

OBJETIVO DEL ANEJO

El presente anejo tiene como objetivo definir los principales elementos que han de ser dispuestos para lograr un adecuado sistema de suministro de agua potable y de evacuación y tratamiento de las aguas residuales producidas por la población del casco urbano de Puerto Nariño.

Además se incluyen en este anejo, las fuentes de las que se han obtenido algunos de los datos aportados para los cálculos.

1. RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

1.1. DOTACIÓN Y FACTORES DE DEMANDA

1.1.1. Dotación

Se ha considerado una dotación de 135 lts/hab.día a partir de las recomendaciones del Ministerio de Salud de Colombia y de las dotaciones empleadas en proyectos anteriores similares.

La asignación de los caudales se ha realizado en función del número de viviendas y del valor medio de habitantes por vivienda; 6.5 hab/vivienda, según los datos más recientes aportados por la Secretaría de Salud Departamental.

La asignación del caudal necesario para el Hospital se ha estimado en 0.153 lt/s.

1.1.2. Factores de Demanda

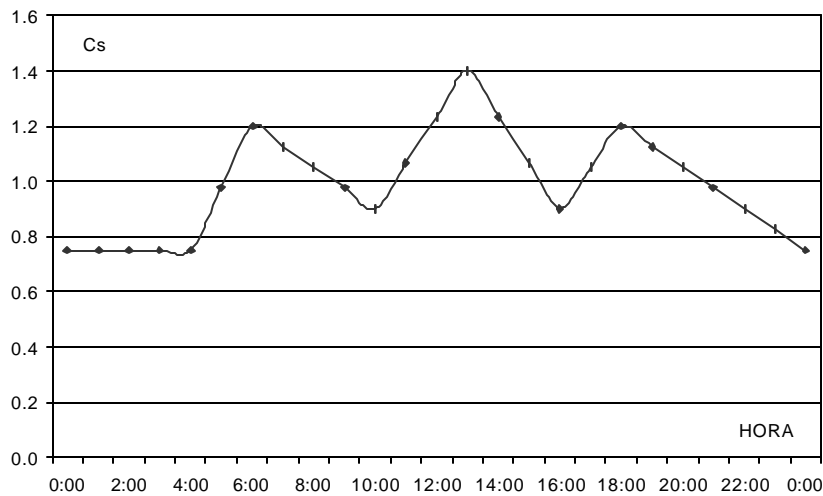
$$\text{Demanda media diaria} = \bar{Q} = \frac{\text{Dotación} \times 6.5 \times \text{N}^\circ \text{ Casas}}{86400} = 4.01 \text{ lts/s}$$

$$\text{Demanda máxima diaria} = Q_{\text{MAX}} = 1.4 \times \text{Demanda media diaria} = 5.614 \text{ lts/s}$$

En función de estos factores de demanda se ha establecido la curva de consumo tal y como se muestra en la *Gráfica A9.1*, donde se muestra el caudal necesario para abastecer a la población en función de la hora del día. Este caudal se expresa en función del Coeficiente de Simultaneidad de manera que:

$$\text{Caudal Necesario} = Q = C_s \times \bar{Q}$$

Donde C_s es el Coeficiente de Simultaneidad.



Gráfica A9.1 Consumo diario de Agua Potable

Para el cálculo de la red, se ha utilizado el programa CYPE Ingenieros, Infraestructuras Urbanas, que permite establecer los puntos de salida del agua y el coeficiente de simultaneidad que fija la hora del día en la que se trabaja. A su vez se permite establecer los valores máximos y mínimos de presiones y caudales.

1.2. PRESIONES ADMISIBLES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

1.2.1. Presión Máxima

El momento en el que cualquier punto de la red de distribución se verá sometido a la presión máxima es cuando no existan consumos; por tanto se trata de la presión estática.

La limitación de presión máxima viene fijada por la resistencia de las tuberías. Debido al fenómeno del golpe de Ariete (que conlleva una sobre presión aproximada de 8 m.c.a./km.), se estima que no es conveniente que la presión estática de la red de distribución sobrepase los 60 m.c.a.

1.2.2. Presión Mínima

Ya se ha comentado con anterioridad, que el problema básico de la red de abastecimiento de agua, es la falta de presión en algunos puntos de la misma. Esto condiciona considerablemente la presión mínima a imponer. Sería conveniente que esta presión fuese como mínimo la altura de las viviendas de Puerto Nariño, de manera que alcanzase la altura de los tanques. Así se establece la presión mínima cómo:

$$P_{MIN} = H_{Vivienda} \approx 2 \text{ m.c.a.}$$

Donde el significado de las variables es el siguiente:

- P_{MIN} : Presión mínima en cualquier punto de la red (m.c.a.)
- $H_{Vivienda}$: Altura media de las viviendas de Puerto Nariño.

La cota piezométrica mínima necesario se obtendrá sumándole a la cota topográfica del punto de salida, la presión necesaria en el mismo.

1.3. VELOCIDADES ADMISIBLES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

1.3.1. Velocidad Máxima

La velocidad máxima se limita por varios motivos; entre los cuales destaca el aumento de pérdidas localizadas o el fenómeno del golpe de ariete. Las recomendaciones más habituales son las siguientes:

Diámetro Interior (mm)	Velocidad Máxima (m/s)
< 150	1.5
< 600	2.0
> 600	2.5

Tabla A9.1 Velocidad Máxima en tuberías a presión

Así, para tuberías con un diámetro inferior a 6" (152.4 mm) la velocidad no podrá superar los 1.5 m/s. Para tuberías con diámetros superiores la velocidad quedará limitada según los valores de la tabla anterior.

1.3.2. Velocidad Mínima

La velocidad mínima se toma por criterios de no deposición de sólidos en el interior de las tuberías y por criterios de salubridad. En este caso tomaremos como mínimo aconsejable para todas las tuberías un valor de 0.5 m/s.

1.3.3. Diámetros utilizados en la instalación

Todas las tuberías utilizadas en la instalación son de PVC, debido principalmente a las características ambientales de la zona. Los diámetros utilizados vienen dados por las velocidades en la red existente, y son de 2",3",4" y 6". La acometida a las casas se realizará con tuberías de ½", tal y como se viene haciendo hasta la fecha.

1.4. PARÁMETROS RELATIVOS AL BOMBEO.

1.4.1 Caudal Bombeado

El sistema de bombeo existente consta de dos bombas marca KSB-Hidromac, cada una de ellas con las características siguientes:

- Velocidad: $\omega = 1750$ rpm
- Caudal: 40 GPM @ 80 PSI
- Diámetro: 260-330 mm.
- Potencia: 55 Hp

Se sabe también que el funcionario encargado de bombear, lo hace 3 veces al día durante aproximadamente 1h 45 min., en las que se llena el tanque principal situado a una altura de 29 metros sobre el nivel del río y de dimensiones $10 \times 4 \times 3$ m³.

Con los datos disponible y aplicando la formulación para bombas centrífugas, se obtiene:

$$N_g = 3.65 \cdot N \cdot \frac{\sqrt{Q}}{\Delta H^{3/4}}$$

Donde:

- N_g es el número específico de vueltas, que para una bomba centrífuga lenta resulta $40 < N_g < 140$.
- N es la velocidad de la bomba en r.p.m.
- DH es la altura a bombea en m.c.a.
- Q es el caudal bombeado en m^3/s

De esta forma, se obtiene un caudal de bombeo $Q = 20$ lts/s. Es necesario mencionar que el caudal obtenido de esta forma, coincide con el obtenido a partir del tiempo de bombeo utilizado por el funcionario para llenar el tanque principal:

$$Q = \frac{V}{T} = \frac{120 m^3}{1h 45min} = 0.019 m^3 / s = 19 lts / s$$

De las dos bombas existentes en la toma de agua, actualmente sólo funciona una de ellas, la otra se encuentra defectuosa. Sería conveniente disponer de ella, como bomba auxiliar en el caso de que exista algún desperfecto. A priori, parece ser suficiente con bombear utilizando únicamente una de las dos bombas existentes.

1.4.2. Tiempo de Bombeo

El tiempo necesario de Bombeo, para abastecer a la población, vendrá dado en función del volumen de agua necesario para abastecer a la misma en un día. Éste se puede obtener a partir del consumo medio diario, de la siguiente forma:

$$V = \bar{Q} \times 24h = 4.01 \frac{\text{litros}}{s} \times 24 \text{ horas} \times \frac{3600 s}{\text{hora}} \times \frac{1 m^3}{10^3 \text{ litros}} = 347 m^3$$

Sabiendo que el volumen del tanque principal es de $120 m^3$, se concluye que se ha de bombear 3 veces al día durante un tiempo aproximado de 1h 45 min., hasta que el tanque se llene completamente.

Efectivamente si comprobamos el tiempo de bombeo, se obtiene un volumen total:

$$V = Q_{bombeo} \times T_{bombeo} = 20 \frac{\text{litros}}{\text{s}} \times 3 \times 105 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ litros}} = 378 \text{ m}^3$$

Volumen que resulta suficiente para abastecer a toda la población del casco urbano.

1.4.3. Tiempo de cierre de la bomba

Para evitar que el cierre de la bomba se pueda considerar rápido y, por tanto, las sobrepresiones debidas al golpe de ariete sean mucho más importantes, se debe la ecuación de Mendiluce :

$$T_c > C + \frac{k \cdot L \cdot v}{g \cdot H}$$

Donde el significado de las variables es el siguiente:

- T_c : Tiempo de cierre de la bomba (s)
- C : Constante que depende de la altura del bombeo ($C = 0$)
- L : Longitud de la tubería de bombeo ($L \approx 35$ m)
- v : Velocidad de circulación del agua dentro de la tubería (m/s)
- g : Constante de la gravedad (9.81 m/s^2)
- H : Altura de bombeo. ($H = 29$ m)
- k : Valor que depende de la longitud de la tubería.

Así:

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{20 \text{ lts/s}}{\mathbf{P} \cdot \left(\frac{0.1524}{2}\right)^2 \text{ m}^2} \times \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ lts}} = 1.096 \text{ m/s}$$

$$k = 2 - \frac{L}{2000} = 1.9825 \quad (k < 2 \text{ km})$$

Y por lo tanto:

$$T_c > \frac{1.9825 \cdot 35 \cdot 1.096}{9.81 \cdot 32} = 0.27 \text{ s}$$

Haciendo el cálculo con las hipótesis con las que estamos trabajando, se llega a la conclusión de que debe tardarse más de 1 segundo en parar la bomba para no tener problemas de sobrepresión.

