectivo	103,42	mm
Velocidad	1,45	m/s

EDIFICIO 2 – VESTUARIO 1

(El vestuario 2 será simétrico al 1)



CIRCUITO 1 (VESTUARIO 1)					EDIFICIO 2
Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)			
WC fluxo	4	1,58			
Lavamanos	4	0,13			
Duchas	3	0,18			
Nº aparatos sanitarios	11				
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	7,42	l/s	
Factor de simultaneidad		FS	0,32		
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**2,35**	**l/s**	
Diámetro nominal		**DN**	**1.1/4**	**pulgadas**	
Diámetro efectivo		D efect	38,14	mm	
Velocidad		**v**	**2,053**	**m/s**	

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Nº aparatos	FS	Qmax posible (l/s)	Qmax probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (mm)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
LM-A	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
A-B	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
LM-B	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
B-C	2	1.00	0,27	0,267	13,03	1/2	18,18	1,027
LM-C	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
C-D	3	0,71	0,40	0,283	13,42	1/2	18,18	1,090
DU-D	1	1.00	0,18	0,183	10,80	1/2	18,18	0,706
D-E	4	0,58	0,58	0,337	14,64	3/4	23,63	0,768
DU-E	1	1.00	0,18	0,183	10,80	1/2	18,18	0,706
E-F	5	0,50	0,77	0,383	15,62	3/4	23,63	0,874
DU-F	1	1.00	0,18	0,183	10,80	1/2	18,18	0,706
F-G	6	0,45	0,95	0,425	16,45	3/4	23,63	0,969
WC-G	1	1.00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
G-H	7	0,41	2,53	1,034	25,66	1.1/4	38,14	0,905
WC-H	1	1.00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
H-I	8	0,38	4,12	1,556	31,47	1.1/4	38,14	1,362
WC-I	1	1.00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
I-J	9	0,35	5,70	2,015	35,82	1.1/4	38,14	1,764
LM-K	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
J-M	1	1.00	0,13	0,133	9,21	1/2	18,18	0,514
J-K	10	0,33	5,83	1,944	35,18	1.1/4	38,14	1,702
WC-L	1	1.00	1,58	1,583	31,75	1.1/4	38,14	1,386
K-L	11	0,32	7,42	2,345	38,64	1.1/2	43,68	1,565

CIRCUITO 2 (VESTUARIO 2 + CAL.) **EDIFICIO 2**

Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)
WC fluxo	3	1,58
Orinal	2	0,75
Lavamanos	4	0,13
Calentador	1	0,60
Duchas	3	0,18
Nº aparatos sanitarios	13	

Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	7,93	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,29	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**2,29**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**1.1/2**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	43,68	mm
Velocidad	**v**	**1,528**	**m/s**

AGUA CALIENTE

VESTUARIO 1 & 2

Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)
Lavamanos	8	0,065
Duchas	6	0,10
Nº aparatos sanitarios	14	

Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	1,12	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,47	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**0,52**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**3/4**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	23,63	mm
Velocidad	**v**	**1,190**	**m/s**

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Nº aparatos	FS	Qmax posible (l/s)	Qmax probable (l/s)	D min (mm)	D nominal (mm)	D efectivo (mm)	V real (m/s)
DU-A	2	1.00	0,20	0,200	11,28	1/2	18,18	0,770
A-B	2	1.00	0,20	0,200	11,28	1/2	18,18	0,770
DU-B	2	1.00	0,20	0,200	11,28	1/2	18,18	0,770
B-C	4	0,62	0,40	0,250	12,61	1/2	18,18	0,962
DU-C	2	1.00	0,20	0,200	11,28	1/2	18,18	0,770
C-D	6	0,56	0,60	0,337	14,66	1/2	18,18	1,300
LM-D	2	1.00	0,13	0,130	9,10	1/2	18,18	0,501
D-E	8	0,53	0,73	0,384	15,63	1/2	18,18	1,478
LM-E	2	1.00	0,13	0,130	9,10	1/2	18,18	0,501
E-D	10	0,50	0,86	0,430	16,55	1/2	18,18	1,656
LM-F	2	1.00	0,13	0,130	9,10	1/2	18,18	0,501
F-G	12	0,48	0,99	0,476	17,41	1/2	18,18	1,834
LM-H	1	1.00	0,07	0,065	6,43	1/2	18,18	0,250
G-H	1	1.00	0,07	0,065	6,43	1/2	18,18	0,250
I-H	13	0,47	1,06	0,499	17,82	1/2	18,18	1,923
LM-J	1	1.00	0,07	0,065	6,43	1/2	18,18	0,250
J-INICIO	14	0,47	1,12	0,522	18,23	1/2	18,18	2,010

CÁLCULO DE LA ENERGÍA MÍNIMA NECESARIA — EDIFICIO 2

VESTUARIO 1 — EDIFICIO 2

Calculamos energía necesaria para el punto más desfavorable: LAVAMANOS MÁS ALEJADO

Pérdidas por fricción, h_f

TRAMO	L (m)	D efectivo (m)	V (m/s)	Re	f	h_f (m)
LM-A	0,60	0,0182	0,5136	8.184,1	0,02955	0,013
A-B	1,50	0,0182	0,5136	8.184,1	0,02955	0,033
B-C	1,00	0,0182	1,0273	16.368,1	0,02592	0,077
C-D	1,00	0,0182	1,0896	17.361,0	0,02563	0,085
D-E	1,00	0,0236	0,7680	15.904,4	0,02606	0,033
E-F	7,00	0,0236	0,8741	18.102,4	0,02543	0,293
F-G	1,00	0,0236	0,9688	20.063,2	0,02494	0,050
G-H	1,00	0,0381	0,9052	30.259,4	0,02308	0,025
H-I	1,00	0,0381	1,3619	45.524,0	0,02136	0,053
I-J	1,20	0,0381	1,7639	58.962,2	0,02034	0,102
J-K	0,60	0,0381	1,7019	56.890,4	0,02048	0,048
K-L	0,60	0,0437	1,5651	59.917,1	0,02028	0,035
						0,847

