

## 6. DISEÑO HIDRÁULICO

Teniendo en cuenta las observaciones realizadas a la verificación hidráulica de los diseños iniciales entregados por Findeter y según las condiciones operatividad encontradas en planta de tratamiento existente, se realizan ajustes necesarios en la planta de tratamiento de agua potable y el tanque de almacenamiento del sistema de acueducto para que cumplan con las disposiciones vigentes en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (Última actualización) – en los títulos A, B Y C.

El municipio de Arauquita del departamento de Arauca cuenta en la actualidad con una planta de tratamiento con capacidad de 45L/s, el cual de acuerdo al horizonte proyectado se requiere la construcción de un nuevo módulo con capacidad de 45L/s, para obtener un caudal total de 90L/s.

En el presente estudio se tiene por objeto la presentación de los diseños para la ampliación de la planta de tratamiento de agua potable de Arauquita, así como la optimización y rediseño de las demás estructuras que conforman el sistema.

La planta en su totalidad estará diseñada para un caudal de 90 lps, atendiendo así a la demanda futura del municipio. La planta está dividida en dos sistemas:

- Planta actual que tiene una capacidad para tratar 45 lps, actualmente no cumple con la capacidad a tratar para la demanda del municipio.
- Planta nueva: tendrá una capacidad de tratamiento de 45 lps.

En este informe se presenta lo siguiente:

- Diagnóstico del desarenador actual construido
- Diseño de los componentes de la planta de tratamiento:
  - ✓ Cámara de Aquietamiento
  - ✓ Canal de Entrada
  - ✓ Floculador tipo Alabama
  - ✓ Sedimentador de Alta Tasa
  - ✓ Filtros
- Diseño tanque de contacto para aplicación del cloro
- Diseño tanques de almacenamiento
- Diseño Sistema de Bombeo al tanque elevado
- Evaluación Tanque de lodos y lavado de los componentes de la planta

Para su diseño se tuvo en cuenta lo estipulado en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS (Última actualización) – en los títulos A, B Y C.

## 6.1 ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL DESARENADOR EXISTENTE

La planta de tratamiento de agua potable cuenta con un desarenador de dos unidades que fue diseñado para el caudal a tratar por las dos plantas (la antigua y la nueva), de tratamiento que conforman el sistema.

Q= 90 lps

Q modulo = 45 lps

Dimensiones

Ancho: 3.89 m

Largo: 16.1 m

Alto: 2.0 m

- **Área superficial:**

$$A_s = 3.89 \text{ m} \times 16.1 \text{ m} = 62.63 \text{ m}^2$$

Se determina la carga superficial desarenador la cual debe cumplir con lo estipulado en el RAS título B, de máximo 100 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia.

$$C_s = (0.045 \times 86400) / 62.63 = 62.08 \text{ m}^3 / \text{m}^2\text{-dia. Cumple}$$

Se determina la velocidad de sedimentación para poder verificar el tamaño de partícula que el desarenador puede sedimentar.

$$V_s = 0.045 / 62.63 = 0.0007 \text{ m/s}$$

$$V_s = 0.07 \text{ cm /s}$$

Utilizando la ley de Stokes se determina el tamaño de la partícula.

$$V_s = \frac{(\rho_s - \rho)d^2g}{18\mu}$$

Densidad Arena= 2.65 gr / cm<sup>3</sup>

Densidad Agua = 1.00 gr/ cm<sup>3</sup>

Gravedad= 987 cm/s<sup>2</sup>

Temperatura = 28°C

V cinemática = 0.0085 cm /s<sup>2</sup>

Despejando la ecuación se obtiene un diámetro de la partícula de

$$\Phi = 0.03 \text{ mm}$$

Se recomienda que los desarenadores deben remover partículas hasta de 0.05 mm, por lo que la partícula al ser menor cumple con esta condición.

Numero de Reynolds

$$Re = \frac{V_s * d}{\underline{U}}$$

$$Re = 0.07 * 0.003 / 0.0085 = 0.21$$

- **Tiempo Retención:**

De acuerdo a lo estipulado en el RAS 2000 título B, Estipula que el tiempo de Retención debe ser mayor a 20 min.

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

$$T = (3.89 * 16.1 * 2) / 0.045 = 2783.51 \text{ Segundos}$$

$$T = 46.39 \text{ min} > 20 \text{ min Cumple}$$

Velocidad Horizontal

$$V_h = \frac{Q}{B * H}$$

$$V_h = 0.045 / (2 * 3.89) = 0.0058 \text{ m/s}$$

- **Relación VH / VS:**

De acuerdo a lo estipulado en el RAS 2000 título B, estipula que la relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de sedimentación debe ser menor a 20.

$$0.0058 / 0.07 = 0.08 < 20 \text{ Cumple}$$

El desarenador cumple con los parámetros establecidos por el RAS para su funcionamiento, aclarando que la evaluación se realizó para que cada módulo trabaje de modo independiente, lo cual en caso de manteniendo de un módulo, la eficiencia del desarenador se reducirá ya que un solo modulo no es capaz de tratar el total de los 90 L/s.

Evaluación elementos del desarenador:

- **Pantalla Difusora**

Numero orificios = 35

Diámetro orificios = 2"

Área orificios = 0.0020 m<sup>2</sup>

Área Efectiva =

$$Ae = 0.0020 * 35 = 0.071 \text{ m}^2$$

Velocidad de orificio =

$$Vo = 0.045 / 0.071 = 0.63 \text{ m/s} < 0.10 \text{ m/s} \text{ No cumple.}$$

La pantalla difusora de entrada no cumple con el parámetro establecido por el RAS (Última Actualización) de una velocidad en los orificios máxima de 0.10 m/s, por lo que se debe cambiar el diseño de la pantalla. Se realiza el diseño de la nueva pantalla difusora del desarenador tomando el parámetro establecido en el RAS.

Velocidad Orificio = 0.10 m/s

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Área Efectiva =

$$Ae = 0.045 / 0.010 = 0.45 \text{ m}^2$$

Diámetro orificios = 4" Asumido

Área orificios = 0.1016 m<sup>2</sup>

Numero orificios =

$$N = 0.45 / 0.1016 = 56$$

Se deben ajustar los orificios de la pantalla difusora, para un total de 56 unidades con diámetro de 4 pulgadas.

## 6.2 DISEÑO HIDRÁULICO PLANTA DE TRATAMIENTO

Para el ingreso del agua a la unidad de tratamiento se diseñó una cámara de quietamiento de flujo ascensional y pantalla difusora con el fin de disminuir la velocidad del agua.

### 6.2.1 Canal de entrada

### 6.2.1.1 Cámara De Aquietamiento

Se diseñó una cámara de aquietamiento tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Velocidad Ascensional = 4 a 10 cm/s
- Tiempo de Retención = 30 a 60 segundos

$$Q = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dimensiones Cámara

$$\text{Altura} = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 1.40 \text{ m}^3$$

$$\text{Área Superficial} = 1.08 \text{ m}^2$$

Tiempo Retención

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

$$Tr = 1.40 / 0.045 = 31.20 \text{ Seg cumple}$$

Velocidad Ascensional

$$Va = \frac{Q}{As}$$

$$Va = (0.045 / 1.08) * 100 = 4.17 \text{ cm/s cumple}$$

### 6.2.1.2 Canal Aproximación

Dimensiones

$$\text{Ancho} = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 1.50 \text{ m}$$

Velocidad

$$V = 0.045 / (0.9 * 1.3) = 0.03 \text{ m/s}$$

Numero Froude

$$NF = \sqrt{\frac{V}{g * H}}$$

$$NF = (0.045 / (9.87 * 1.3))^{1/2} = 0.05 \text{ Régimen Subcrítico}$$

### 6.2.2 Mezcla Rápida

La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento de agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases. El mezclador rápido tiene el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua.

Se diseñó un mezclador hidráulico, consistente en un canal rectangular, con vertedero rectangular sin contracciones laterales y obstáculo en forma de rampa, para realizar la mezcla rápida, aforar el afluente a la planta y para que sirva simultáneamente como estructura de aquietamiento.

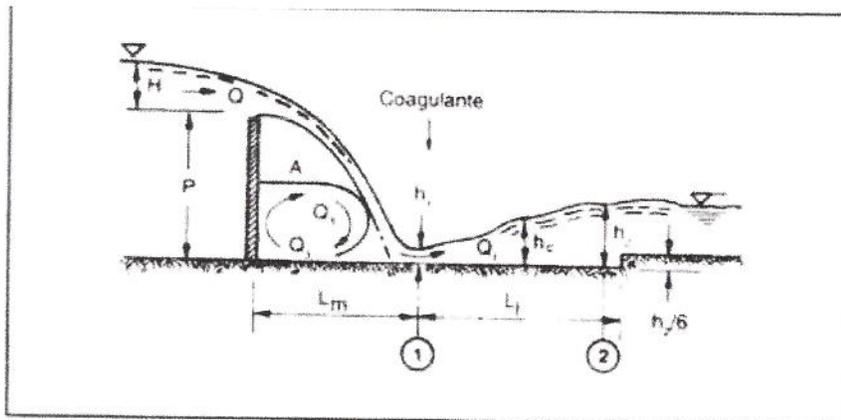


Figura 1. Esquema de configuración de un resalto en un vertedero rectangular

Tomando las dimensiones del canal de entrada se tiene:

Base: 0.90 m

Se asume la altura de la lámina del Vertedero

P = 0.60 m

- **Altura crítica:**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

q es el caudal unitario sobre el vertedero y g la aceleración de la gravedad.

$$q = \frac{Q}{B}$$

$$h_c = 0.063 \text{ m}$$

- **Altura en la sección 1:**

La profundidad en la sección 1 del resalto se obtuvo con la ecuación de White;

$$\frac{h_1}{h_c} = \frac{\bar{2}}{1.06 + \sqrt{\frac{P}{h_c}} + 1.5}$$

$$h_1 = 0,021 \text{ m}$$

Para una velocidad en la sección 1 de;

$$V_1 = \frac{Q}{Bh_1}$$

$$V_1 = 2.44 \text{ m/s} > 2 \text{ m/s OK}$$

Se debe garantizar que el resalto sea estable, con una disipación de energía entre el 45% y 70%, lo cual se logra con un número de Froude entre 4.5 y 9.0.

Se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

$$F_1 = 5.433 \text{ (Resalto estable).}$$

- **Altura en la Sección 2:**

La altura y velocidad en la sección 2 del resalto se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} * \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 0,148 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{Q}{Bh_2}$$

$$V_2 = 0,34 \text{ m/s}$$

- **Longitud de desarrollo del resalto:**

La longitud del resalto se calculó con la fórmula de Smetana;

$$L_j = 6(h_2 - h_1)$$
$$L_j = 0,76 \text{ m}$$

- **Longitud aplicación del coagulante:**

Para vertederos de pared ancha  $b > 2/3H$

$$L_m = 4.30 P^{0.10} h_c^{0.90} \quad \text{siendo } h_c \text{ la profundidad critica.}$$

$$L_m = 0.34 \text{ m}$$

- **Tiempo de mezcla:** Se requiere que el tiempo de mezcla sea inferior a 1 segundo;

$$t = \frac{L}{V_m}$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$V_m = 1.11 \text{ m/s}$$

$$t = 0,55 \text{ S (Apropiado } < 1 \text{ segundo)}$$

- **Gradiente de velocidad:** En este tipo de mezcladores se considera adecuado un valor entre 1000 y 2000 S<sup>-1</sup>.

$$G = \frac{\gamma \Delta h}{\sqrt{\mu t}}$$

Para una temperatura del agua de 28 °C, el peso específico es de  $\gamma = 996.30 \text{ Kg/m}^3$  y la viscosidad dinámica es de  $\mu = 8.35 \times 10^{-4} \text{ Pa.s}$

El valor de la pérdida de energía en el resalto se calculó con la fórmula de Belanger;

$$\Delta h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2}$$

$$\Delta h = 0.17 \text{ m}$$

$$G = 1902.090 \text{ S}^{-1} \text{ (Apropiado).}$$

- **Aforador:** para que el vertedero se pueda utilizar como aforador la relación P/hc debe ser mayor a 3.

$$P/hc = 9.46$$

- **Vertedero de aforo**

Se utiliza un vertedero rectangular sin contracciones laterales para aforar el caudal de entrada, con la ecuación de Francis para vertederos de pared delgada se halla la lámina de agua sobre la cresta del vertedero;

$$Q = 1.84 L_e H^{3/2}$$

$$Q = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_e = 0.90 \text{ m}$$

$$H = 0,0904 \text{ m}$$

Para la graduación del piezómetro para aforar el caudal de entrada a la planta se presenta la siguiente tabla la cual fue tabulada con la ecuación de Francis.

H (cm)	Q (lps)
5.00	18.51
5.50	21.36
6.00	24.34
6.50	27.44
7.00	30.67
7.50	34.01
8.00	37.47
8.50	41.04
9.00	44.71
9.04	45.00
9.50	48.49
10.00	52.37
10.50	56.34
11.00	60.42
11.50	64.58
12.00	68.84
12.50	73.19
13.00	77.62
13.50	82.14
14.00	86.75
14.50	91.43
15.00	96.20

La reglilla se debe pintar con los colores que se encuentran en la tabla, el color verde indica la zona de funcionamiento ideal de la planta, la zona amarilla establece un límite del 25% en exceso o defecto del caudal de diseño en el cual se puede operar en épocas con niveles bajos o altos de turbiedad, la zona roja presenta velocidades de funcionamiento muy pequeñas o muy altas para la planta.