1.5. CÁLCULO DE RED DE ABASTECIMIENTO

1.5.1. Antecedentes

Ya se ha comentado con anterioridad, en la memoria del presente proyecto, que la distribución de agua a la población de puerto Nariño, se realiza en la actualidad de manera racionalizada; esto es, se abastece por barrios o distritos durante determinadas horas del día, de manera que la población recibe el agua cada dos días y en muchos de los casos con falta de presión y problemas similares.

Para llevar a cabo este suministro de agua, es necesario activar un complejo sistema de válvulas, de lo que se encarga exclusivamente un funcionario de la Alcaldía.

El bombeo para el suministro actual se realiza tres veces al día, concretamente se empieza a bombear alrededor de las siguientes horas: 5:00, 11:00, y 15:00, hora local.

A continuación se muestra un esquema temporal del abastecimiento que actualmente se realiza, así como un plano donde se señalan las viviendas con falta de presión.

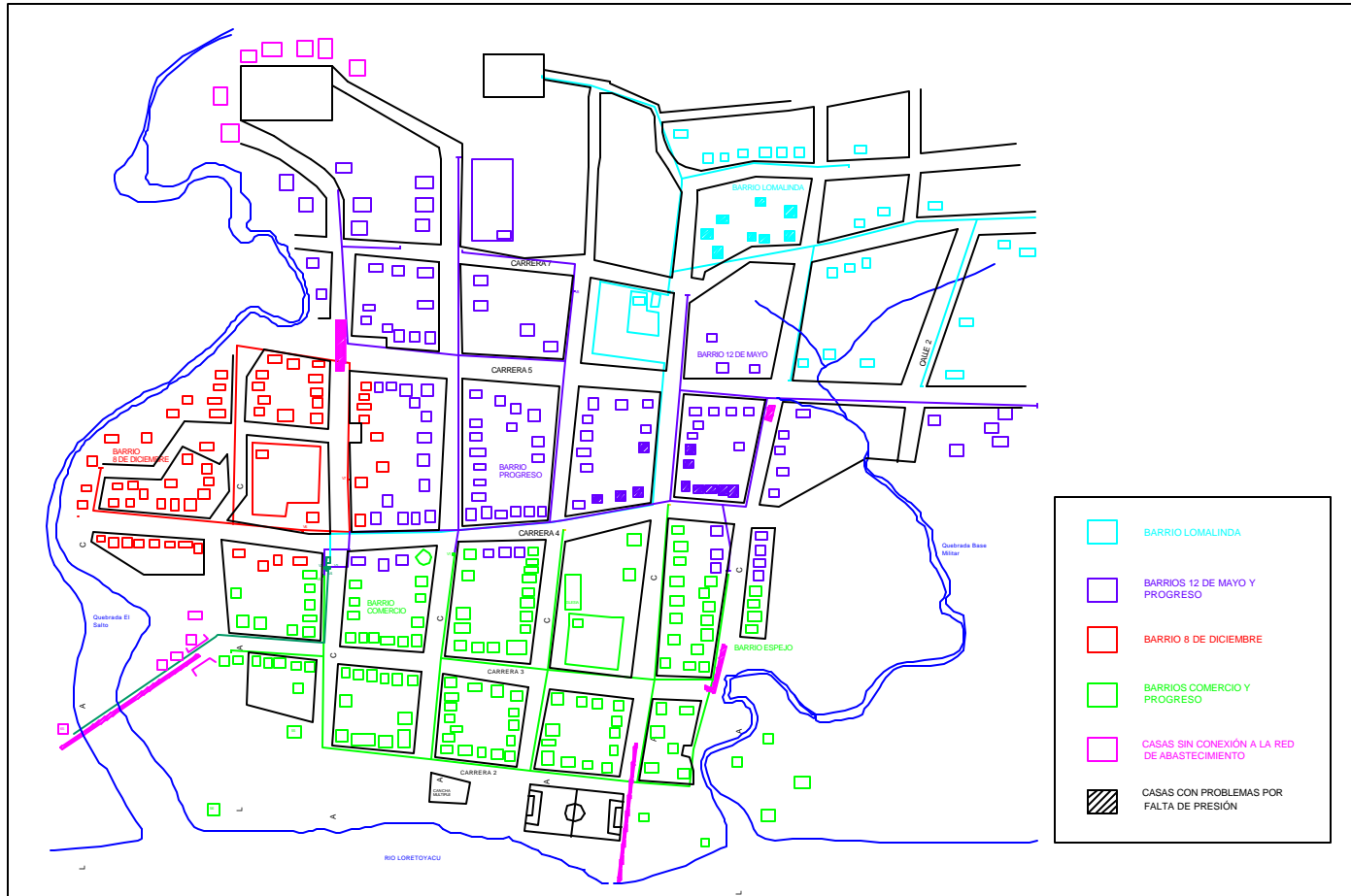
DIA 1	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	21:00
B. Comercio																	
B. Espejo																	
B. Progreso																	
B. 8 de Diciembre																	
B. 12 de Mayo																	
B. Lomalinda																	
Tanque Hospital																	

DIA 2	5:00	6:00	7:00	8:00	9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00	16:00	17:00	18:00	19:00	20:00	21:00
B. Comercio																	
B. Espejo																	
B. Progreso																	
B. 8 de Diciembre																	
B. 12 de Mayo																	
B. Lomalinda																	
Tanque Hospital																	



Se está dando suministro de agua en el barrio

Figura A9.1 Distribución del Consumo actual racionalizado según barrios



1.5.2. Análisis de los Cálculos

Tal y como se ha comentado con anterioridad, el cálculo de la red de abastecimiento de agua, se ha hecho mediante el programa CYPE Ingenieros, Infraestructuras Urbanas, el programa permite introducir las tuberías, los nodos de salida de agua y los depósitos de abastecimiento. A partir de ahí, calcula las velocidades del flujo de agua circulante así como la presión de salida en cada nodo de consumo.

El problema básico de la falta de presión y del suministro de agua racionalizado es debido, técnicamente al suministro principal, es decir, no llega suficiente caudal al conjunto de la población de manera que no alcanza todos los puntos, llegando en general en cantidades insuficientes

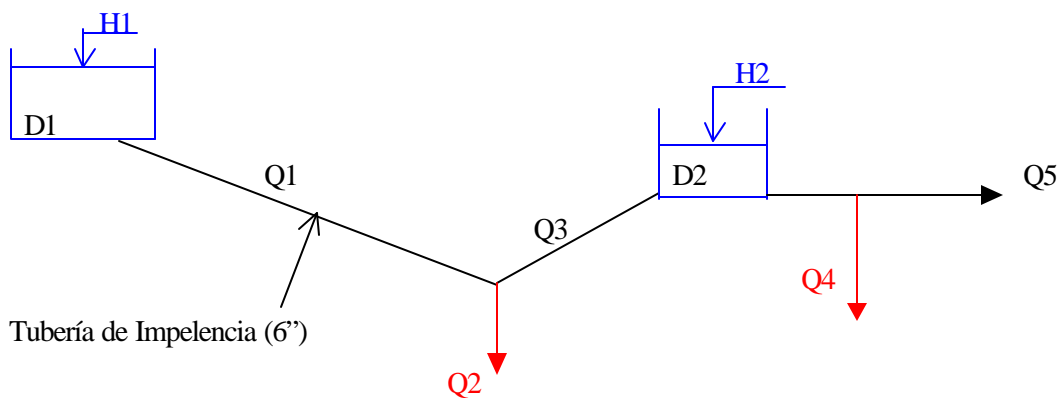
Después del análisis de alternativas que se muestra en el Anejo 8, se ha concluido que la opción más viable tanto económica como socialmente viene caracterizada por:

- Aumentar el diámetro de la tubería de impelencia de 4 a 6 pulgadas. De esta forma, se suministra un caudal mayor, el suficiente para toda la población del casco urbano de Puerto Nariño.
- Cambiar las características del Tanque del Hospital, de forma que éste deja de ser un depósito de almacenamiento para convertirse en un depósito de compensación de presiones. La línea piezométrica sube entre el Tanque principal y el casco urbano, con lo que se soluciona parte del problema relacionado con las presiones en el barrio Lomalinda.
- Conectar el barrio 12 de Mayo a la salida del Tanque del Hospital, aprovechando el aumento de las presiones. De esta forma, logramos abastecer con suficiente presión a las viviendas actualmente afectadas en la zona.

Una vez realizadas estas modificaciones, se ha pasado a calcular la red durante las distintas horas en las que se abastece a la población, en función del consumo requerido y de las horas de bombeo.

Se presentan al final de este anejo, algunos listados de resultados obtenidos, los más significativos en cuanto a aspectos de cálculo.

El esquema hidráulico de funcionamiento de la red de abastecimiento viene caracterizado por su núcleo, que se puede representar tal y como se muestra en la figura siguiente:



Donde:

- D1 : Tanque principal o Depósito 1
- D2 : Tanque del Hospital o Depósito 2
- H1 : Altura del Depósito 1 (m.c.a.)
- H2 : Altura del Depósito 2 (m.c.a.)
- Q1 : Caudal circulante en la Tubería de Impulsión (lts/s)
- Q2 : Caudal destinado a los Barrios Comercio y Espejo (lts/s)
- Q3 : Caudal destinado al Depósito 2 (lts/s)

- **Q4** : Caudal destinado al Hospital y al Barrio Lomalinda (lts/s)
- **Q5** : Caudal destinado a los Barrios 12 de Mayo, Progreso y 8 de Diciembre (lts/s)

El correcto funcionamiento de la red, vendrá dado por los valores que los parámetros anteriormente citados adquieran, por la presión mínima en la red, por las características del consumo diario, y por lo tanto, por del coeficiente de simultaneidad impuesto (C_s). A continuación se muestra una tabla resumen con los principales resultados obtenidos en los cálculos.