Pérdidas por elementos singulares, h_k

TRAMO	Accesorios	Cantidad	K	D tub (mm)	V (m/s)	h_k (m)
LM-A	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0182	0,514	0,0121
A-B	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0182	0,514	0,0121
B-C	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0182	1,027	0,0484
C-D	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0182	1,090	0,0545
D-E	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0236	0,768	0,0271
E-F	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0236	0,874	0,0350
	Codo	2	0,90	0,0236	0,874	0,0701
F-G	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0236	0,969	0,0431
G-H	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0381	0,905	0,0376
H-I	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0381	1,362	0,0851
I-J	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0381	1,764	0,1427
J-K	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0381	1,702	0,1329
K-L	Tee (salida lat.)	1	0,90	0,0437	1,565	0,1124
						0,8130

Presión mín. necesaria en WC más alejado	P_{min}	24,59	m
Cota al 0 Referencia	Z	8,38	m
Pérdidas totales por fricción	h_f	0,85	m
Pérdidas totales localizadas	h_k	0,81	m
Presión de Servicio	**P_s**	**34,63**	**m**

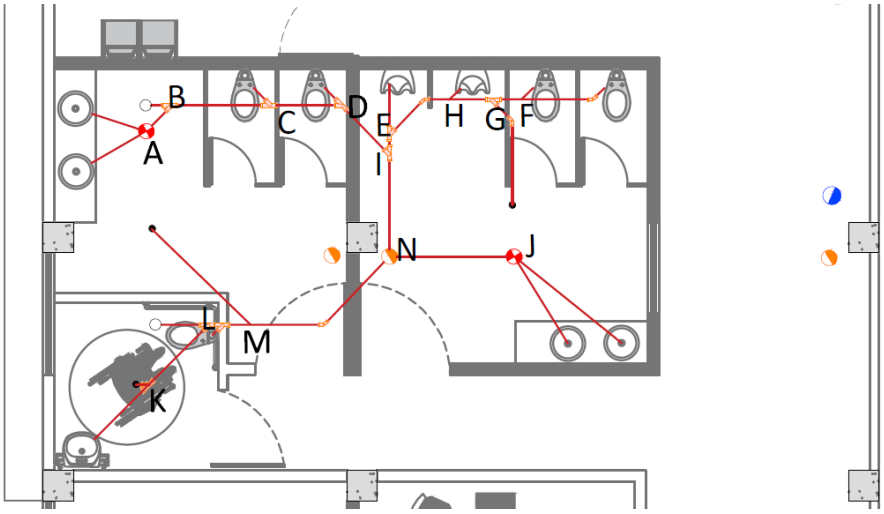
ARMARIOS ZONA PANTALANES

CIRCUITO 1				
Descripcion	Ud	Q_{min} (l/s)		
Armarios	36	0,50		
Caudal máxImo posible		$Q_{max\ posible}$	18,00	l/s
Factor de simultaneidad		FS	0,17	
Caudal máximo probable		**$Q_{max\ probable}$**	**3,04**	**l/s**
Diámetro nominal		**DN**	**2**	**pulgadas**
Diámetro efectivo		D efect	54,58	mm
Velocidad		**v**	**1,300**	**m/s**

CONDUCCIÓN HASTA ZONA DE PANTALANES			
Numero de armarios	36		
Caudal máxImo posible	$Q_{max\ posible}$	18,00	l/s
Factor de simultaneidad	FS	0,17	
Caudal máximo probable	**$Q_{max\ probable}$**	**3,04**	**l/s**
Diámetro nominal	**DN**	**2**	**pulgadas**
Diámetro efectivo	D efect	54,58	mm
Velocidad	**v**	**1,300**	**m/s**

APÉNDICE V. CÁLCULOS RED DE DESAGÜE

EDIFICIO 1 – PLANTA 2º PISO

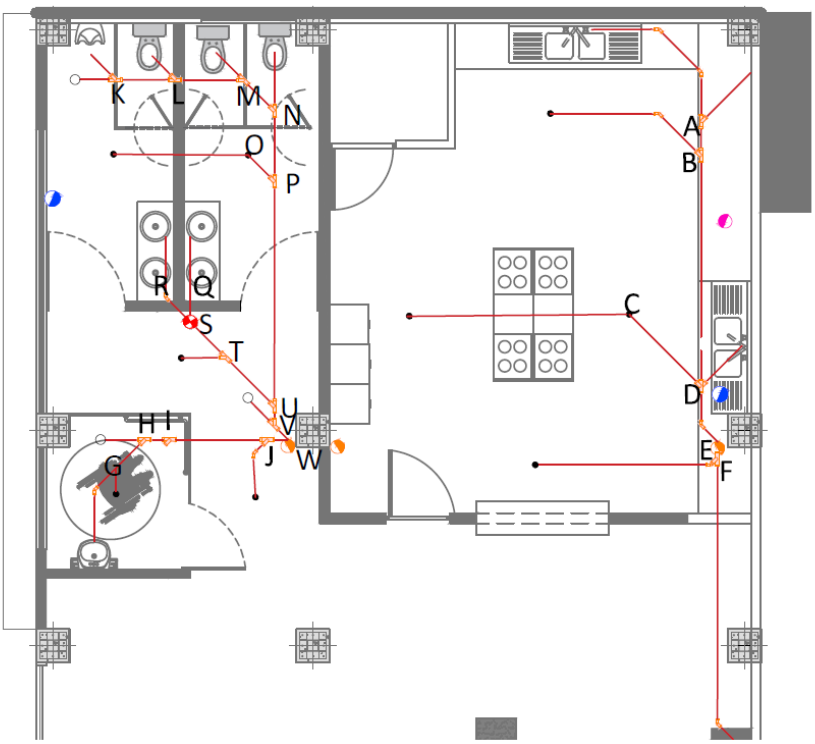


PLANTA 2º PISO				EDIFICIO 1
Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min}	U.D.	D (pulg)
WC Tanque	0	1,20	4	4
WC Fluxometro	5	1,20	4	4
Orinal	2	0,60	2	2
Lavamanos	5	0,30	1	2
Desagüe emergencia pisos	3	-	-	2
Nº aparatos sanitarios	12			

