OPTIMIZACIÓN, ADECUACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE EL CARMEN DE ATRATO - CHOCÓ MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP) DE 20 LPS, EL MANTENIMIENTO DE LA PTAP EXISTENTE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE - PTAP

MUNICIPIO EL CARME DE ATRATO

CHOCÓ

2025

TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE 4
2. SELECCIÓN TECONOLOGIA DE TRATAMIENTO 4
3. DISEÑO HIDRÁULICO 7
   3.1. CANAL DE MEZCLA RÁPIDA, COAGULACIÓN Y AFORO 7
      3.1.1. GENERALIDADES 8
      3.1.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO 10
      3.1.3. DIMENSIONAMIENTO 11
   3.2. FLOCULADORES HELICODALES 16
      3.2.1. GENERALIDADES 17
      3.2.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO 20
      3.2.3. DIMENSIONAMIENTO 21
   3.3. SEDIMENTADORES DE ALTA TASA 25
      3.3.1. GENERALIDADES 25
      3.3.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO 26
      3.3.3. DIMENSIONAMIENTO 28
   3.4. BATERÍA DE FILTRACIÓN 38
      3.4.1. GENERALIDADES 39
      3.4.2. CONSIDEREACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO 39
      3.4.3. DIMENSIONAMIENTO 41
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 53

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 53

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tecnologías de tratamiento 5
Tabla 2. Recopilación de criterios de diseño-mezcla rápida 10
Tabla 3. Propiedades agua-25ºc 11
Tabla 4. Datos para diseño-mezcla rápida 11
Tabla 5. Resultados diseño vertedero mezcla 14
Tabla 6. Dimensionamiento pantalla de homogenización 15
Tabla 7. Recopilación de criterios de diseño-floculación 20
Tabla 8. Datos para diseño de floculadores 21
Tabla 9. Resultados diseño de floculadores 24
Tabla 10. Recopilación de criterios de diseño-sedimentación 26
Tabla 11. Parámetros de diseño sedimentadores de alta tasa 27
Tabla 12. Factor de forma diseño de sedimentadores de alta tasa 27
Tabla 13. Diseño zona de entrada 31
Tabla 14. Recopilación de criterios de diseño-filtración 40
Tabla 15. Espesor de lecho filtrante 40
Tabla 16. Especificaciones gravas 42
Tabla 17. Especificaciones lechos filtrantes 42
Tabla 18. Cálculo de la expansión de la arena 46
Tabla 19. Cálculo de la expansión de la antracita 46
Tabla 20. Cálculos de pérdidas en arena, antracita y gravas 48
Tabla 21. Pérdidas en lechos durante filtración a diferentes tasas 48
Tabla 22. Diseño falso fondo 51
Tabla 23. Orificios drenaje de filtros 52

LISTA DE IMÁGENES

Imagen. 1 Esquema canal mezcla rápida 7
Imagen. 2 Resalto Hidráulico 9
Imagen. 3 Vertedero rectangular 10
Imagen. 4 Esquema floculación 17
Imagen. 5 Floculadores helicoidales 20
Imagen. 6 Esquema Interconexión cámara floc 8-sedimentadores 25
Imagen. 7 Esquema Distribución de agua floculada 29
Imagen. 8 Modulos de sedimentación 33
Imagen. 9 Esquema en planta bateria filtros 38
Imagen. 10 Curvas granulométricas ideales lechos filtrantes 43
Imagen. 11 Porosidad del lecho expandido εi en función del número de galileo Ga y el Reynolds, para Ce= 0,80 45
Imagen. 12 Porosidad del lecho expandido εi en función del número de galileo Ga y el Reynolds, para Ce= 0,70 45
Imagen. 13 Cargas máximas filtración y lavado ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Imagen. 14 Cargas finales para filtración y lavado y ubicación de rebose**¡Error! Marcador no definido.**

1. ALCANCE

El presente documento contiene los diseños hidráulicos de las unidades que conforman el sistema de tratamiento de agua potable de la cabecera del municipio El Carmen de Atrato, Chocó La capacidad de la planta corresponde a 20L/s.

2. SELECCIÓN TECONOLOGIA DE TRATAMIENTO

La calidad del agua cruda varía mucho de una fuente de abastecimiento a otra; por lo que el tipo de tratamiento requerido para producir agua apta para el consumo humano también varía. El tratamiento seleccionado debe estar acorde a la calidad del agua cruda y la complejidad del sistema deberá tener en cuenta las condiciones técnicas, económicas y sociales disponibles en el sitio de implantación del proyecto.

De acuerdo con el numeral 4.2.1.1. del RAS Título B, en general, las captaciones de agua superficiales tienen una viabilidad económica y financiera más alta que las correspondientes a las aguas subterráneas. Por consiguiente, estas últimas deben utilizarse en aquellos casos en que no se disponga de la cantidad de agua suficiente en las fuentes superficiales o cuando su calidad implique la no viabilidad económica del proceso de tratamiento. Por otra parte, la mayor posibilidad de contaminación química y microbiológica de las aguas superficiales hace que sea necesario tener en cuenta todas las previsiones posibles. En general es necesario someter las aguas a un proceso de depuración y desinfección completo con el fin que sean aptas para el consumo humano.

En este caso, la fuente corresponde a la quebrada El Carmelo. Este presenta buenas características naturales desde el punto de vista fisicoquímico para ser empleada como fuente de abastecimiento para consumo humano. Los parámetros que requieren principal atención son la turbiedad hierro y el color aparente que se

encuentran por encima de los máximos permitidos por la resolución 2115 de 2007 "*Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano*."

Para establecer los procesos y operaciones unitarias requeridas para producción de agua apta para el consumo humano se tendrá en cuenta lo establecido en el artículo 109 de la resolución 0330 de 2017, modificado por el artículo 31 de la resolución 0799 de 2021, y el artículo 04 de la resolución 908 de 2021.

Tabla 1. Tecnologías de tratamiento

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO / CONTAMINANTE QUE SE VA A REMOVER	Aeración	Coagulación + Floculación + Sedimentación	Filtración Convencional	Ablandamiento	Oxidación Química	Microfiltración	Ultrafiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Electrodiálisis inversa	Intercambio iónico	Filtración por adsorción	Filtración optimizada
Características físicas													
Color aparente		X	X		X	X	X	X	X			X	X
Olor y sabor	X				X							X	
Turbiedad		X	X			X	X						X
Sólidos disueltos totales		X	X			X	X		X	X	X		X

Fuente. Res 0799 de 2021

A partir de este análisis se concluye que, debido a las características de la fuente seleccionada, para la remoción de turbiedad y color se requiere de un tren de tratamiento conformado por:

COAGULACIÓN + FLOCULACIÓN + SEDIMENTACIÓN + FILTRACIÓN

Se recomienda la utilización de una planta de tratamiento de agua de tipo convencional (unidades por separado), que incluya los procesos y operaciones unitarias previamente mencionadas, teniendo en cuenta que la fuente de abastecimiento presenta buenas condiciones fisicoquímicas naturales. Se proyectará una planta completa, con baja complejidad operacional, y pocos requerimientos de operación y mantenimiento, con lo que se ajusta de mejor forma a las condiciones locales y la capacidad técnica disponible en el área de implantación del proyecto. Adicionalmente se debe llevar a cabo el proceso de desinfección para eliminación de organismos patógenos, mediante oxidación química con Cloro.

Luego, el tren completo estará constituido por:

COAGULACIÓN (EN UNIDAD DE MEZCLA RÁPIDA) + FLOCULACIÓN + SEDIMENTACIÓN + FILTRACIÓN + SEDIMENTACIÓN + DESINFECCIÓN

Los componentes o unidades que conforman el tren de tratamiento son:

- Un canal de entrada, mezcla rápida, coagulación y aforo con capacidad de 20L/s.
- Una batería de floculación con capacidad de 20L/s, conformada por ocho (8) cámaras de floculación hidráulica de flujo helicoidal.
- Dos sedimentadores de alta tasa en paralelo con capacidad de 10L/s cada uno.
- Una batería de filtración de 20 L/s, conformada por cinco (5) filtros rápidos a presión de lecho dual de arena y antracita.

3. DISEÑO HIDRÁULICO

3.1. CANAL DE MEZCLA RÁPIDA, COAGULACIÓN Y AFORO

La primera unidad es el canal de mezcla rápida. A este canal llegará la línea de impulsión proveniente de la captación. Este canal incluye las siguientes zonas:

- **Zona de mezcla rápida y coagulación:** El canal cuenta con un vertedero rectangular de cresta delgada sin contracciones laterales, para generar un resalto hidráulico, que permita mezclar el coagulante de la forma más homogénea e instantánea posible (operación unitaria de mezcla rápida), para que ocurran las reacciones de coagulación de forma eficiente (proceso unitario de coagulación).
- **Zona de entrada:** Permite hacer la transición y homogenización de las líneas de flujo de llegada. Par ello contará con una zona que estará provista de una pantalla con orificios, ubicada 1,50 m aguas arriba del vertedero.
- **Zona de medición:** ubicada entre la pantalla de orificios y el vertedero. Permite mediante la carga de agua sobre el vertedero calcular el caudal a la entrada de la planta.
- **Zona de salida:** Al finalizar el resalto se calcula una protuberancia sobre el fondo del canal, para ayudar a mantener el resalto en su lugar y contará con una caja de salida en la que se instalará la tubería de salida de modo que se garantice descarga libre, y se evite el ahogamiento del resalto.

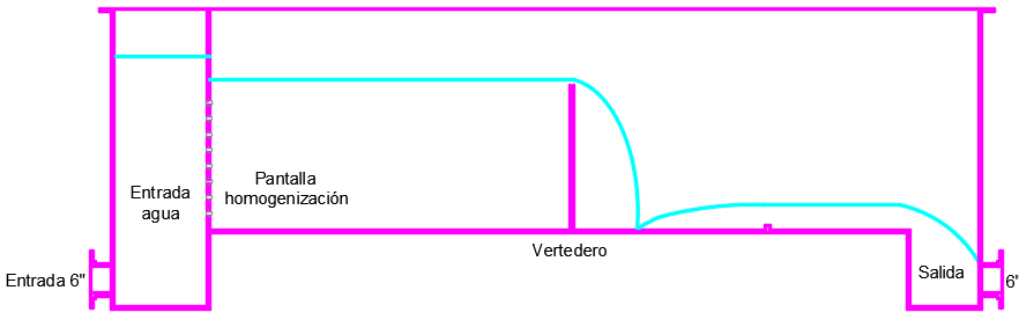

Imagen. 1 Esquema canal mezcla rápida

3.1.1. GENERALIDADES

El agua puede contener una variedad de impurezas, solubles e insolubles; entre estas últimas destacan las partículas coloidales, las sustancias húmicas y los microorganismos en general, que son responsables de la turbiedad y el color del agua. Tales impurezas coloidales presentan una carga superficial negativa, que impide que las partículas se aproximen unas a otras y que las lleva a permanecer en un medio que favorece su estabilidad. Para que estas impurezas puedan ser removidas, es preciso alterar algunas características del agua, a través de los procesos de coagulación, floculación, sedimentación (o flotación) y filtración. (CEPIS,2004).