HORA	Q	C _s	H1	H2	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	P _{MIN}
19:00	4.53	1.13	134.00	133.00	4.38	1.35	3.03	0.61	2.58	3.96
20:00	4.25	1.06	133.61	132.96	3.43	1.26	2.17	0.57	2.42	4.14
21:00	3.93	0.98	133.30	132.78	3.02	1.16	1.86	0.53	2.24	4.19
22:00	3.61	0.90	133.03	132.58	2.78	1.07	1.71	0.49	2.05	4.21
23:00	3.29	0.83	132.78	132.40	2.53	0.98	1.55	0.44	1.87	4.23
24:00	3.01	0.75	132.55	132.23	2.29	0.89	1.40	0.41	1.71	4.23
01:00	3.01	0.75	132.35	132.07	2.12	0.89	1.23	0.41	1.71	4.07
02:00	3.01	0.75	132.16	131.87	2.16	0.89	1.28	0.41	1.71	3.87
03:00	3.01	0.75	131.97	131.68	2.16	0.89	1.28	0.41	1.71	3.68
04:00	3.01	0.75	131.78	131.49	2.16	0.89	1.28	0.41	1.71	3.68
04:15	3.25	0.81	132.18	131.44	3.69	0.96	2.73	0.44	1.85	3.30
04:30	3.45	0.86	132.55	131.47	4.57	1.02	3.55	0.46	1.96	3.20
04:45	3.69	0.92	132.90	131.54	5.21	1.10	4.11	0.50	2.10	3.12
05:00	3.89	0.97	133.23	131.63	5.71	1.16	4.55	0.52	2.21	3.07
05:15	4.13	1.03	133.55	131.73	6.14	1.23	4.91	0.56	2.35	3.00
05:30	4.37	1.09	133.86	131.84	6.51	1.30	5.21	0.59	2.48	2.93
05:45	4.57	1.14	134.16	131.96	6.83	1.36	5.47	0.62	2.60	2.89
06:00	4.81	1.20	134.00	132.06	6.36	1.43	4.93	0.65	2.73	2.80
06:30	4.65	1.16	133.72	132.23	5.48	1.38	4.10	0.63	2.64	3.10
07:00	4.49	1.12	133.47	132.33	4.71	1.33	3.38	0.60	2.55	3.33
08:00	4.21	1.05	133.05	132.38	3.49	1.25	2.24	0.57	2.40	3.59

HORA	Q	C _s	H1	H2	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	P _{MIN}
09:00	3.91	0.98	132.74	132.22	3.02	1.15	1.87	0.52	2.21	3.02
10:00	3.61	0.90	132.47	132.03	2.75	1.07	1.68	0.49	2.05	3.66
11:00	4.29	1.07	132.23	131.84	2.56	1.27	1.29	0.58	2.44	2.99
11:15	4.45	1.11	132.62	131.74	4.07	1.32	2.75	0.60	2.53	2.77
11:30	4.61	1.15	132.98	131.72	4.99	1.37	3.62	0.62	2.62	2.62
11:45	4.77	1.19	133.32	131.74	5.67	1.42	4.25	0.64	2.71	2.51
12:00	4.93	1.23	133.64	131.79	6.20	1.47	4.73	0.66	2.80	2.43
12:30	5.25	1.31	134.00	132.00	6.83	1.56	5.27	0.71	2.99	2.36
13:00	5.61	1.40	134.00	132.18	6.14	1.67	4.47	0.76	3.19	2.22
13:30	5.25	1.31	133.73	132.24	5.48	1.55	3.93	0.71	2.99	2.60
14:00	4.93	1.23	133.48	132.27	4.88	1.47	3.41	0.66	2.81	2.91
15:00	4.29	1.07	133.05	132.25	3.86	1.27	2.59	0.58	2.44	3.40
16:00	3.61	0.90	132.70	132.15	3.12	1.07	2.05	0.49	2.05	3.78
17:00	4.21	1.05	132.48	132.04	2.75	1.25	1.50	0.57	2.40	3.25
17:30	4.49	1.12	132.36	131.88	2.88	1.33	1.55	0.60	2.56	2.88
18:00	4.81	1.20	133.13	131.70	5.36	1.43	3.93	0.65	2.74	2.44
18:30	4.65	1.16	133.79	131.77	6.46	1.39	5.07	0.63	2.64	2.67
18:45	4.57	1.14	134.00	131.88	6.87	1.32	5.55	0.59	2.51	2.94



Durante el intervalo señalado, se está bombeando al tanque principal o Depósito 1.

Tabla A9.2 Cálculos de la red de Abastecimiento en función del consumo diario

2. POTABILIZACIÓN DEL AGUA DE ABASTECIMIENTO

2.1. ANTECEDENTES

Actualmente, existen en Puerto Nariño dos tanques a continuación del Depósito 1, que en su momento fueron diseñados como filtros. Se desconoce que características de funcionamiento poseen estos filtros, así como los dispositivos de que constan los mismos. Lo único que se sabe, son las dimensiones de los mismos; $8 \times 5 \text{ m}^2$ en planta y aproximadamente 2 metros de altura.

No existen en el sistema de abastecimiento ningún tipo de tratamiento posterior como la cloración.

Recordemos que estamos trabajando dentro del marco de un proyecto de cooperación internacional, por lo que el presupuesto es un condicionante importante del mismo. Es por esta razón, como ya se ha comentado anteriormente, por lo que se intentará reutilizar la mayoría de la infraestructura existente. En el caso de los filtros, este hecho se agrava debido a la ubicación de los mismos, la zona es de difícil acceso y colocar depósitos nuevos supondría un coste importante. Así, se reutilizarán los tanques existentes para el filtrado, aunque se considerarán como nuevos todos los dispositivos que sean necesarios para su funcionamiento; arenas, gravas, aliviaderos, etc., puesto que, prescindir de los mismos sería un riesgo excesivo.

En el análisis de Alternativas, se comentaron las distintas razones que han condicionado la elección de un filtro lento como solución al problema de la potabilización del agua de abastecimiento, a continuación se exponen las características principales de los mismos que condicionarán su diseño posterior.

En base a la experiencia acumulada en proyectos similares, se implantará un sistema de cloración basado en un dosificador de cloro de carga constante, de manejo sencillo y muy económico.

2.2. FILTROS LENTOS

2.2.1 Descripción

Básicamente, un filtro lento consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, lecho filtrante de arena, drenaje y un juego de dispositivos de regulación y control. El filtro lento modificado que recomienda el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, Organización Mundial de la Salud), elimina los dispositivos de control vulnerables y tiene las siguientes características:

- La estructura de ingreso consiste en una cámara de distribución con vertederos rectangulares para distribuir el caudal uniformemente a todas las unidades del sistema y válvula de limpieza. Si no se han considerado unidades previas para acondicionar la calidad del agua, en esta cámara se incluirá el sistema de ajuste y medición de caudal, consistente en una válvula y un vertedero triangular.
- Las cajas de los filtros deberán ser, por lo menos, dos y estarán compuestas de un sistema de drenaje, una capa de grava graduada, una capa de arena, una capa de agua y el borde libre.
- La estructura de salida es común a dos unidades y comprende un vertedero de control de nivel máximo de operación, una caja de desagüe, dos cámaras de salida cada una con un vertedero de control de nivel mínimo, una válvula para comunicar la cámara de salida con la de desagüe, una válvula para intercomunicar las cámaras de salida, una cámara de reunión del efluente y dos válvulas para eliminar el efluente inicial

¡Error! Marcador no definido.

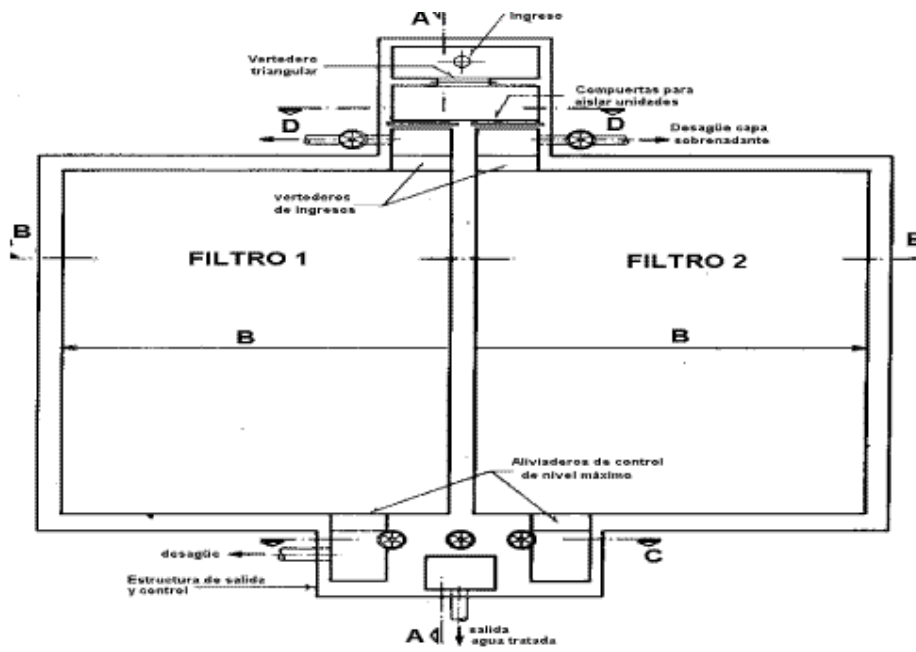


Figura A9.2. Filtro Lento, disposición general.



¡Error! El texto no puede ser formateado.

Figura A9.3. Vista de un Filtro Lento .



Figura A9.4. Estructura de Salida.



¡Error! Marcador no definido.

Figura A9.5. Estructura de Salida.

2.2.2. Ventajas

La mayor ventaja de esta unidad reside en su simplicidad. Este filtro sin controlador de velocidad y con controles de nivel mediante vertederos es muy sencillo y confiable de operar con los recursos disponibles en el medio rural de los países en desarrollo.

2.2.3. Restricciones

El filtro lento sólo no debe operar con aguas con turbiedad mayor a 20 ó 30 UNT, esporádicamente se pueden aceptar picos de 50 a 100 UNT.

La eficiencia de esta unidad se reduce a temperaturas inferiores a los 4°C.

La presencia de biocidas o plaguicidas en el afluente pueden modificar o destruir el proceso microbiológico que sirve de base a la filtración lenta.