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Unidades de descarga	Qmax probable (l/s)	Pendiente (m/m)	D nominal (in)	D efectivo (mm)	Calado uniforme Yn (mm)	% Llenado	V (m/s)
A-B	2	0,187	0,02	2	54,48	12,73	23,36%	0,45
B-C	2	0,187	0,02	2	54,48	12,73	23,36%	0,45
C-D	6	0,399	0,02	4	107,70	14,94	13,87%	0,52
D-I	10	0,566	0,02	4	107,70	17,71	16,44%	0,58
F-G	8	0,486	0,02	4	107,70	16,44	15,26%	0,55
G-H	8	0,486	0,02	4	107,70	16,44	15,26%	0,55
H-E	10	0,566	0,02	4	107,70	17,71	16,44%	0,58
E-I	12	0,642	0,02	4	107,70	18,83	17,48%	0,60
I-N	20	0,912	0,02	4	107,70	22,37	20,77%	0,67
J-N	2	0,187	0,02	2	54,48	12,73	23,37%	0,45
K-L	1	0,116	0,02	2	54,48	10,05	18,45%	0,39
L-M	5	0,352	0,02	4	107,70	14,06	13,06%	0,50
M-N	5	0,352	0,02	4	107,70	14,07	13,06%	0,50
BAJANTE	27	1,121	0,02	4	107,70	24,79	23,02%	0,71
SANITARIOS								
WC TANQUE	4	0,302	0,02	4	107,70	13,06	12,13%	0,48
WC FLUX	4	0,302	0,02	4	107,70	13,06	12,13%	0,48
ORINAL	2	0,187	0,02	2	54,48	12,75	23,40%	0,45
LAVAMANOS	1	0,116	0,03	2	54,48	9,10	16,70%	0,45

EDIFICIO 1 – TERRAZA

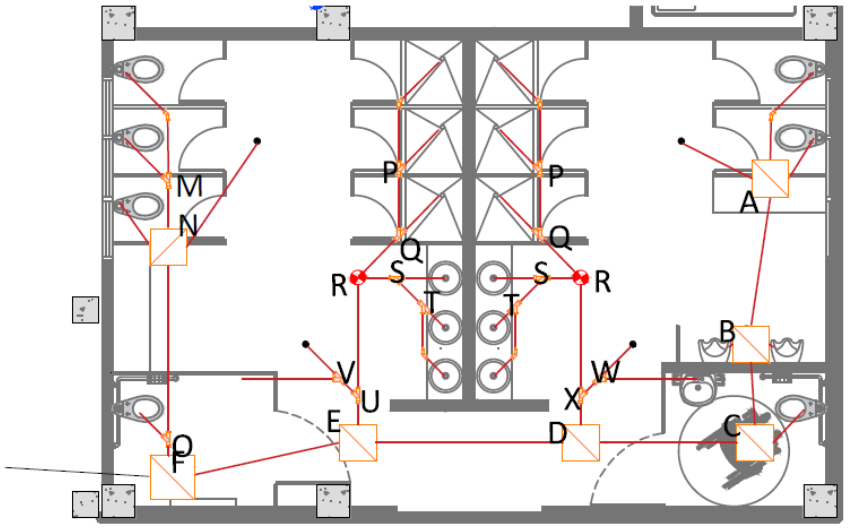


TERRAZA				
Aparatos sanitarios	Ud	Q_{min}	U.D.	D (pulg)
WC Tanque	3	1,20	4	4
WC Fluxometro	1	1,20	4	4
Orinal	2	0,60	2	2
Lavamanos	5	0,30	1	2
Lavaplatos	3	0,20	2	2
Lavavajillas	1	0,30	2	2
Desagües de piso	9	-	-	2
Nº aparatos sanitarios	15			

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Unidades de descarga	Qmax probable (l/s)	Pendiente (m/m)	D nominal (in)	D efectivo (mm)	Calado uniforme Yn (mm)	% Llenado	V (m/s)
A-B	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
B-D	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
D-E	6	0,399	0,02	2	54,48	18,76	34,43%	0,56
C-D	2	0,187	0,02	2	54,48	12,73	23,36%	0,45
K-L	2	0,187	0,02	4	107,70	10,43	9,69%	0,42
L-M	6	0,399	0,02	4	107,70	14,94	13,87%	0,52
M-N	10	0,566	0,02	4	107,70	17,71	16,44%	0,58
N-P	14	0,714	0,02	4	107,70	19,83	18,41%	0,62
P-U	14	0,714	0,02	4	107,70	19,82	18,40%	0,62
U-V	18	0,848	0,02	4	107,70	21,59	20,04%	0,65
V-W	32	1,260	0,02	4	107,70	26,29	24,41%	0,73
O-P	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
R-S=Q-S	2	0,187	0,02	2	54,48	12,73	23,36%	0,45
S-T	4	0,302	0,02	2	54,48	16,22	29,78%	0,52
T-U	4	0,302	0,02	2	54,48	16,21	29,76%	0,52
G-H	1	0,116	0,02	2	54,48	10,05	18,45%	0,39
H-I	1	0,116	0,02	2	54,48	10,05	18,44%	0,39
I-J	5	0,352	0,02	4	107,70	14,06	13,06%	0,50
J-W	5	0,352	0,02	4	107,70	14,07	13,06%	0,50
BAJANTE CO	8	0,486	0,02	4	107,70	16,44	15,26%	0,55
BAJANTE BA	37	1,392	0,02	4	107,70	27,65	25,67%	0,75
SANITARIOS								
WC TANQUE	6	0,399	0,02	2	54,48	18,74	34,39%	0,56
WC FLUX	6	0,399	0,02	2	54,48	18,74	34,39%	0,56
LAVAM	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
LAVAP	10	0,566	0,02	2	54,48	22,65	41,57%	0,62
LAVAVAJI	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
ORINAL	2	0,187	0,02	2	54,48	12,75	23,40%	0,45
DESAGÜES	14	0,714	0,02	4	107,70	19,83	18,41%	0,62

