

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE TIPO CONVENCIONAL PARA LA CIUDAD DE CATACOA Y BARRIOS ALEDAÑOS, CAUDAL DE DISEÑO=40 L/s

1. ANTECEDENTES

1.1. UBICACIÓN



1.2. ASPECTOS GENERALES

Los estudios preliminares han permitido determinar que será necesaria en términos redondos una planta de tratamiento con capacidad para 40 l/s. Los estudios de las fuentes abastecedoras aseguran este caudal.

EL caudal a tratarse exige un tren de tratamiento de superiores condiciones que el de filtración lenta en arena dada la extensa área que se requeriría para este tipo de tratamiento y las consecuentes dificultades que acarrearía el lavado de la arena durante la operación de la misma, este tipo de tratamiento es recomendable para caudales inferiores a 10 l/s. Con esta premisa se optado por un sistema de filtración rápida, el cual para una correcta operación, especialmente en los períodos en los cuales se tengan turbiedades por sobre los 50 UNT, requiere de procesos previos como floculación y sedimentación; de esta manera la planta propuesta se compondrá de las siguientes unidades:

1. Mezcla Rápida,
2. Floculación,
3. Sedimentación laminar,
4. Filtración Rápida y
5. Cloración.

En el juego de planos anexo se encuentra el detalle de cada una de las unidades propuestas.

Si bien el agua cruda a tratarse posee sus características propias respecto de turbiedad, color y pH, parámetros básicos de diseño de los distintos procesos de tratamiento, estos son variables en el tiempo y dependientes de la calidad del agua. Por tratarse de una fuente superficial y de arrastre, la turbiedad y el color suelen presentar picos altos en períodos de invierno e inclusive fluctuaciones en un mismo día en función de la intensidad y duración de las lluvias, mientras que el pH dependiendo del material de arrastre de la fuente podría presentar cambios tanto hacia arriba como hacia abajo. Con esta premisa, considerando que se trata de una planta pequeña se ha creído conveniente optar por condiciones típicas de diseño que permitan dar a la planta la versatilidad para tratar el agua en diferentes condiciones según distintas variaciones de calidad del agua cruda que puedan presentarse a lo largo del tiempo. Es así que se prevé la implementación de un cuarto de mezcla donde puedan prepararse las soluciones necesarias tanto para tratar la turbiedad y color como para modificar el pH. De igual manera el floculador se diseñará para un tiempo de retención promedio recomendado y gradientes dentro de rangos adecuados para la formación de flocs. Para la tasa de sedimentación se considerará una muestra compuesta por flocs generados con sulfato de aluminio y el lecho filtrante se conformará con arena y antracita de condiciones estándar.

2. PROCESOS DE TRATAMIENTO

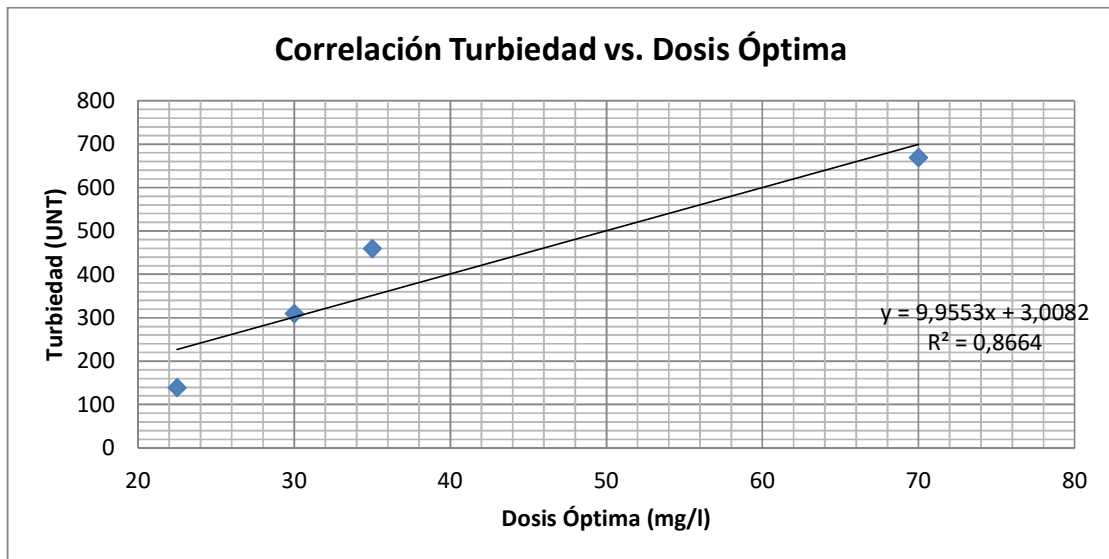
A continuación se exponen los criterios para dimensionamiento de cada una de las unidades indicadas en el proceso de tratamiento.