La coagulación consiste en la aplicación y dispersión de coagulantes en la masa de agua. Su objetivo es la desestabilización de los sólidos en suspensión presentes en el agua, para lo cual se emplean principalmente sales de aluminio o hierro. De acuerdo con Arboleda (2000) la coagulación suele ocurrir en fracciones de segundo y consiste básicamente en una serie de reacciones físicas y químicas entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

Este proceso es muy rápido, toma desde décimas de segundo hasta cerca de 100 segundos, de acuerdo con las demás características del agua: pH, temperatura, cantidad de partículas, etcétera. Se lleva a cabo en una unidad de tratamiento denominada ***mezcla rápida***. De allí en adelante, se necesitará una agitación relativamente lenta, la cual se realiza dentro del floculador. En esta unidad las partículas chocarán entre sí, se aglomerarán y formarán otras mayores denominadas flóculos; estas pueden ser removidas con mayor eficiencia por los procesos de sedimentación, flotación o filtración rápida (CEPIS,2004).

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como resaltos hidráulicos en canales, canaletas

Parshall, vertederos, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida. En los mezcladores hidráulicos la mezcla se ejecuta como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo; en los mecánicos la mezcla se induce a través de impulsores rotatorios del tipo hélice o turbina. El mezclador hidráulico tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico, consideración muy importante en el diseño de plantas en lugares en los que no se dispone de personal capacitado para mantenimiento ni de suministro apropiado de repuestos (Romero, 2006)

En este caso nos atañe los mezcladores hidráulicos, más específicamente los de resalto hidráulico. El resalto hidráulico es un fenómeno que ocurre cuando la corriente líquida pasa de un régimen rápido a uno tranquilo, a través de una profundidad crítica, y discurre de una profundidad menor a una mayor, mientras que la velocidad cambia de mayor a menor que la crítica, como se puede ver en la siguiente imagen (CEPIS, 2004).

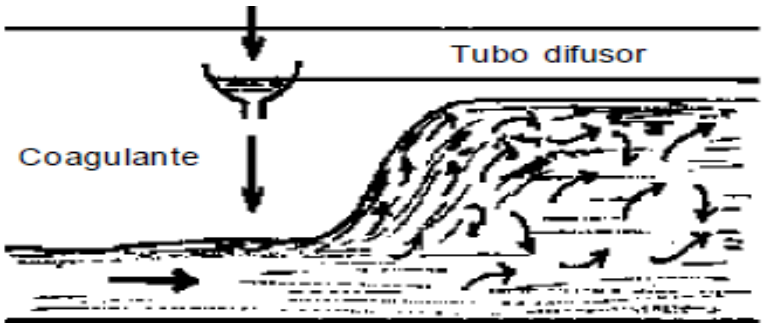

Imagen. 2 Resalto Hidráulico

Fuente. CEPIS,2004

Una forma de generar un resalto hidráulico es utilizar un vertedero rectangular sin contracciones, instalado dentro de un canal de sección rectangular. La lámina de agua que pasa sobre el vertedero toca el fondo del canal, y se divide en una corriente principal que avanza hacia adelante, lo que da lugar al resalto hidráulico, y una corriente secundaria, que retrocede formando una masa de agua que se represa aguas arriba.

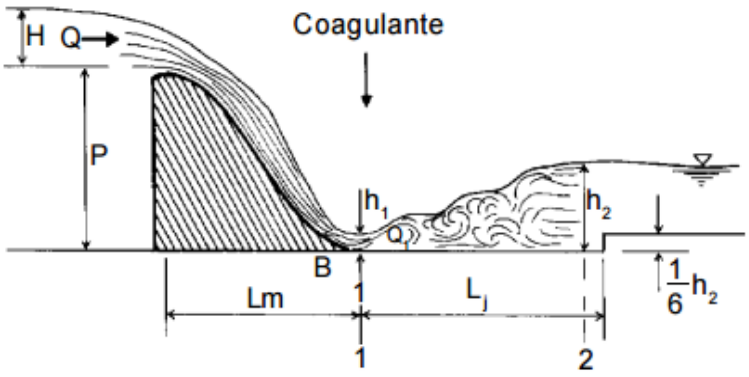

Imagen. 3 Vertedero rectangular

Fuente. CEPIS,2004

3.1.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

De acuerdo con Romero (2006), la principal observación formulada con respecto al diseño de la mezcla rápida radica en dispersar uniformemente el coagulante en el agua cruda, de manera que se evite subtratamiento o el sobretratamiento. El tiempo y el grado de mezcla se han considerado los factores más importantes en el diseño.

De acuerdo con el artículo 111 de la resolución 0330 de 2017, el diseño, operación y construcción de la mezcla rápida, ya sea por agitación hidráulica o mecánica, debe garantizar la dispersión rápida y homogénea de los coagulantes, auxiliares de coagulación y alcalinizantes, los cuales deben ser aplicados en dosis óptimas. Adicionalmente, el parágrafo 1 establece que en el caso en el que se utilice un resalto hidráulico como mezclador rápido, el criterio que se requiere cumplir será la estabilidad del resalto hidráulico indicado en el parámetro de diseño del número de Froude, que debe estar comprendido en el intervalo de 4.5 a 9.

En la siguiente tabla se presentan criterios de diseño (gradientes y tiempos de mezcla para mezcladores hidráulicos) establecidos por esta norma, y por otros autores reconocidos en la temática de tratamiento de agua.

Tabla 2. Recopilación de criterios de diseño-mezcla rápida

CRITERIO	GRADIENTE DE VELOCIDAD	TIEMPO DE RETENCIÓN	Froude
Res. 0330 de 2017	1000-2000s^{-1}	< 1s	4,50-9,00
Dibernardo (2005)	Alrededor de 1000s^{-1}	< 1s	4,50-9,00
Arboleda (2000)	1000-3000 s^{-1}	1-5s	1,70 – 2,50 ó 4,50-9,00
CEPIS (2006)	700-1300 S^{-1}	<1 s	4,50-9,00

3.1.3. DIMENSIONAMIENTO

A continuación, se presentan las propiedades físicas del agua, para una temperatura de 25ºC.

Tabla 3. Propiedades agua-25ºc

Dato	Símbolo	Valor	Unidad
Temperatura	T	25	ºC
Peso específico	γ	9778	N/m^3
Viscosidad dinámica	μ	$0,894x10^{-3}$	Nm^2/s
Viscosidad cinemática	v	$0,8966x10^{-6}$	m^2/s

También se presentan los datos para el diseño del vertedero rectangular. Como se puede observar, se adopta un canal con ancho de 0,60 m. El vertedero rectangular tendrá el mismo ancho del canal, luego la longitud de la cresta será de 0,60m con una altura de 0,60 m.

Tabla 4. Datos para diseño-mezcla rápida

Dato	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal total	Qt	20	L/s
Número de canales	N	1	
Longitud de la cresta	B	0,60	m
Altura de la cresta	P	0,60	m
Aceleración de la gravedad	g	9,81	m/s^2

Para el cálculo del vertedero se emplearán las ecuaciones siguientes:

El caudal, por unidad de ancho del vertedero, q, (Caudal unitario) está dado por:

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

El cálculo de la altura o carga sobre el vertedero se calcula con la ecuación:

$$H = \frac{q}{1.84^{2/3}}$$

La profundidad crítica de flujo, h_c (Carga sobre la cresta del vertedero) es:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}$$

Cuando hay resalto, la profundidad del agua en la sección 1 (h1) debe estar relacionada con la profundidad crítica de h_c, por la ecuación de White:

$$h_1 = \frac{\sqrt{2}h_c}{\sqrt{\frac{P}{h_c} + 2{,}56}}$$

Las profundidades, antes y después del resultado, h_1 y h_2, están relacionadas entre sí por:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2}}{2} - 1$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}}$$

El número de Froude en la sección 1, F_1, para que haya resalto y mezcla eficiente, debe estar comprendido entre 4,5 y 9,0.

Los valores de V_1 y V_2 se calculan por las expresiones.

$$V_1 = \frac{q}{h_1}$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2}$$

El valor de la pérdida de energía en el resalto, h, se puede calcular por la fórmula de Belanger.

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

La distancia L_m puede calcularse, aproximadamente, usando la siguiente ecuación:

$$L_m = 4{,}3\ P^{0,1}\ h_c^{0,9}$$

La longitud del resalto, L, para resalto estable, se calcula por la fórmula siguiente:

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

El tiempo de mezcla t, se calcula así:

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

La velocidad media en el resalto, V_m, por:

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

El gradiente de velocidad, por la ecuación convencional:

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

Los resultados del dimensionamiento se presentan a continuación:

Tabla 5. Resultados diseño vertedero mezcla

Variable	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q	20	L/s
Caudal unitario	q	0.0333	$m^3/s/m$
Carga del vertedero	H	0.0688	m
Carga sobre la cresta	hc	0.0484	m
Verificación como medidor	p/Hc	12.40	
Altura del agua en 1	h_1	0.0177	m
Velocidad del agua en 1	V_1	1.8843	m/s
Número de Froude en 1	F_1	4.5232	
Altura del agua en 2	h_2	0.1047	m
Velocidad del agua en 2	V_2	0.32	m/s
Longitud de mezcla	L_r	0.52	m
Distancia vertedero- sec. 1	L_m	0.27	m
Pérdidas en el resalto	h_p	0.09	m
Velocidad media	V_m	1.10	m/s
Tiempo de retención	T	0.47	s
Gradiente de mezcla	G	1431.97	s^{-1}
Altura del control aguas abajo	$h_2/6$	0.02	m
Distancia ubicación limnímetro	L	0.34	m

Para utilizar el mezclador como medidor la relación P/Hc debe ser mayor a 3. En este caso se obtuvo 12.40. Lo que significa que se puede emplear como medidor. La distancia para ubicación del limnímetro es de 0.34 m aguas arriba del vertedero.

La carga sobre el vertedero medido a 0.34 m aguas arriba del vertedero debe ser 0,069m para 20 L/s.