EDIFICIO 2 – VESTUARIOS



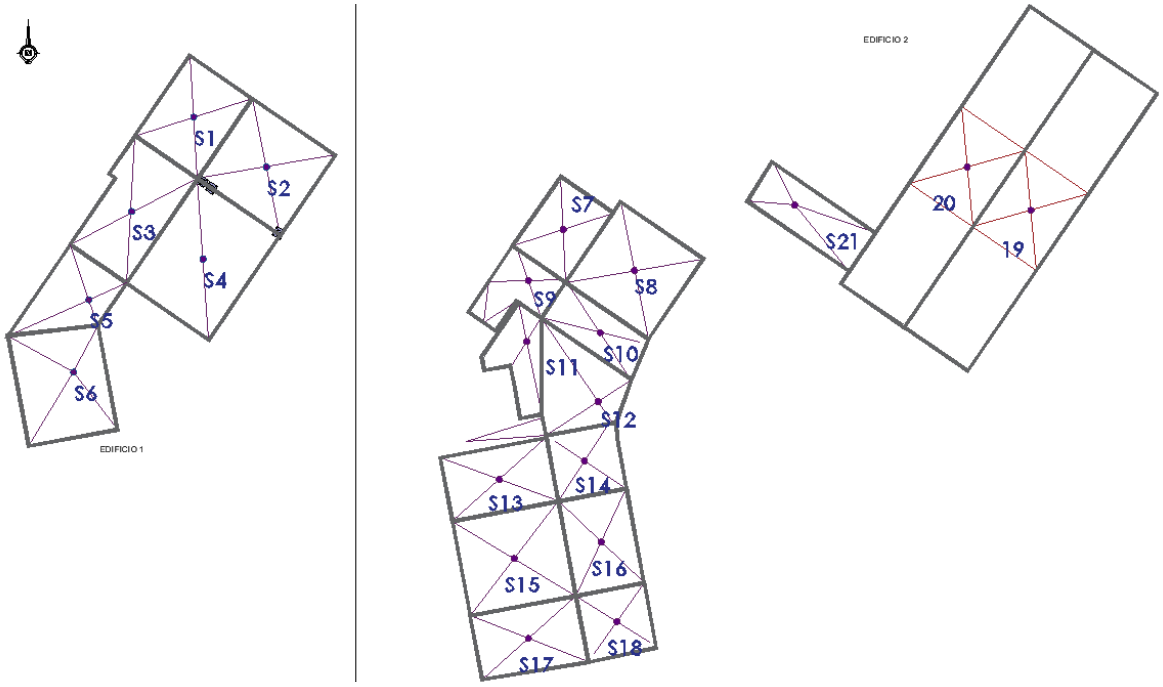
VESTUARIO 1 (= VESTUARIO 2)				EDIFICIO 2
Aparatos sanitarios:	Ud	Q_{min} (l/s)	U.D.	D (pulg)
WC fluxómetro	4	1,20	4	4
Lavamanos	4	0,30	1	2
Duchas	3	0,90	3	2
Orinal	2	0,60	2	2
Nº aparatos sanitarios	11			

DIMENSIONAMIENTO POR TRAMO:

TRAMO	Unidades de descarga	Qmax probable (l/s)	Pendiente (m/m)	D nominal (in)	D efectivo (mm)	Calado uniforme Yn (mm)	% Llenado	V (m/s)
A-B	8	0,486	0,02	4	107,70	16,44	15,26%	0,55
B-C	12	0,642	0,02	4	107,70	18,82	17,48%	0,60
C-D	3	0,248	0,02	4	107,70	11,88	11,03%	0,45
D-E	16	0,782	0,02	4	107,70	20,74	19,26%	0,64
E-F	29	1,178	0,02	4	107,70	25,41	23,59%	0,72
F-G	45	1,593	0,02	6	160,04	26,03	16,27%	0,75
G-H	53	1,782	0,02	6	160,04	27,50	17,18%	0,77
H-I	117	3,072	0,02	6	160,04	35,97	22,48%	0,91
J-G	8	0,486	0,02	6	160,04	14,73	9,20%	0,52
K-L	27	1,121	0,02	6	160,04	21,97	13,73%	0,67
L-H	64	2,029	0,02	6	160,04	29,30	18,31%	0,80
M-N	8	0,486	0,02	4	107,70	16,44	15,26%	0,55
N-O	12	0,642	0,02	4	107,70	18,84	17,49%	0,60
O-F	16	0,782	0,02	4	107,70	20,74	19,26%	0,64
P-Q	6	0,399	0,02	2	54,48	18,76	34,43%	0,56
Q-R	9	0,527	0,02	2	54,48	21,76	39,94%	0,61
S-R	3	0,248	0,02	2	54,48	14,64	26,88%	0,49
R-U	12	0,642	0,02	2	54,48	24,29	44,58%	0,64
V-U	1	0,116	0,02	2	54,48	10,08	18,50%	0,39
U-E	13	0,678	0,02	2	54,48	25,06	46,00%	0,65
R-X	12	0,642	0,02	2	54,48	24,29	44,59%	0,64
W-X	1	0,116	0,02	2	54,48	10,05	18,45%	0,39
X-D	13	0,678	0,02	2	54,48	25,11	46,09%	0,65
SANITARIOS								
FLUXÓMETRO	4	0,302	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52
LAVAMANOS	1	0,116	0,03	2	54,48	27,22	49,96%	0,82
DUCHAS	3	0,248	0,05	2	54,48	16,20	29,74%	0,82
ORINAL	2	0,187	0,02	2	54,48	16,20	29,74%	0,52