2.1. MEZCLA RÁPIDA

Para la formación del floc se ha considerado la aplicación de Sulfato de Aluminio, no se ha considerado el empleo de ayudantes de floculación dado que es una planta pequeña y en caso de quererse aplicar polímeros las dosis tendrían que ser sumamente bajas dificultando su dosificación. En el cuadro que se presenta a continuación se presenta un detalle de dosis promedio de sulfato de aluminio que se suele aplicar para distintos niveles de turbiedad:

TURBIEDAD REMANENTE

Dosis de Coagulante (mg/l)	Turbiedad Agua Cruda (UNT)			
	140	310	460	670
5				
10	127		227	
15	11.6			
17.5	8.09			
20	5.4	4.9	8.3	263
22.5	4.56	4.2		
25	4.73	5.9		
27.5		3.8		
30		3.3	5.3	
32.5		3.4		
35			5	
40			5.4	43.2
50				23.1
60				18.6
70				5.7
80				7.9



Curva de dosificación para aguas provenientes de río de montaña con cobertura vegetal media. Se usa como floculante el sulfato de aluminio y el material en suspensión posee poco contenido de compuestos ferrosos.

Para el dimensionamiento de las unidades de mezcla es necesario considerar una dosis mínima y una máxima. Un rango aceptable de dosificación de sulfato de aluminio para tratar aguas de río de montaña se considera entre 20 y 60 mg/l. En este rango de dosificación podría tratarse aguas con picos de turbiedad hasta 500 UNT, por lo tanto se adoptará este rango de dosificación para el diseño de las unidades de mezcla. La concentración de la solución se ha creído conveniente sea de 1% para evitar inconvenientes en la operación ya que con concentraciones diferentes se tendrían que realizar conversiones que resultarían confusas y engorrosas para los operadores. Conjuntamente con agente coagulante se aplicará un modificador de pH el mismo que dependiendo de las condiciones del agua podría ser una solución ácida para bajar el pH o una básica para subirlo. Cuando el agua tratada posea un pH neutro entre 7 y 8 no será necesario aplicar modificadores de pH.

La dosificación se hará en solución. A continuación se detalla el proceso de cálculo del volumen del tanque de solución al 1% para un rango de dosificación de 20 a 60 mg/l, para un turno de 8 horas y el rango de calibración del accesorios para dosificación, el cual para nuestro caso será una válvula de asiento:

Proceso de cálculo de un dosificador en solución							
Paso	Datos	Unidades	Simbología	Criterios	Calculos	Resultados	Unidades
1	Q = 40	l/s	Caudal a tratar	$q = \frac{Q * (D_m + D_m)}{2 * C}$			
	DM = 60	mg/l	Dosis óptima máxima		q = 0.16	Caudal de solución	l/s
	Dm = 20	mg/l	Dosis óptima mínima		q = 13.824	promedio al 1%	m3/d
	C = 1	%	Concentración				
	C = 10000	mg/l					
2	T = 8	horas	Turno de operación	$V = Q * T$	V = 4.61	Volúmen del tanque de solución para C = 1%	m3
3				$P = Q * D$	P = 1600	Consumo promedio diario	mg/s
					P = 138.24		Kg/d
4				$P_o = P * T/24$	Po = 46.08	Consumo por tanque	Kg
5	Pb = 50	Kg	Peso de la bolsa	$Nro = P_o/Pb$	Nrp = 0.92	Número de bolsas	u
6				$qM = \frac{Q * D_m}{C}$	qM = 0.24	Caudal máximo por dosificar	l/s
					qM = 864		l/h
7				$qm = \frac{Q * D_m}{C}$	qM = 0.08	Caudal mínimo por dosificar	l/s
					qM = 288		l/h
8				$R = qM a qm$	R = 864 a 288	Rango del dosificador	l/h

Descripción del procedimiento de cálculo:

En primer lugar se procede a calcular el caudal de solución necesario. Para ello se debe calcular la dosis promedio de ayudante de coagulación a ser aplicado al agua. En nuestro caso hemos adoptado una dosis que varía en los rangos de 20 y 60 mg/l. La aplicación se realizará con una concentración del 1%. Si bien puede optarse por realizar una mezcla con una concentración mayor de coagulante de tal manera pueda disminuirse el tamaño del tanque de mezcla, esto implicaría instalar una línea de inyección de agua en el tanque de aplicación, dificultando la operación requiriéndose de esta manera un mayor nivel de experticia del operador. Por lo tanto se ha creído conveniente realizar aplicación directa desde el tanque de mezcla para de esta manera evitar errores en el igualamiento. Se adoptado una concentración del 1% por ser la estándar; durante el funcionamiento de la planta y de acuerdo a los ajustes que en el futuro puedan realizarse en las curvas de dosificación podría determinarse que sería conveniente realizar aplicaciones con mayor concentración esto únicamente generaría que el volumen acumulado en el tanque de mezcla permita tener un mayor tiempo de autonomía. El cálculo se detalla en el paso 1 del cuadro precedente.

A continuación procedemos al cálculo del volumen necesario del tanque. Para el efecto se adopta un tiempo de operación de 8 horas, de esta manera siendo necesario un caudal de 13.824 m³/día, se requería de un tanque de 4.61 m³ de capacidad para un turno de operación de 8 horas. Los tanques se construyen dos unidades de iguales dimensiones para de esta manera mantener uno en operación y otro en preparación. Para una dosis promedio de 40 mg/l y caudal de 40 l/s se tendría un consumo medio diario de 138.24 Kg de sulfato; de esta manera para un turno de 8 horas se requerirán 46.08 Kg. Estos cálculos se detallan en los pasos 2, 3 y 4.

En los pasos 6 y 7 se procederá a calcular los caudales máximo y mínimo respectivamente a dosificarse para la concentración adoptada, para de esta manera en el paso 8 establecer el rango del dosificador el cual podría ser un equipo especializado que debería importarse ya que no se fabrican en el país y que suelen sufrir taponamiento en el corto plazo por lo que su utilización es recomendable siempre que se cuente con personal especializado en la operación y mantenimiento de estos equipos. Más adelante se presenta una alternativa a estos equipos mediante un tanque pequeño y una válvula de asiento.

De conformidad con los datos adoptados se requerirá de un tanque de mezcla de 4.61m^3 , $2 \times 2 \times 1.15\text{m}$; la tubería de descarga hacia la mezcla rápida deberá permitir un flujo máximo de 0.24 l/s y un mínimo de 0.08 . Para este rango se considera adecuada una tubería de $3/4"$. Para la calibración de la apertura de la válvula se realizará una descarga previa en un tanque rectangular con las debidas calibraciones; de tal manera que si el tanque tiene una sección de 0.3×0.3 con un caudal de 0.24 l/s tardaría 3.75s en subir 1cm de altura y con 0.08 l/s 11.25s . Bajo esta lógica se deberá generar la curva de descarga de la válvula para que durante la operación únicamente se deben realizar ajustes en el número de vueltas.