Para la disipación de energía y homogenización de las líneas de flujo previo al vertedero se contempló una pantalla de orificios. La tubería de agua cruda ingresará a la cámara y posteriormente pasará por la pantalla con orificios que homogenizará las líneas de flujo. Para la pantalla con orificios se asumió una pérdida de carga de 0,05m. Luego el área requerida de orificios está dada por la ecuación:

$$A = \frac{Q}{C_d\sqrt{2gh}}$$

Luego, utilizando un coeficiente de descarga Cd de 0,60, el área requerida sería:

$$A = \frac{0{,}020\ {}^{m^3}/_{s}}{0{,}6\sqrt{2 \cdot 9{,}81\ {}^{m}/_{s^2}\ 0{,}05m}} = 0{,}0311m^2$$

Tabla 6. Dimensionamiento pantalla de homogenización

Variable	Unidad	Opciones de diámetro orificio		
		3/4	1	1 1/4
Caudal	L/s	20.00	20.00	20.00
Pérdida de carga adoptada	m	0.05	0.0500	0.0500
Diámetro orificio	m	0.0191	0.0254	0.0318
Área orificio	m^2	0.0003	0.0005	0.0008
Coeficiente de descarga		0.6500	0.6500	0.6500
Área Requerida	m^2	0.0311	0.0311	0.0311
No de orificios requeridos		108.99	61.3	39.23

Se evaluaron con orificios de ¾ ”, 1” y 1-1/4”. Se seleccionó la opción de orificios de 1”. Se adoptan 64 orificios de 1” (8 filas x 8 columnas)

Por último, para la dosificación de la solución de coagulante se recomienda la utilización de bombas dosificadoras. El caudal de estas estará dado por:

$$q = \frac{QD}{C}$$

Donde:

q: es el caudal del equipo

Q: Es el caudal de la Planta de tratamiento

D: Dosis en mg/L

C: Concentración en %

Luego, si se hace el análisis con sulfato de aluminio al 10%, con una dosis de 50mg/L, se tiene:

$$q = \frac{20\,{}^{L}/_{S}\;50\,{}^{mg}/_{L}}{10\%}\frac{1\%}{10000\,{}^{mg}/_{L}}\frac{3600s}{1h} = 36\;L/h$$

Se puede emplear una bomba dosificadora con capacidad de 40 L/h, graduable, de tal forma que en periodos de baja turbiedad se pueda ajustar la dosis aplicada.

3.2. FLOCULADORES HELICODALES

La segunda unidad está conformada por ocho (8) cámaras de floculación hidráulicas de flujo helicoidal o cox, con capacidad total de 20L/s.

La geometría de cada cámara será cilíndrica, y las entradas y salidas serán tangenciales para favorecer la formación del movimiento helicoidal. Las entradas

irán variando su ubicación, para evitar cortocircuitos, una arriba, la siguiente abajo, la siguiente arriba, etc.

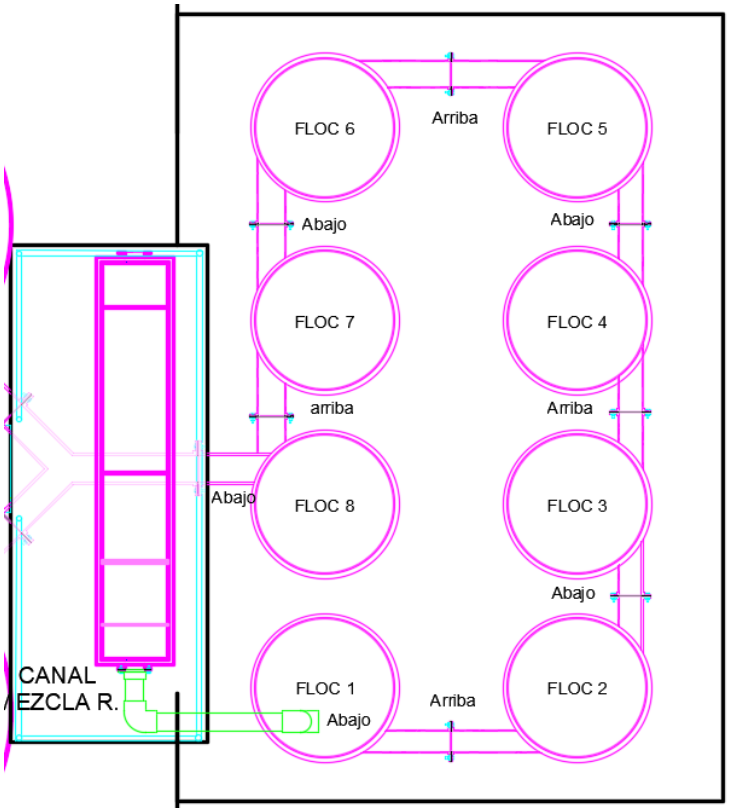

Imagen. 4 Esquema floculación

Esta floculación ha sido empleada con éxito en plantas de tratamiento para este tipo de fuentes y manejan sin mayor problemas turbiedades de más de 2000 NTU en temporadas de lluvias.

3.2.1. GENERALIDADES

Según Romero (2006) el término floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas. Es el proceso por el que, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas, sin romper o disturbar los agregados preformados. En la floculación, una vez introducido y mezclado el coagulante, las partículas diminutas coaguladas son puestas en contacto una con

otra y con las demás partículas presente mediante agitación lenta y prolongada, durante la cual las partículas se aglomeran, incrementan su tamaño y adquieren mayor densidad. El floculador por tanto un tanque con algún medio de mezcla suave y lenta un tiempo de retención relativamente prolongado.

De acuerdo con el CEPIS (2004), en la floculación intervienen, en forma secuencial, tres mecanismos de transporte:

- Floculación pericinética o browniana. Se debe a la energía térmica del fluido.
- Floculación ortocinética o gradiente de velocidad. Se produce en la masa del fluido en movimiento.
- Sedimentación diferencial. Se debe a las partículas grandes, que, al precipitarse, colisionan con las más pequeñas, que van descendiendo lentamente, y ambas se aglomeran.

Al dispersarse el coagulante en la masa de agua y desestabilizarse las partículas, se precisa de la floculación pericinética para que las partículas coloidales de tamaño menor de un micrómetro empiecen a aglutinarse. El movimiento browniano actúa dentro de este rango de tamaño de partículas y forma el microflóculo inicial. Recién cuando este alcanza el tamaño de un micrómetro empieza a actuar la floculación ortocinética, promoviendo un desarrollo mayor del microflóculo. Este mecanismo ha sido estudiado en lugares donde la temperatura baja alrededor de cero grados, rango dentro del cual el movimiento browniano se anula y, por consiguiente, también lo hace la floculación pericinética. En este caso, se comprobó que la floculación ortocinética es totalmente ineficiente y no tiene importancia alguna sobre partículas tan pequeñas. Por lo tanto, la aglomeración de las partículas es el resultado de la actuación de los tres mecanismos de transporte mencionados más arriba.

El objetivo del floculador es proporcionar a la masa de agua coagulada una agitación lenta aplicando velocidades decrecientes, para promover el crecimiento de los flóculos y su conservación, hasta que la suspensión de agua y flóculos salga de la unidad (CEPIS, 2004).

Al igual que la unidad de mezcla rápida, en la unidad de mezcla lenta, la energía que produce la agitación del agua también puede ser de origen hidráulico o mecánico.

Entre los floculadores hidráulicos más conocidos se pueden citar, en primer lugar, las unidades de pantallas de flujo horizontal y vertical, las de medios porosos, la de tipo Alabama y Cox, y los floculadores de mallas.

En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas, ya sea de eje horizontal o vertical, las cuales imparten un movimiento rotatorio al agua, así como cierta turbulencia interna (Romero, 2006).

En este caso en particular cada floculador está compuesto por ocho (8) cámaras de floculación helicoidal o cox, en las que al agua se induce un movimiento rotacional del agua que favorece la formación del floc.

De acuerdo con Arboleda (2000) los floculadores de flujo helicoidal consisten en una serie de cámaras (más de seis y preferiblemente de ocho a doce) en las cuales el agua entra por el fondo en la esquina de la celda y sale por encima en la esquina opuesta o viceversa, de forma que se induce un movimiento rotacional del agua que crea un vórtice amplio, cuyo centro se desplaza frecuentemente de un lugar a otro proporcionando así el desarrollo de vórtices menores.

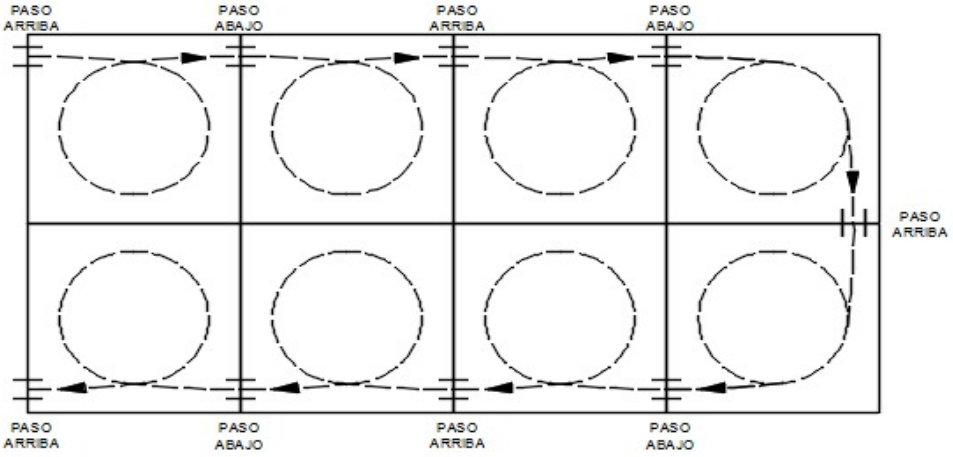

Imagen. 5 Floculadores helicoidales

Fuente. Arboleda (2000)

3.2.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros básicos de diseño son el gradiente de velocidad y el tiempo de retención.

De acuerdo con el artículo 112 de la resolución 0330 de 2017, modificado por el artículo 33 de la resolución 799 de 2021, en todos los proyectos nuevos se debe garantizar una disminución de los gradientes de mezcla entre 70s-1 y 10 s-1. el tiempo de retención total debe estar comprendido entre 20 min y 40 min. La siguiente tabla presenta la recopilación de los valores recomendados por algunos de los autores más conocidos.

Tabla 7. Recopilación de criterios de diseño-floculación

CRITERIO	GRADIENTE DE VELOCIDAD	TIEMPO DE RETENCIÓN

Res. 0330 de 2017 Modificada por Res. 799 de 2021	70-10s^{-1}	20-40 minutos
Di bernardo (2005)	-	20-30 minutos
Arboleda (2000)	60s-20s^{-1}	-
CEPIS (2006)	70-20 s^{-1}	10-30 minutos

Por su parte, el título C del RAS (2010), en la ficha técnica F1 se recomienda que:

Drenaje de lodos	Un drenaje para cada cámara
Geometría	Cuadrada o circular
Relación Lado/Alto	Mínimo 1:2.