APÉNDICE VI. CÁLCULOS RED PLUVIALES

EDIFICIOS



COLECTORES COLGADOS Y BAJANTES	Área (m^2)	I ($l/s/m^2$)	C	Q (l/s)	Q (mm/h)	Colector (Tabla 12.6.3) (pulg)	Colector proyecto (pulg)	Bajante (Tabla 12.6.2(1)) (pulg)	Bajante proyecto (pulg)
Edificio 1									
S1=C1=P1	31,06	0,0278	1,00	0,863	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S2=C2=P2	41,08	0,0278	1,00	1,142	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S3=C4	37,83	0,0278	1,00	1,052	100,08	3"	**4"**	-	-
S4=C3	53,47	0,0278	1,00	1,486	100,08	3"	**4"**	-	-
S5=C5	23,25	0,0278	1,00	0,646	100,08	3"	**4"**	-	-
S6=C6=P5	41,43	0,0278	1,00	1,152	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**
S7=C7	22,79	0,0278	1,00	0,634	100,08	3"	**4"**	-	-
S8=C8	41,07	0,0278	1,00	1,142	100,08	3"	**4"**	-	-
S9=C9	16,80	0,0278	1,00	0,467	100,08	3"	**4"**	-	-
S10=C10	19,06	0,0278	1,00	0,530	100,08	3"	**4"**	-	-
S11=C11	16,89	0,0278	1,00	0,470	100,08	3"	**4"**	-	-
S12=C12	28,44	0,0278	1,00	0,791	100,08	3"	**4"**	-	-
S13=C13	29,26	0,0278	1,00	0,813	100,08	3"	**4"**	-	-
S14=C14	19,56	0,0278	1,00	0,544	100,08	3"	**4"**	-	-
S15=C15	43,84	0,0278	1,00	1,219	100,08	3"	**4"**	-	-
S16=C16	28,12	0,0278	1,00	0,782	100,08	3"	**4"**	-	-
S17=C17	30,06	0,0278	1,00	0,836	100,08	3"	**4"**	-	-
S18=C18	19,44	0,0278	1,00	0,540	100,08	3"	**4"**	-	-
P3=C3+C8+C10	113,60	0,0278	1,00	3,158	100,08	-	-	3"	**4"**
P4=C4+C7+C9	77,42	0,0278	1,00	2,152	100,08	-	-	3"	**4"**
P6=C12+C14	48,00	0,0278	1,00	1,334	100,08	-	-	2"	**4"**
P7=C13+C15	73,10	0,0278	1,00	2,032	100,08	-	-	3"	**4"**
P8=C16+C17+C18	77,62	0,0278	1,00	2,158	100,08	-	-	3"	**4"**

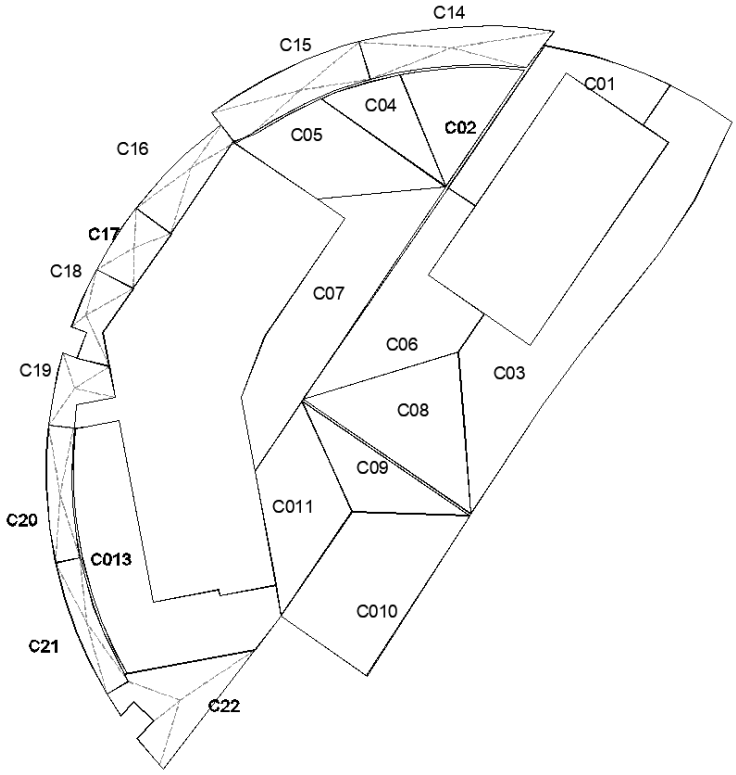
Edificio 2									
S19=P10	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**4"**	3"	**4"**
S20=P9	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**4"**	3"	**4"**
S21=P11	24,28	0,0278	1,00	0,675	100,08	3"	**4"**	2"	**4"**

Sumidero	Diám>4"
Desagüe	Diám>4"

Pendientes de todos los colectores = 2%

COLECTORES ENTERRADOS	Área (m^2)	I ($l/s/m^2$)	C	Q (l/s)	Q (mm/h)	Colector (Tabla 12.6.3) (pulg)	Colector proyecto (pulg)
Edificio 1							
P10-P9	109,00	0,0278	1,00	3,030	100,08	4"	**6"**
P9-4	218,00	0,0278	1,00	6,060	100,08	4"	**6"**
P8-P7	77,62	0,0278	1,00	2,158	100,08	3"	**6"**
P6-P7	48,00	0,0278	1,00	1,334	100,08	3"	**6"**
P7-1	198,72	0,0278	1,00	5,524	100,08	4"	**6"**
1-2	198,72	0,0278	1,00	5,524	100,08	4"	**6"**
P5-P4	41,43	0,0278	1,00	1,152	100,08	3"	**6"**
P4-3	118,85	0,0278	1,00	3,304	100,08	4"	**6"**
P3-P2	113,60	0,0278	1,00	3,158	100,08	4"	**6"**
P2-P11	137,88	0,0278	1,00	3,833	100,08	4"	**6"**