### 6.2.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO PARA DOSIFICACIÓN DEL COAGULANTE.

#### 6.2.3.1 Caudal de diseño

El químico utilizado para la coagulación del agua proveniente del desarenador será el sulfato de aluminio, el cual es el más utilizado en Colombia.

El caudal de diseño de aplicación del coagulante se calculó para el caudal tratado por cada una de las plantas de manera independiente. Ya que el funcionamiento de la estación de dosificación del coagulante maneja sistemas individuales para cada planta.

Dosis máxima = 50 mg/L

Concentración en la dosis de cloro = 3500 mg/L

Caudal de diseño de la planta = 45 lps

$$q = Qd * \frac{C}{D_{max}}$$

q = 0.643 lps

El caudal de bombeo puede ajustarse según ensayo de jarras, graduando la válvula de compuerta a la salida de la bomba.

### **6.2.3.2 Diámetro de impulsión**

#### **6.2.3.2.1 Obtención del diámetro de impulsión**

Se calculó con la ecuación de Bresse

$$D(m) = 1.2X^{\frac{1}{4}}\sqrt{Q}$$

X = número de horas de bombeo al día /24

Para un tiempo de operación de 24 horas.

Di = 0.03m

Di = 1.20"

Se adoptó un valor de 0.75" para obtener una velocidad de flujo superior a 1.00 m/s.

Di = 0.75" (3/4")

Di = 0.02185 m

#### **6.2.3.2.2 Velocidad del flujo en la impulsión**

V = Q/A

Ai = 0.0004 m<sup>2</sup>

$V_i = 1.71 \text{ m/s}$

En la tubería de impulsión se obtuvo una velocidad de 1.71 m/s, que se encuentra en el rango estipulado por el RAS 2000 en el numeral B.8.4.8.3 (1.00 m/s a 6.00 m/s).

### **6.2.3.3 Diámetro de Succión**

#### **6.2.3.3.1 Obtención del diámetro de Succión**

El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor al diámetro de impulsión.

$D_s = 1.25'' (1 \frac{1}{4}'')$

$D_s = 0.03814 \text{ m}$

$A_s = 0.0011 \text{ m}^2$

$V_s = 0.56 \text{ m/s}$

La velocidad de 0.56 m/s, se encuentra dentro del rango estipulado por EL RAS 2000 en el numeral B.8.5.6.1 (0.45 m/s a 1.00 m/s).

#### **6.2.3.3.2 Sumergencia de la válvula de pie.**

La sumergencia de la válvula de pie debe ser mínimo de 2 veces el diámetro de succión y superior a 50 cm.

$S = 0.50 \text{ m}$

### **6.2.3.4 Determinación de la altura dinámica de succión**

#### **6.2.3.4.1 Pérdidas de energía por fricción**

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 1 <sup>1/4</sup>", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ecuación de Darcy - Weisbach}$$

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds ( $Re$ ) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33E-04 \text{ Pa.s}$

$K_s = 0.0015 \text{ mm}$

$V = 0.80 \text{ m/s}$

$D = 0.02185 \text{ m}$

$Re = 33778$  (Flujo Turbulento)

$f = 0.0230$

$L = 2.00 \text{ m}$

$h_f = 0.019 \text{ m}$

#### **6.2.3.4.2 Perdidas Menores en accesorios**

Luego se calcularon las pérdidas menores, con la ecuación:

$$h_m = K_m \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Accesorios	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Válvula pie De coladera $\Phi 3/4"$	5.00	1	5
Codo Radio Largo $90^\circ \Phi 3/4"$	1.00	2	2
Válvula de Compuerta $\Phi 3/4"$	0.20	1	0.2
Total			7.2

Hm= 0.10 m

#### 6.2.3.4.3 Pérdidas por velocidad

La cabeza de velocidad es  $(0.56)^2 / 2g = 0.02$  m

#### 6.2.3.4.4 Altura estática de succión

La altura estática de succión es 1 m

#### 6.2.3.4.5 Altura dinámica de succión

$HDS = hf + h + (v^2/2g) + H$

HDs = 1.15 m

#### 6.2.3.4.6 NPSH disponible

$$NPSH \text{ disp} = \frac{p_a}{\rho g} - H_s - \frac{p_v}{\rho g}$$

Donde:

$P_a$  = Presión atmosférica

$P_v$  = Presión de vapor del agua

$H_s$  = Altura dinámica de succión

Presión barométrica en el sitio (Pa)

$$pa = 10.33 - \left( \frac{1.2 * hsnm}{1000} \right)$$

Hsnm = 165 msnm

Pa = 10.13 mca

Pv: 0.4183 mca

NPSD disponible = 8.56 mca

Correcciones por vacío imperfecto: 1.8 mca

NPSH final disponible: 6.76 mca

### 6.2.3.5 Determinación de la altura dinámica de impulsión

#### 6.2.3.5.1 Pérdidas de energía por fricción

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 3/4", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ecuación de Darcy - Weisbach}$$

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds ( $Re$ ) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33\text{E-}04 \text{ Pa.s}$

$K_s = 0.0015 \text{ mm}$

$V = 1.15 \text{ m/s}$

$D = 0.0182 \text{ m}$

$Re = 58960$  (Flujo Turbulento)

$f = 0.0204$

$L = 32 \text{ m}$

$h_f = 4.45 \text{ m}$

### 6.2.3.5.2 Perdidas menores en accesorios

Luego se calcularon las pérdidas menores, con la ecuación:

$$h_m = K_m \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Accesorios	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Ampliación Excéntrica	5.00	1	5
Codo Radio Largo 90°	1.00	4	4
Válvula de Compuerta	0.20	1	0.2
Válvula de Retención	2.50	1	2.5
Total			11.7

$H_m = 1.70 \text{ m}$

#### 6.2.3.5.3 Pérdidas por velocidad

La cabeza de velocidad es  $(1.71)^2 / 2g = 0.15$  m

#### 6.2.3.5.4 Altura estática de impulsión.

La altura estática de succión es 0.5 m

#### 6.2.3.5.5 Altura dinámica de succión

$$HDI = hf + h + (v^2/2g) + H$$

$$HDI = 6.84 \text{ m}$$

#### 6.2.3.6 Determinación de la altura dinámica total.

La altura dinámica total HDT es igual a la suma de la cabeza dinámica de succión, y la cabeza dinámica de impulsión, o sea:

$$HDT = 7.99 \text{ metros}$$

#### 6.2.3.7 Potencia requerida por la bomba

La potencia requerida por la bomba obedece a la fórmula

$$P = \gamma * Q * HDT / 76 \eta$$

$$HDT = 7.99 \text{ m}$$

$$\gamma = 1 \text{ Kg/L}$$

$$Q = 0.64 \text{ L/s}$$

$$\eta = 30\%$$

$$PHP = 0.23 \text{ HP}$$

$$PHP = 0.25 \text{ HP (Potencia comercial)}$$

#### 6.2.3.8 Bombas Recomendadas para el sistema

Entrando en las curvas de bombas de los fabricantes con la altura dinámica total HDT y el caudal de diseño Q se obtienen las siguientes características.

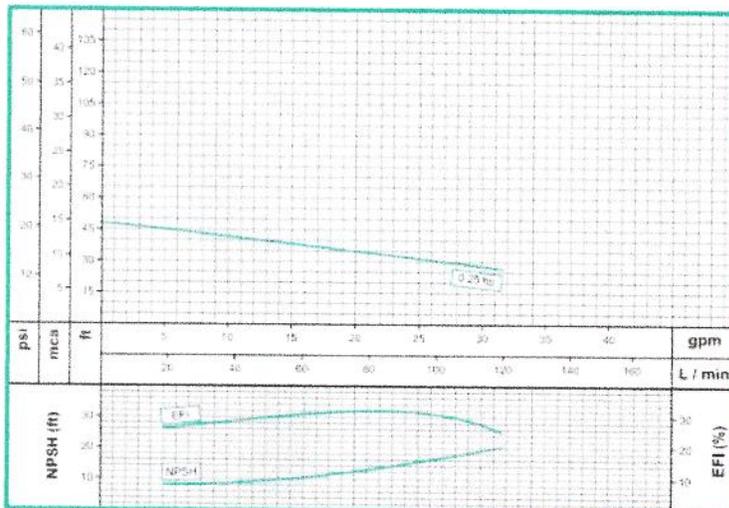
- Q = 38.57 LPM
- Potencia del motor = 0.25 HP
- Diámetro de la succión = 1.0" (orificio de entrada de la bomba)
- Diámetro de la descarga = 1.0" (orificio de salida de la bomba)
- Diámetro del impulsor = 3.68"
- Tipo de bomba = centrífuga de 3600 rpm
- NPSH requerido por la bomba = 2.43 metros
- NPSH disponible = 6.76 metros

**Imagen 1. Curva Característica de la bomba**

Características de la bomba								Características del motor				
Tipo de bomba	Acoplamiento		Tipo de impulsor					Alimentación	Velocidad (rpm)			
Centrífuga	Monobloque		Cerrado, en plástico.					Eléctrica	3.600 (nominal)			
Etapas	Cierre del eje			Temperatura máx. líquido					Cerramiento	Frecuencia (Hz)		
1	Sello mecánico 5/8" Tipo B			70°C (158°F) Continua					ODP	60		
Modelo	Ref.	Ø Succión	Ø Descarga	Ø Impulsor	Peso (kg)	H máx (mca) *	Q máx (gpm) **	Potencia (hp)	Fases	Voltaje (V)	Frame	
CE 12-1	1A0074	1" NPT	1" NPT	3,680"	8,4	14	31	0.25	1	110/220	NEMA 56J	

\* La altura (H) máxima se logra con la válvula totalmente cerrada. (mca= metros columna de agua).  
\*\* El caudal (Q) máximo se logra con la válvula totalmente abierta. (gpm= galones por minuto).

**Curva de rendimiento**



**Aplicaciones**

- Uso doméstico
- Sector agrícola
- Industria
- Construcción
- Institucional
- Aprovechamiento de aguas limpias
- Lavado de establos
- Llenado de tanques elevados y bebederos
- Llenado tanque bajo-tanque alto
- Plantas de tratamiento
- Recirculación de agua en piscinas o en torres de enfriamiento
- Refrigeración de maquinaria / Circuitos de recirculación
- Riego por aspersión
- Riego por goteo
- Sistemas de presión

## 6.2.4 FLOCULADOR

El termino floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculantes. Es el proceso por el cual una vez estabilizados los coloides, se provee de una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas, sin romper o disturbar los agregados preformados.

Los floculadores hidráulicos deben cumplir con los siguientes parámetros; Gradiente hidráulico medio entre  $20s^{-1}$  y  $70s^{-1}$ , tiempo de detención entre 20 y 40 minutos, velocidad de flujo entre 0.20 y 0.40 m/s.

Se adoptó un sistema de flujo vertical, tipo Alabama que consiste en cámaras interconectadas a través de tuberías provistas de un codo y salida ascensional del agua, ubicadas en el fondo de cada cámara. Su principio de funcionamiento se basa en que la salida de un chorro ascendente del efluente de la cámara precedente ocasiona la mezcla del agua en la cámara actual y la consecuente de aglomeración del floc.

Se diseñaran dos unidades de floculación cada una trabajara con un caudal de 22.5 lps

- **Dimensiones de Cada Cámara**

Ancho = 1.20 m

Altura = 3.0 m

Longitud:= 0.9 m

V cámara = 3.24 m<sup>3</sup>

Se de cumplir que la relación ancho/ altura este entre 1 y 1.33 de acuerdo a lo estipulado en el R.A.S. Título C.

$$A/I = 1.20/3.0 = 1.33 \text{ OK}$$

- **Número de Cámaras**

Se usaran un total de 9 cámaras en cada uno de los floculadores.