3.2.3. DIMENSIONAMIENTO

Los datos para el diseño y criterios de diseño adoptados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 8. Datos para diseño de floculadores

Dato	Símbolo	Valor	Unidad
Caudal total	Qt	20	L/s
Número de líneas de floculación	N	1	
Caudal	Q	20	L/s
Tiempo de retención adoptado inicial	t	30	min
Aceleración de la gravedad	g	9.81	m/s^2
Temperatura	T	25	ºC
Peso específico	γ	9.778	N/m^3
Viscosidad dinámica	μ	0.000894	Nm^2/s
Número de manning	n	0,013	

Dato	Símbolo	Valor	Unidad
Coeficiente pérdida orificio	Cd	0,6	

Inicialmente se adoptó un tiempo de retención de 30 minutos. Luego el volumen calculado inicialmente sería:

$$V = 0.020\,{}^{m^3}/_{s} \cdot 30min \cdot 60\,{}^{s}/_{1min} = 36m^3$$

Se adopta una altura en la celda 1 de 3.63 m (Se adopta inicialmente igual en todas las cámaras), luego el área requerida por floculador sería:

$$A = \frac{36m^3}{3.63\ m} = 9.92m^2$$

Como se tienen ocho cámaras o celdas, el área por celda sería:

$$A_c = \frac{9.92\ m^2}{8} = 1.24m^2$$

Teniendo en cuenta las recomendaciones de Arboleda (2000) y de la ficha técnica F1 del RAS Título C (2010) se utilizarán cámaras circulares, luego el lado será:

$$L = \sqrt{\frac{4 * 1.24m^2}{\pi}} = 1{,}26m$$

Es sabido que la altura del agua en el floculador varía de cámara a cámara, por lo que el volumen útil de la unidad y el tiempo de retención total previamente calculado son una aproximación inicial, que serán validadas a continuación. Se fijarán el diámetro de las cámaras de 1.26 m y se calculará la altura real en las cámaras de la 2 a la 8, a partir del cálculo de las pérdidas totales (por el paso en las ventas y por fricción).

Las ecuaciones utilizas para el diseño de la unidad son:

Gradiente medio de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\Upsilon h_t}{\mu t}}$$

Pérdida total de carga

$$h_t = h_p + h_f$$

Pérdida de carga en las ventanas

$$h_p = \frac{{v_p}^2}{{c_d}^2 \cdot 2 \cdot g}$$

Pérdidas por fricción

$$h_f = \frac{(n.v_c)^2 \cdot H \cdot {R_h}^{4/3}}{{c_d}^2 \cdot 2 \cdot g}$$

Radio hidráulico

$$R_h = \frac{A_c}{P_m}$$

Dónde:

G: Gradiente

Υ: Peso específico

μ: Viscosidad dinámica

h_t : Pérdida de carga total

h_p: Pérdida de carga en las ventanas

h_f : Pérdida por fricción

t: tiempo de retención

v_c: Velocidad en las cámaras

v_a: Velocidad en las ventanas o pasos.

C_d: Coeficiente de descarga

n: Número de Manning.

A_p: Área de las ventanas o pasos.

L: Dimensión de las ventanas o pasos (LXL)

P_m: Perímetro mojado

En la tabla siguiente se presentan los resultados del diseño.

Tabla 9. Resultados diseño de floculadores

Descripción	Símbolo	Unidad	Cámara							
			1	2	3	4	5	6	7	8
Área de la cámara	Ac	m2	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24	1,24
Altura útil del agua	H	m	3,63	3,57	3,52	3,48	3,43	3,40	3,38	3,35
Volumen	V	m3	4,50	4,43	4,36	4,31	4,26	4,22	4,19	4,16
Tiempo de retención	t	s	225,00	221,50	218,00	215,50	213,00	211,00	209,50	208,00
Tiempo de retención	t	min	3,75	3,69	3,63	3,59	3,55	3,52	3,49	3,47
Perímetro mojado	Pm	m	3,95	3,95	3,95	3,95	3,95	3,95	3,95	3,95
Radio hidráulico	RH	m	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
Velocidad en la cámara	vc	m/s	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
Velocidad del paso	vp	m/s	0,70	0,65	0,60	0,60	0,50	0,45	0,45	0,43
Área del paso	Ap	m2	0,03	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05
Diámetro del orificio	L	cm	0,1907	0,1979	0,2060	0,2060	0,2257	0,2379	0,2379	0,2434
Pérdida por fricción	hf	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Pérdida en el paso	hp	m	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,02	0,02	0,02
Pérdidas totales	ht	m	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,02	0,02	0,02
Gradiente medio	G	s-1	53,60	50,20	46,70	46,90	39,40	35,60	35,70	34,20
Posición orificio			Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo	Arriba	Abajo

Se puede observar que el volumen útil corregido total es de 34.43m^3, y el tiempo de retención real será de 28.69 minutos. Se obtiene un total de pérdidas de 0,30 m el cual es un valor aceptable para este tipo de unides.

Por último, los gradientes obtenidos son adecuados, dado que se encuentran entre 70 y 10 S^{-1}.

Para llevar a cabo operación de purgas de lodo y/o vaciado se adoptará la recomendación de la ficha F1 del título C del RAS (2010) y se dejará un drenaje independiente para cada cámara de 2".

3.3. SEDIMENTADORES DE ALTA TASA

Se emplearán 2 sedimentadores de alta tasa con capacidad de 10 L/s cada uno, con módulos angostos de 1,20m tipo colmena, inclinados 60º. El agua que proviene de la cámara de floculación No 8 se distribuye y pasa cada uno de los dos sedimentadores, tal como se presenta en la siguiente imagen:

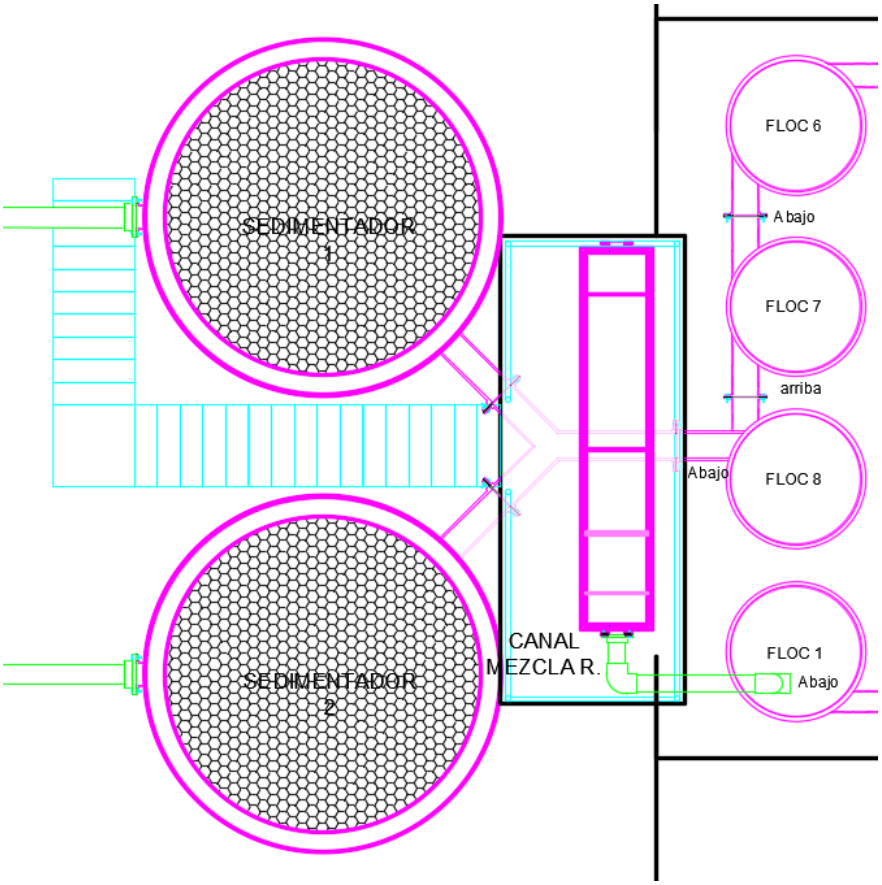

Imagen. 6 Esquema Interconexión cámara floc 8-sedimentadores

3.3.1. GENERALIDADES

Se entiende por sedimentación la remoción por efecto gravitacional de las partículas en suspensión presentes en el agua. Estas partículas deberán tener un peso específico mayor que el fluido. La remoción de partículas en suspensión en el agua puede conseguirse por sedimentación o filtración. De allí que ambos procesos se consideren como complementarios. La sedimentación remueve las partículas más densas, mientras que la filtración remueve aquellas partículas que tienen una densidad muy cercana a la del agua o que han sido re-suspendidas y, por lo tanto, no pudieron ser removidas en el proceso anterior.

La sedimentación es, en esencia, un fenómeno netamente físico y constituye uno de los procesos utilizados en el tratamiento del agua para conseguir su clarificación. Está relacionada exclusivamente con las propiedades de caída de las partículas en el agua. Cuando se produce sedimentación de una suspensión de partículas, el resultado final será siempre un fluido clarificado y una suspensión más concentrada. A menudo se utilizan para designar la sedimentación los términos de clarificación y espesamiento. Se habla de clarificación cuando hay un especial interés en el fluido clarificado, y de espesamiento cuando el interés está puesto en la suspensión concentrada.

En este caso en específico se utilizarán sedimentadores (también llamados decantadores) laminares o de alta tasa, que a diferencia de los decantadores convencionales trabajan —como su nombre lo indica— con flujo laminar (número de Reynolds, Nr < 500).

3.3.2. CONSIDERACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

A continuación, se presenta una recopilación de los valores recomendados por autores como CEPIS y Arboleda de los criterios de diseño más importantes de la unidad de sedimentación:

Tabla 10. Recopilación de criterios de diseño-sedimentación

CRITERIO	Carga superficial

Arboleda (2000)	120-185$m^3/m^2/d$
CEPIS (2006)	120-185$m^3/m^2/d$

Por otra parte, el artículo 113 de la resolución 0330 de 2017, modificado por el artículo 34 de la resolución 799 de 2021 y el artículo 5 de la resolución 0908 de 2021, establece los parámetros de diseño para sedimentadores de alta tasa, como se muestra en las tablas siguientes.

Tabla 11. Parámetros de diseño sedimentadores de alta tasa

TIPO	CARGA SUPERFICIAL ($m^3/m^2/d$)	TIEMPO DE RETENCIÓN	VELOCIDAD CRÍTICA DE SEDIMENTACION
Módulos angostos L=0.60m	100 - 110	10 - 20	15 - 30
Módulos angostos L=1.20m	120 - 185		
Módulos angostos L> 1.20m	200 - 300		

Respecto al factor de forma, que es un parámetro para el diseño, recomienda lo siguiente:

Tabla 12. Factor de forma diseño de sedimentadores de alta tasa

TIPO DE MÓDULO DE ALTA TASA	FACTOR DE FORMA
Placas planas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Tubos ondulados	1,3
Otras secciones tubulares	1,33 – 1,42

Fuente. Res 0330 2017

3.3.3. DIMENSIONAMIENTO

3.3.3.1. Zona de Entrada

La repartición de flujo a la entrada de la unidad de sedimentación no es uniforme. De acuerdo con Arboleda (2000) en la práctica la distribución es desuniforme y tiende a salir más caudal por los orificios o aberturas que están más alejadas del punto de entrada.

Una solución propuesta por el autor para garantizar una distribución lo más homogénea posible, que es la que se tendrá en cuenta en este caso, es disminuir la velocidad de transporte del agua en el ducto de tal manera que la carga de velocidad $v^2/2g$ y la fricción h_f sean muy pequeñas, haciéndose poco significativas. Con esto, aunque las pérdidas en los orificios sean bajas, se garantiza una relativa horizontalidad de la línea piezométrica. Se recomienda una relación entre el área transversal del ducto y el área de todas las aberturas de 2 a 1.