ZONA DE TIERRA



Cuenca	A (m^2)	L (m)	i (m/m)	C	Tc (min)	I_{T-5} (mm/h)	Q_{T-5} (m^3/s)	Q_{T-5} (l/s)
C-01	61.66	23.98	0.005	1.00	11.73	208.47	0.004	3.571
C-02	48.67	13.74	0.005	1.00	11.13	215.86	0.003	2.918
C-03	168.36	37.74	0.005	1.00	12.45	200.40	0.009	9.372
C-04	32.94	21.34	0.005	1.00	11.58	210.23	0.002	1.924
C-05	69.56	12.81	0.005	1.00	11.07	216.62	0.004	4.186
C-06	90.73	20.60	0.005	1.00	11.54	210.74	0.005	5.311
C-07	122.82	27.68	0.005	1.00	11.93	206.13	0.007	7.032
C-08	83.72	18.40	0.005	1.00	11.41	212.30	0.005	4.937
C-09	41.75	16.10	0.005	1.00	11.27	214.00	0.002	2.482
C-10	105.68	23.82	0.005	1.00	11.72	208.57	0.006	6.123
C-11	70.49	23.29	0.005	1.00	11.69	208.92	0.004	4.091
C-13	137.6	29.24	0.005	1.00	12.01	205.18	0.008	7.843
C-14	44.76	15.53	0.005	1.00	11.24	214.44	0.003	2.666
C-15	40.57	13.20	0.005	1.00	11.09	216.30	0.002	2.438
C-16	25.58	9.58	0.005	1.00	10.85	219.43	0.002	1.559
C-17	19.71	5.91	0.005	1.00	10.59	223.04	0.001	1.221
C-18	18.92	7.25	0.005	1.00	10.69	221.65	0.001	1.165
C-19	19.15	5.95	0.005	1.00	10.59	222.99	0.001	1.186
C-20	22.34	11.09	0.005	1.00	10.96	218.08	0.001	1.353
C-21	22.5	11.40	0.005	1.00	10.98	217.81	0.001	1.361
C-22	47.56	12.10	0.005	1.00	11.02	217.21	0.003	2.870

APÉNDICE VII. REGISTRO IDEAM ESTACIÓN LA PAZ

IA Y ESTUD IO I D S AMBI E A ENTA M - LES INS TITUTO DE HIDR OL OGIA, M ETE OROLOG

SI STEMA D E INF ORMACI ON

V ALOR ES TOT ALE S MEN SU ALES DE PR ECIPIT AC ION

(mms)

NACIONA L AMB IENTAL

FE CHA DE PROCES TACIO

ES O : 2018 /03 /02

N : 24060 60 PTE L A PAZ

LA TITU D 706 N T IPO EST PM DEPT O SAN TA

NDER FECHA #¿NOMBRE? STALACI ON 1979-A BR

LO NGIT UD 7325 W E NTID AD 1 IDE AM MUNI CI PIO BET

UL IA FECHA #¿NOMBRE? SPENSIO N 2017-A GO

EL EVAC ION 180 m. s.n.m R EGIO NAL 8 SAN TA NDERES CORR IE NTE

SOG AM OSO

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

A#O EST ENT ENERO * FEBRE * MARZO * ABRIL * MAYO * JUNIO * JULIO *

AGOST * SEPTI * OCTUB * NOVIE * DICIE * VR ANUAL *

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

1979	2	1							276	3	477	341	330	262		
	255		703	731		330	3705	3								
1980	2	1	168	172		86	447		204	75	237	235				
	327		458	533		424	3366									
1981	2	1	145	214		339	277		445	283	195	282				
	241		525	169		432	3547									
1982	2	1	290	554		158	484		467	89	211	81				
	344		508	442		76	3704									
1983	2	1	139	155		353	536		362	120	160	149				
	206		285	412		300	3177									
1984	2	1	99	311	3	263	157		509	570.7	256	173				
	732		561	634		35	4300.7	3								
1985	2	1	14	35		291	733		187	264	170	104				
	293		739	293		454	3577									
1986	2	1	193	328		354	471		588	111	44	184				
	285		717	413		33	3721									
1987	2	1	150	220		382	345		484	330	200	269				
	339		446	178		280	3623									
1988	2	1	0	132		28	787		246	194	182	457				
	235		468	602		304	3635									
1989	2	1	140	182		245	280		406	188	96	216				
	299		405	484		223	3164									
1990	2	1	104	91		168	499		160	66	90	193				
	194		545	400		304	2814									
1991	2	1	0	197		282	217		208	229	151	30				
	439		345	328		117	2543									
1992	2	1	60	111		118	146		376	120	75	201				
	312		387	577		129	2612									

1993	2	1	242	109	216	463	564	77	93	174	
	219		82	450	197	2886					
1994	2	1	206	227	220	175	431	20	47	54	
	345		196	454	102	2477					
1995	2	1	26	58	482	257	406	110	172	395	
	261		563	346		3076	3				
1996	2	1	324	231	457	314	194	306	349	204	
	428		359	387	229	3782					
1997	2	1	175	104	82	383	192	204	42	69	
	185		205	459	5	2105					
1998	2	1	92	360	133	418	353	74	115	96	
	364		535	474	276	3290					
1999	2	1	124	440	155	334	199	263	129	206	
	562		642			3054	3				
2000	1	1	136	176	215	219	282	168	210	83	
	280		430	370	149	2718					
2001	1	1	197	0	345	185	292	166	215	3	
						1400	3				
2002	1	1	9	30	279	250	325	104	103	161	
	376		505	74	280	2496					
2003	1	1	51	68	287	237	185	273	76	69	
	166		483	337	446	2678					
2004	1	1	31	103	26	307	255	29	171	93	
	451		365	206	213	2250					
2005	1	1	120	488	421	248	418	347	261	105	
	198		536	331	397	3870					
2006	1	1	368	34.5	303.9	220.1	227.5	364.2	155.7	196.4	
	185.1		645.8	3 500.6	123.6	3325.4	3				