La instalación se compondrá de dos tanques de preparación de la solución de sulfato y dos tanques para la preparación de la solución de cal, el sistema de dosificación será por gravedad.

Para la mezcla rápida, se optó por el sistema de mezcla tipo rampa con resalto hidráulico por la facilidad que representa este sistema para las variaciones de caudal. Los resultados obtenidos son los siguientes:

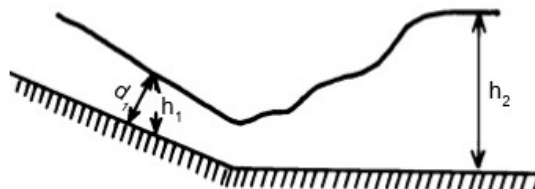
COMPROBACIÓN MEZCLA CANAL RECTANGULAR TIPO RAMPA							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q = 0.04	m ³ /s	Caudal de diseño	$q = Q/B$	q = 0.10	Caudal Unitario	m ³ /s/m
	B = 0.40	m	Ancho del canal				
2	X = 0.95	m	Longitud del plano	$\theta = \tan^{-1}(Eo/X)$	$\theta = 30.07$	Inclinación de la rampa	grados
	Eo = 0.55	m	Altura de la rampa				
3	F = 6.32		Número de froude	$K = \cos\theta (F + (\cos\theta/(2 F)))$	K = 5.53	Factor de resolución de la ecuación de momentos	
				$\phi = \cos^{-1}[F^2/(2/3 F K)^{3/2}]$	$\phi = 69.19$		
4				$a = d/d_1$	a = 8.88	Relación de alturas antes y después del resalto	
				$a = (8 F K/3)^{0.5} (\cos \phi/3)$			
5				$d_1 = \sqrt[3]{q^2/(F^2 g)}$	d ₁ = 0.03	Altura antes del resalto	m
6				$h_1 = d_1/\cos\theta$	h ₁ = 0.034	Prof. antes del resalto	m
7				$V_1 = q/h_1$	V ₁ = 2.94	Velocidad inicio del resalto	m/s
8				$F = V_1/\sqrt{g \cdot h_1}$	F = 5.09	Número de Froude (Comprobación)	
9				$h_2 = d_2 = a \cdot d_1$	h ₂ = 0.26	Prof. después del resalto	m
10				$L = 6(h_2 - h_1)$	L = 1.36	Longitud del resalto	m
11				$hp = (h_2 - h_1)^3 / 4h_1 h_2$	hp = 0.33	Pérdida de carga	m
12				$\nabla = ((h_1 + h_2)/2) L B$	$\nabla = 0.08$	Volumen del resalto	m ³
13	T = 18.00	°C	Temperatura	$G = \sqrt{\gamma/\mu} \cdot \sqrt{Q \cdot hp/\nabla}$	G = 1228.12	Gradiente de velocidad	s ⁻¹
	$(\gamma/\mu)^{0.5} = 3032.43$						
14				$T = \nabla / Q$	T = 2.02	Tiempo de mezcla	s
15				$h = 1/6 h_2$	h = 0.04	Grada al final del resalto	m
16				$h_3 = (Q/(1.84 B))^{2/3}$	h ₃ = 0.04	Altura de agua en el vertedero	m
17				Eo + h ₃ = hp + h ₂	(1) = 0.592 (2) = 0.592	Comprobación de la igualdad	

Descripción del procedimiento de cálculo:

Parámetros de diseño

- Gradientes de velocidad entre 700 y 1.300 s⁻¹ y tiempos de retención menores de un segundo.
- Números de Froude (F) variables entre 4,5 y 9,0 para conseguir un salto estable, con excepción de la canaleta Parshall, que funciona mejor con números de Froude entre 2 y 3.
- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto), en forma constante y distribuido de manera uniforme en toda la masa de agua.