Por otra parte, de acuerdo con Di bernardo (2005), para evitar el rompimiento de floc y la acumulación de lodos en el ducto, la velocidad debe estar entre 0,1 y 0,4 m/s y los gradientes deben ser inferiores a los de la última cámara de floculación.

Se adoptan 22 pares orificios 1 5/8” a lado y lado del ducto de repartición.

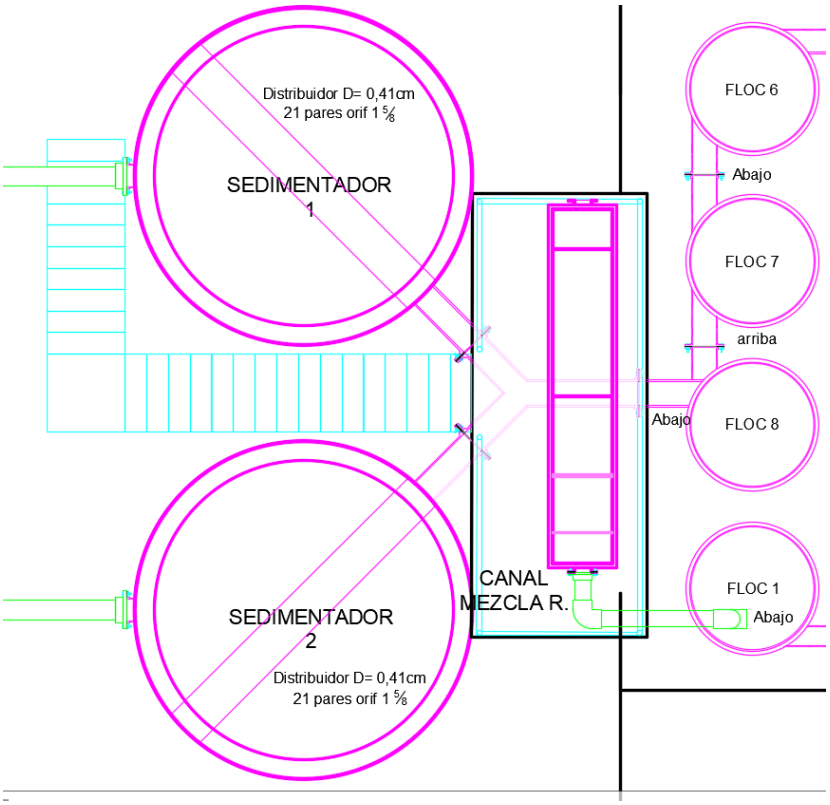

Imagen. 7 Esquema Distribución de agua floculada

El área de un par de orificios, A_O, y el área total de orificios, A_T, sería:

$$A_o = 2 * \frac{\pi * 0.041^2}{4} = 0.0027 m^2$$

$$A_T = 22 * 0.0027 m^2 = 0.06\ m^2$$

El caudal, q por par de orificios sería y la velocidad será:

$$q = \frac{0{,}010\ {}^{m^3}/_{s}}{22} = 0.00045\ {}^{m^3}/_{s}$$

$$V_L = \frac{0.00045\ {}^{m^3}/_{s}}{0.06\ m^2} = 0{,}17\ {}^{m}/_{s}$$

Asumiendo una relación entre el área del ducto y el área total de orificios de A_T / A_d de 0,45, se tendría un área del ducto de:

$$A_d = \frac{0{,}06m^2}{0{,}45} = 0{,}131\ m^2$$

Luego el diámetro de los ductos será:

$$d_d = \sqrt{\frac{4 * 0{,}131\ m^2}{\pi}} = 0{,}41\ m$$

Se realizó una simulación aplicando la teoría de múltiples de Hudson, teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones:

El coeficiente de pérdida de carga total en los laterales, β, está dado por la siguiente expresión:

$$\beta\ =\ 1\ +\ \theta\ +\ \varphi \cdot (Vc\ /\ VL\ )^2\ .$$

Donde:

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

θ = 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 θ = 0,7

φ = coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente, φ = 1,67

La velocidad en el primer lateral está dada por la siguiente ecuación:

$$V_{L1} = \frac{Q}{A_L\sqrt{\beta_1}}\left(\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\beta_i}\right)^{-1}$$

Las otras velocidades se calculan con la siguiente ecuación:

$$V_{Li} = V_{L1}\sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_i}}$$

Se busca una distribución cuya variación de caudales sea inferior al 10%, preferiblemente menor a 5%.

Los resultados se presentan a continuación:

Qc: es el caudal remanente

Vc: velocidad en el ducto

Tabla 13. Diseño zona de entrada

No.	VL	Qc	Di	Ai	Vc	Vc/VL	$(Vc/VL)^2$	B	$\sqrt{b}$	$\sqrt{1/b}$	VL	G
1	0,170	10,00	0,41	0,13072	0,08	0,4500	0,2025	2,038	1,428	0,700	0,160	30,762
2	0,170	9,55	0,41	0,13072	0,07	0,4295	0,1845	2,008	1,417	0,706	0,162	31,107
3	0,170	9,09	0,41	0,13072	0,07	0,4091	0,1673	1,979	1,407	0,711	0,163	31,445
4	0,170	8,64	0,41	0,13072	0,07	0,3886	0,1510	1,952	1,397	0,716	0,164	31,773
5	0,170	8,18	0,41	0,13072	0,06	0,3681	0,1355	1,926	1,388	0,721	0,165	32,093
6	0,170	7,73	0,41	0,13072	0,06	0,3476	0,1209	1,902	1,379	0,725	0,166	32,402
7	0,170	7,27	0,41	0,13072	0,06	0,3272	0,1070	1,879	1,371	0,730	0,167	32,700
8	0,170	6,82	0,41	0,13072	0,05	0,3067	0,0941	1,857	1,363	0,734	0,168	32,986
9	0,170	6,36	0,41	0,13072	0,05	0,2862	0,0819	1,837	1,355	0,738	0,169	33,258
10	0,170	5,91	0,41	0,13072	0,05	0,2658	0,0706	1,818	1,348	0,742	0,170	33,517
11	0,170	5,45	0,41	0,13072	0,04	0,2453	0,0602	1,800	1,342	0,745	0,171	33,761
12	0,170	5,00	0,41	0,13072	0,04	0,2248	0,0505	1,784	1,336	0,749	0,171	33,988
13	0,170	4,54	0,41	0,13072	0,03	0,2043	0,0418	1,770	1,330	0,752	0,172	34,200
14	0,170	4,09	0,41	0,13072	0,03	0,1839	0,0338	1,756	1,325	0,755	0,173	34,393
15	0,170	3,63	0,41	0,13072	0,03	0,1634	0,0267	1,745	1,321	0,757	0,173	34,569
16	0,170	3,18	0,41	0,13072	0,02	0,1429	0,0204	1,734	1,317	0,759	0,174	34,725
17	0,170	2,72	0,41	0,13072	0,02	0,1225	0,0150	1,725	1,313	0,761	0,174	34,862
18	0,170	2,27	0,41	0,13072	0,02	0,1020	0,0104	1,717	1,310	0,763	0,175	34,979
19	0,170	1,81	0,41	0,13072	0,01	0,0815	0,0066	1,711	1,308	0,764	0,175	35,075
20	0,170	1,36	0,41	0,13072	0,01	0,0610	0,0037	1,706	1,306	0,766	0,175	35,150
21	0,170	0,90	0,41	0,13072	0,01	0,0406	0,0016	1,703	1,305	0,766	0,175	35,204
22	0,170	0,45	0,41	0,13072	0,00	0,0201	0,0004	1,701	1,304	0,767	0,176	35,236
									Σ	**16,325**		

La velocidad mínima obtenida en los orificios corresponde a 0.176 m/s y la máxima de 0.16 m/s, lo que equivale a una variación de la distribución del 8,65% que, aunque es superior al 5% es inferior al 10%, por lo que se acepta.

Se obtienen gradientes en los orificios entre 30 y 35 s^{-1} que son similares a los de la última cámara de floculación por lo que se garantiza el no rompimiento del floc.

3.3.3.2. Zona de Sedimentación

El área superficial está dada por:

$$A_s = \frac{Q_s}{C_s}$$

Donde:

A_s: Área superficial de un sedimentador
Q_s: Caudal de diseño de un sedimentador (10L/s)
C_s: Carga superficial

Se adopta una carga superficial, Cs, de 120 $m^3/m^2/d$. Luego:

$$A_s = \frac{10\ {}^{L}/_{s}}{120\ {}^{m^3}/_{m^2 d}} \cdot \frac{0.001 m^3}{1L} \cdot \frac{86.400 s}{1 d} = 7.2\ m^2$$

Como medio de sedimentación se utilizarán módulos de sedimentación tipo colmena, de longitud 1,20m e inclinación de 60º respecto de la horizontal. Debido al área que se pierde por la inclinación de los módulos se adopta un factor de un 30% adicional (F=1.30).

Luego el área final sería:

$$A_s = 1.3 * 7.2\ m^2 = 9.36\ m^2$$

El diámetro, D, sería:

$$D = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 9.36\, m^2}{\pi}} = 3.45\, m$$

La velocidad de flujo del agua en los ductos de sedimentación está dada por:

$$V_O = \frac{C_s}{Sen\theta}$$

Luego:

$$V_O = \frac{120\, {}^{m^3}/_{m^2 d}}{sen(60)} \cdot \frac{100cm}{1m} \cdot \frac{1d}{86.400s} = 138.56\, {}^{m}/_{d}$$

$$V_O = 138.56\ {}^{m}/_{d} * \frac{1d}{86400s} = 0{,}0016\, {}^{m}/_{s}$$

El número de Reynolds está dado por:

$$N_{RE} = \frac{4V_O RH}{v}$$

Se emplearán módulos de sedimentación tipo colmena, con geometría hexagonal. Las dimensiones de cada ducto son como se presenta a continuación:

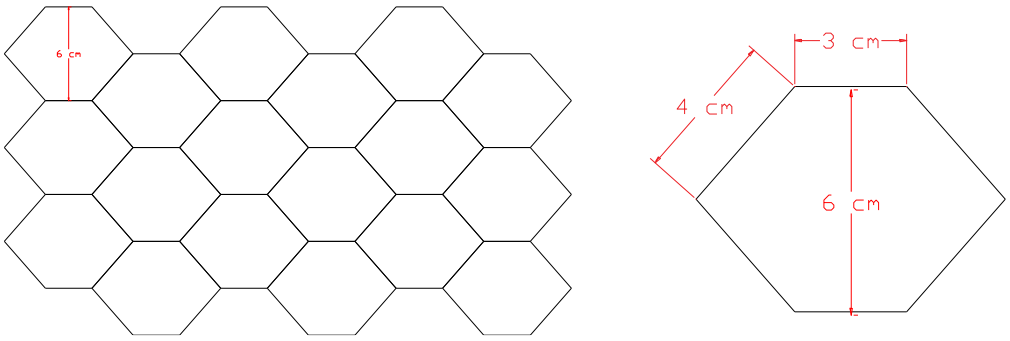

Imagen. 8 Modulos de sedimentación

Luego el perímetro mojado sería 22 cm (0,22m) y el área 34cm^2 (0,0034m^2)

Luego el radio hidráulico sería:

$$RH = \frac{A}{P}$$

Donde:

A: Área mojada

P: Perímetro mojado

$$RH = \frac{0{,}0034m^2}{0{,}22m} = 0{,}0155m$$

La viscosidad cinemática, v, para 25º C es 0,897x10^{-6} m^2/s.