2.3. DISEÑO DEL FILTRO LENTO

2.3.1 Lecho Filtrante

El medio filtrante debe estar compuesto por granos de arena duros y redondeados, libres de arcilla y materia orgánica. La arena no debe contener mas de 2% de carbonato de calcio y magnesio. Experimentalmente se ha encontrado que el diámetro efectivo de la arena debe ser del orden de 0.15 a 0.35 mm. La profundidad del lecho puede variar entre 0.50 y 1.00 m, pudiendo el filtro operar con un espesor mínimo de 0.30 m. El coeficiente de uniformidad puede ser menor de 3.0, se recomienda un rango de 1.8 a 2.0. En última instancia, cualquier material inerte puede utilizarse como medio filtrante.

La capa soporte debe reunir características similares a las indicadas para la arena. Debe considerarse una altura mínima de 0.30 m de grava dispuesta en tres capas de diferente granulometría. La grava más fina debe seleccionarse, teniendo en cuenta el tamaño de los granos de arena y la más gruesa de acuerdo al tamaño de los orificios del drenaje. A continuación se muestra un cuadro que, sintetiza las recomendaciones al respecto, indicando para cada capa límites máximos y mínimos para arenas finas y gruesas.

Capas	Diámetros mínimos (mm)	Diámetros máximos (mm)	Altura (cm)
1	0.5 - 2.0	1.5 - 4.0	5
2	2.0 - 2.5	4.0 - 15.0	5
3	5.0 - 20.0	10.0 - 40.0	10

Tabla A9.3 Características de las capas soporte

2.3.2. Drenaje

El drenaje puede estar conformado por drenes o por ladrillos de construcción. Los tubos de drenaje están compuestos de un dren principal y ramificaciones o drenes laterales. Los drenes laterales se unirán al principal mediante tes o cruces y podrán ser de concreto, de cerámica o de PVC. Los drenes laterales se instalarán dejando juntas abiertas de 2 cm o se perforarán orificios de 2 a 4 mm de diámetro, separados de 0.10 a 0.30 m centro a centro y dispuestos en la parte inferior de los drenes. La separación entre los drenes laterales debe ser de 1/16 de su longitud o como máximo de 2.5 m. Con respecto a la pared, se considerará una separación de 1/32 de su longitud o como máximo de 1.25 m.

El dimensionamiento de los drenes se efectuará con el criterio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (V_p) y los drenes secundarios (V_s) debe ser de:

$V_p/V_s < 0.15$, para obtener una colección uniforme del agua filtrada.

La pérdida de carga producida por los drenes no debe exceder de un 10% de la pérdida de carga del medio filtrante, cuando la arena está limpia y su altura es mínima.

2.3.3. Unidades

Se deben proyectar, por lo menos, dos unidades funcionando en paralelo, para poblaciones de menos de 2.000 habitantes.

El área de cada unidad (A_s) puede estimarse según la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q}{N \cdot V_F}$$

Donde :

- V_F : Velocidad de filtración
- Q : Caudal de filtración ($Q = 4.01$ lts/s)
- N : Número de unidades ($N = 2$)

Cuando el filtro lento es la única unidad de tratamiento, la velocidad será de 0.10-0.20 m/h. Se podrán considerar velocidades mayores, cuando se consideren otros procesos preliminares.

De esta forma, dadas las características de nuestro sistema de abastecimiento concreto, obtendríamos:

$$A_s = \frac{4.01 \times 10^{-3} m^3 / s}{2 \times 0.2 m / h} \times \frac{3600 s}{1 h} = 36.09 m^2$$

Los filtros existentes en la población de Puerto Nariño, tienen un área cada uno

de ellos de $8 \times 5 = 40 \text{ m}^2$, suficiente según los cálculos realizados.

La altura del agua sobre el lecho filtrante puede variar entre 1.0 y 1.50 m.

Se interconectarán las unidades a través de la cámara de salida para efectuar el llenado ascendente del filtro.

Cuando se tenga suficiente presión en el afluente al filtro, se podrá implementar la limpieza por el método de "trillado". Para esto, deberá considerarse un ingreso de agua tratada (o por lo menos prefiltrada) por el fondo de la unidad, un canal de recolección de agua de limpieza y su correspondiente válvula de evacuación.

El nivel mínimo del filtro se controla mediante el vertedero de salida, el cual se debe ubicar en el mismo nivel o 0.10 m. por encima de la superficie del lecho filtrante.

El control de nivel máximo dentro de la caja del filtro se efectúa mediante un vertedero de alivio ubicado sobre la cámara de desagüe.

Deberá considerarse una unidad para lavar la arena y un depósito techado para guardar la arena embolsada y las herramientas.

Cercar las instalaciones de la planta para evitar el acceso a niños y animales.

2.3.4. Criterios de operación y mantenimiento

Las tareas rutinarias de operación se limitan a ajustes y medición del caudal, monitoreo de la calidad del agua producida, limpieza de la superficie de la arena, lavado y almacenamiento de la arena y la reconstrucción del lecho filtrante.

- La limpieza del lecho filtrante debe iniciarse cuando el nivel del agua en la caja del filtro llega al máximo y el agua empieza a rebosar por el aliviadero. Para la limpieza de la superficie del lecho filtrante hay dos métodos manuales

disponibles, que son aplicables al medio rural: "raspado" y "trillado".

- El primero es el método convencional que consiste en retirar una capa superficial de alrededor de 2 cm de espesor, cada vez que la carrera del filtro ha llegado a su fin.
- El método de "trillado" normalmente se puede aplicar a cada filtro varias veces al año, en la medida en que sea necesario, cada vez que el filtro alcance su valor límite de pérdida de carga. Este método se puede ejecutar manualmente en filtros medianos y pequeños con algunas adaptaciones. El método consta de dos etapas: trillado en húmedo y trillado en seco. Durante la etapa de trillado en húmedo se revuelven de 20 a 30 cm de profundidad de arena mediante una trilla o trinche, mientras el agua fluye sobre la superficie del filtro, llevándose la suciedad acumulada y el sedimento que ha sido desprendido y resuspendido por el trillado. En la segunda etapa se elimina la aplicación de agua, se continúa revolviendo la arena para aflojar la superficie del lecho y se prepara al filtro para entrar en servicio.
- Se recomienda aplicar el método por separado, dependiendo de la duración de la carrera del filtro. El método de trillado en seco se aplicará cuando la carrera de filtración previa haya sido menor de un mes. Se drena el filtro dejando el agua 15 cm por debajo de superficie de la arena, con un pico se descompacta la superficie de la arena en una profundidad de 15 cm, posteriormente se esponja con un rastrillo y se empareja para dejar la superficie uniforme en todo el filtro y se coloca nuevamente en servicio. El método de trillado en húmedo se aplicará cuando la duración de la carrera previa del filtro haya sido inferior a un mes. Haciendo ingresar el agua en contracorriente, se rastrilla el lecho en toda su profundidad (30 a 40 cm), procediendo por franjas. Se rastrillan unos 15 a 20 cm de profundidad y se retira este material y se coloca sobre la arena del costado. Se continúa rastrillando el material restante hasta llegar a la grava, luego vuelve a su sitio la arena retirada y se repite el procedimiento hasta completar todo el lecho. Esta operación ejecutada por dos personas que se relevan en el rastrillado puede

durar aproximadamente dos horas. Se cierra la válvula de ingreso ascendente del agua y a continuación se aplica el método de trillado en húmedo.

- Por lo menos, cada cinco años se realizará el lavado completo del filtro. Se retiran con mucho cuidado la arena y la grava para no mezclarlas y se lavan, se cepillan las paredes de la caja del filtro, se reacomoda el drenaje y se vuelve a colocar el lecho de arena y grava. Si ha habido pérdidas de arena y grava será necesario reponerla. Si hay grietas en las paredes o en el fondo, deberán reponerse antes de colocar el lecho filtrante.

2.4. DOSIFICADOR DE CLORO DE CARGA CONSTANTE

2.4.1. Descripción General

Este medio para desinfectar lo compone un recipiente con la solución de cloro a aplicar que descarga en forma controlada su contenido dentro de tanque de almacenamiento o en el pozo donde se tenga el agua a tratar.

Esa acción de dosificador se realiza por medio de un tubo de abasto de pequeño diámetro, el cual, dentro del tanque se mueve verticalmente, gracias a un flotador y una manguera flexible a la que está conectado.

La solución de cloro sale por un pequeño orificio que tiene el tubo de abasto; este orificio se encuentra a una distancia sumergida siempre igual desde el nivel superior de la solución. Por esta razón el principio de trabajo o de salida de la solución aplicándose es el de carga hidráulica constante.

2.4.2. Ventajas

- Es un medio de cloración adaptable a muchas situaciones.

- El recipiente para almacenar la solución es de plástico, para impedir su corrosión. Un volumen cercano a los 200 lt, en un uso moderado, puede rendir por 7 días.
- Las soluciones de cloro a utilizar por lo general se hacen con hipoclorito de calcio o hipoclorito de sodio (lejía común).
- Es requerido contar con medidores del contenido de cloro (comparadores) para ajustar la velocidad de dosificación aplicándose.

2.4.3 Cálculo de la Dosificación

Se trata de dimensionar un sistema de desinfección que asegure la potabilidad del agua de abastecimiento de la población del casco urbano de Puerto Nariño, en condiciones normales.

Recordemos que:

- El abastecimiento se realiza mediante una conducción de aproximadamente 1600 metros de longitud y 6" de diámetro interior.
- La impulsión desde el punto de toma hasta el depósito principal se realiza diariamente en 3 sesiones de 1 hora y 45 minutos, cada una.
- La población aproximada del municipio asciende a 1800 habitantes y su dotación media de agua es 135 litros/hab.día .
- Pretendemos hallar la concentración de cloro necesaria para una adecuada desinfección y con ésta, el volumen total de lejía (Hipoclorito de Sodio).