- **Volumen del Floculador**

$$V = 9 \cdot 3.24 = 29.16 \text{ m}^3$$

- **Tiempo Retención Hidráulica del Floculador**

$$T_r = \frac{Vf}{Q}$$

$$Tr = 29.16 / 0.0225 = 1296 \text{ Seg}$$

$$Tr = 21.6 \text{ min. OK (20-40 min RAS)}$$

$$Tr \text{ cámara} = 21.6 / 9 = 2.4 \text{ min}$$

- **Velocidad en los codos**

Se utilizaran codos cuadrados para la conexión entre las cámaras del Floculador

$$\text{Lado Codo} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Área Codo} = 0.0625 \text{ m}^2$$

Velocidad

$$Vc = 0.0225 / 0.0625 = 0.36 \text{ m/s OK - (0.2-0.4 m/s RAS)}$$

- **Perdidas en la cámara**

$$hf = 2 * \frac{v^2}{2 * g}$$

$$hf = 2 * ((0.36^2) / (2 * 9.87)) = 0.037 \text{ m}$$

Pérdidas totales en el Floculador:

$$Hf = 0.037 * 9 = 0.331 \text{ m}$$

- **Gradiente de Mezcla**

Para una temperatura del agua de 28 °C, el peso específico es de  $\gamma = 996.30 \text{ Kg/m}^3$  y la viscosidad dinámica es de  $\mu = 8.36 \times 10^{-4} \text{ Pa.s}$

$$G = \frac{\gamma Hf}{\sqrt{\mu t}}$$

$$G = 54.68 \text{ S}^{-1} \text{ (20- 70 R.A.S.) OK}$$

- **Estabilidad del Floc.**

Para verificar la estabilidad del floc y verificar su rotura en este tipo de Floculador se emplea la siguiente expresión:

$$S = \frac{G}{\sqrt{Re}} < 0.30$$

Densidad del agua: 996.3 kg /m<sup>3</sup>

Viscosidad dinámica: 8.36 x 10<sup>-4</sup> Pa.s

Re: 107257.18

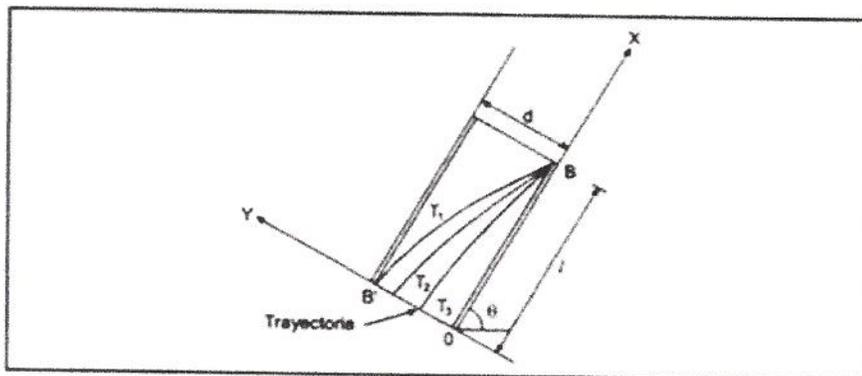
$$S = 0.17 < 0.30 \text{ Floc Estable.}$$

## 6.2.5 SEDIMENTADOR

La sedimentación se hace en dos sedimentadores de alta tasa con flujo ascendente, cada uno tiene un área de sedimentación de 3.8 x 4.00m. La sedimentación de alta tasa se hace en tubos inclinados hexagonales que tienen una longitud de 1.20m, diámetro entre caras de 6cm e inclinación de 60°.

Según el numeral C.S3 los sedimentadores de alta tasa deben cumplir los siguientes parámetros:

- 2 Tiempo de detención entre 10 y 15 minutos.
- 3 Carga superficial máxima entre 120 y 185 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.día)
- 4 Numero de Reynolds <250



**Imagen 1. Esquema de sedimentación de alta tasa en conductos inclinados.**

La velocidad crítica de asentamiento en sedimentadores de alta tasa está dada por la siguiente ecuación:

$$V_{sc} = \frac{S_v V_\theta}{\sin \theta + L_c \cos \theta}$$

Dónde:

$V_0$ : Carga superficial en el área de sedimentación de alta tasa.  $m^3/(m^2 \cdot día)$

$\theta$ : Angulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.

L: Longitud relativa del sedimentador de alta tasa en flujo laminar.

$$L = l/d$$

l: longitud inclinada del conducto de sedimentación.

d: diámetro o separación del conducto de sedimentación.

Sc: Factor de eficiencia (1.38 para tubos hexagonales).

Lc: Longitud relativa del sedimentador de alta tasa en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

$$L_c = L - L'$$

$$L' = 0.013NR$$

NR: Numero de Reynolds.

El tiempo de detención se calcula con la expresión;

$$t = l/d$$

### 6.2.5.1 Caudal de diseño

$$Q = 45.00 \text{ L/s}$$

$$Q = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Caudal por unidad**

$$n = 2 \text{ unidades}$$

$$Q = 0.0225 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 1944.0 \text{ m}^3/\text{día}$$

### 6.2.5.2 Capacidad hidráulica de los sedimentadores:

- **Datos sedimentador**

Long = 4.00 m

Ancho = 3.80 m

hw = 3.00 m

- **Área superficial por unidad**

As = 15.2 m<sup>2</sup>

- **Volumen por unidad**

Vol = 45.6 m<sup>3</sup>

- **Carga superficial del sedimentador**

vo = Q/As

vo = 127.89 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día (Debe estar entre 120 y 185 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>-día)

vo = 0.00148 m/s

- **Numero de Reynolds**

T = 28 °C

v = 8.49E-07 m<sup>2</sup>/s

d = 0.06 m (Diámetro del conducto)

NR = 105

- **Carga superficial del área de sedimentación de alta velocidad**

Longitud del conducto

$l = 1.20 \text{ m}$

Longitud relativa del conducto

$L = 20$

Longitud relativa efectiva

$L_c = 18.64$

Factor de eficiencia

$Sc = 1.38$  (Tubo hexagonal)

Angulo de inclinación de conductos

$\emptyset = 60^\circ$

$V_{sc} = 17.33 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$

Tiempo de detención

$t = 13.51 \text{ min}$  (Debe estar entre 10 y 15 minutos)

Los parámetros de eficiencia hidráulica de los sedimentadores son superiores a los exigidos por el RAS 2000.

### 6.2.5.3 Diseño De La Zona De Entrada

Para distribuir el caudal de manera uniforme en la zona de sedimentación se diseñó un canal de área variable con orificios circulares que funciona como múltiple de distribución.

Para el diseño se emplearon los criterios de Hudson:

El coeficiente de pérdida de carga total en los orificios ( $\beta$ ) está dado por la siguiente expresión:

$$\beta = 1 + \theta + (V_c + VL)^2 * \varphi$$

Dónde:

1 = pérdida de carga debida a la disipación de energía en el lateral

$\theta$  = coeficiente de pérdida de carga en la entrada. En canales cortos como los que se diseñan en las plantas de tratamiento de agua, el valor de este coeficiente es de

$\theta = 0,7$

$\varphi$  = coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente,

$\varphi = 1,67$

$V_c$  = velocidad en el canal o tubo principal de distribución en m/s



VL = velocidad en los laterales: compuertas o tuberías laterales que reciben el caudal distribuido en m/s

La velocidad real en los laterales (VL1) se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$VL = \frac{Qt}{AL * \sqrt{\beta 1} * \left( \frac{\sum_i^n = 1}{\sqrt{\beta 1}} \right)}$$

Dónde:

Qt = caudal total por distribuir (m<sup>3</sup>/s)

AL = área de cada uno de los orificios de las compuertas o de los tubos laterales de distribución (m<sup>2</sup>)

Para comprobar el gradiente de velocidad medio (G) en los orificios o secciones de paso, se empleará la siguiente expresión

$$G = \left( \frac{\gamma}{2\mu g} \right)^{0.5} * \left( \frac{f}{4Rh} \right)^{0.5} * VL^{0.5}$$

$\gamma$  = densidad del agua en kg/cm<sup>3</sup>

RH = radio hidráulico de la sección en m

$\vartheta$  = viscosidad absoluta (kg/cm<sup>2</sup> x seg)

f = coeficiente de Darcy- Weisbach: varía entre 0,015 y 0,030

$$hf = \frac{\beta v L_n^2}{2g}$$

hf = pérdida de carga en m

VLn = velocidad real en el lateral número n en m/s.

A continuación se presentan el cuadro de resumen de cálculos para el múltiple distribuidor y el cuadro de cálculo de desviación de caudales.

El proceso fue iterativo hasta obtener una desviación inferior al 10%.

**Tabla 1. Cálculos hidráulicos del canal de entrada o múltiple difusor**

Paso	Datos	Símbolo	Cantidad	Unidad	Cálculos	Resultados	Unidad	
1	Caudal de un decantador en condiciones normales de operación	Q	0.02	m <sup>3</sup> /s	Qc = 1.25Q	Caudal del canal durante el mantenimiento de una unidad	0.028	m <sup>3</sup> /s
					Qd = Qc/2	Caudal de la mitad del canal	0.014	m <sup>3</sup> /s
2	Velocidad en los orificios	VL	0.30	m/s	AT = Qd/VL	Area total de orificios	0.040	m <sup>2</sup>
3	Separación centro a centro entre orificios	a	0.35	m	N = ((L-2d)/a)+1	Número de orificios a cada lado del lateral	11	Unidades
4	Longitud total del canal	L	4.00	m				
5	Distancia entre la pared y el primer orificio	d	0.25	m				
6					AL = (AT/N)	Area de cada orificio	0.0037	m <sup>2</sup>
7					d = (4*AL/π) <sup>1/2</sup>	Diametro de los orificios	0.07	m
							3.00	"
8	Ancho del canal	B	0.50	m	Af = B*h	Sección en el extremo final del canal	0.50	m <sup>2</sup>
9	Altura mínima	h	1.00	m				
10					qo = Qd/N	Caudal por orificio	0.0013	m <sup>3</sup> /s
11					Qf = 2*qo	Caudal que llega al extremo final del canal	0.0026	m <sup>3</sup> /s
12					Vf = Qf/Af	Velocidad en el extremo final del canal	0.0051	m/s
13	Altura máxima del canal	H	1.30	m	Ac = B*H	Sección inicial del canal	0.65	m <sup>2</sup>
					Vc = Qc/Ac	Velocidad en el extremo inicial del canal	0.0433	m/s
14					δ = (Vlf-Vli)/Vlf	Desviación de caudal entre el primer y último orificio	0.73%	
15	Radio hidráulico de los orificios	R	0.017	m		Gradiente en los orificios	6.62	S <sup>-1</sup>
	Coefficiente de fricción	F	0.020					
16						Gradiente a la entrada del canal	0.30	S <sup>-1</sup>
17	Perdidas de energía	hf					0.01	m

**Tabla 2. Calculo de la desviación de caudales entre orificios**

N	Q	X	BX	Area	Vc	Vc/VL	$\beta$	$\beta_{1/2}$	$1/\beta^{1/2}$	VL	
	m <sup>3</sup> /s	m	m	m <sup>2</sup>	m/s					m/s	
1	0.028	0.25	1.30	0.65	0.043	0.124	1.7255	1.3136	0.7613	0.348	
2	0.014	0.60	1.249	0.62	0.023	0.064	1.7069	1.3065	0.7654	0.350	
3	0.009	0.95	1.219	0.61	0.015	0.044	1.7032	1.3051	0.7662	0.350	
4	0.007	1.30	1.189	0.59	0.012	0.034	1.7019	1.3046	0.7665	0.350	
5	0.006	1.65	1.159	0.58	0.010	0.028	1.7013	1.3043	0.7667	0.350	
6	0.005	2.00	1.129	0.56	0.008	0.024	1.7009	1.3042	0.7668	0.350	
7	0.004	2.35	1.099	0.55	0.007	0.021	1.7007	1.3041	0.7668	0.350	
8	0.004	2.70	1.069	0.53	0.007	0.019	1.7006	1.3041	0.7668	0.350	
9	0.003	3.05	1.039	0.52	0.006	0.017	1.7005	1.3040	0.7669	0.350	
10	0.003	3.40	1.009	0.50	0.006	0.016	1.7004	1.3040	0.7669	0.350	
11	0.003	3.75	0.979	0.49	0.005	0.015	1.7004	1.3040	0.7669	0.350	
									$\Sigma =$	8.427	

#### 6.2.5.4 Diseño De La Zona De Recolección De Agua Sedimentada

La recolección de agua sedimentada se diseñó en tubería perforada.

- **Longitud de la tubería requerida:**

$$L = Q/qr$$

Q: Caudal a recolectar

qr: Tasa de recolección.

$$Q = 0.011 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tasa de recolección

$$qr = 2.50 \text{ L}/(\text{s.m})$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

- **Cantidad de tubos:**

$$n = L/B$$

$$B = 1.90 \text{ m}$$

$$n = 3 \text{ Tubos}$$

- **Separación entre tubos:**

$$s = L_s/n$$

L<sub>s</sub> : longitud de la zona de sedimentación.

$$L_s = 4 \text{ m}$$

$$s = 1.33$$

- **Diámetro de la tubería:**

$$\varnothing = 1.25 Q^{0.4}$$

$$\varnothing = 0.208 \text{ m}$$

$$\varnothing = 10''$$

- **Área de orificios en la tubería:**

Se obtiene de la ecuación de descarga en orificios sumergidos.

$$Q = C \cdot A \cdot (2gh)^{0.5}$$

$$C = 0.9$$

$$h = 0.10 \text{ m}$$

$$A_o = 0.0089 \text{ m}^2$$

#### **Diámetro de orificios**

$$d_o = \frac{1}{2}''$$

$$d_o = 0.013 \text{ m}$$

#### **Área de cada orificio**

$$a_o = 0.000127 \text{ m}^2$$

#### **Numero de orificios**

$$n_o = 71 \text{ orificios}$$

- **Separación de orificios**

So= 0.08 m

### 6.2.5.5 Diseño De La Zona De Recolección De Lodos

Para la zona de recolección de lodos se diseñó una tolva continua con una tubería perforada en el fondo.