El número de Reynolds sería:

$$N_{RE} = \frac{4 \cdot 0{,}0016\ {}^{m}/_{S} \cdot 0{,}0155m}{0{,}897\text{x}10^{-6}\ {}^{m^2}/_{S}} = 96$$

Se recomienda que el N_{RE} < 500, preferiblemente N_{RE}<250. Se cumple con esta condición.

La longitud relativa de sedimentación está dada por:

$$L = \frac{l}{d}$$

Donde:

L es la longitud relativa de sedimentación

l es la longitud del ducto, correspondiente a 1,20m.

d es el espaciamiento entre ductos, correspondiente a 6cm (0,06m).

Luego:

$$L = \frac{1{,}20m}{0{,}06m} = 20$$

La longitud relativa de la zona de transición, L', está dada por:

$$L' = 0{,}013 \cdot N_{RE}$$

Luego:

$$L' = 0{,}013 \cdot 96 = 1{,}25$$

La longitud corregida está dada por:

$$L_c = L - L'$$

$$L_c = 20 - 1{,}25 = 18{,}75$$

La velocidad crítica de sedimentación está dada por:

$$V_{sc} = \frac{S \cdot V_O}{sen\theta + L_c Cos\theta}$$

Donde:

Vsc: Velocidad crítica de sedimentación

S: factor de forma

Se adopta un valor de S de 1,35; dentro del rango 1,33-1,42 correspondiente a otras secciones tubulares.

Luego:

$$V_{sc} = \frac{1{,}35 \cdot 138.56\,{}^{m}/_{d}}{sen60 + 18.74 Cos60} = 18.60\,{}^{m}/_{d}$$

De acuerdo con el CEPIS (2004) El valor de Vsc en las expresiones anteriores representa la velocidad de caída de la partícula crítica, equivalente a la que habría en un sedimentador convencional de flujo horizontal teóricamente de igual

eficiencia. Este tipo de clarificadores suelen trabajar con cargas alrededor de 20m/d, por lo que el diseño se considera apropiado.

La velocidad de asentamiento obtenida es apropiada para floc de alumbre que suele ser estar entre 14 y 22m/d para sedimentadores convencionales (Romero, 2006).

3.3.3.3. Zona de Salida

Se proponen dos canaletas de recolección de agua sedimentada de 0,15m de acho interno en Poliéster reforzado en fibra de vidrio, con orificios de recolección en uno de los costados.

Se calculará la altura del agua en la canaleta según Arboleda (2000):

$$H = \left(\frac{Q}{82{,}5W}\right)^{2/3}$$

Donde

H: es la altura del agua en la canaleta, en m.

Q: es el caudal por canaleta en m^3/min

W: es el ancho de la canaleta, en m.

El caudal por canaleta será:

$$Q = \frac{10\ L/s}{2} = 5\ L/s = 0.30\ m^3/min$$

$$H = \left(\frac{0.30}{82{,}5 \cdot 0{,}15}\right)^{2/3} = 0{,}084m$$

Seutilizarán orificios de 1” para la recolección. Se adopta una pérdida de carga de 0,03m. Luego el área requerida será:

$$A = \frac{0{,}05\ {}^{m^3}/_{s}}{0{,}6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81\ {}^{m}/_{s^2}}} = 0{,}021 m^2$$

Un orificio de 1 pulgada equivale a un área de 0,00051m^2, por lo que el número de orificios requeridos será:

$$N = \frac{0{,}021 m^2}{0{,}00051 m^2} = 42$$

La separación de los orificios es aproximadamente 26cm, que es una separación apropiada.

Se deja un bode libre de 0,02m y una distancia entre la batea del orificio y la lámina de agua, para caida de los chorros.

Sumando las alturas:

Borde libre	0,02m
Carga sobre los orificios	0,03 m
Diámetro de los orificios	0,0254
Distancia para caída de los chorros	0,04m
Lámina de agua en la canaleta	0,084m
TOTAL	**0,20m**

Luego, se adoptan dos canaletas con una altura de 0,20m de altura total y 0,15m de ancho por cada sedimentador.

3.3.3.4. Zona de lodos

En la parte inferior de la unidad se encontrará la zona de lodos. Para el almacenamiento temporal de los lodos generados en la unidad se emplearán tolvas de tipo continuo (una tolva por sedimentador) inclinadas 45º con respecto a la horizontal. La extracción de los lodos se hará hidráulicamente. Para ello se contempla un orificio de fondo de 4".

3.4. BATERÍA DE FILTRACIÓN

Se empleará una batería de filtración rápida a presión de 20L/s. Será alimentada por el efluente de dos clarificadores y estará conformada por cinco (5) filtros rápidos **a presión** de lecho dual de arena y antracita y lavado autónomo, tal como se presenta a continuación:

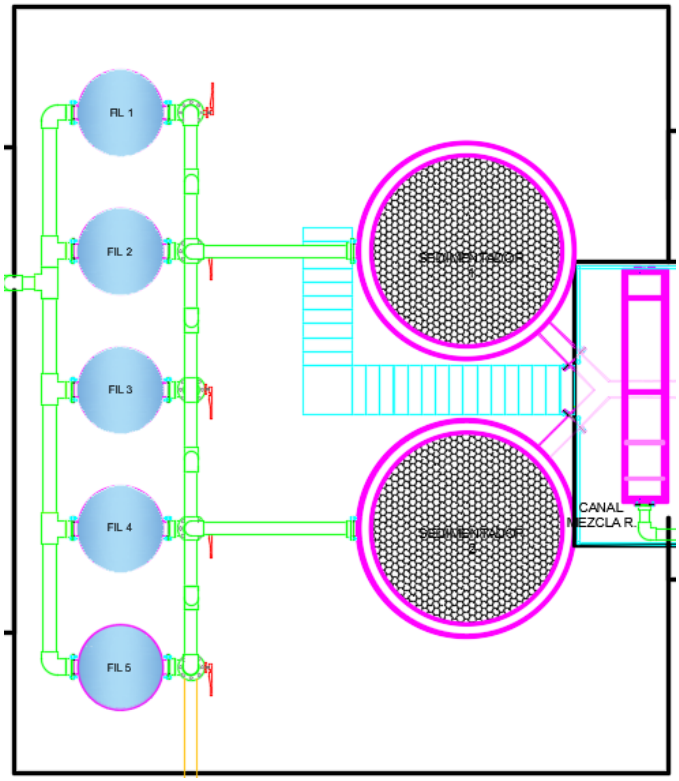

Imagen. 9 Esquema en planta bateria filtros

3.4.1. GENERALIDADES

La filtración consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que escurre a través de un medio poroso. En general, la filtración es la operación final de clarificación que se realiza en una planta de tratamiento de agua y, por consiguiente, es la responsable principal de la producción de agua de calidad coincidente con los estándares de potabilidad. (CEPIS, 2004).

Los filtros son las unidades más complejas de una planta de tratamiento de agua. Su correcta concepción depende de la interrelación que exista entre las características de la suspensión afluente y los rasgos del medio filtrante, para que predominen los mecanismos de filtración apropiados que darán como resultado la máxima eficiencia posible (CEPIS, 2006).

Hasta hace pocos años, los filtros descendentes por gravedad eran diseñados para funcionar únicamente con tasa constante, y generalmente iban provistos de dispositivos automáticos de control de caudal y nivel. En los últimos años se han desarrollado tecnologías que han simplificado sensiblemente la forma de operación de los filtros de gravedad, como la operación mediante tasa declinante. Este tipo de unidades es el que normalmente se prefiere diseñar en los sistemas de abastecimiento públicos. Su mayor simplicidad garantiza una adecuada operación. Son más confiables considerando la dificultad de encontrar en las plantas de tratamiento personal con una adecuada cultura de operación (CEPIS, 2004)

3.4.2. CONSIDEREACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

En la tabla se presenta una recopilación de los valores recomendados por la normatividad colombiana (Art. 114 de la Res. 0330 de 2017/RAS, modificado por el artículo 35 de la resolución 799 de 2021 y el artículo 6 de la resolución 908 de 2021)

y de otros autores reconocidos en la temática de tratamiento de agua, de los criterios de diseño más importantes de la unidad de sedimentación:

Tabla 14. Recopilación de criterios de diseño-filtración

CRITERIO	TASA DE FILTRACIÓN
Res. 0330 de 2017 modificado por Res 799 de 2021 y Res 908 de 2021	180-250 $m^3/m^2/d^*$
Dibernardo	240-360 $m^3/m^2/d$
CEPIS	240-360 $m^3/m^2/d$

* La tasa podrá ser hasta 350 $m^3/m^2/d$ si se garantiza una óptima operación

Otro factor importante es la profundidad del lecho y en la tabla siguiente se presentan los valores recomendados en las normas previamente mencionadas.

Tabla 15. Espesor de lecho filtrante

PARÁMETRO	FILTRACIÓN LENTA CON LECHO SIMPLE	FILTRACIÓN RÁPIDA CON LECHO SIMPLE	FILTRACIÓN RÁPIDA CON LECHO MIXTO
Profundidad del medio (m)	0,8 – 1,0	0,6 – 0,9	Antracita: 0,4 – 0,6 Arena: 0,15 – 0,3

Fuente. RAS.

Adicionalmente se establece que cuando el lavado de los filtros se hace con fuente externa o tanque de lavado, el número mínimo de unidades debe ser tres; y para lavado mutuo el número mínimo de unidades debe ser cuatro, y su velocidad ascensional no menor de 0,6m/min.

3.4.3. DIMENSIONAMIENTO

3.4.3.1. Número y diámetro de Filtros

Como se mencionó previamente se empleará una batería compuesta de cinco (5) filtros a presión de flujo descendente en un medio dual de arena y antracita, y lavado autónomo.