Para esto, se supone que la desinfección se da en la tubería de impelencia, lo que caracteriza el sistema como un reactor de flujo en Pistón, que obedece a una ley del tipo:

$$\ln \frac{N_0}{N_1} = (K_{HOCl} \cdot [HOCl] + K_{OCl} \cdot [OCl]) \cdot T$$

Donde:

- N_0 : Concentración Bacteriana inicial
- N_1 : Concentración Bacteriana final
- $[]$: Concentración de desinfectante
- T : Tiempo de desinfección.
- K : Constante de Saturación ($pK_{HOCl} = 7.45$ a $20^\circ C$)

Según los datos aportados por la Secretaría de Salud Departamental en Leticia, la concentración bacteriana inicial máxima se puede estimar en $N_0=1,5 \times 10^4$ CF/100ml. Consideramos además, que la concentración se reduce hasta una concentración final mínima, de manera que $N_1=1$ CF/100ml.

El tiempo de desinfección, será el tiempo que el agua permanezca en la tubería de impelencia, de manera que podría estimarse de la siguiente manera:

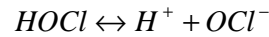
$$T = \frac{V}{Q}$$

$$Q = 135 \frac{\text{litros}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 1800 \text{ hab} \times \frac{1 \text{ día}}{5.5 \text{ h bombeo}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{10^3 \text{ litros}} = 44.18 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$V = 1600 \text{ m} \times \left(p \cdot \left(\frac{0.1524}{2} \right)^2 \right) \text{ m}^2 = 29.1864 \text{ m}^3$$

$$T = \frac{29.1864 \text{ m}^3}{44.18 \text{ m}^3 / \text{h}} = 0.66 \text{ h} \approx 40 \text{ min}$$

Para poder conocer la concentración de cloro necesaria, consideramos que el agua tiene un pH = 8.0 a $20^\circ C$ y según la ecuación de equilibrio:



Podemos establecer:

$$K_{OCl} = 10^{-7.45} = \frac{[H^+] \cdot [OCl^-]}{[HOCl]}$$

$$[OCl^-] = \frac{10^{-7.45}}{10^{-8}} \cdot [HOCl] = 3.548 \cdot [HOCl]$$

Sustituyendo todos los valores en la ecuación para un reactor de flujo en pistón, se obtiene:

$$\ln \frac{N_0}{N_1} = (K_{HOCl} \cdot [HOCl] + K_{OCl} \cdot [OCl]) \cdot T$$

$$\ln 1.5 \times 10^4 = (4.6 \cdot [HOCl] + 0.512 \cdot 3.548 [HOCl]) \cdot 40$$

Y resolviendo, se obtiene:

$$[HOCl] = 5.03 \times 10^{-3} \text{ mg / lt}$$

$$[OCl] = 1.80 \times 10^{-2} \text{ mg / lt}$$

$$[Cl_2] = [HOCl] + [OCl] = 0.023 \text{ mg / lt}$$

Si consideramos que en la lejía común hay, en general, un contenido en cloro activo del 5.5% aproximadamente, entonces el volumen necesario de lejía resultaría:

$$V_{LEJÍA} = 135 \frac{ts}{hab \cdot día} \times 1800 hab \times 0.023 \frac{mg Cl_2}{lt} \times \frac{1 ml lejía}{55 mg} = 101.62 ml lejía / día$$

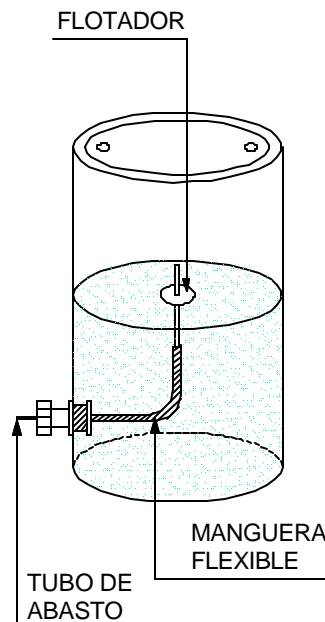
$$V_{LEJÍA} = 0.102 lt lejía / día$$

Lo que supone, al cabo de una semana:

$$V_{LEJÍA} = 0.714 ts / semana$$

Teniendo en cuenta que, hay que dejar aproximadamente un 20% de espacio en el dosificador, bastaría con un volumen de un litro.

2.4.3. Esquema del Dosificador de Cloro con carga constante



3. RED DE ALCANTARILLADO

3.1. ANTECEDENTES

Ya se ha comentado con anterioridad, que actualmente existe en el casco urbano de Puerto Nariño, cierta infraestructura de alcantarillado tal y como puede observarse en el Plano n°3. Este alcantarillado sirve únicamente, para evacuar las aguas residuales del 20% de la población, provocando más problemas que soluciones.

Entre todos los problemas e inconvenientes que la deficiente red existente provoca, destaca la existencia de diversos pozos ciegos, sin salida, que filtran sus aguas negras a las quebradas más importantes de la zona, provocando serios problemas de contaminación y sanidad sobre la población.

Ante tal perspectiva, el diseño del alcantarillado resulta imprescindible, para ello se intentará reutilizar (igual que en el caso de la red de abastecimiento de agua), la poca infraestructura existente. La forma más sencilla y viable de realizar esto, es disponer de tuberías de recogida a lo largo de todas las vías de la población con las características necesarias para que la evacuación de las aguas se realice de forma sencilla y eficiente.

3.2. PRODUCCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Para poder calcular las dimensiones de las distintas tuberías, es necesario conocer la cantidad de agua residual producida por la población del casco urbano de Puerto Nariño. Resulta conveniente obtener esta producción por metro lineal de calle, ya que así, las tuberías se dimensionan en función del caudal que gradualmente recogen.

Sabemos que:

- La densidad máxima de casas por metro lineal de calle es $D_{\max} = 0.0875$ casas/ml.
- La media por vivienda en el casco urbano es de 6.5 hab/casa.

Bajo estas condiciones y suponiendo un coeficiente de simultaneidad $C_s=2$, el caudal medio que se obtiene por metro lineal de calle, resulta:

$$Q_M = 2 \times 135 \frac{\text{litros}}{\text{hab} \cdot \text{día}} \times 6.5 \frac{\text{hab}}{\text{casa}} \times 0.0875 \frac{\text{casas}}{\text{ml}} \times \frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ s}} = 0.00178 \text{ lts} / \text{s} \cdot \text{ml}$$

Todas las tuberías que se colocarán serán de PVC, puesto que las condiciones ambientales de la zona, así como la distribución comercial facilitan el uso de este material. Por lo tanto, el caudal de infiltración puede considerarse nulo.

$$Q_{INF} = 0 \text{ lts} / \text{s} \cdot \text{ml}$$

Y el caudal de diseño, resulta igual al caudal medio:

$$Q_{DIS} = 0.00178 \text{ lts} / \text{s} \cdot \text{ml}$$

Si pretendemos conocer el caudal en una tubería concreta, bastará con multiplicar el caudal de diseño por la longitud de la calle que abarca:

$$Q_{DIS} = 0.00178 \cdot L \text{ litros} / \text{s}$$

3.3. CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

Todas las tuberías de la red de alcantarillado funcionan por gravedad, o lámina libre, de manera que para su cálculo basta con utilizar la fórmula de Manning. Esta fórmula es ampliamente conocida en todo el mundo, por lo que no debe existir ante este proyecto ningún tipo de objeción al respecto.

La fórmula de Manning de resistencia al flujo viene dada por la expresión:

$$Q = \frac{A}{n} \cdot R_H^{(2/3)} \cdot I^{(1/2)}$$

Donde:

- Q : Caudal (m³/s)
- A : Área del flujo o área mojada (m²)
- R_H : Radio Hidráulico o cociente entre el Area mojada y el Perímetro mojado.(m)
- I : pendiente de la tubería
- n : Coeficiente de Manning (n = 0.011 para tuberías de PVC)

Evidentemente, sólo se han considerado las aguas residuales fecales, puesto que considerar la pluviales sería inviable técnicamente.

En el cálculo, se han dimensionado las tuberías entre nudos, aplicando a los nudos la ecuación de conservación de los caudales quedan determinadas todas las tuberías de la red:

$$\sum Q_{ENTRANTES} = \sum Q_{SALIENTES}$$

En función de estas ecuaciones, y de los límites impuestos a la velocidad que se señalan a continuación se ha podido diseñar una red de alcantarillado sencilla, eficiente y que solucione los problemas actualmente existentes en el casco urbano de Puerto Nariño.

3.4. VELOCIDADES ADMISIBLES EN LA RED DE ALCANTARILLADO

3.4.1 Velocidad Máxima

La velocidad máxima se limita principalmente para evitar erosión y desperfectos en las tuberías. Según las recomendaciones en instalaciones similares, se considera un valor aceptable para la velocidad máxima:

$$v_{\text{máx}} = 3 \text{ m/s}$$

3.4.2. Velocidad Mínima

La velocidad mínima se toma por criterios de no deposición de sólidos en el interior de las tuberías. En este caso tomaremos como mínimo aconsejable para todas las tuberías un valor de 0.5 m/s.

3.5 DIÁMETROS UTILIZADOS EN LA RED DE ALCANTARILLADO

En la Tabla A9.4 que se presenta a continuación se muestran los valores límites para las pendientes y caudales que se han obtenido, durante el diseño de los diámetros de las tuberías de alcantarillado.

Diámetro (")	I _{MÍN} (%)	I _{MÁX} (%)	V _{MÍN} (m/s)	V _{MÁX} (m/s)	Q _{DIS} (lts/s)
6	1.80	27.94	0.500	1.221	< 0.25
8	1.00	25.79	0.500	1.859	< 9.00
10	1.00	1.31	0.534	0.966	< 20.00

Tabla A9.4 Valores límites en función del Diámetro de la alcantarilla

Para que el funcionamiento del alcantarillado sea eficiente y no provoque nuevos problemas en el futuro, no se colocarán tuberías inferiores a las 6", puesto que

diámetros más pequeños pueden dar obstrucciones serias en la red y el mantenimiento será así, mucho más sencillo.

3.6 CÁLCULO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

A continuación se presentan las tablas con los resultados obtenidos para las mismas, en forma esquematizada. Para mayor detalle, se pueden consultar los listados de resultados obtenidos con el programa Pucha, para cálculo de secciones en lámina libre.