2007	1	1	93	123.5	207.1	364.4	258	61	239.2	373.7		
	194.3		482.6	258.9	247.1	2902.8						
2008	1	1	159.6	259.8	328.9	265.2	611.3	148.8	165.8	197.4		
	261.8		421.6	587.5	90.6	3498.3						
2009	1	1	225.5	95.2	493.6	449.4	278.4	145.6	186.9	198.4		
	54.8		209.6	295	89.1	2721.5						
2010	1	1	0	*	261.5	267.2	299.8	370.4	179.7	218.1		
	626					2222.7	3					
MEDIOS			131.6	187	257.4	344.1	340.3	194.1	165.9			
	184.8		311.5	458.4	404.3	224.5	3204					
MAXIMO	S		368	554	493.6	787	611.3	570.7	349	457		
	732		739	731	454	787						
MINIMO	S		0	0	26	146	160	20	42	30		
	54.8		82	74	5	0						

IA Y ESTUD IO I D S AMBI E A ENTA M - LES INS TITUTO DE HIDR OL OGIA, M ETE OROLOG

SI STEMA D E INF ORMACI ON

V ALOR NACIONA ES No DIA L AMB S MEN IENTAL SU ALES DE PR ECIPIT AC ION

FE CHA DE PROCES ES TACIO O : N : 2018 24060 /03 60 /02 PTE L A PAZ

LA TITU NDER D 706 N T IPO EST PM DEPT O SAN TA

FECHA #¿NOMBRE? STALACI AD ON 1979-A BR

LO NGIT UL UD IA 7325 W E NTID AD 1 IDE AM MUNI CI PIO BET

FECHA #¿NOMBRE? SPENSIO N 2017-A GO

EL SOG EVAC AM ION OSO 180 m. s.n.m R EGIO NAL 8 SAN TA NDERES CORR IE NTE

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

A#O EST AGOST ENT * ENERO SEPTI * FEBRE OCTUB * MARZO NOVIE * DICIE * ABRIL * VR MAYO ANUAL * JUNIO * JULIO *

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

1979	2	1						15	3	21	18	17	15	16	19	15	10	146	3					
1980	2	1	5	7	6	17		15	9	14	17	16	17	14	19	156								
1981	2	1	9	9	11	15		20	14	7	13	16	20	16	14	164								
1982	2	1	6	14	7	20		15	9	9	10	12	14	10	3	129								
1983	2	1	6	6	12	14		15	8	12	15	12	16	11	13	140								
1984	2	1	7	9	3	12	9		14	12	11	10	15	20	16	1	136	3						
1985	2	1	1	1	11	12		10	8	6	7	14	19	6	11	106								
1986	2	1	7	10	10	15		12	4	3	10	10	21	18	4	124								
1987	2	1	6	10	9	12		12	9	10	10	11	21	7	6	123								
1988	2	1	0	5	1	18		13	13	10	16	11	22	19	12	140								
1989	2	1	4	5	14	12		13	10	12	9	18	17	16	11	141								
1990	2	1	7	6	12	18		12	6	5	14	13	25	14	8	140								
1991	2	1	0	3	12	12		14	11	12	3	17	15	19	3	121								
1992	2	1	6	6	8	9		13	3	5	9	7	10	14	5	95								

1993	2	1	11		8	10	13		15	4	6	10
	9		9		10	3	108					
1994	2	1	4		5	9	9		12	2	5	5
	7		9		12	4	83					
1995	2	1	2		3	14	9		10	4	6	14
	9		15		9		95	3				
1996	2	1	8		9	10	13		10	10	11	8
	14		13		7	5	118					
1997	2	1	8		3	5	10		10	11	3	4
	11		10		11	1	87					
1998	2	1	2		8	8	12		12	6	5	4
	6		11		11	7	92					
1999	2	1	7		9	5	10		7	8	4	8
	11		13				82	3				
2000	1	1	4		8	7	8		11	8	6	6
	12		9		11	3	93					
2001	1	1	5		0	10	7		10	5	6	3
							43	3				
2002	1	1	1		1	7	13		12	10	4	6
	10		14		4	9	91					
2003	1	1	3		5	7	9		7	11	10	5
	10		15		8	8	98					
2004	1	1	2		3	4	10		8	4	9	5
	12		12		8	10	87					
2005	1	1	9		7	9	8		12	12	8	10
	13		15		9	10	122					
2006	1	1	9		5	15	10		9	13	5	5
	7		15	3	16	8	117	3				

2007	1	1	2	3	11	10	10	4	12	13	
	10		13	7	8	103					
2008	1	1	6	7	10	8	17	8	11	9	
	9		14	17	7	123					
2009	1	1	8	4	13	12	7	11	7	8	
	5		10	11	5	101					
2010	1	1	0	*	10	15	18	22	21	22	
	22					130	3				

MEDIOS		5	6	9	12	12	9	9	10
	12	15	12	7	118				
MAXIMO	S	11	14	15	20	21	22	21	22
	22	25	19	19	25				
MINIMO	S	0	0	1	7	7	2	3	3
	5	9	4	1	0				