Para este caso en particular se adoptan los siguientes parámetros:

Tasa de filtración: 240 m^3/m^2-d
Tasa de lavado: 1200 m^3/m^2-d (0.83 m/min)

El caudal de diseño de la batería de filtración es de 20L/s. Luego, el área de filtración total de una batería, A_T, y el área de un solo filtro, A_F, será:

$$A_T = \frac{20\ {}^{L}/_{s}}{240\ {}^{m^3}/_{m^2 d}} \cdot 86.4 = 7.20\ m^2$$

$$A_F = \frac{20\ {}^{L}/_{s}}{1200\ {}^{m^3}/_{m^2 d}} \cdot 86{,}4 = 1.44 m^2$$

Por ende, el número de filtros, N, de cada batería será:

$$N = \frac{7.20\ m^2}{1.44\ m^2} = 5$$

El diámetro de cada filtro sería:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1.44}{\pi}} = 1.35$$

El número de filtros por batería será de 5 unidades, condición apropiada para el lavado autónomo. Se genera una velocidad de lavado ascensional de 0,83 m/min (superior a la mínima de 0,60m/min) siempre que se garantice que el caudal de

lavado sea de 20L/s. Realizar lavados con caudales que no garanticen una velocidad mínima de 0,60 m/min origina una nula expansión de la arena y la antracita durante la operación de lavado, con el consecuente apelmazamiento del lecho.

3.4.3.2. Material Filtrante y expansión de los lechos

Se empleará lecho dual de arena y antracita, y gravas como material de soporte.

Las gravas de soporte se utilizarán con las siguientes especificaciones:

Tabla 16. Especificaciones gravas

CAPA	ESPESOR	TAMAÑO
1	7,5 cm	1/8” – 1/12”
2	7,5 cm	1/8” - 1/4”
3	7,5 cm	1/4” - 1/2”
4	7,5 cm	1/2” – 3/4”
Total	30 cm	

El material filtrante se utilizará de acuerdo con las siguientes especificaciones. Cabe resaltar que son condiciones ideales, por lo que puede usarse un material o similares:

Tabla 17. Especificaciones lechos filtrantes

CARACTERÍSTICAS	ARENA	ANTRACITA	TOTAL
Espesor	30 cm	40 cm	70 cm
Tamaño efectivo, d_{10}	0,55 mm	0,87 mm	
Tamaño correspondiente al 60%, d_{60}	0,75 mm	1,13 mm	
Tamaño más fino, $d_{mín}$	0,45 mm	0,11	
Tamaño más grueso, $d_{máx}$	0,90 mm	1,33	
Coeficiente de uniformidad, CU	<1,6	1,30	
Densidad	2.650 Kg/m^3	1.400 Kg/m^3	

CARACTERÍSTICAS	ARENA	ANTRACITA	TOTAL
Porosidad limpia	0,42	0,45	
Coeficiente esfericidad, Ce	0,60	0,70	

La altura total ocupada por el material de soporte y los lechos filtrantes sería entonces de 100 cm (1,00m).

A partir de estos datos se analiza la relación entre el diámetro máximo de la antracita y el mínimo de la arena:

$$\frac{1{,}33\ mm}{0{,}45 mm} = 2{,}95$$

Para que exista separación estricta esta relación debe ser menor o igual a 2,3. No obstante, según Arboleda (2000) algo de mezcla es deseada, por lo que recomienda que la relación previamente calculada sea menor o igual a 3. En este caso se cumple dicha condición.

A partir de los datos adoptados del material, se trazaron las curvas granulométricas ideales para la arena y la antracita.

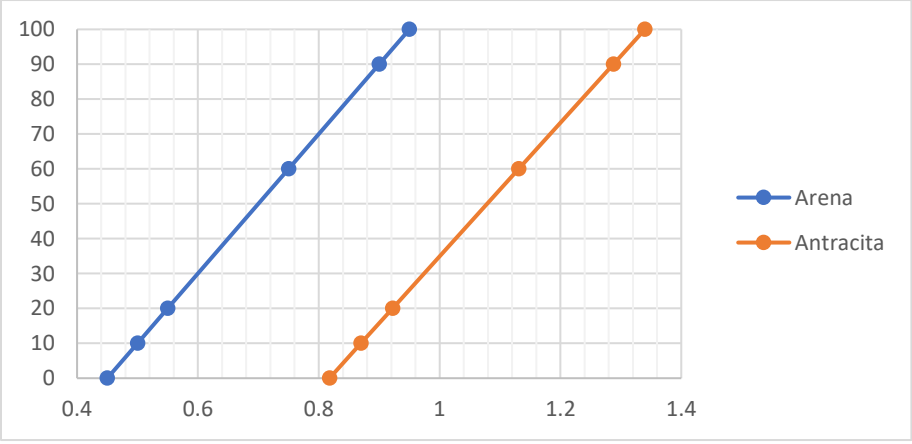

Imagen. 10 Curvas granulométricas ideales lechos filtrantes

Para una velocidad de lavado de 1200 m/d (0,83m/min) se calculó la expansión del lecho, teniendo en cuenta las siguientes ecuaciones, tomadas de CEPIS (2006):

$$D_e = \sqrt{Di_{min} \cdot Di_{máx}}$$

Donde:

De, es el diámetro representativo de la subcapa i.

Di_{min}, es el diámetro mínimo de la subcapa i.

Di_{max}, es el diámetro máximo de la subcapa i.

$$Ga = \frac{D_e^3 \cdot \rho_a(\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2}$$

Donde:

De, es el diámetro representativo de la subcapa i.

ρ_a, densidad del agua

ρ_s, densidad del sólido (Arena: 2.500Kg/m^3; Antracita: 1.400Kg/m^3)

μ: viscosidad dinámica: 0,001Kg/m.s

Ga: Número de Galileo

$$Re = \frac{V \cdot D_{ei} \cdot \rho_a}{\mu}$$

Donde:

Re: Número de Reynolds

V: Velocidad de lavado

Por último, para determinar la porosidad del lecho expandido, en cada subcapa, εi se emplean los siguientes gráficos.

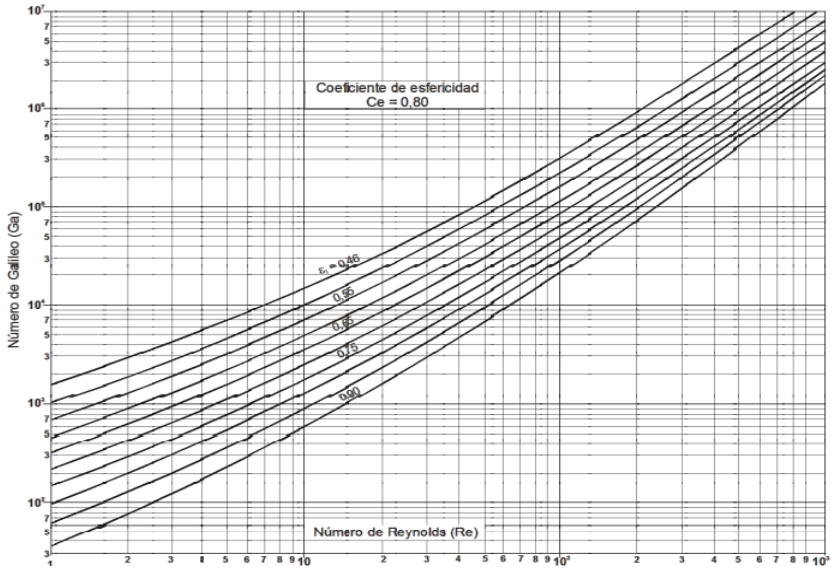

Imagen. 11 Porosidad del lecho expandido ε_i en función del número de galileo Ga y el Reynolds, para Ce= 0,80

Fuente. CEPIS (2004)

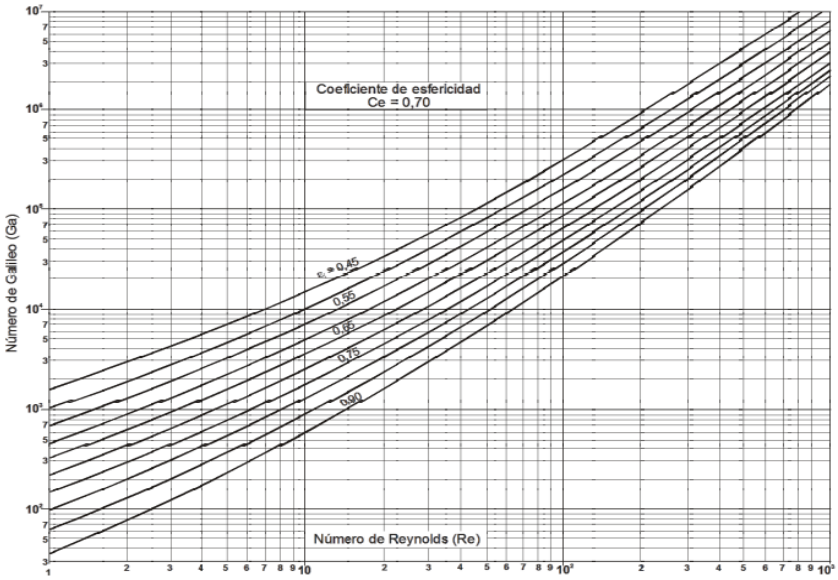

Imagen. 12 Porosidad del lecho expandido ε_i en función del número de galileo Ga y el Reynolds, para Ce= 0,70

Fuente. CEPIS (2004)

Los resultados se presentan a continuación:

Tabla 18. Cálculo de la expansión de la arena

$D_{mín}$	$D_{máx}$	$D_{mín}$	$D_{máx}$	D_e	D_e^2	x_i	x_i/D_e^2	Ga	Re	ε_i	$x_i/(1-\varepsilon_i)$
d_0	d_{10}	0.45	0.5	0.474342	0.000000225	0.1	444444	1725.55	6.57	0.65	0.29
d_{10}	d_{20}	0.5	0.55	0.524404	0.000000275	0.1	363636	2331.60	7.26	0.62	0.26
d_{20}	d_{60}	0.55	0.75	0.642262	4.125E-07	0.4	969697	4283.42	8.89	0.55	0.89
d_{60}	d_{90}	0.75	0.9	0.821584	0.000000675	0.3	444444	8966.23	11.38	0.50	0.60
d_{90}	d_{100}	0.9	0.95	0.924662	0.000000855	0.1	116959	12782.14	12.81	0.42	0.17
						Σ	#########			Σ	2.21

La porosidad expandida de la arena sería:

$$\varepsilon_e = 1 - \frac{1}{2{,}21} = 0{,}547$$

Tabla 19. Cálculo de la expansión de la antracita

$D_{mín}$	$D_{máx}$	$D_{mín}$	$D_{máx}$	D_e	D_e^2	x_i	x_i/D_e^2	Ga	Re	ε_i	$x_i/(1-\varepsilon_i)$
d_0	d_{10}	0.8178	0.87	0.843496	7.11486E-07	0.1	140551	2365.13	11.68	0.70	0.33
d_{10}	d_{20}	0.87	0.9222	0.89572	8.02314E-07	0.1	124639	2832.18	12.40	0.68	0.31
d_{20}	d_{60}	0.9222	1.131	1.021278	1.04301E-06	0.4	383506	4197.94	14.14	0.65	1.14
d_{60}	d_{90}	1.131	1.2876	1.206762	1.45628E-06	0.3	206005	6925.81	16.71	0.60	0.75
d_{90}	d_{100}	1.2876	1.3398	1.313441	1.72513E-06	0.1	57966.8	8929.69	18.19	0.60	0.25
						Σ	#########			Σ	2.79

La porosidad expandida de la antracita sería:

$$\varepsilon'_e = 1 - \frac{1}{2{,}79} = 0{,}64$$

Luego el porcentaje de expansión total de los lechos sería:

$$\% = \frac{\left(\frac{0{,}547 - 0{,}42}{1 - 0{,}547}\right) \cdot 0.30 + \left(\frac{0{,}64 - 0{,}42}{1 - 0{,}64}\right) \cdot 0.40}{0{,}30m + 0{,}40m} * 100 = 45\%$$

3.4.3.3. Pérdidas en Lechos Filtrantes

Perdida de carga inicial, lechos limpios:

Las ecuaciones empeladas son:

En la antracita y la antracita:

$$h_f = \frac{150v}{g}\frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3}\frac{1}{C_e^2}\sum\frac{x_i}{{De_i}^2}LV_F$$

Donde:

ε: porosidad en el lecho limpio. Para la arena es de 0,42 y para la antracita de 0,45.

g: aceleración de la gravedad, 9,81 m/s2

v: Viscosidad cinemática: 8.97x10-7 m^2/s

Ce: Coeficiente de esfericidad. Para la arena 0,80, y para la antracita 0,70.