En el Plano 5 del documento n°2, se encuentran señalados los diámetros necesarios, así como la profundidad de los pozos de registro colocados, no obstante a continuación se muestra un esquema con la numeración de los mismos, así como el sentido de circulación de las aguas residuales a lo largo de las tuberías. En las tablas se señalan los siguientes datos:

- **TRAMO** : Tramo de tubería indicado mediante los dos pozos en los que ésta se encuentra
- **Z Entrada** : Cota del terreno en el inicio o entrada de la tubería (m)
- **Z Salida** : Cota del terreno en el final o salida de la tubería (m)
- **Cota Entrada** : Cota del inicio o entrada de la tubería (m)
- **Cota Salida** : Cota del final o salida de la tubería (m)
- **L** : Longitud del tramo de tubería considerado (m)
- **I** : Pendiente de la tubería (tanto por uno)
- **Q** : Caudal circulante en la tubería, el primero corresponde al caudal en el inicio y el segundo al del final de la misma. (lts/s)
- **f** : Diámetro del tramo de tubería en pulgadas (“)
- **Ymin** : Calado mínimo de la lámina libre en el tramo de tubería considerado (m)
- **Ymax** : Calado máximo de la lámina libre en el tramo de tubería considerado (m)
- **Vmin** : Velocidad mínima dentro de la tubería (m/s)
- **Vmax** : Velocidad máxima dentro de la tubería (m/s)
- **R** : Resguardo mínimo en el tramo de tubería considerado (m)

TRAMO	Z Entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
93 – 123	123.30	125.00	123.10	120.00	85.20	0.0364	0.152	6''	0.007	0.007	0.500	0.500	0.130
120 – 123	126.40	125.00	126.10	122.00	63.60	0.0645	0.113	6''	0.005	0.005	0.541	0.541	0.132
123 – 122	125.00	120.70	120.00	118.70	67.40	0.0645	0.604 – 0.724	8''	0.016	0.017	0.592	0.624	0.135
122 – 121	120.70	119.50	118.70	117.50	87.20	0.0140	0.724 – 0.879	8''	0.018	0.021	0.556	0.588	0.132
121 – 116	119.50	117.00	117.50	116.00	72.40	0.0207	0.879 – 1.008	8''	0.017	0.019	0.642	0.680	0.185
120 – 118	126.40	125.20	126.20	125.00	66.50	0.0180	0.118	6''	0.008	0.008	0.500	0.500	0.130
88 – 118	127.30	125.20	127.00	123.00	106.10	0.0200	0.189	8''	0.007	0.007	0.504	0.504	0.196
118 – 117	125.20	120.00	125.00	119.80	25.80	0.1240	0.307 – 0.353	8''	0.007	0.007	0.881	0.922	0.196
117 – 116	120.00	117.00	119.80	116.80	42.60	0.0704	0.353 – 0.429	8''	0.009	0.009	0.759	0.804	0.194
116 – 115	117.00	116.30	116.00	115.50	14.00	0.0360	1.437 – 1.460	8''	0.019	0.019	0.918	0.920	0.184
115 – 111	116.30	114.70	115.50	114.50	60.40	0.0167	1.460 – 1.570	8''	0.023	0.024	0.703	0.719	0.179
84 – 114	121.50	119.40	121.20	118.00	49.00	0.0653	0.100	6''	0.005	0.005	0.524	0.524	0.132
114 – 113	119.40	117.00	118.00	116.00	45.90	0.0436	0.100 – 0.300	6''	0.005	0.009	0.500	0.635	0.128
113 – 112	117.00	115.80	116.00	115.00	36.60	0.0260	0.300 – 0.370	6''	0.011	0.012	0.511	0.570	0.125
112 – 111	115.80	114.70	115.00	114.00	38.70	0.0258	0.370 – 0.434	6''	0.012	0.013	0.566	0.593	0.124
111 – 110	114.70	111.60	114.00	111.00	52.00	0.0577	2.004 – 2.100	8''	0.020	0.021	1.198	1.214	0.183
110 – 109	111.60	109.80	111.00	109.50	52.10	0.0290	2.100 – 2.190	8''	0.024	0.025	0.919	0.964	0.178
109 – 105	109.80	107.80	109.50	107.50	145.50	0.0140	2.190 – 2.450	8''	0.030	0.031	0.735	0.769	0.172
78 – 108	124.30	119.20	124.00	119.00	52.10	0.0960	0.093	6''	0.005	0.005	0.549	0.599	0.132
108 – 107	119.20	115.30	119.00	115.00	47.40	0.0844	0.093 – 0.177	6''	0.005	0.006	0.550	0.681	0.131
107 – 106	115.30	109.50	115.00	109.00	64.00	0.0938	0.177 – 0.291	6''	0.006	0.008	0.707	0.822	0.129
106 – 105	109.50	107.80	109.00	107.50	64.10	0.0234	0.291 – 0.405	6''	0.011	0.013	0.500	0.560	0.125
105 – 104	107.80	107.10	107.50	106.80	99.20	0.0700	2.855 – 3.032	8''	0.040	0.041	0.637	0.648	0.162

TRAMO	Z entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
104 – 103	107.10	107.20	106.80	106.50	37.80	0.0080	3.032 – 3.100	8''	0.040	0.040	0.672	0.679	0.143
103 – 102	107.20	107.60	106.50	106.00	73.80	0.0070	3.100 – 3.230	8''	0.041	0.043	0.643	0.650	0.160
102 – 101	107.60	109.40	106.00	105.50	43.40	0.0115	3.230 – 4.000	8''	0.038	0.042	0.770	0.831	0.161
101 – 75	109.40	109.80	105.50	105.00	51.50	0.0097	4.000 – 4.095	8''	0.044	0.044	0.773	0.792	0.159
78 – 77	124.30	115.20	124.00	114.90	61.40	0.1482	0.110	6''	0.004	0.004	0.717	0.717	0.133
77 – 75	115.20	111.30	114.90	111.00	42.80	0.0910	0.109 – 0.185	6''	0.005	0.005	0.598	0.709	0.131
75 – 74	111.30	106.30	105.00	104.00	68.30	0.0150	4.280 – 4.404	8''	0.040	0.041	0.929	0.935	0.162
74 – 52	106.30	101.00	104.00	100.70	32.30	0.1020	4.404 – 4.458	8''	0.026	0.026	1.818	1.859	0.177
63 – 62	123.70	119.00	123.40	118.70	42.40	0.1111	0.100	6''	0.005	0.005	0.550	0.629	0.133
62 – 59	119.00	113.20	118.70	113.00	57.00	0.1000	0.100 – 0.177	6''	0.005	0.006	0.550	0.723	0.131
88 – 87	127.30	124.50	127.00	124.00	47.50	0.0590	0.100	6''	0.005	0.005	0.507	0.518	0.132
87 – 85	124.50	123.00	123.50	119.00	51.00	0.0882	0.100 – 0.175	6''	0.005	0.006	0.550	0.690	0.131
79 – 83	124.00	124.00	123.70	120.00	65.30	0.0567	0.116	6''	0.006	0.006	0.522	0.522	0.131
83 – 85	124.00	123.00	120.00	117.00	53.40	0.0562	0.116 – 0.212	6''	0.006	0.008	0.521	0.625	0.130
85 – 86	123.00	121.20	117.00	116.00	48.40	0.0207	0.387 – 0.473	6''	0.013	0.014	0.515	0.562	0.123
86 – 59	121.20	113.30	116.00	115.00	43.50	0.0230	0.473 – 0.550	8''	0.013	0.014	0.541	0.587	0.190
29 – 61	125.20	120.80	124.80	120.50	38.90	0.1105	0.100	8''	0.004	0.004	0.574	0.602	0.199
61 – 60	120.80	110.20	120.50	109.90	77.20	0.1373	0.100 – 0.138	8''	0.004	0.005	0.644	0.720	0.198
60 – 59	110.20	113.30	109.90	108.00	40.00	0.0475	0.138 – 0.210	8''	0.006	0.007	0.500	0.563	0.196
59 – 58	113.30	107.00	108.00	106.70	50.40	0.2579	0.937 – 1.030	8''	0.017	0.018	0.663	0.739	0.185
58 – 54	107.00	107.40	106.70	106.00	57.30	0.0122	1.030 – 1.130	8''	0.021	0.022	0.570	0.585	0.181
57 – 56	112.40	107.80	112.00	107.50	41.90	0.1074	0.100	6''	0.005	0.005	0.550	0.623	0.133
56 – 55	107.80	108.20	107.50	106.00	32.00	0.0469	0.100 – 0.132	6''	0.006	0.006	0.500	0.508	0.131
55 – 54	108.20	107.40	106.00	103.50	59.30	0.0422	0.132 – 0.240	6''	0.007	0.009	0.500	0.587	0.129
79 – 80	124.00	120.00	123.50	119.70	26.90	0.1413	0.100	6''	0.004	0.004	0.647	0.685	0.133
80 – 81	120.00	113.10	119.70	112.80	24.70	0.2794	0.100	6''	0.004	0.004	0.765	0.807	0.133