- **Diámetro de los orificios**

El diámetro de los orificios de descarga se calcula con la siguiente expresión:

$$d = \frac{X}{1.162 * \left(\frac{H^{0.5}}{V_a}\right)^{0.5}}$$

Dónde:

x = separación entre orificios de salida en m. Depende del número de tolvas y de sus dimensiones

H = carga hidráulica en m

Va = velocidad de arrastre del lodo

Se recomienda establecer como velocidad mínima de arrastre en los puntos más alejados de 1 a 3 cm/s

X = 0.20 m

H= 4.2 m

Va = 2 cm/s

Va = 0.02 m/s

d = 0.017 m

d = 2"

L = 4 m

N = 20

- **Diámetro del colector**

El diámetro del colector de lodos (D) se determina mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{d}{\sqrt{\frac{R}{N}}}$$

Dónde:

R = relación de velocidades entre el colector y los orificios de descarga

N = número de orificios o de tolvas

D = diámetro de los orificios en m

R = 0.40

D= 0.12 m

D= 4.73"

D= 6" (Comercial)

- **Caudal de drenaje del colector**

Se calculó con la ecuación de descarga para orificios sumergidos:

$$Ql = C_d * A * \sqrt{2 * g * H}$$

Dónde:

Cd = coeficiente de descarga

A = sección del colector en m<sup>2</sup>

g = aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>

H = carga hidráulica en m

Cd = 0.90

A = 0.0004 m<sup>2</sup>

h = 3.94 m

QL = 0.003 m<sup>3</sup>/s

## 6.2.6 FILTRACIÓN

Según La ficha técnica C.F.I. 1 del RAS 2000 los filtros rápidos con lechos de antracita sobre arena y profundidad estándar la tasa máxima de filtración debe ser de  $350\text{m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$ .

Número de unidades: Para sistemas de filtración con auto lavado EL RAS establece un mínimo de 4 unidades.

Para la planta de tratamiento de Araucita se maneja una tasa máxima de filtración de  $300\text{m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$ , y un número total de 5 unidades de filtración.

### 6.2.6.1 Dimensionamiento del sistema:

- **Caudal de diseño:**

$$QMD = 45.00 \text{ L/s}$$

- **Rata media de filtración:** Para lechos de antracita sobre arena y profundidad estándar, la tasa máxima es de  $300 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$

$$q_{med} = 300 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$$

$$q_{med} = 0.00347 \text{ m/s}$$

- **Área total de filtración:**

$$AT = QMD/ q_{med}$$

$$AT = 12.96 \text{ m}^2$$

- **Área de cada filtro:**

$$A = 2.59 \text{ m}^2$$

- **Dimensiones de cada filtro:**

$$\text{Largo} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 1.75 \text{ m}$$

### 6.2.6.2 Medio filtrante (Lecho dual de arena y antracita):

- **Especificaciones de la arena:**

Tamaño efectivo:

$$Te_a = 0.50 \text{ mm}$$

Coefficiente de uniformidad:

$Cu = 1.4$

Porosidad = 0.40

- **Especificaciones de la antracita:**

Porosidad = 0.45

$Cu = 1.4$

- **Combinación arena antracita:**

Calculo del tamaño efectivo de la antracita: Se realiza con la siguiente ecuación;

$$\frac{d_1}{d_2} = \left[ \frac{S_2 - 1}{S_1 - 1} \right]^{\frac{2}{3}}$$

Donde  $d_1$  y  $d_2$  don los diámetros de partículas

$S_1$  y  $S_2$  son las densidades relativas.

$d_1$ = Tamaño efectivo de la arena ( $Te_a$ ).

$d_2$ = Tamaño efectivo de la antracita ( $Te_A$ ).

Densidad relativa de la arena;

$S_1 = 2.65$

Densidad relativa de la antracita:

$S_2 = 1.50$

Se obtiene:

$Te_A = 1.11 \text{ mm}$

- **Calculo de los espesores de arena y antracita:** Se calcula mediante la siguiente relación;

$$\frac{Te_a}{X_a} = \frac{Te_A}{X_A}$$

Donde:

$X_a$ : espesor del lecho de arena

$X_A$ : espesor del lecho de antracita

Despejando para el espesor de la capa de antracita obtenemos;

$$X_A = 2.22 X_a$$

Según el RAS el espesor total del lecho debe ser 0.9 m

$$X_A + X_a = 0.90 \text{ m}$$

Reemplazando obtenemos;

$$X_a = 0.28 \text{ m}$$

$$X_A = 0.62 \text{ m}$$

- **Grava de soporte:** Se utilizara un espesor de 40 cm con la distribución presentada en la siguiente tabla;

ESPEORES DE CAPAS DE GRAVA Y TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS		
Posición	Espesor (cm)	Tamaño (pulg)
Fondo	12	2 – 1
Segunda capa	7	1 – 1/2
Tercera capa	7	1/2 – 1/4
Cuarta capa	7	1/4 - 1/8
Quinta capa	7	1/8 – 1/12

Los espesores anteriores se presentan en forma ascendente; siendo la primera capa la de fondo y así sucesivamente; la granulometría de cada capa se debe encontrar dentro del rango presentado en la tabla.

### 6.2.6.3 pérdidas en el lecho filtrante limpio

La pérdida de carga en el lecho filtrante limpio se calculó con la ecuación propuesta en el libro (Acueductos teoría y diseño de Freddy Corcho Romero y José Ignacio Duque Serna, Universidad de Medellín, Pg 95) que se presenta a continuación.

$$h_f = \frac{0.00608}{d^2} * V * L_0$$

Donde:

$h_f$  = pérdida de carga en el lecho filtrante, en cm.

$V$  = velocidad de filtración, en cm/s.

$L_0$  = espesor o altura de la capa filtrante, en cm.

$d$  = diámetro de las partículas del material filtrante, cm.

Los cálculos realizados se presentan en la siguiente tabla:

Diámetro partículas (pulg)	Diámetro partículas (cm)	Espesor capa (cm)	Perdida carga (cm)	Perdida carga (m)
1	2.54	12	0.004	3.93E-05
1/2	1.27	7	0.009	9.16E05
1/4	0.64	7	0.037	3.66E-04
1/8	0.33	7	0.136	1.36E-03
0.08	0.20	7	0.358	3.58E-03
Arena	0.05	27.95	23.602	2.36E-01
Antracita	0.11	62.05	10.665	1.07E-01
TOTAL				3.48E-01

#### 6.2.6.4 Lavado del filtro

El sistema de filtración se diseñó con un canal de agua de lavado independiente en cada filtro pero que se intercomunican en un canal general, el cual garantiza la cabeza hidráulica necesaria para que se presente el retrolavado del filtro que este fuera de operación y que esté sometido a limpieza.

El sistema de lavado de los filtros se diseñó para que se presente una fluidización del medio filtrante mediante la circulación de agua en sentido contrario al de filtración, la velocidad del agua debe ser suficiente como para arrastrar el material suspendido removido por el filtro, pero no tan alta como para producir arrastre del medio filtrante; a continuación se presentan los cálculos hidráulicos realizados para este fin.

Para que se presente la fluidización del lecho debe cumplirse que:  $V_b \geq V_s e^{4.5}$ , siendo:

e: la porosidad del lecho filtrante

$V_s$ : la velocidad de asentamiento de las partículas del medio (m/s)

$V_b$ : velocidad ascensional de lavado (m/s).

- **Velocidad de arrastre de la arena:**

$$V_t = 10 d_{60}$$

$$D_{60}: \text{Tea} * \text{Cu}$$

$$D_{60}: 0.5 * 1.4 = 0.70 \text{ mm}$$

$$V_t = 7 \text{ m/min}$$

$$V_t = 117 \text{ mm/seg}$$

- **Velocidad de fluidización de la arena:**

$$V_s e^{4.5} = V_t e^{4.5} = 0.113 \text{ m/min}$$

$$V_s e^{4.5} = V_t e^{4.5} = 1.89 \text{ mm/seg}$$

Velocidad de lavado: La fuerza de adherencia de las partículas al medio filtrante se rompe cuando se presenta el 10% de la velocidad de arrastre (Teoría comprobada por Kawamura).

$$V_b = 0.10 V_t$$

$$V_b = 0.7 \text{ m/min}$$

$$V_b = 11.67 \text{ mm/seg} \text{ (Valor apropiado, mayor que la velocidad de fluidización)}$$

- **Expansión del lecho filtrante:**

La relación de expansión para cada uno de los medios filtrantes se obtiene de la siguiente expresión;

$$RE = \frac{0.6 - e}{0.4}$$

Donde e es la porosidad del medio.

Relación de expansión para la arena;

$$RE = 50.00\%$$

Relación de expansión para la antracita;

$$RE = 37.50\%$$

Expansión Arena = 0.14 m

Expansión Antracita = 0.23 m

Expansión total del lecho = 0.37 m

- **Perdidas de carga en el sistema de lavado:**

Perdida de carga por fricción a través del lecho fluidizado (h1): Se calcula mediante la siguiente expresión;

$$h1 = L (1-e) (SS-1)$$

Dónde:

L: profundidad del lecho fijo (m).

e: porosidad del lecho fijo.

SS: densidad relativa de las partículas.

$$H1a = 0.28 \text{ m}$$

$$H1An = 0.17 \text{ m}$$

$$h1 = 0.45 \text{ m}$$

Perdidas de carga a través del lecho de grava (h2):



$$h_2 = \frac{1}{3} V_b L$$

Donde:

L: profundidad del lecho de grava (m).

$V_b$ : velocidad de lavado (m/min).

$$h_2 = 0.093 \text{ m}$$

Perdidas de carga a través del sistema de drenaje ( $h_3$ ):

$$h_3 = \frac{1}{2g} \left[ \frac{V_b}{\alpha\beta} \right]^2$$

Dónde:

$\alpha$ : Coeficiente del orificio (0.6)

$\beta$ : Relación entre el área de orificios y el área del lecho filtrante (4%)

$V_b$ : velocidad de lavado (m/min).

$$h_3 = 0.012 \text{ m}$$

Perdidas de carga a través de la compuerta de lavado ( $h_4$ ): Se usó una compuerta circular de  $\varnothing 10''$  con lo que se logra que las pérdidas en esta sean despreciables y se ahorra profundidad en el filtro.

**Total de pérdidas por lavado:**

$$h_T = 0.55 \text{ m}$$

- **Cálculo de la canaleta de lavado:** Se calculó con la siguiente ecuación;

$$Q = 1.3 b H^{3/2}$$

Q: Caudal en  $\text{m}^3/\text{seg}$

b: Ancho en metros

H: Altura máxima del agua en metros

$$Q = A \cdot V_b$$

Dónde:

A: Área del filtro.

Para:

$b = 0.25$  m (asumido)

$H = 0.21$  m

$BL = 0.05$  m

$HT = 0.26$  m (altura total de la canaleta)

#### **6.2.6.5 Vertedero de salida del filtro:**

Se calculó con la ecuación de Francis;

$$Q = C L H^{3/2}$$

$Q = 9$  L/seg (Caudal de cada filtro)

$C = 1.84$

$L = 1.75$  m

$H = 0.020$  m

#### **6.2.7 SISTEMA DE CLORACIÓN**

Se diseñara un sistema de cloración para el caudal tratado por las dos plantas de tratamiento, a través de un sistema de cloración gaseoso.

Se presenta el análisis de sus elementos:

##### **6.2.7.1 Tanque de Contacto**

El tanque de contacto tiene como función asegurar un tiempo de contacto fijo entre el agua y el cloro, de tal modo de asegurar la remoción de bacterias, virus y parásitos presentes en el agua.

##### **6.2.7.2 Tiempo de Contacto para reducción de bacterias**

Después de la aplicación del desinfectante para asegurar la remoción de bacterias, se debe tener un tiempo de contacto.

Para proporcionar el tiempo de contacto apropiado de acuerdo a la normatividad vigente, se utilizaron los criterios del RAS 2000 que plantea, entre otros aspectos, que cuando la turbiedad del agua filtrada esté entre 2,0 y 5,0 UNT, debe utilizarse la tabla C.D.1.C para efectos de determinar el tiempo de contacto necesario de acuerdo con la dosis aplicada de cloro, el pH y la temperatura, para garantizar una inactivación de quiste guardia por cloro libre para log 4 (remoción del 99.99%).

### **6.2.7.3 Dimensionamiento del tanque de contacto**

Volumen del tanque de contacto:

$$T^{\circ} = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$Ct = 50 \text{ (Tabla C.D.1.C ras 2000)}$$

$$C = 2 \text{ mg/L (Dosis de cloro máxima asumida)}$$

$$t = 25 \text{ min}$$

$$t = 1500 \text{ s}$$

$$Q = 90 \text{ L/s}$$

$$Q = 0.090 \text{ m}^3/\text{s}$$

El volumen del tanque se calcula multiplicando el caudal de diseño por el tiempo de detención

$$VTC = Q \cdot t$$

$$VTC = 135 \text{ m}^3$$

Se distribuirá el volumen en 10 módulos para un mejor funcionamiento del tanque de contacto:

$$n = 10 \text{ Numero de módulos}$$

$$V \text{ modulo} = 13.5 \text{ m}^3$$

Dimensiones por modulo:

$$B = 1.5 \text{ m}$$

$$H = 2.30 \text{ m}$$

$$L = 3.90 \text{ m}$$

$$V = 13.5 \text{ m}^3$$

### **6.2.7.4 Diseño del sistema de cloración**

Se utilizara cloro gaseoso para la desinfección final del agua tratada en la planta, la instalación del equipo a utilizar será el suministro por el proveedor, el cual se adjunta en el presente informe.

Las especificaciones de instalación, mantenimiento y operación serán dadas por el proveedor de los equipos.

Se debe crear e instalar un sistema de seguridad para el manejo del cloro gaseoso así como en caso de posibles fugas, el cual debe estar certificado y acorde a la normatividad vigente.

## **6.2.8 TANQUE DE ALMACENAMIENTO**

La función del tanque al inicio de la red de distribución es regular caudales almacenando el volumen requerido para las horas de mayor consumo y garantizar presiones mínimas de funcionamiento en la red.