Criterios para el dimensionamiento



- Se supone que h₁ es igual a d₁
- Las alturas de agua antes (h₁) y después del resalto (h₂) deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$h_2/h_1 = \frac{1}{2} [(1 + 8 F^2)^{1/2} - 1] \quad (1)$$

Donde:

$$F = V_1 / (g h_1)^{1/2} \quad (2)$$

y V_1 es la velocidad en la sección (1).

- Los tipos más frecuentes tienen la ventaja de servir como unidades de medición de caudal y como unidades de mezcla rápida.
- La energía hidráulica disipada o pérdida de carga se puede calcular en la longitud (L) del resalto, mediante la fórmula de Belanger:

$$h_p = (h_2 - h_1)^3 / 4 h_1 h_2 \quad (3)$$

- La longitud de resalto mediante la fórmula de Smetana:

$$L = 6 (h_2 - h_1) \quad (4)$$

- Gradiente de velocidad (G) producido:

$$G = [\gamma Q h_p / \mu V]^{0.5} \text{ ó } [\gamma / \mu]^{0.5} \cdot [h_p / T]^{0.5} \quad (5)$$

- Tiempo de mezcla (T)

$$T = 2 L / (V_1 + V_2) \quad (6)$$

γ = peso específico del agua (kg/m³)

μ = coeficiente de viscosidad absoluta

Q = caudal (m³/s)

h_p = pérdida de carga (m)

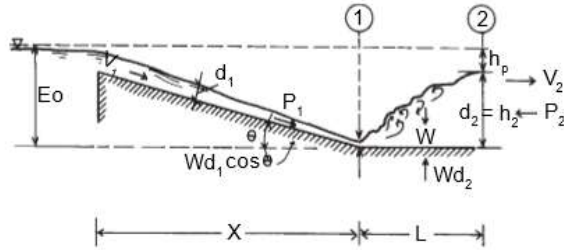
V = volumen comprendido entre las secciones (1) y (2)

V_1 = velocidad del agua en la sección (1)

V_2 = velocidad del agua en la sección (2)

Modelos de comprobación

Canal rectangular con cambio de pendiente o rampa. Un cambio de pendiente en un canal es uno de los medios más simples de producir un salto hidráulico con fines de mezcla. Para comprobar si se están produciendo los valores recomendados de gradiente de velocidad y tiempo de retención una vez asumida la geometría del canal, es necesario calcular las alturas y velocidades conjugadas en las secciones (1) y (2) de la figura.



Ecuación de momentos (7):

$$Qw/g (B_2 V_2 - B_1 V_1 \cos \theta) = P_1 \cos \theta - P_2 - FF \quad (7)$$

$$P_1 = \frac{1}{2} w d_1^2 \cos \theta \quad (8)$$

$$P_2 = w d_2^2 / 2 \quad (9)$$

$$Q = V_1 d_1 = V_2 d_2 \quad ; \quad V_2 = V_1 d_1 / d_2$$

$$\text{Si } B_1 = B_2 \approx 1 \quad ; \quad FF = 0 \quad ; \quad F_1 = V_1 / (g d_1)^{0.5}$$

$$d_2 / d_1 = a$$

Sustituyendo:

$$V_1^2 (d_1 w / g) (V_1 d_1 / d_2 - V_1 \cos \theta) = (w d_1^2 \cos^2 \theta - w d_2^2) / 2 \quad (10)$$

$$2 (V_1^2 / d_1 g) (d_1 / d_2 - \cos \theta) = \cos^2 \theta - (d_2 / d_1)^2$$

$$2 (F_1^2 / a) - 2 F_1^2 \cos \theta = \cos^2 \theta - a^2$$

$$(a^2 / 2 F_1) + F_1 / a = K$$

K = Factor de resolución de la ecuación

$$K = \cos \theta (F_1 + (\cos \theta / 2 F_1)) \quad (11)$$

En el cuadro se presenta el detalle de aplicación de los criterios expuestos.