TRAMO	Z entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
81 – 82	113.10	110.20	112.80	109.90	18.00	0.1611	0.100 – 0.124	6''	0.004	0.004	0.696	0.765	0.133
82 – 54	110.20	107.40	109.90	105.00	27.30	0.1795	0.124 – 0.154	6''	0.005	0.005	0.784	0.849	0.132
54 – 53	107.40	104.00	105.00	104.00	51.00	0.0614	0.154 – 0.163	6''	0.009	0.009	0.500	0.500	0.128
53 – 52	104.00	103.00	104.00	103.00	55.30	0.1808	0.163 – 0.173	6''	0.009	0.009	0.500	0.500	0.128
52 – 51	103.00	103.50	103.00	102.80	29.70	0.0007	6.187 – 6.210	8''	0.058	0.060	0.783	0.784	0.144
45 – 46	117.20	115.30	117.00	113.00	50.00	0.0800	0.100	6''	0.005	0.005	0.562	0.562	0.132
27 – 47	124.20	123.10	124.00	120.00	49.00	0.0816	0.100	6''	0.005	0.005	0.566	0.566	0.132
47 – 46	123.10	115.30	120.00	115.00	49.40	0.1012	0.100 – 0.118	6''	0.005	0.005	0.549	0.641	0.132
46 – 51	115.30	103.50	115.00	102.80	65.00	0.1877	0.118 – 0.304	6''	0.004	0.007	0.746	1.061	0.130
51 – 50	102.40	103.00	102.80	102.50	36.30	0.0083	6.514 – 6.582	8''	0.058	0.058	0.853	0.857	0.145
50 – 49	103.00	103.70	102.50	102.00	66.20	0.0076	6.582 – 6.701	8''	0.060	0.060	0.823	0.834	0.143
43 – 44	119.00	111.00	118.70	110.80	63.70	0.1240	0.114	6''	0.005	0.005	0.681	0.681	0.132
45 – 44	115.30	111.00	115.00	110.80	56.30	0.0746	0.100	6''	0.005	0.005	0.549	0.549	0.132
44 – 49	111.00	103.70	110.80	103.50	76.00	0.0961	0.214 – 0.350	6''	0.007	0.007	0.721	0.877	0.129
49 – 48	103.70	103.40	103.50	103.20	56.50	0.0053	7.050 – 7.140	8''	0.068	0.068	0.745	0.748	0.135
48 – 42	103.40	103.30	103.20	102.80	55.10	0.0073	7.140 – 7.250	8''	0.063	0.063	0.834	0.841	0.140
42 – 41	103.30	103.50	102.80	102.50	54.90	0.0055	7.250 – 7.340	8''	0.068	0.069	0.759	0.762	0.135
41 – 40	103.50	103.50	102.50	102.20	46.00	0.0065	7.340 – 7.420	8''	0.066	0.066	0.804	0.815	0.137
40 – 21	103.50	103.50	102.20	101.80	52.60	0.0076	7.420 – 7.520	8''	0.063	0.064	0.861	0.864	0.139
21 – 22	103.50	103.40	101.80	101.50	45.80	0.0066	7.520 – 7.610	8''	0.066	0.066	0.819	0.821	0.137
22 – 23	103.40	103.00	101.50	101.00	65.20	0.0077	7.610 – 7.720	8''	0.064	0.064	0.870	0.873	0.139
23 – 24	103.00	103.00	101.00	100.70	45.30	0.0066	7.720 – 7.800	8''	0.067	0.068	0.828	0.832	0.136
24 – 12	103.00	104.00	100.70	100.50	36.11	0.0056	7.800 – 7.860	8''	0.071	0.071	0.779	0.781	0.132
43 – 26	119.00	112.80	118.70	112.50	37.50	0.1653	0.100	6''	0.004	0.004	0.723	0.723	0.133
27 – 26	124.20	112.80	124.00	112.50	127.40	0.0903	0.230	6''	0.007	0.007	0.756	0.756	0.130
26 – 25	112.80	104.00	112.50	104.00	64.40	0.1320	0.294 – 0.408	6''	0.007	0.011	0.927	1.221	0.126

TRAMO	Z entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
25 – 12	104.00	104.00	104.00	100.50	43.80	0.0799	0.408 – 0.486	6''	0.010	0.010	0.800	0.909	0.127
13 – 12	110.10	104.00	109.70	105.00	99.70	0.0923	0.178	8''	0.006	0.006	0.675	0.675	0.197
12 – 10	104.00	101.30	100.50	100.00	48.30	0.0104	8.530 – 8.610	8''	0.063	0.063	0.996	1.003	0.140
10 – 11	101.30	101.30	100.00	99.50	66.20	0.0076	8.610 – 8.730	8''	0.069	0.069	0.887	0.899	0.134
27 – 13	124.20	110.10	124.00	110.00	116.40	0.1203	0.210	8''	0.006	0.006	0.778	0.778	0.197
13 – 11	110.10	101.30	110.00	99.50	48.80	0.2152	0.210 – 0.295	8''	0.005	0.006	0.940	1.056	0.197
11 – 1	101.30	99.92	99.50	99.00	53.90	0.0093	9.030 – 9.120	10''	0.067	0.067	0.969	0.980	0.136
1 – 2	99.92	100.88	99.00	98.50	101.30	0.0049	9.120 – 9.300	10''	0.072	0.073	0.766	0.771	0.181
27 – 28	124.20	116.80	124.00	116.50	99.70	0.0752	0.178	6''	0.007	0.007	0.656	0.656	0.131
29 – 28	125.20	116.80	125.00	116.50	100.70	0.0844	0.179	6''	0.006	0.006	0.684	0.684	0.131
28 – 14	116.80	106.00	116.50	105.50	128.70	0.0855	0.357 – 0.586	8''	0.008	0.010	0.813	0.945	0.193
13 – 14	110.10	106.00	110.00	105.50	105.60	0.0426	0.188	8''	0.007	0.007	0.527	0.527	0.196
15 – 14	112.30	106.00	112.00	105.50	105.30	0.0617	0.188	8''	0.007	0.007	0.599	0.599	0.196
14 – 2	106.00	100.80	105.50	99.00	96.60	0.0673	0.962 – 1.134	8''	0.014	0.015	0.987	1.063	0.188
2 – 3	100.80	101.90	98.50	98.00	99.00	0.0051	10.440 – 10.610	10''	0.077	0.078	0.803	0.807	0.176
29 – 15	125.20	112.30	125.00	112.00	148.60	0.0875	0.265	8''	0.007	0.007	0.748	0.748	0.196
15 – 3	112.30	101.10	112.00	98.50	95.10	0.1420	0.265 – 0.434	8''	0.006	0.008	0.761	1.029	0.195
3 – 4	101.10	100.50	98.50	98.00	110.20	0.0045	11.050 – 11.240	10''	0.082	0.082	0.784	0.790	0.172
92 – 89	127.00	126.70	127.00	124.00	76.10	0.0394	0.200	6''	0.008	0.008	0.542	0.542	0.129
89 – 91	126.70	124.60	124.00	122.00	65.70	0.0304	0.200 – 0.300	6''	0.009	0.010	0.500	0.561	0.127
91 – 63	124.60	123.70	122.00	121.00	18.10	0.0553	0.300	6''	0.009	0.009	0.691	0.691	0.128
63 – 64	123.70	123.20	121.00	119.50	56.10	0.0267	0.300 – 0.400	6''	0.011	0.012	0.538	0.585	0.125
64 – 30	123.20	122.50	119.50	118.50	64.70	0.0155	0.400 – 0.500	6''	0.014	0.015	0.500	0.517	0.122
29 – 30	125.20	122.50	125.00	118.50	100.20	0.0649	0.200	6''	0.007	0.007	0.646	0.646	0.130
30 – 32	122.50	117.90	118.50	117.50	30.60	0.0327	0.678 – 0.730	8''	0.014	0.014	0.704	0.723	0.189
32 – 16	117.90	108.00	117.50	108.00	107.20	0.0401	0.730 – 0.908	8''	0.011	0.013	1.070	1.094	0.170
15 – 16	112.30	108.00	112.30	108.00	107.20	0.0401	0.119	6''	0.006	0.006	0.500	0.500	0.131

TRAMO	Z entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
16 – 5	108.00	100.80	108.00	100.50	88.80	0.0845	1.027 – 1.162	8''	0.013	0.014	1.119	1.159	0.169
5 – 4	100.80	100.50	100.50	97.50	11.80	0.1695	1.162 – 1.165	8''	0.011	0.011	1.702	1.703	0.172
4 – 6	100.50	99.70	97.50	97.00	72.80	0.0069	12.610 – 12.740	10''	0.024	0.074	0.534	1.027	0.180
31 – 33	123.20	122.60	123.00	120.00	78.60	0.0382	0.140	8''	0.006	0.006	0.551	0.551	0.177
33 – 34	122.60	120.20	120.00	119.00	17.80	0.0562	0.140 – 0.170	8''	0.006	0.006	0.524	0.560	0.197
34 – 35	120.20	116.30	119.00	116.00	27.00	0.1111	0.170 – 0.220	8''	0.006	0.006	0.707	0.768	0.197
35 – 18	116.30	99.20	116.00	100.00	136.40	0.1173	0.220 – 0.460	8''	0.006	0.009	0.795	0.980	0.195
17' – 17	107.50	102.50	107.00	102.00	28.70	0.1742	0.100	8''	0.004	0.004	0.705	0.705	0.199
17 – 18	102.50	99.20	102.00	100.00	34.30	0.0583	0.112	8''	0.005	0.005	0.500	0.500	0.198
18 – 19	99.20	98.40	100.00	98.00	62.90	0.0159	0.570 – 0.690	8''	0.013	0.014	0.638	0.704	0.189
19 – 6	98.40	99.70	98.00	97.00	76.20	0.0131	0.690 – 0.820	8''	0.017	0.019	0.518	0.545	0.184
6 – 7	99.70	99.00	97.00	96.50	103.40	0.0131	13.560 – 13.750	10''	0.089	0.090	0.850	0.854	0.164
92 – 93	127.00	123.30	126.50	120.00	58.60	0.0598	0.105	6''	0.005	0.005	0.639	0.639	0.132
95 – 93	121.50	123.30	121.50	119.00	61.50	0.0407	0.110	6''	0.006	0.006	0.500	0.500	0.131
93 – 94	123.30	110.10	119.00	110.00	59.10	0.1523	0.220 – 0.320	6''	0.006	0.007	0.890	1.002	0.130
94 – 67	110.10	109.50	110.00	109.00	71.00	0.0141	0.320 – 0.450	6''	0.013	0.015	0.500	0.500	0.122
65 – 66	122.30	110.00	122.00	110.00	48.70	0.2464	0.100	6''	0.004	0.004	0.830	0.830	0.133
66 – 67	110.00	109.50	110.00	108.00	45.00	0.0444	0.100 – 0.167	6''	0.006	0.007	0.500	0.535	0.130
33 – 68	122.60	115.10	122.00	115.00	54.60	0.1282	0.100	6''	0.004	0.004	0.662	0.662	0.133
68 – 67	115.10	109.50	115.00	108.00	67.80	0.1033	0.100 – 0.220	6''	0.004	0.006	0.684	0.900	0.131
67 – 69	109.50	106.70	108.00	106.50	64.40	0.0233	0.830 – 0.950	8''	0.016	0.018	0.670	0.696	0.186
69 – 70	106.70	115.40	106.50	104.50	66.00	0.0303	0.950 – 1.060	8''	0.016	0.017	0.764	0.789	0.165
73 – 72	115.80	115.80	115.50	110.50	46.20	0.1082	0.100	6''	0.005	0.005	0.624	0.624	0.133
72 – 70	115.80	115.40	110.50	104.50	57.10	0.1051	0.100 – 0.184	6''	0.005	0.005	0.559	0.744	0.131
98 – 97	125.50	124.40	125.50	121.00	63.60	0.0708	0.113	6''	0.005	0.005	0.538	0.559	0.132
96 – 97	123.30	124.40	123.00	121.00	57.50	0.0348	0.113	6''	0.006	0.006	0.500	0.500	0.131
97 – 99	124.40	116.70	121.00	116.50	50.70	0.0888	0.220 – 0.306	6''	0.007	0.008	0.732	0.819	0.129