### **6.2.8.1 Volumen del tanque de almacenamiento**

Para el nivel medio-alto de complejidad el volumen de almacenamiento debe ser igual o mayor que 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo.

$$QMD = 90 \text{ lps}$$

Volumen máximo diario

$$V = 7776 \text{ m}^3$$

Volumen de Regulación

$$V = 2592 \text{ m}^3$$

Se construirán 2 tanques uno subterráneo y otro elevado al que se le bombeara durante 8 horas al día, la distribución del volumen de regulación se asignó de la siguiente forma:

Volumen de almacenamiento tanque subterráneo: 60%

Volumen de almacenamiento tanque elevado: 40%

- **Volumen tanque Subterráneo**

$$V = 2592 * (0.60) = 1555.2 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque subterráneo se dividió en 3 módulos:

$$V \text{ modulo} = 518.4 \text{ m}^3$$

Dimensiones Modulo

$$\text{Alto} = 6.20 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 5.00 \text{ m}$$



Largo = 18.90 m

Volumen = 585.90 < 518.4 OK

- **Volumen Tanque elevado**

$V = 2592 \times (0.40) = 1036.8 \text{ m}^3$

Actualmente la planta posee dos tanques elevados en funcionamiento con un volumen total de  $190 \text{ m}^3$ , los cuales se utilizarán como almacenamiento en el nuevo rediseño.

El volumen del nuevo tanque elevado

$V \text{ tanque nuevo} = 1036.8 - 190 = 846.8 \text{ m}^3$

Se dividió el tanque en 3 módulos

$V \text{ modulo} = 282.27 \text{ m}^3$

Dimensiones

Ancho= 5 m

Largo = 18.90 m

Alto = 3.00 m

Volumen = 283.50 < 282.27 OK

#### **6.2.8.2 Altura tanque de almacenamiento elevado**

Los tanques de almacenamiento elevados tendrán una altura a solera medidos desde el nivel de terreno de 18 m, esto de acuerdo a los análisis realizados por el grupo "GRUPO G&M CIVILES.SAS", el cual en su informe llamado "Análisis hidráulico de tanques de almacenamiento y sistema de bombeo a tanques semienterrados y elevados", de septiembre de 2014, en el ítem 3.1 explican los resultados de la modelación hidráulica de la red de distribución de Arauquita y concluyen una altura a solera de 18 m para garantizar las presiones mínimas establecidas en Reglamento de Agua y Saneamiento Básico R.A.S.

#### **6.2.9 DISEÑO SISTEMA DE BOMBEO TANQUE SUBTERRÁNEO AL TANQUE ELEVADO.**

##### **6.2.9.1 Caudal de diseño**

La capacidad de la estación será el caudal total de la planta de tratamiento de agua potable menos el caudal de almacenamiento de los tanques elevados existentes, multiplicado por el factor de operación de la bomba.



Caudal diseño = 0.077 m<sup>3</sup>/s

Numero horas funcionamiento bomba = 8

$$x = \frac{\text{numero de horas de bombeo al dia}}{24}$$

$$X = 8/24 = 0.33$$

$$Qd = 0.077 * 0.33 = 0.230 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se utilizaran 6 bombas para la impulsión de este caudal, por lo que mi caudal de diseño sería:

$$Qd = 0.230 / 6 = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 6.2.9.2 Diámetro de Impulsión

### 6.2.9.2.1 Obtención del diámetro de impulsión

Se calculó con la ecuación de Bresse

$$D(m) = 1.2X^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q}$$

X = número de horas de bombeo al día /24

$$Di = 0.179 \text{ m}$$

$$Di = 7.0''$$

Se adoptó un valor de 8'' para obtener una velocidad de flujo superior a 1.00 m/s.

$$Di = 8''$$

$$Di = 0.19 \text{ m}$$

### 6.2.9.2.2 Velocidad de flujo en la impulsión

$$V = Q/A$$

$$Ai = 0.03 \text{ m}^2$$

$$Vi = 1.30 \text{ m/s}$$

En la tubería de impulsión se obtuvo una velocidad de 1.30 m/s, que se encuentra en el rango estipulado por el RAS 2000 en el numeral B.8.4.8.3 (1.00 m/s a 6.00 m/s).



### 6.2.9.3 Diámetro de Succión

#### 6.2.9.3.1 Calculo del diámetro

El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor al diámetro de impulsión.

$$D_s = 10.0''$$

$$D_s = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s = 0.05 \text{ m}^2$$

$$V_s = 0.78 \text{ m/s}$$

La velocidad de 0.78 m/s, se encuentra dentro del rango estipulado por EL RAS 2000 en el numeral B.4.8.2 (0.45 m/s a 1.60 m/s para diámetro de 200 mm).

#### 6.2.9.3.2 Sumergencia de la válvula de pie

La sumergencia de la válvula de pie debe ser mínimo 2 veces el diámetro de succión y superior a 0.50 m

$$S = 0.63 \text{ m}$$

### 6.2.9.4 Determinación de la altura dinámica de succión

#### 6.2.9.4.1 Pérdidas por fricción

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 10", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

D 2.g Ecuación de Darcy – Weisbach

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_S}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds (Re) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33\text{E-}04 \text{ Pa.s}$

$K_S = 0.25 \text{ mm HD}$

$V = 0.78 \text{ m/s}$

$D = 0.25 \text{ m}$

$Re = 307838.92$  (Flujo Turbulento)

$f = 0.0206$

$L = 9\text{dc.}40 \text{ m}$

$hf = 0.024 \text{ m}$

#### 6.2.9.4.2 Perdidas menores en accesorios

Luego se calcularon las pérdidas menores, con la ecuación:

$$h_m = K_m \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Válvula pie de coladera $\Phi$ 10"	5.00	1	5
Codo Radio Largo 90° $\Phi$ 10"	1.00	1	1
Válvula pie de Compuerta $\Phi$ 10"	0.20	1	0.2



Reducción Excentrica $\Phi$ 10*5"	0.32	1	0.32
<b>TOTAL</b>			<b>6.52</b>

Hm = 0.20 m

#### 6.2.10.4.3 Pérdidas por velocidad

La cabeza de velocidad es  $(0.78)^2 / 2g = 0.030$  m

#### 6.2.10.4.4 Altura estática de succión.

Hes = 6.60 m

#### 6.2.10.4.5 Altura dinámica de succión

HDI = Hes +  $(v^2/2g)$  + hm

HDI = 6.86 m

#### 6.2.10.4.6 NPSH disponible

$$NPSH \text{ disp} = \frac{p_a}{\rho g} - H_s - \frac{p_v}{\rho g}$$

Donde:

$P_a$  = presión atmosférica

$P_v$  = presión de vapor del agua

$H_s$  = altura dinámica de succión

Presión barométrica en el sitio ( $P_a$ )

$$p_a = 10.33 - \left( \frac{1.2 * h_{snm}}{1000} \right)$$

Hsnm = 165 msnm

$P_a = 10.13$  mca

$P_v = 0.4183$  mca

NPSD disponible = 2.86 mca

## 6.2.9.5 Determinación altura dinámica de impulsión

### 6.2.9.5.1 Pérdidas por Fricción

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 8", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

D 2.g Ecuación de Darcy – Weisbach

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds ( $Re$ ) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu}$$

- **En la impulsión individual**

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33E-04 \text{ Pa.s}$

$K_s = 0.25 \text{ mm HD}$

$$V = 1.33 \text{ m/s}$$

$$D = 0.19 \text{ m}$$

$$Re = 400832 \text{ (Flujo Turbulento)}$$

$$f = 0.0216$$

$$L = 0.00\text{m}$$

$$hf = 0.00 \text{ m}$$

- **En la impulsión común**

Se debe buscar el diámetro que transporta el caudal total de diseño de bombeo

V inicial = 1.5 m/s. Asumido

$$Q = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nº bombas = 2 por tanque

$$Dic = \sqrt{\frac{4 * Q * N}{\pi * V}}$$

$$Dic = 0.28\text{m}$$

$$Dic = 10.1''$$

Dic = 12'' (comercial)

$$V \text{ real} = 1.09 \text{ m/s}$$

$$\text{Tagua} = 28 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$$

$$\mu = 6.33\text{E-}04 \text{ Pa.s}$$

$$Ks = 0.25 \text{ mm HD}$$

$$V = 1.09 \text{ m/s}$$

$$D = 0.30 \text{ m}$$

$$Re = 513065 \text{ (Flujo Turbulento)}$$

$$f = 0.0195$$

$$L = 21.9 \text{ m}$$

Hf = 0.085 m

### 6.2.9.5.2 Perdidas menores

Se calcularon las perdidas por la impulsión individual y por la impulsión común presentada.

$$h_m = K_m \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

Perdidas por la impulsión individual

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Ampliación excéntrica 4 x8"	1.20	1	1.2
Codo Radio largo 90° 8"	1.00	1	1
Válvula de Retención 8"	2.50	1	2.5
Codo Radio Corto 45° 8"	0.40	1	0.4
Válvula de compuerta 8"	0.20	1	0.2
Ampliación Excéntrica 8 x 12"	1.20	1	1.2
<b>Total</b>			<b>6.5</b>

Hmi = 0.58 m

Por la impulsión Común

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Codo radio largo 90 ° 12"	1.00	4	4
Yee 45 en sentido recto	0.80	2	1.6
Válvula de compuerta 12"	0.20	1	0.2
Tee 12"	1.00	1	1
<b>Total</b>			<b>6.8</b>

Hmc = 0.40 m

#### **6.2.9.5.3 Pérdidas por velocidad**

impulsión individual

La cabeza de velocidad es  $(1.33)^2 / 2g = 0.09$  m

impulsión Común

La cabeza de velocidad es  $(1.09)^2 / 2g = 0.06$  m

#### **6.2.9.5.4 Altura estática de impulsión**

Hes = 20.0 m

#### **6.2.9.5.5 Altura Dinámica De impulsión**

HDS = Hes+  $(v^2/2g)$ + hm

HDS = 21.22 m

#### **6.2.9.6 Determinación de la altura dinámica total**

La altura dinámica total HDT es igual a la suma de la cabeza dinámica de succión, y la cabeza dinámica de impulsión, o sea:

HDT = 28.08 metros

#### **6.2.10.7 Potencia requerida por la bomba**

La potencia requerida por la bomba obedece a la fórmula

$$P = g * Q * HDT / 76 \eta$$

HDT = 28.08 m

$\gamma = 1$  Kg/L

Q = 38.40 L/s

$\eta = 70.00\%$

PHP = 20.3 HP

PHP = 25 HP (Potencia comercial)

### 6.2.10.8 Bombas Recomendadas para el sistema

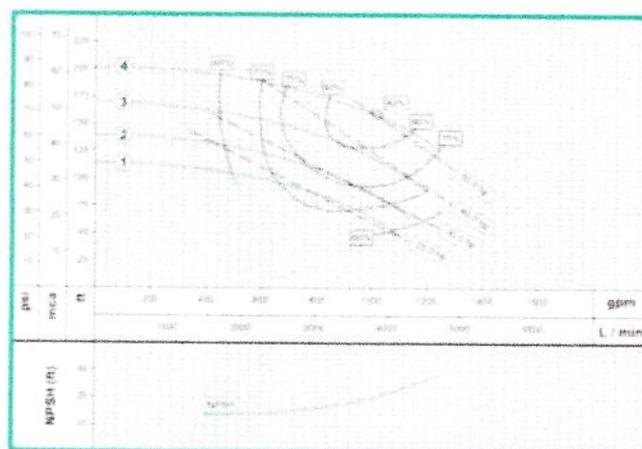
Entrando en las curvas de bombas de los fabricantes con la altura dinámica total HDT y el caudal de diseño Q se obtienen las siguientes características.

- Q = 2700 LPM
- Potencia del motor = 25 HP
- Diámetro de la succión = 5.0B" (orificio de entrada de la bomba)
- Diámetro de la descarga = 4.0B" (orificio de salida de la bomba)
- Diámetro del impulsor = 5.76"
- Tipo de bomba = centrífuga de 3600 rpm

Imagen 2. Curva de la bomba Seleccionada

Características de la bomba							Características del motor			
Tipo de bomba	Agrupamiento		Tipo de impulsor				Alimentación	Velocidad (rpm)		
Centrífuga	Módulo		Cerrado, balanceado dinámicamente (DSC GR 3)				Eléctrica	3450 (nominal)		
Tamaño	Cierre (B) esp.		Impulsor(s) solo líquido				Carburante	Frecuencia (Hz)		
1	5080 mecánico 1.34" Tipo 21		360° (110°) 1 Corbex				REFC	60		
Modelo	PSI	Ø	Ø	Ø	H máx (pies)	Q máx (gpm) **	Potencia (Hp)	Fases	Volaje (V)	Frame
1	150-48-250	5" B	4" B	5.760"	34	1.100	25.0	3	220-440	NEMA 25A,3M
2	150-48-300	5" B	4" B	6.100"	42	1.140	30.0	3	220-440	NEMA 25A,3M
3	150-48-400	5" B	4" B	6.500"	51	1.200	40.0	3	220-440	NEMA 25A,3M
4	150-48-500	5" B	4" B	7.100"	61	1.240	50.0	3	220-440	NEMA 25A,3M

\* La altura (H) máxima se logra con la válvula totalmente cerrada (mca = metros columna de agua)  
 \*\* El caudal (Q) máximo se logra con la válvula totalmente abierta (gpm = galones por minuto)



- Sector Agrícola  
 Industria  
 Construcción  
 Industrial
- Acueductos
  - Distribución de aguas en sistemas residenciales
  - Equipos de trabajo pesado y continuo
  - Industrias Pétroleras
  - Industrias Petroquímicas
  - Industrias Químicas
  - Manejo de combustibles
  - Recirculación de agua en torres de enfriamiento
  - Refrigeración de maquinaria y Circuitos de recuperación
  - Agua por aspersión
  - Sistemas de drenaje
  - Sistemas de Presión



## 6.2.10 DISEÑO SISTEMA DE BOMBEO TANQUE SUBTERRÁNEO A TANQUES ELEVADOS EXISTENTES

### 6.2.10.1 Caudal de diseño

Se diseñó la estación de bombeo, para llevar agua a los tanques elevados metálicos existentes en la planta de tratamiento.