IA Y ESTUD IO I D E A M - INS TITUTO DE HIDR OL OGIA, M ETE OROLOG

SI STEMA D E INF ORMACI ON

IA Y ESTUD IO S AMBI ENTA LES

V ALOR ES MAX IMO S MEN SU ALES DE PR ECIPIT AC

ION (mms) NACIONA L AMB IENTAL

EN 24 HORAS

FE CHA DE PROCES TACIO O : 2018 /03 /02

ES N : 24060 60 PTE L A PAZ

LA TITU D 706 N T IPO EST PM DEPT O SAN TA

NDER FECHA #¿NOMBRE? STALACI ON 1979-A BR

LO NGIT UD 7325 W E NTID AD 1 IDE AM MUNI CI PIO BET

UL IA FECHA #¿NOMBRE? SPENSIO N 2017-A GO

EL EVAC ION 180 m. s.n.m R EGIO NAL 8 SAN TA NDERES CORR IE NTE

SOG AM OSO

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

A#O EST ENT ENERO * FEBRE * MARZO * ABRIL * MAYO * JUNIO * JULIO *

AGOST * SEPTI * OCTUB * NOVIE * DICIE * VR ANUAL *

****** **** *** ****** *** ****** *** ****** **** ****** *** ***** ** ******* *** ****** ** ******** **

****** **** ***** *** ****** *** ******* ***** ****** **

1979	2	1					136	3	130	117	124	63
	90		110	130		100	136	3				
1980	2	1	60	59		59	140		80	19	85	85
	105		92	150		102	150					
1981	2	1	60	75		95	53		110	65	80	90
	70		135	25		109	135					
1982	2	1	123	105		65	105		79	16	60	15
	100		109	95		36	123					
1983	2	1	36	100		140	120		78	40	53	26
	48		60	75		62	140					
1984	2	1	59	140	3	95	60		145	99.8	87	60
	124		122	120		35	145	3				
1985	2	1	14	35		80	130		55	120	45	27
	80		130	130		120	130					
1986	2	1	35	95		90	56		137	58	37	42
	67		90	57		10	137					
1987	2	1	45	73		125	60		133	97	80	50
	80		116	55		135	135					
1988	2	1	0	45		28	87		57	45	55	87
	55		62	136		65	136					
1989	2	1	85	59		50	55		82	115	25	55
	100		120	80		58	120					
1990	2	1	32	41		30	80		51	31	63	62
	60		80	125		95	125					
1991	2	1	0	135		67	65		65	90	60	12
	130		82	52		85	135					
1992	2	1	28	42		35	56		79	70	33	56
	135		98	96		59	135					

1993	2	1	95	59	75	108	115	44	32	72	
	90		16	82	90	115					
1994	2	1	95	84	67	37	128	14	15	26	
	91		50	81	40	128					
1995	2	1	22	40	118	81	136	55	90	74	
	64		115	114		136	3				
1996	2	1	100	99	98	80	77	127	100	57	
	150		130	114	120	150					
1997	2	1	40	70	29	91	63	40	19	38	
	57		65	78	5	91					
1998	2	1	89	134	39	88	81	24	39	38	
	138		105	116	130	138					
1999	2	1	38	86	56	77	73	96	42	89	
	82		115			115	3				
2000	1	1	64	61	84	64	55	45	90	32	
	76		99	125	57	125					
2001	1	1	85	0	98	52	79	81	103	3	
						103	3				
2002	1	1	9	30	83	43	128	47	67	66	
	88		100	42	73	128					
2003	1	1	35	26	95	94	59	86	28	40	
	30		131	59	125	131					
2004	1	1	22	81	15	75	120	15	40	30	
	75		55	64	48	120					
2005	1	1	27	145	135	52	95	74	98	52	
	65		130	95	120	145					
2006	1	1	137	13	78.4	45.2	60.8	80.4	60.5	127.5	
	40.8		110.2	3 98.6	38.6	137	3				

2007	1	1	70.1	110.6	70	109.1	100.3	20.8	57.7	110		
	40.8		110	75.6	66	110.6						
2008	1	1	85	145.2	88.8	79	126	47	57	50		
	100.2		85	95	40	145.2						
2009	1	1	115	36.2	136.3	135	146	40	50.1	47.7		
	21		55	92	51	146						
2010	1	1	0	*	126.6	60.4	64.2	141.7	37.1	38.7		
	125.5					141.7	3					

MEDIOS		55	74.1	79.1	80.4	93.4	64.4	59.8	55.4			
	83.2	95.9	91.6	74.1	75.5							
MAXIMO	S	137	145.2	140	140	146	141.7	124				
	127.5	150	135	150	135	150						
MINIMO	S	0	0	15	37	51	14	15	12			
	21	16	25	5	0							

APÉNDICE VIII. PLANOS

ÍNDICE DE PLANOS.

DISEÑO HIDROSANITARIO

Ver planos anexos en carpeta

Implantación

Acueducto. Red General

Instalación Hidráulica Edificios

Detalle Acueducto

Alcantarillado. Red General

Instalaciones Sanitarias Edificios

Aguas Lluvias. Edificios

Aguas Lluvias. Zonas de Tierra

Aguas Lluvias. Planta y Perfil

Aguas Lluvias. Perfiles Transversales

Aguas Lluvias. Detalles

Riego

Implantación plantas de tratamiento

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

En la actualidad el diseño hidrosanitario es importante para el desarrollo del proyecto, permitiendo que sea completo y funcional, este proyecto permite conocer y contemplar los factores y necesidades que se presentan en esta zona y su entorno, se aprovecha el uso alternativas como aprovechamiento de la topografía para las pendientes y plantear soluciones mas adecuadas a los problemas que se presenten.

La implementación de las alternativas en todos los ámbitos del proyecto es primordial para su desarrollo, el clima, las pendientes y el lugar intervienen de manera directa en el diseño de la arquitectura, con un diseño eficaz y coherente con el entorno que le rodea, un diseño formal que permite la implementación de materiales adecuados para las condiciones climáticas.

Los impactos negativos que se pudieran presentar, se encuentran relacionados casi exclusivamente a la fase de construcción del proyecto, esto por las características del proyecto serán leves o moderadas, duración temporal y mitigable.

RECOMENDACIONES

Desarrollar las estrategias planteadas en el informe y establecidas con el diseño hidrosanitario, lo cual contribuirá a mejorar las acciones de implementación del proyecto.

La implementación de las estrategias y diseños permitirá precautelar la seguridad de los trabajadores, usuarios y residentes del sector, ya que son los expuestos a los impactos negativos que puedan generar el proyecto.

Cumplir con las pendientes establecidas en los diseños para así tener un optimo funcionamiento en las redes sanitarias y de alcantarillado, como en los edificios.



PAOLA ANDREA AGUILERA SANTAMARIA

INGENIERA CIVIL

MATRÍCULA PROFESIONAL

N.º 68202-332719 STD