Al finalizar el cálculo, debemos comprobar lo siguiente:

altura de la rampa + tirante de agua en el vertedero de coronación de la rampa
= pérdida de carga + altura del tirante aguas abajo del resalto

Si el cálculo no es conforme, hay que seguir modificando los datos hasta que los resultados satisfagan esta condición.

2.2. FLOCULADOR

Para la floculación se ha considerado conveniente por mantenimiento la construcción de dos unidades en paralelo, cada una con capacidad para tratar un caudal de 20 lit/s. Ya que es una planta pequeña se opta por floculadores de flujo horizontal. Atendiendo las recomendaciones de diseño de este tipo de unidades se ha diseñado cada unidad de floculación con dos zonas de distinto gradiente esto permite una formación adecuada del floc. Ya que se trata de una planta pequeña no se cree conveniente por facilidad constructiva dividir en un mayor número de zonas.

Criterios para el dimensionamiento

- En las unidades hidráulicas el gradiente de velocidad es una función de la pérdida de carga:

$$G = \sqrt{\gamma/\mu} \cdot \sqrt{hf/T} \quad (1)$$

Donde:

γ / μ = relación que depende de la temperatura del agua

hf = pérdida de carga total en m

T = tiempo de retención en s

- La pérdida de carga se produce a lo largo de los canales (h_1) y principalmente en las vueltas (h_2), por lo que la pérdida de carga total en el tramo $hf = h_1 + h_2$.

$$h_1 = [n v / r^{2/3}]^2 \cdot l \quad (2)$$

n = coeficiente de pérdida de carga de Manning.

v = velocidad en los canales

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

r = radio hidráulico del canal

l = longitud total en el tramo (m)

$$h_2 = K (v^2 / 2g) \cdot N \quad (3)$$

$K = 2$, coeficiente de pérdida de carga en las curvas.

N = número de vueltas o pasos entre canales.

Con los parámetros establecidos, considerando que se emplearán placas de acero inoxidable de 4mm de espesor para la separación de los canales del floculador, se obtuvieron los siguientes resultados:

Consideraciones de diseño:

- Los gradientes óptimos varían entre 70 y 20 s-1 y el tiempo de retención entre 20 y 60min. Para nuestro diseño se ha considerado una zona inicial con gradiente aproximado de 60 s-1 con tiempo de retención de 17 min una segunda zona con gradiente de aproximado 20 s-1 con tiempo de retención de 8 min para garantizar la formación del floc, siendo de esta manera el tiempo de retención total de 25min.
- El gradiente debe variar de forma uniformemente decreciente en los tramos del floculador desde el ingreso a la salida.
- El paso del mezclador al floculador debe ser instantáneo y deben evitarse los canales e interconexiones largas.
- La profundidad total máxima se recomienda menor a 2m.
- El coeficiente K de las vueltas varía entre 1.5 y 3
- El ancho de las curvas se recomienda igual a 1.5 veces el ancho del canal.
- Para el diseño se realizan varios tanteos, imponiéndose la velocidad o la geometría del canal hasta comprobar que se cumpla con el gradiente.