En total existen dos tanques uno con capacidad de 90 m<sup>3</sup> y otro con capacidad de 100 m<sup>3</sup>

Para el cálculo del caudal de diseño del sistema de bombeo se tomó en cuenta un tiempo de llenado de 4 horas:

$$Q_d = 190 / (4 * 3600) = 0.013 \text{ m}^3/\text{s}$$

Numero horas funcionamiento bomba =4

$$x = \frac{\text{numero de horas de bombeo al dia}}{24}$$

$$X = 4/24 = 0.16$$

$$Q_d = 0.01 * 0.16 = 0.079 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se utilizaran 2 bombas para la impulsión de este caudal, por lo que mi caudal de diseño sería:

$$Q_d = 0.079 / 2 = 0.040 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 6.2.10.2 Diámetro de Impulsión

#### 6.2.10.2.1 Obtención del diámetro de impulsión

Se calculó con la ecuación de Bresse

$$D(m) = 1.2X^{\frac{1}{4}} * \sqrt{Q}$$

X = número de horas de bombeo al día /24

$$D_i = 0.153 \text{ m}$$

$$D_i = 6.0''$$

Se adoptó un valor de 8'' para obtener una velocidad de flujo superior a 1.00 m/s.

$$D_i = 8''$$

$$D_i = 0.203 \text{ m}$$

### 6.2.10.2.2 Velocidad de flujo en la impulsión

$$V = Q/A$$

$$A_i = 0.03 \text{ m}^2$$

$$V_i = 1.20 \text{ m/s}$$

En la tubería de impulsión se obtuvo una velocidad de 1.20 m/s, que se encuentra en el rango estipulado por el RAS 2000 en el numeral B.8.4.8.3 (1.00 m/s a 6.00 m/s).

### 6.2.10.3 Diámetro de Succión

#### 6.2.10.3.1 Calculo del diámetro

El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor o igual al diámetro de impulsión.

$$D_s = 8''$$

$$D_s = 0.20 \text{ m}$$

$$A_s = 0.03 \text{ m}^2$$

$$V_s = 1.22 \text{ m/s}$$

La velocidad de 1.22 m/s, se encuentra dentro del rango estipulado por EL RAS 2000 en el numeral B.4.8.2 (0.45 m/s a 1.60 m/s para diámetro de 250 mm).

#### 6.2.10.3.2 Sumergencia de la válvula de pie

La sumergencia de la válvula de pie debe ser mínimo 2 veces el diámetro de succión y superior a 0.50 m

$$S = 0.51 \text{ m}$$

### 6.2.10.4 Determinación de la altura dinámica de succión

#### 6.2.10.4.1 Pérdidas por fricción

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 8", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

D 2.g Ecuación de Darcy – Weisbach

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds ( $Re$ ) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\varphi}$$

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33\text{E-}04 \text{ Pa.s}$

$K_s = 0.25 \text{ mm HD}$

$V = 1.22 \text{ m/s}$

$D = 0.20 \text{ m}$

$Re = 390381.80$  (Flujo Turbulento)

$f = 0.0213$

$L = 4.0\text{m}$

$hf = 0.032 \text{ m}$

#### **6.2.10.4.2 Perdidas Menores en accesorios**

Luego se calcularon las pérdidas menores, con la ecuación:

$$h_m = K_m \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$



Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Válvula pie de cordera $\Phi$ 8"	5.00	1	5
Codo Radio largo 90° $\Phi$ 8"	1.00	1	1
Válvula de compuerta $\Phi$ 8"	0.20	1	0.2
Reducción Excéntrica 8 x 5"	0.32	1	0.32
<b>Total</b>			<b>6.52</b>

Hm = 0.50 m

#### 6.2.10.2.1 pérdidas por velocidad

La cabeza de velocidad es  $(1.22)^2 / 2g = 0.080$  m

#### 6.2.11.4.4 Altura estática de Succión

Hes = 3.70 m

#### 6.2.11.4.5 Altura Dinámica De Succión

HDS = Hes +  $(v^2/2g)$  + hm

HDS = 4.30 m

#### 6.2.11.4.6 NPSH disponible

$$NPSH \text{ disp} = \frac{p_a}{\rho g} - H_s - \frac{p_v}{\rho g}$$

Donde:

$P_a$  = presión atmosférica

$P_v$  = presión de vapor del agua

$H_s$  = altura dinámica de succión

Presión barométrica en el sitio ( $P_a$ )

$$p_a = 10.33 - \left( \frac{1.2 * h_{snm}}{1000} \right)$$

Hsnm = 165 msnm

Pa = 10 13 mca

Pv: 0.4183 mca

NPSD disponible = 5.41 mca

### 6.2.10.5 Determinación altura dinámica de impulsión

#### 6.2.10.5.1 Pérdidas por Fricción

Se calcularon las pérdidas para este caudal con una tubería de 8", usando la ecuación de Darcy – Weisbach y determinando el Número de Reynolds para definir el tipo de flujo y saber cuál ecuación se debe usar para determinar el coeficiente de fricción  $f$ .

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

D 2.g Ecuación de Darcy – Weisbach

El coeficiente de fricción de Darcy,  $f$ , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo laminar ( $Re < 2000$ )

$$f = \frac{64}{Re}$$

Flujo turbulento ( $Re > 4000$ )

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

El número de Reynolds ( $Re$ ) está definido por la ecuación

$$Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\varphi}$$



- **En la impulsión individual**

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$\mu = 6.33\text{E-}04 \text{ Pa.s}$

$K_s = 0.25 \text{ mm HD}$

$V = 1.22 \text{ m/s}$

$D = 0.20 \text{ m}$

$Re = 390766$  (Flujo Turbulento)

$f = 0.0213$

$L = 0.0\text{m}$

$H_f = 0.00 \text{ m}$

- **En la impulsión Común**

Se debe buscar el diámetro que transporta el Caudal total de diseño de bombeo.

$V_{\text{inicial}} = 1.5 \text{ m/s}$ . Asumido

$Q = 0.040 \text{ m}^3/\text{s}$

Nº bombas = 2 por tanque

$$Dic = \sqrt{\frac{4 * Q * N}{\pi * V}}$$

$Dic = 0.26\text{m}$

$Dic = 10.2''$

$Dic = 12''$  (comercial)

$V_{\text{real}} = 1.12\text{m/s}$

Tagua = 28 °C

$\rho = 996.31 \text{ Kg/m}^3$

$$\mu = 6.33E-04 \text{ Pa.s}$$

$$K_s = 0.25 \text{ mm HD}$$

$$V = 1.12 \text{ m/s}$$

$$D = 0.30 \text{ m}$$

$$Re = 528837 \text{ (Flujo Turbulento)}$$

$$f = 0.0194$$

$$L = 49.97 \text{ m}$$

$$H_f = 0.206 \text{ m}$$

### 6.2.10.5.2 Perdidas menores

Se calcularon las perdidas por la impulsión individual y por la impulsión común presentada.

$$h_m = K_m \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

#### Perdidas por la impulsión individual

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Ampliación excéntrica 9x8"	1.20	1	1.2
Codo Radio largo 90° 8"	1.00	1	1
Válvula de Retención 8"	2.50	1	2.5
Codo Radio Corto 45° 8"	0.40	1	0.4
Válvula de compuerta 8"	0.20	1	0.2
Ampliación Excéntrica 8 x 12"	1.20	1	1.2
<b>Total</b>			<b>6.5</b>

$$H_{mi} = 0.49 \text{ m}$$

**Por la impulsión Común**

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Codo radio largo 90 ° 12"	1.00	9	9
Yee 45 en sentido recto	0.80	2	1.6
Válvula de compuerta 12"	0.20	1	0.2
Tee 12"	1.00	1	1
<b>Total</b>			<b>11.8</b>

Hmc = 0.70 m

**6.2.10.5.3 Pérdidas por velocidad**

Impulsión individual

La cabeza de velocidad es  $(1.22)^2 / 2g = 0.08$  m

Impulsión Común

La cabeza de velocidad es  $(1.12)^2 / 2g = 0.06$  m

**6.2.10.5.4 Altura estática de impulsión**

Hes = 14.3 m

**6.2.10.5.5 Altura Dinámica De impulsión**

HDS = Hes+  $(v^2/2g)$ + hm

HDS = 15.89 m

**2.1.2.10.6 Determinación de la altura dinámica total**

La altura dinámica total HDT es igual a la suma de la cabeza dinámica de succión, y la cabeza dinámica de impulsión, o sea:

HDT = 20.19 metros

**6.2.10.7 Potencia requerida por la bomba**

La potencia requerida por la bomba obedece a la fórmula

$$P = g * Q * HDT / 76h$$



HDT = 20.19 m

$\gamma = 1 \text{ Kg/L}$

Q = 39.58 L/s

$\eta = 75.00\%$

PHP = 14.00 HP

PHP = 20 HP (Potencia comercial)

#### **6.2.10.8 Bombas Recomendadas para el sistema**

Entrando en las curvas de bombas de los fabricantes con la altura dinámica total HDT y el caudal de diseño Q se obtienen las siguientes características.

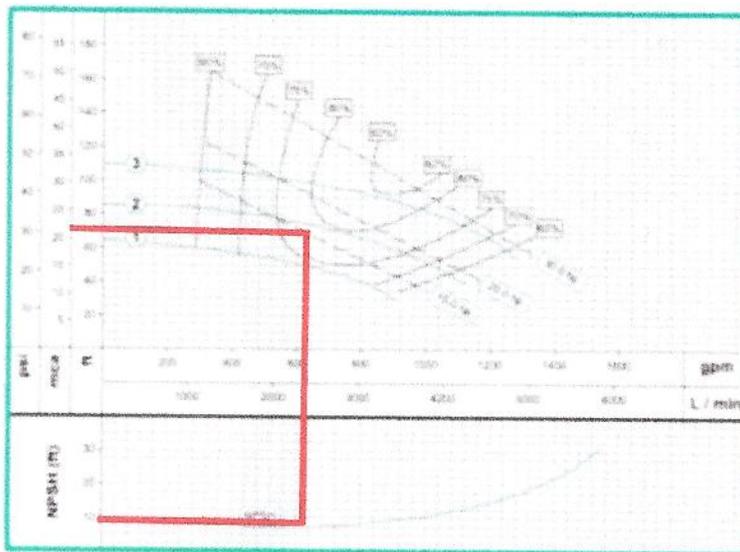
Q	= 2375 LPM
Potencia del motor	= 20 HP
Diámetro de la succión	= 5.0B" (orificio de entrada de la bomba)
Diámetro de la descarga	= 4.0B" (orificio de salida de la bomba)
Diámetro del impulsor	= 9"
Tipo de bomba	= centrífuga de 1800 rpm

**Imagen 3. Curva de la bomba seleccionada**

Características de la bomba								Características del motor			
Tipo de bomba		Acoplamiento		Tipo de impulsor				Alimentación		Velocidad (rpm)	
Centrífuga		Monobloque		Cerrado, balanceado dinámicamente (50/1 (55/3))				Eléctrica		1.800 (nominal)	
Etapos		Centro del eje		Temperatura máx. líquido				Conexión		Frecuencia (Hz)	
1		Sello mecánico		70°C (158°F) Continua				TEFC		60	
Modelo	Ref.	Ø Nacosa	Ø Demanga	Ø Impulsor	H máx. (mca)	Q máx. (gpm)**	Potencia (hp)	Fases	Voltaje (V)	Frame	
1. GE 4E 150-4	180081	5" B	4" B	9.000"	19	900	15.0	3	220/440	NEMA 213JM	
2. GE 4E 200-4	180082	5" B	4" B	9.000"	25	1.120	20.0	3	220/440	NEMA 215JM	
3. GE 4E 300-4	180083	5" B	4" B	10.000"	33	1.290	30.0	3	220/440	NEMA 254JM	

\* La altura (H) máxima se logra con la válvula totalmente cerrada (mca= metros columna de agua)  
\*\* El caudal (Q) máximo se logra con la válvula totalmente abierta (gpm= galones por minuto)

**Curva de rendimiento**



**Aplicaciones**

- Sector Agrícola  
Industria  
Construcción  
Institucional
- Aceites y grasas
  - Distribución de agua en unidades residenciales
  - Equipos de trabajo pesado y continuo
  - Industria Petrolera
  - Industria Petroquímica
  - Industria Química
  - Manejo de combustibles
  - Recirculación de agua en torres de enfriamiento
  - Refrigeración de maquinaria / Circuitos de recirculación
  - Riego por aspersión
  - Sistemas Contrayéndos
  - Sistemas de Presión

**6.2.11 PERFIL HIDRAULICO PTAP**

A continuación se presenta las pérdidas ocasionados por todos los procesos de la PTAP, comenzando con la desarenación hasta el almacenamiento en el tanque subterráneo.