$\sum\frac{x_i}{{De_i}^2}$: se toma del cálculo del capítulo anterior

L: altura del material filtrante, en m.

V_F : la tasa de filtración, en $m^3/m^2/d$

En la grava:

$$h_g = \frac{V_F \cdot L_g}{3}$$

A continuación, se presentan los cálculos de las pérdidas de carga en el material filtrante y gravas de soporte para distintas tasas de filtración.

Tabla 20. Cálculos de pérdidas en arena, antracita y gravas

Variable	**Símbolo**	**Arena**			**Antracita**			**Gravas**		
Caudal promedio por filtro, L/s	q	4.00			4.00			4.00		
Carga superficial promedio, $m^3/m^2/d$	VF	240.00			240.00			240.00		
Relación $q/q_{promedio}$		70%	100%	150%	70%	100%	150%	70%	100%	150%
Carga superficial $m^3/m^2/d$	VF	168	240	360	168	240	360	168	240	360
Caudal, L/s	q	2.8	4	6	2.8	4	6	2.8	4	6
Espesor del material, m	L	0.3	0.3	0.3	0.40	0.40	0.40	0.30	0.30	0.30
Viscosidad cinemática, m^2/s	ν	8.97E-07	8.97E-07	8.97E-07	8.97E-07	8.97E-07	8.97E-07			
Porosidad de la arena	ξ_o	0.42	0.42	0.42	0.45	0.45	0.45			
Sumatoria Xi/De^2	$\Sigma x_i/D_e^2$	2339181.29	2339181	2339181	912668.2	912668.2	912668.2			
Coeficiente de esfericidad	Ce	0.8	0.8	0.8	0.70	0.7	0.7			
Pérdida	Símbolo	0.13	0.19	0.28	0.07	0.09	0.14	0.01	0.02	0.03

Las pérdidas se calcularon para las siguientes condiciones:

- Relación $q/q_{promedio}$ = 0,70 (70%). Esto equivale a un caudal afluente de 2,86 L/s y una tasa de filtración mínima de 168 $m^3/m^2/d$.
- Relación $q/q_{promedio}$ = 1 (100%). Esto equivale a un caudal afluente de 4 L/s y una tasa de filtración promedio de 240 $m^3/m^2/d$ para simular la condición a tasa promedio.
- Relación $q/q_{promedio}$ = 1,50 (150%). Esto equivale a un caudal afluente de 6L/s y una tasa de filtración máxima de 360 $m^3/m^2/d$

Para las tres condiciones las pérdidas totales en el lecho filtrante y gravas de soporte

Tabla 21. Pérdidas en lechos durante filtración a diferentes tasas

Tasa de filtrado, V_F	**Pérdida de carga en el lecho, m**
168	0,21
240	0,30
360	0,45

Durante el lavado:

En la antracita

$$h_{ant} = L_{ant}(1-\varepsilon)\frac{(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a} = 0{,}40m(1-0{,}45)\frac{(2650-997{,}1)}{997{,}1} = 0{,}29m$$

En la arena

$$h_{ar} = L_{ar}(1-\varepsilon)\frac{(\rho_s - \rho_a)}{\rho_a} = 0{,}30m(1-0{,}42)\frac{(2650-997{,}1)}{997{,}1} = 0{,}09\,m$$

En las gravas:

$$h_g = \frac{V_F \cdot L_g}{3} = \frac{(0{,}83)\cdot 0{,}30}{3} = 0{,}08\,m$$

Luego las pérdidas totales en lecho durante el lavado son:

$$h = 0{,}29m + 0{,}09m + 0{,}08m = 0{,}46m$$

3.4.3.4. Drenaje Falso Fondo.

Como drenaje se utilizará una placa en PRFV con orificios de 3/8". Por debajo de esta se encuentra localizado el falso fondo, por el que sale el agua filtrada o asciende el agua para el retro lavado. Algunas recomendaciones para el diseño de drenajes son:

ARBOLEDA (2006):

- Este autor resalta la importancia de la hidráulica de la distribución del agua en el falso fondo, para lo cual establece como una de las opciones que las pérdidas en los orificios sean sustancialmente mayores a la cabeza de velocidad en el falso fondo y las pérdidas por fricción.

$$h \ggg \frac{V^2}{2g} + hf$$

Una buena aproximación se da cuando:

$$\frac{ho}{{V_{ffo}}^2 / 2g} > 50$$

CEPIS (2006):

- La velocidad de la sección de paso por el falso fondo (Vffo) debe guardar relación con la velocidad de paso por los orificios (Vo), de tal modo que el caudal se distribuya de manera uniforme en todo el lecho filtrante:

$$\frac{V_{ffo}}{V_o} \leq 0{,}46$$

Teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones se adoptan los siguientes parámetros de diseño:

Caudal de lavado:	20 L/s
Diámetro de los orificios de drenaje:	3/8 (0,0095 m)
Altura del falso fondo	0,35 m

Teniendo en cuenta que la sección transversal al flujo en el falso fondo no es homogénea se adopta un ancho promedio de 0,68m. A partir de esto se determinaron la cabeza de velocidad y pérdidas en el falso fondo, tal como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 22. Diseño falso fondo

Variable	**Símbolo**	**Valor**	**Unidad**
Caudal de lavado	Q_L	20	L/s
Altura del falso fondo	P	0,35	m
Ancho promedio transversal del falso fondo	W_{ffo}	0,68	m
Área transversal promedio en el falso fondo	A_{ffo}	0,24	m^2
Velocidad promedio en el falso fondo	V_{ffo}	0,08	m/s
Cabeza de velocidad en el falso fondo	$v_{ffo}{}^2/2g$	0,0004	m
Coeficiente de pérdida en el falso fondo	K	1	
Pérdida de carga en el falso fondo	h_{ffo}	0,0004	m

Fuente. Res 0330 2017

Seguidamente se determinó el número de orificios requeridos adoptando una pérdida de carga de 0,036 Cd de 0,60.

Para ello se empleó la ecuación para determinar el caudal, Q, que pasa por un orificio de área A y con una pérdida de carga h:

$$Q = Ac_d\sqrt{2gh}$$

Para este caso, se despejará el área total de orificios requeridos, para cada una de las pérdidas de carga adoptadas y un caudal de lavado de 20L/s.

Finalmente se determinó el número de orificios de 3/8" requeridos y se llevaron a cabo las comprobaciones para determinar la distribución homogénea de caudal.

Los resultados se presentan a continuación:

Tabla 23. Orificios drenaje de filtros

Variable	**Unidad**	**Pérdida de carga**
Pérdida de carga	m	0,036
Caudal de lavado	L/s	20
Coeficiente de descarga	Cd	0,6
Área de orificios requerida	m^2	0,04
Velocidad en los orificios	m/s	0,51
Diámetro orificios	pulgadas	3/8
Diámetro orificios	m	0,0095
Área por orificio	m^2	0,0001
No de orificios	N_{ffo}	554
Comprobación $\frac{h_0}{{v_{ffo}}^2/2g} > 50$	$\frac{h_0}{{v_{ffo}}^2/2g}$	100
Comprobación $\frac{v_{ffo}}{v_o} < 0{,}46$	$\frac{v_{ffo}}{v_o}$	0,17

Fuente. Res 0330 2017

Las pérdidas totales en el falso fondo y en los orificios del drenaje durante el lavado serían:

$$h + h_o = 0{,}036 + 0{,}0004\, m = 0{,}035\, m$$

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El tren de tratamiento propuesto para las aguas estará constituido por:

COAGULACIÓN (EN UNIDAD DE MEZCLA RÁPIDA) + FLOCULACIÓN + SEDIMENTACIÓN + FILTRACIÓN + SEDIMENTACIÓN + DESINFECCIÓN

Se recomienda una planta de tratamiento de agua potable con capacidad de 20 L/s. Se recomienda el uso de unidades de tratamiento de accionamiento hidráulico, evitando el uso de equipos electromecánicos que hacen compleja la operación y mantenimiento, como por ejemplo: floculadores hidráulicos de flujo helicoidal, filtros a gravedad autolavantes, sedimentadores de alta tasa con módulos de sedimentación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Arboleda (2000). Teoría y práctica de la purificación del agua Tomo I. Tercera edición.

2. Romero (2006). Purificación del agua. Segunda edición.

3. CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE CEPIS/OPS (2004). Tratamiento de agua para consumo humano Plantas de filtración rápida Manual I: Teoría Tomo I. Lima. Perú.

4. CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE CEPIS/OPS (2004). Tratamiento de agua para consumo humano Plantas de filtración rápida Manual I: Teoría Tomo II. Lima. Perú.

5. CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE CEPIS/OPS (2006). Tratamiento de agua para consumo humano Plantas de filtración rápida Manual II: Diseño de plantas de tecnología apropiada. Lima. Perú.

6. Colombia. Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio (2021). Resolución 908 de 2021 *"Por medio de la cual se corrigen errores formales de la resolución 799 de 2021".*

7. Colombia. Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio (2021). Resolución 0799 de 2021 *"Por la cual se modifica la Resolución 0330 de 2017".*

8. Colombia. Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio (2017). Resolución 0330 de 2017 *"Por la cual se adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009".*

9. Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO B. Sistemas de acueducto.

10. Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico: TÍTULO C. Sistemas de potabilización.

11. Colombia. Ministerio de la Protección Social. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2007). Resolución 2115 de 2005. “Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.”
12. Di Bernardo (2005). Métodos e técnicas de tratamento de agua. 2da edicao.



ING. CRISTIAN DEMOYA GARCÉS
TP 22238-344447 COR
INGENIERO AMBIENTAL
ESP. PROYECTOS DE DESARROLLO
DISEÑADOR