TRAMO	Z entrada	Z Salida	Cota entrada	Cota salida	L (Longitud)	I (Pendiente)	Q (Caudal)	ϕ	Ymin	Ymax	Vmin	Vmax	R
99 – 100	116.70	120.10	116.50	115.00	61.00	0.0246	0.306 – 0.420	6''	0.011	0.013	0.521	0.577	0.124
100 – 70	120.10	115.40	115.00	104.50	61.00	0.1721	0.420 – 0.525	6''	0.008	0.009	1.146	1.216	0.128
70 – 71	115.40	108.00	104.50	103.00	61.00	0.0246	1.770 – 1.880	8''	0.023	0.024	0.857	0.871	0.159
71 – 37	108.00	102.50	103.00	102.00	53.30	0.0188	1.880 – 1.975	8''	0.025	0.026	0.794	0.807	0.157
31 – 33	123.20	122.60	123.00	118.00	78.60	0.0636	0.140	8''	0.006	0.006	0.551	0.551	0.177
33 – 36	122.60	112.50	118.00	112.00	78.20	0.0767	0.140 – 0.280	8''	0.006	0.007	0.592	0.727	0.175
36 – 37	112.50	102.50	112.00	102.00	67.20	0.1488	0.280 – 0.400	8''	0.006	0.008	0.915	1.020	0.175
37 – 38	102.50	103.40	102.00	101.00	82.60	0.0121	2.375 – 2.520	8''	0.032	0.033	0.726	0.741	0.150
38 – 39	103.40	100.70	101.00	99.50	58.60	0.0256	2.520 – 2.630	8''	0.027	0.028	0.970	0.977	0.155
39 – 20	100.70	109.00	99.50	98.00	77.30	0.0194	2.630 – 2.760	8''	0.030	0.031	0.882	0.899	0.152
20 – 8	109.00	97.80	98.00	96.50	90.00	0.0222	2.760 – 2.930	8''	0.030	0.030	0.926	0.960	0.152
7 – 8	99.00	97.80	96.50	96.00	100.00	0.0050	13.750 – 13.930	10''	0.089	0.090	0.864	0.867	0.139
8 – 9	97.80	99.50	96.00	95.50	100.00	0.0050	16.850 – 17.030	10''	0.100	0.100	0.912	0.916	0.128

4. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

4.1. ANTECEDENTES

Actualmente, las aguas negras que se recogen en el casco urbano de Puerto Nariño, son vertidas sin ningún tipo de tratamiento al río Loretoyacu. La problemática de este vertido se da principalmente en época de lluvias, cuando el río Loretoyacu invierte el sentido de circulación de sus aguas arrastrando consigo las aguas residuales aguas arriba de la cabecera municipal, hasta la toma de agua para la red de abastecimiento. Como es lógico pensar, este hecho provoca daños importantes sobre la salud de la población.

Así pues, para solucionar este problema es necesario realizar algún tipo de tratamiento de las aguas residuales domésticas del casco urbano. En el anejo de alternativas se ha justificado el Sistema de Lagunaje como la solución óptima, dado su sencillo manejo y mantenimiento. El vertido se realizará aguas debajo de Puerto Nariño, en la desembocadura del río Loretoyacu mediante un emisario submarino.

4.2. EMPLAZAMIENTO DEL LAGUNAJE

Dado que en época de lluvias, como ya se ha comentado repetidamente a lo largo de este proyecto, la zona más baja de la población resulta inundable existe un serio problema de ubicación del Lagunaje. Se ha de buscar una zona suficientemente elevada como para que las inundaciones no arrastren los fangos a zonas pobladas, además, será necesario bombear las aguas negras hasta el punto de tratamiento desde la parte más baja de la población.

Durante los días en los que se viajó a Puerto Nariño (Colombia) para realizar el reconocimiento de campo necesario para este proyecto, no se pudieron recoger datos suficientes sobre la topografía de la zona, de manera que la ubicación resulta algo inexacta. Sería conveniente realizar un segundo viaje para obtener estos datos y confirmar la elección de la solución adoptada como la óptima.

4.3. BOMBEO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales producidas por la población suponen un caudal máximo de:

$$Q \approx 17 \text{ litros/s}$$

Si consideramos que el nivel del agua, tal y como se muestra en el Anejo Climatológico llega hasta los 14.24 metros sobre el nivel del mar ($z = 87 + 14.24 = 101.24$ metros sobre el nivel del mar), como mínimo sería necesario colocar el lagunaje a una cota topográfica de 104 metros, lo que supondría una altura de bombeo de:

$$\Delta H = 104 - 95 = 9 \text{ m.c.a.}$$

Basándonos en estos datos y suponiendo un rendimiento $\eta=0.7$, la potencia total del equipo de bombeo debería ser como mínimo:

$$P = \frac{Q \cdot \Delta H}{75 \cdot \eta} = 3.0 \text{ c.v.} = 2.5 \text{ KW}$$

Si utilizásemos una bomba de las mismas características que las utilizadas en el bombeo de agua de abastecimiento, sería suficiente y así el mantenimiento y manejo resultarían menos complicados para los funcionarios de la alcaldía destinados a tal efecto. El problema resultaría que el bombeo debería efectuarse de manera continua.

4.4. SISTEMA DE LAGUNAJE

Para conocer el volumen total de las lagunas de tratamiento, es necesario saber el volumen de aguas residuales a tratar, es decir el volumen producido por la población. Sabemos que el coeficiente de simultaneidad es $C_s=2$ y por lo tanto el caudal medio resulta:

$$\bar{Q} = 8.5 \text{ litros} / s$$

$$\bar{Q} = 8.5 \frac{\text{litros}}{s} \times \frac{1m^3}{10^3 \text{ litros}} \times \frac{86400 s}{1 \text{ día}} = 734.4 m^3 / \text{día}$$

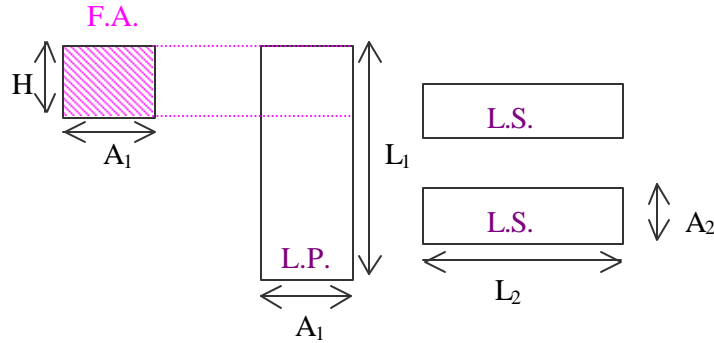
El dimensionamiento de las lagunas, se hace en función de proyectos similares desarrollados en las mismas condiciones, de forma que:

- Se diseñará una Laguna Primaria Facultativa ($h \approx 1.5m$) y dos Lagunas Secundarias de Maduración ($h \approx 1.1m$).
- La llegada de las aguas residuales se realizará en una Fosa Anaerobia situada en el interior de la laguna primaria, de profundidad aproximada $h \approx 2m$.
- El agua permanecerá como mínimo: 3 días en la Fosa Anaerobia, 25 días en la Laguna Primaria y 12 días en las Lagunas Secundarias.
- El fango acumulado en las lagunas se supondrá concentrado en su totalidad en la Fosa Anaerobia, siendo su velocidad de acumulación 12 litros/hab.año. La limpieza de la Fosa Anaerobia está previsto realizarla cada 10 años.
- La proporción recomendada para el dimensionamiento de las lagunas es Longitud/Ancho = 3.2
- La velocidad máxima de evaporación del agua desde la superficie de las lagunas durante el verano será 4.0 litros/m².día. La velocidad de infiltración del agua por el fondo de las lagunas puede suponerse insignificante.

En función de estas suposiciones y basándonos en la ecuación básica para el cálculo del volumen, se calculan las dimensiones de las lagunas:

$$V = \bar{Q} \cdot T$$

El esquema del Lagunaje será pues:



Considerando la relación adecuada entre el ancho y el alto se obtiene:

- **Laguna Primaria (L.P.)**

$$V_1 = \bar{Q} \cdot T = 25 \text{ días} \times 743.4 \text{ m}^3 / \text{día} = 18360 \text{ m}^3 = 1.5 \times 3.2 A_1^2$$

$$A_1 = 62.0 \text{ m}$$

$$L_1 = 197.5 \text{ m}$$

- **Lagunas Secundarias (L.S.)**

$$V_2 = \bar{Q} \cdot T = 12 \text{ días} \times 743.4 \text{ m}^3 / \text{día} = 8812.8 \text{ m}^3 = 1.1 \times 3.2 A_2^2$$

$$A_2 = 50.0 \text{ m}$$

$$L_2 = 160.0 \text{ m}$$

- **Fosa Anaerobia (F.A.)**

$$V_{fangos} = 12 \frac{\text{litros}}{\text{hab} \cdot \text{año}} \times 1800 \text{ hab} \times 1 \text{ año} = 21.6 \text{ m}^3$$

$$V_{agua} = \bar{Q} \cdot T = 3 \text{ días} \times 734.4 \text{ m}^3 / \text{día} = 2203.2 \text{ m}^3$$

$$V_3 = V_{agua} + V_{fangos} = 2225 \text{ m}^3 = 2 \times 62.0 \times H$$

$$H = 18.0 \text{ m}$$

Así queda, pues, perfectamente definido el sistema de Lagunaje a construir en la zona. Por último, señalar que el agua efluente será vertida mediante una tubería de 12" a la desembocadura del río Loretoyacu.