**6.2.11.1 Conexión desarenador-planta nueva**



- **Por la salida**

Caudal = 0.090 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

Velocidad = 1.23 m/s

C = 0.65

$$hf = \left( \frac{Q}{(C * A)^2} \right) * \left( \frac{1}{2g} \right)$$

hf = 0.18 m

- **Por Accesorios**

***En codos***

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.4 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.090 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup> Velocidad = 1.23 m/s

N° codos = 4

hf= 0.12 m

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup> Velocidad = 0.62 m/s

N° codos = 1

hf= 0.01 m

**Tee**

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.3 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

- **Por la tubería**

Caudal = 0.09 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

hf = 0.15 m

- **Por la tubería**

$$hf = f * \left( \frac{L}{D} \right) * \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.09 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

Velocidad = 1.23 m/s

Viscosidad cinemática = 8.36x10<sup>-7</sup>

Ks = 0.0000015

NR = 449709

f = 0.01

L = 31.8 m

Hf = 0.11 m

$$hf = f * \left( \frac{L}{D} \right) * \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 10"

Área = 0.049 m<sup>2</sup>

Velocidad = 0.92 m/s

Viscosidad cinemática =  $8.36 \times 10^{-7}$

Ks = 0.0000015

NR = 274142

F = 0.01

L = 4.10 m

Hf = 0.12 m

**Hf totales a la planta nueva = 0.46 m**

#### **6.2.11.2 Conexión mezcla rápida – Floculador**

$$A = \frac{Q}{C_d * \sqrt{2g * H}}$$

Caudal = 0.0225 m<sup>3</sup>/s

H = 0.68 m

Cd = 0.65

Gravedad = 9.8 m/s<sup>2</sup>

Área = 0.0095 m

Diámetro = 0.1099 m

Diámetro comercial = 6"

$$h_f = \left( \frac{Q}{(C * A)^2} \right) * \left( \frac{1}{2g} \right)$$

Área = 0.02 m<sup>2</sup>

V = 1.12 m/s

Hf = 0.15 m

#### **6.2.11.3 Perdidas en las cámaras de Floculador**

Diámetro codos = 0.25 m

Área = 0.0625 m<sup>2</sup>

V = 0.36 m/s

$$hf_{camara} = 2 * \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Hf cámara = 0.037 m

N° cámaras= 9

hf total = 0.331 m

#### **6.2.11.4 Conexión Floculador – Sedimentador**

$$A = \frac{Q}{Cd * \sqrt{2g * H}}$$

Caudal = 0.0225 m<sup>3</sup>/s

H = 3.00 m

Cd = 0.65

Gravedad = 9.08 m/s

Área = 0.0045 m

Diámetro = 0.0758 m

Diámetro comercial = 12"

$$hf = \left( \frac{Q}{(C * A)^2} \right) * \left( \frac{1}{2g} \right)$$

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

V = 0.65 m/s

**hf= 0.01 m**

#### **6.2.11.5 Perdidas en el sedimentador**

De acuerdo a los cálculos descritos en el capítulo sedimentador la pérdida de energía es de 0.01 m, la pérdida por la válvula de compuerta de conexión a los filtros es despreciable.

#### **6.2.11.6 Perdidas en los filtros**

- **Por el filtro limpio:**

La pérdida de carga en el lecho filtrante limpio se calculó con la ecuación propuesta en el libro (Acueductos teoría y diseño de Freddy Corcho Romero y José Ignacio Duque Serna, Universidad de Medellín, Pg 95) que se presenta a continuación.

$$hf = \frac{0.00608}{d^2} * V * Lo$$

donde =

hf = pérdida de carga en el lecho filtrante, en cm.

V = velocidad de filtración, en cm/s.

Lo = espesor o altura de la capa filtrante, en cm.

d = diámetro de las partículas del material filtrante, cm.

Los cálculos realizados se presentan en la siguiente tabla:

<b>Diámetro partículas (pulg)</b>	<b>Diámetro partículas (cm)</b>	<b>Espesor capa (cm)</b>	<b>Perdida carga (cm)</b>	<b>Perdida Carga(m)</b>
1	2.54	12	0.004	3.93E-05
1/2	1.27	7	0.009	9.16E-05
1/4	0.64	7	0.037	3.66E-04
1/8	0.33	7	0.136	1.36E-03
0.08	0.20	7	0.358	3.58E-03
Arena	0.05	27.95	23.602	2.36E-01
Antracita	0.11	62.05	10.665	1.07E-01
			Σ	3.48E-01

**H filtro limpio = 0.35 m**

**Pérdidas de carga en el sistema de lavado:**

Perdida de carga por fricción a través del lecho fluidizado ( $h_1$ ): Se calcula mediante la siguiente expresión;

$$h_1 = L (1-e) (S_s-1)$$

Dónde:

L: profundidad del lecho fijo

(m).

e: porosidad del lecho fijo.

$S_s$ : densidad relativa de las partículas.

$$H_{1a} = 0.28 \text{ m}$$

$$H_{1An} = 0.17$$

$$m \ h_1 = 0.45 \text{ m}$$

Perdidas de carga a través del lecho de grava ( $h_2$ ):

$$h_2 = \frac{1}{3} * V_b * L$$

Dónde:

L: profundidad del lecho de grava (m).

$V_b$ : velocidad de lavado (m/min).

$$h_2 = 0.093 \text{ m}$$

Perdidas de carga a través del sistema de drenaje ( $h_3$ ):

$$h_3 = \frac{1}{2g} \left[ \frac{v^2}{\alpha \beta} \right]$$

Dónde:

$\alpha$ : Coeficiente del orificio (0.6).

$\beta$ : Relación entre el área de orificios y el área del lecho filtrante (4%)

$V_b$ : velocidad de lavado (m/min).

$h_3 = 0.012$  m

Perdidas de carga a través de la compuerta de lavado ( $h_4$ ): Se usó una compuerta circular de  $\varnothing 10''$  con lo que se logra que las pérdidas en esta sean despreciables y se ahorra profundidad en el filtro.

#### **Total de pérdidas por lavado:**

$h_T = 0.55$  m

- Vertedero de salida del filtro:

Se calculó con la ecuación de Francis;

$$Q = C L H^{3/2}$$

$Q = 9$  L/seg (Caudal de cada filtro)

$C = 1.84$

$L = 1.75$  m

$H = 0.020$  m

#### **6.2.11.7 Conexión filtro – cámara de aquietamiento tanque contacto**

$$A = \frac{Q}{C_d * \sqrt{2g * H}}$$

$C = 0.65$

$H = 1.7$  m

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Gravedad = 9.87

m/s<sup>2</sup> Área = 0.01 m<sup>2</sup>

Diámetro = 0.1815



Diámetro comercial = 8"

- **Pérdidas por la salida**

$$hf = \left( \frac{Q}{(C * A)^2} \right) * \left( \frac{1}{2g} \right)$$

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 8"

Área = 0.03 m<sup>2</sup> Velocidad = 1.46 m/s

C = 0.65

hf= 0.26 m

- **Por accesorios**

Codos

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.4 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 8"

Área = 0.03 m<sup>2</sup> Velocidad = 1.46 m/s

N° codos = 3

hf= 0.13 m

- **por la tubería**

$$hf = f * \left( \frac{L}{D} \right) * \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.045 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 8"

Área = 0.04 m<sup>2</sup>

Velocidad = 1.46

m/s

Viscosidad cinemática= 8.36 x10<sup>-7</sup>

Ks = 0.0000015

NR = 346140

f= 0.01

L = 15.65

m hf=

0.12m

**Pérdidas totales filtro- cámara de aquietamiento tanque de contacto = 0.50 m**

También se calcularon las pérdidas ocasionadas por las pantallas del tanque de contacto, así como su conexión al tanque subterráneo de almacenamiento.

#### **6.2.11.8 Perdidas tanque de contacto**

- **Pantalla separación tanque de contacto**

$$H = \left( \frac{Q}{L * C} \right)^{1.5}$$

Caudal = 0.09 m<sup>3</sup>/s

L= 1.70 m

C = 1.84 m

H = 0.00



### 6.2.11.9 Conexión tanque de contacto- tanque de almacenamiento subterráneo

$$A = \frac{Q}{Cd * \sqrt{2g * H}}$$

C= 0.65

Caudal = 0.090 m<sup>3</sup>/s

H= 0.30 m

Área = 0.06 m<sup>2</sup> Diámetro = 0.27 m

Diámetro comercial =12"

Perdidas

- **Por la salida**

$$hf = \left( \frac{Q}{(C * A)^2} \right) * \left( \frac{1}{2g} \right)$$

Caudal = 0.090 m<sup>3</sup>/s

C = 0.65

Diámetro = 0.3 m

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

V = 1.27 m/s

hf = 0.19 m

- **Por accesorios**

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.4 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

*En codos*

Caudal = 0.090 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup>



Velocidad = 1.23 m/s

N° codos = 1

hf= 0.06

*Cruz*

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.3 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.09 m3/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m2

Velocidad = 1.27 m/s

hf= 0.025 m

*Válvula de compuerta*

$$hf = N^{\circ} * \left( 0.8 * \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.09 m3/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m2

Velocidad = 1.27 m/s

hf= 0.07 m

- **Por la tubería**

$$hf = f * \left( \frac{L}{D} \right) * \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Caudal = 0.09 m<sup>3</sup>/s

Diámetro = 12"

Área = 0.07 m<sup>2</sup>

Velocidad = 1.23 m/s

Viscosidad cinemática =  $8.36 \times 10^{-7}$

Ks = 0.0000015

NR = 456904

f = 0.01

L = 36.45 m

hf = 0.13 m

**Pérdidas totales conexión tanque contacto-tanque almacenamiento = 0.49 m**

**Tabla 3. Perdidas De Carga PTAP**

Perdida de Carga en la Estructura/Conexión	m
Desarenador - Planta nueva	0.46
Mezcla rápida- Floclulador	0.15
Floclulador	0.33
Floclulador - Sedimentador	0.01
Sedimentador	0.01
Max perdida De carga filtro	1.10
Perdidas Vertedero	0.02
Filtro- Tanque de contacto	0.50
Perdidas Tanque Contacto	0.00
Perdías T. Contacto- T. Almacenamiento	0.49

**Perfil hidráulico**

Estructura	Cota	Perdida de Carga
lamina de Agua desarenador	164.27	
Lamina de agua Camara Aquietamiento PTAP	163.72	$164.27 - 0.46 = 163.81$ OK

Se dispone de la energía suficiente para la conducción del agua desde el desarenador a la cámara de aquietamiento de ingreso a la PTAP.

Estructura	Cota	Perdida de Carga
Lamina de Agua Mezcla Rapida	163.18	
Lamina de agua primera camara floclador	163.03	$163.18 - 0.15 = 163.03$
Lamina de agua Ultima Camara Flouclador	162.70	$163.03 - 0.33 = 162.70$
Lamina de Agua Canal Agua Floclada	162.69	$162.70 - 0.01 = 162.69$
Lamina De Agua sedimentador	162.69	
Lamina De Agua Canal De Agua sedimentada	162.68	
Lamina De Agua nivel maximo Filtro	162.68	
Lamina De Agua Filtro	161.58	$162.68 - 1.10 = 161.58$
Lamina de Agua Canal De Lavado filtro	161.56	$161.58 - 0.02 = 162.56$
Lamina De agua Salida Filtro	162.37	$161.56 - 0.15 - 0.06 = 162.37$

V

Estructura	Cota	Perdida de Carga
Lamina De Agua C. Aquietamiento Tanque contacto	158.84	$162.37 - 0.50 = 161.87$

De acuerdo al cálculo de las perdidas hacia la estructura, la cota de trabajo es menor a la requerida, por lo se garantiza el flujo de agua hacia la cámara de aquietamiento, terminado en ella el perfil hidráulico de la planta.

Estructura	Cota	Perdida de Carga
Lamina De Agua tanque de contacto	158.57	$158.17 - 0 = 158.17$
Lamina de agua Tanque Subteraneo	157.4	$158.57 - 0.49 = 158.08$

De acuerdo al cálculo de las perdidas hacia la estructura, la cota de trabajo es menor a la requerida, por lo se garantiza el flujo de agua hacia los tanques de almacenamiento subteraneo.

### 6.2.12 ANÁLISIS HIDRÁULICO TANQUE DE LODOS

La planta de tratamiento cuenta con un tanque de lodos que no está funcionando, y que se encuentra en buen estado, se realizó su análisis hidráulico para verificar su funcionamiento.

- **Dimensiones**

H útil = 1.20 m

Ancho = 3.0m

Largo = 18.05 m

Volumen = 80.14 m<sup>3</sup>

- **Caudal de diseño**

El mayor volumen de lodos lo recibirá del sedimentador con un caudal de lps

$Q = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Tiempo de Retención**

Se verifica para un tiempo de retención de 15 minutos que es adecuado para generar estancamiento del fluido

$$V = Q \cdot t$$

$$V = 40.5 \text{ m}^3$$

El volumen real del tanque es mayor al necesario, por lo que el tanque cumple hidráulicamente en su funcionamiento.

### 6.2.12.1 diseño Hidráulico colector

De acuerdo a lo anterior se realiza el cálculo del colector del tanque de lodos para la recolección del agua que han sido evacuadas por las estructuras de la PTAP para su descarga final en la red de alcantarillado. El diseño utilizado será el sistema de tuberías en forma de espina de pescado.

**Tabla 4. Dimensiones lecho de secado de lodos**

#### 1 Dimensiones reales del lecho de secado de lodos y arenas

L	B	Hs
m	m	m
18.05	3.70	1.20



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

**Tabla 5. Calculo longitudes del colector principal y los laterales**

<b>2.0</b> Tubería de Drenaje Lecho de secado de lodos y arenas			
<b>2.1</b> Colector Principal			
$L_p =$	$L_{lecho} - 0.4$	$L_p$ : Longitud del principal	
$L_p =$	17.7	0.4m: Por cuestiones de instalación de las tuberías	
Long =	17.7	m	
Separación =	1.0	m	Asumida (0.5 - 1.0)
# Laterales =	17.65		
# Laterales =	18	Medio lecho	
# Laterales =	36	Todo el lecho	
<b>2.1.1</b> Separación Real = Long / # lat m CHEQUEO			
Separación Real = l	1	m	-1.1788 < 0.40 m Faltarían 32 cm pero tengo 40 cm de juego
<b>2.1.2</b> Longitud Laterales = Ancho - 0,20 (Asumir entre 0,15 - 0.20 m)			
Longitud Lat=	1.65	m	Tomar 0.15 m porque el Principal es D = 6"
Longitud Principal = Largo - 0.40 (Asumir entre 0,20 - 0.40 m)			
Longitud total Prin=	17.65	m	

**Tabla 6. Calculo caudal laterales, numero orificios y pérdidas por orificio**

<b>2.2</b> Diámetros Tubería Recolectora			↔	<b>Relación Diámetros</b>		
$D_{principal} =$	6	pulg.		A	B	C
$D_{lateral} =$	4	pulg.		$D_{principal} = 4$	$D_{principal} = 6$	$D_{principal} = 6$
				$D_{lateral} = 2$	$D_{lateral} = 4$	$D_{lateral} = 3$
<b>2.3</b> Caudal por lateral						
$Q_t =$	0.045	$m^3/s$				
$Q_l = Q / \# lat =$	0.00125	$m^3/s$				



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

## 2.3.1 Número de orificios

$$R_1 = \frac{n_o \cdot d_o^2}{D_L^2} = (0.44 - 0.60)$$

$n_o =$	35	suponer número de orificios
$d_o =$	1/2	pulg
$d_o =$	0.5	
$D_L =$	4	pulg

$$R_1 = 0.55 \quad \text{DEBE ESTAR ENTRE 0.44 Y 0.60}$$

## 2.3.2 Caudal por orificios

$$Q_o = Q_L / \# \text{ orificio: } m^3/s$$
$$Q_o = 0.00003571 \quad m^3/s$$

## 2.3.3 Pérdidas por Orificio

$$Q_{\text{orificio sumergido}} = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_f}$$

$$C = 0.61$$
$$g = 9.81$$
$$A = 0.000126679 \quad m^2$$

$$H_f = \frac{Q^2}{(2g \cdot C \cdot A^2)} \quad m$$
$$H_f = 0.00664117 \quad m$$

Se opta por 5 - 10 cm de pérdidas

## 2.11.2 Diseño Lecho Filtrante

Para el tratamiento de los lodos se diseñó un filtro grueso dinámico.

El caudal a tratar sería el caudal en funcionamiento de una de las plantas, esto debido a que el sistema de lavado no será aplicado en simultáneo en las dos plantas

$$Q_{\text{diseño}} = 0.045 \quad m^3/s$$

Velocidad de Filtración: 2 m/h



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

Lecho Filtrante:

Capa	Espesor (m)	Tamaño de Grava (mm)	Tamaño de Grava (Pulgadas)
Superior	0.15	6.0-12.7	1/4 - 3/4
Total	0.15		

Perdidas de energía:

$$hg = \frac{(0.0608 * V * Lo)}{d^2}$$

Donde

Hg: Perdida de cara en el lecho (cm)

V: Velocidad de filtración (cm/s)

Lo: Espesor de la capa del lecho (cm)

D: diámetro de la grava en la capa del lecho filtrante

Vf = 0.0556 cm/s

Capas de superior a inferior	Espesor Lo (m)	Diámetro de partícula (cm)	hg operación (cm)
1	0.15	0.64	0.001257
Total	0.15		0.00126

Hg total: 0.0000126 m

### 2.11.3 Carga de Lodos

Tomando en cuenta que la mayor carga de lodos será la dada por el sedimentador, debido a los procesos de mezcla rápida y mezcla lenta (floculación), se procede al cálculo de la cantidad de lodo en kg/día.



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

Para aguas coaguladas se puede suponer que los sólidos suspendidos, en mg/l, son aproximadamente iguales a la turbiedad UNT, y calcular la cantidad total de la manera siguiente: (Rojas, 2012)

Lodo seco de alumbre = turbiedad + precipitado de aluminio

$$W = (S + 0.3D) Q \times 10^{-3} \quad (\text{Rojas, 2012})$$

Donde:

W = kg lodo seco de alumbre

S = turbiedad del agua en UNT

D = dosis de alumbre en mg/l (coagulante)

Q = metros cúbicos de agua tratada

Suponiendo un lodo con contenido de sólidos del 2%, con densidad relativa del lodo húmedo igual 1010 kg/m<sup>3</sup> el volumen diario de lodo sería:

Masa diario de lodo

$$Mdl = \frac{W}{0.02} \left( \frac{kg}{d} \right) \quad (\text{Rojas, 2012})$$

Volumen diario de lodo

$$Vdl = \frac{Mdl}{1010} \left( \frac{m^3}{d} \right) \quad (\text{Rojas, 2012})$$

Tomando en cuenta los datos físico-químicos del agua de la fuente, es decir, del río Arauquita, se procede a calcular el valor de lodos en kg/d y el volumen del mismo en m<sup>3</sup>/día para los niveles mínimo y máximo de turbiedad presentado en los ensayos; tomando como dosis de Hidroxicloruro de aluminio, perteneciente al alumbre de aluminio de 20 mg/l, esto basado en que actualmente para la planta que produce 45 lps se utilizada una dosis de 10 mg/l del producto.

De acuerdo a lo anterior se obtiene:



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

- Para el nivel mínimo de turbiedad:

$$S = 80.3 \text{ UNT}$$

$$D = 20 \text{ mg/l}$$

$$Q = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W = (80.3 + 0.3 * 20) * (0.09) * 10^{-3} = 671.06 \text{ kg}$$

$$Mdl = \frac{671.06}{0.02} = 33553 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

$$Vdl = \frac{33553}{1010} = 33.22 \text{ m}^3$$

- Para el nivel máximo de turbiedad:

$$S = 1980 \text{ UNT}$$

$$D = 20 \text{ mg/l}$$

$$Q = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W = (1980 + 0.3 * 20) * (0.09) * 10^{-3} = 15443 \text{ kg}$$

$$Mdl = \frac{15443}{0.02} = 772156 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

$$Vdl = \frac{772156}{1010} = 764.51 \text{ m}^3$$

De acuerdo a que el volumen de almacenamiento será el espacio libre sin contar el medio filtrante el nuevo volumen útil del tanque de lodos sería

Colector principal = 0.16 m

Lecho filtrante = 0.15 m

Ladrillo vitrificado espesor = 0.06

La nueva altura útil de almacenamiento sería

$$H = 1.2 - 0.16 - 0.15 - 0.06 = 0.84 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$H \text{ útil} = 0.83 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 3.70 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 18.05 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 55.43 \text{ m}^3$$

El volumen útil del tanque de lodos, sin cortar el lecho filtrante y tubería de drenaje es de 55.43 m<sup>3</sup>, por lo que de acuerdo la anterior el tanque no estaría en capacidad de tratar el agua para unidades de turbiedad superiores a 135 UNT, este valor calculado luego de iteraciones en el que se comparó el volumen útil del tanque con el volumen aportado de lodos.

Por lo cual el tanque de lodos no funcionaría para turbiedades altas lo que no es acorde a la realidad presentada en la planta actual en funcionamiento en donde ha operado hasta con turbiedades de 3000 UNT.

Por lo anterior se hace necesario la construcción de un pre sedimentador antes del ingreso al desarenador de la PTAP, con el fin de bajar los niveles de turbiedad superiores a 135 UNT.

Planos diseño hidráulico (Anexo No. 60)

Copia tarjeta profesional ingeniero hidráulico. (Anexo No. 61)



NELSON JAVIER CELY CALIXTO  
INGENIERO CIVIL  
M.P. 54202136452 NTS

VoBo. INTERVENTORIA



**CONSORCIO APROING**  
Nit: 900.970.962-6

# **ANEXOS**

Anexo 1. Calculo tuberías sanitarias de lavado.



# CONSORCIO APROING

Nit: 900.970.962-6

PARÁMETROS	
y/do inic =	0.85
Material:	PVC
Ks=	0.0000015
cosidad (m2/s)	8.87E-07

DIÁMETRO INICIAL RELACION Y/D

ROJO TRAMO INICIAL  
AZUL CONFLUENCIA  
VERDE INICIO CONFLUENCIA

Tramo		Cota Tapa		Cota Clave		Long. a Ejes de	Sw	QDISEÑO	θ	AREA	R	Q ESTIMADO
I	F	I	F	I	F	Mts.	%	(m3/seg)	(Rad)	m2	m	m3/seg
CP1	TL	157.94	157.90	157.12	157.10	3.400	0.50	0.045	4.692	0.033	0.065	0.045
F1	C1	158.50	158.00	158.50	158.09	8.200	5.00	0.044	4.692	0.013	0.040	0.044
S1	C1	158.00	158.00	158.33	157.84	0.750	65.00	0.031	4.692	0.003	0.021	0.031
C1	C2	158.00	158.00	157.79	157.56	2.850	8.00	0.044	4.692	0.010	0.036	0.044
LV	C2	158.00	158.00	158.38	157.89	0.75	65.00	0.045	4.692	0.004	0.024	0.045
C2	TL	158.00	157.90	157.51	157.45	4.400	1.40	0.045	4.692	0.022	0.053	0.045
C3	C4	157.90	157.36	156.30	156.22	20.100	0.40	0.045	4.692	0.036	0.068	0.045

Tramo		Diámetro Calculado	Diámetro comercial	Diámetro interno	Diámetro Exterior	Do	ERROR Q <sub>T</sub> - Q <sub>D</sub>	y/do	θ	A	R	D	Y <sub>n</sub>
I	F	m	mm-pulg	(mm)	(mm)	(m)	m3/seg	(-)	(Rad)	m2	m	m	m
CP1	TL	0.22	250	227	250	0.227	0.000	0.74	4.13693	0.03	0.07	0.161	0.168
F1	C1	0.13	200	182	200	0.182	0.000	0.46	2.99659	0.01	0.04	0.065	0.084
S1	C1	0.03	200	182	200	0.182	0.000	0.06	1.00725	0.00	0.02	0.018	0.011
C1	C2	0.12	200	182	200	0.182	0.000	0.40	2.73035	0.01	0.04	0.055	0.072
LV	C2	0.03	200	182	200	0.182	0.000	0.07	1.10321	0.00	0.02	0.022	0.013
C2	TL	0.17	200	182	200	0.182	0.000	0.75	4.19486	0.02	0.05	0.133	0.137
C3	C4	0.23	250	227	250	0.227	0.000	0.83	4.59194	0.04	0.07	0.212	0.189

Tramo		Q ESTIMADO	ERROR Q <sub>T</sub> - Q <sub>D</sub>	Velocidad	VERIFICACION VELOCIDAD	t	Verificaci <sup>o</sup> n t > 3	NF	Ver. Rango 0.9-
I	F	m3/seg	m3/seg	m/s	(-)	N/m <sup>2</sup>	STATUS	-	(-)
CP1	TL	0.04	0.00	1.40	CUMPLE	3.48	CUMPLE	1.1	O.K.
F1	C1	0.04	0.00	3.70	CUMPLE	22.18	CUMPLE	4.6	O.K.
S1	C1	0.03	0.00	8.26	CUMPLE	114.75	CUMPLE	19.6	O.K.
C1	C2	0.04	0.00	4.47	CUMPLE	32.01	CUMPLE	6.1	O.K.
LV	C2	0.05	0.00	9.22	CUMPLE	136.26	CUMPLE	20.0	O.K.
C2	TL	0.04	0.00	2.14	CUMPLE	7.85	CUMPLE	1.9	O.K.
C3	C4	0.04	0.00	1.25	CUMPLE	2.82	CUMPLE	0.9	O.K.

Anexo 2. Evacuación hidráulico canal de transporte de agua de sedimentador y filtros.

n 0.013  
S 3% CALCULO YN

CAUDAL DISEÑO Q <sub>m</sub> C'VA	BASE	Y <sub>n</sub>	Talud Izquierdo	Talud Derecho	A	P	R	T	Q <sub>T</sub>	Error Q <sub>D</sub> - Q <sub>T</sub>	v	E	D	τ	FR	H	Ancho Corona
(M <sup>3</sup> /Seg)	(m)	(m)	(M)	(M)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(M <sup>3</sup> /Seg)	-	(m/s)	(m)	(m)	(N/m <sup>2</sup> )	(-)	(m)	(m)
0.05	1.00	0.03	0.00	0.00	0.03	1.07	0.03	1.00	0.05	0.00	1.33	0.12	0.03	9.68	2.32	0.70	1.00