DIMENSIONAMIENTO DE FLOCULADOR HIDRÁULICO DE FLUJO HORIZONTAL							
TRAMO 1							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q = 0.02	m³/s	Caudal	$I_i = V_i \cdot T_i \cdot 60$	li= 265.20	Longitud de canales del tramo i	m
	T _i = 17	min	Tiempo retención tramo i				
	V _i = 0.26	m/s	Velocidad en tramo i				
2				$A = Q / V_i$	A = 0.08	Sección de canales del tramo i	m²
3	H = 0.4	m	Altura de agua en la unidad	$a_i = A_i / H$	a _i = 0.19	Ancho de canales del tramo i	m
4				$d_i = 1.5 \cdot a_i$	d _i = 0.29	Ancho de vueltas del tramo i	m
5	b = 6.21	m	Ancho útil placas	$B = b + d_i$	B = 6.50	Ancho del floculador	m
6				$N_i = l_i / B$	N _i = 41	Número de canales en tramo i	u
7	e = 0.004	m	Espesor de placas	$L_i = N_i \cdot a_i + (N_i - 1)e$	L _i = 7.95	Longitud del tramo i	m
8	K = 2		Coef. Pérdida en vueltas	$h_1 = KV_i^2 (N-1) / 2g$	h ₁ = 0.276	Pérdida de carga en vueltas	
	g = 9.8	m/s²	Aceleración de la gravedad			del tramo i	
9				$P_i = 2H + a_i$	P _i = 0.99	Perímetro mojado sección tramo i	m
10				$r = A/P_i$	r = 0.078	Rádío hidráulico	m
11	n = 0.016		Coeficiente rugosidad placas	$h_2 = (nV_i/r^{2/3})^2L_i$	h ₂ = 0.1390	Pérdidas en canales del tramo i	m
12				$hf_i = h_1 + h_2$	hf _i = 0.4146	Pérdidas de carga totales tramo i	m
13	T = 18	°C	Temperatura del agua	$G_4 = (y/\mu)^{0.5} \cdot (hf/T)^{0.5}$	G ₄ = 61.14	Comprobación del gradiente de	S ⁻¹
	$(\nu/\mu)^{0.5} = 3032.43$		velocidad en el tramo 1				

TRAMO 2							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q = 0.02	m ³ /s	Caudal	$I_i = V_i \cdot T_i \cdot 60$	li= 67.20	Longitud de canales del tramo i	m
	T _i = 8	min	Tiempo retención tramo i				
	V _i = 0.14	min/s	Velocidad en tramo i				
2				$A = Q / V_i$	A = 0.14	Sección de canales del tramo i	m ²
3	H = 0.4	m	Altura de agua en la unidad	$a_i = A_i / H$	a _i = 0.36	Ancho de canales del tramo i	m
4				$d_i = 1.5 \cdot a_i$	d _i = 0.54	Ancho de vueltas del tramo i	m
5	b = 5.96	m	Ancho útil placas	$B = b + d_i$	B = 6.50	Ancho del floculador	m
6				$N_i = l_i / B$	N _i = 11	Número de canales en tramo i	u
7	e = 0.004	m	Espesor de placas	$L_i = N_i \cdot a_i + (N_i - 1)e$	L _i = 4.00	Longitud del tramo i	m
8	K = 2		Coef. Pérdida en vueltas	$h_1 = KV_i^2 (N-1) / 2g$	h ₁ = 0.020	Pérdida de carga en vueltas	m
	g = 9.8	m/s ²	Aceleración de la gravedad			del tramo i	
9				$P_i = 2H + a_i$	P _i = 1.16	Perímetro mojado sección tramo i	m
10				$r = A/P_i$	r = 0.123	Rádío hidráulico	m
11	n = 0.016		Coeficiente rugosidad placas	$h_2 = (nV_i/r^{2/3})^2 L_i$	h ₂ = 0.0059	Pérdidas en canales del tramo i	m
12				$hf_i = h_1 + h_2$	hf _i = 0.0258	Pérdidas de carga totales tramo i	m
13	T = 18	°C	Temperatura del agua	$G_4 = (y/\mu)^{0.5} \cdot (hf/T)^{0.5}$	G ₄ = 22.25	Comprobación del gradiente de	S ⁻¹
	(y/μ) ^{0.5} = 3032.43					velocidad en el tramo 2	

2.3. SEDIMENTADOR LAMINAR

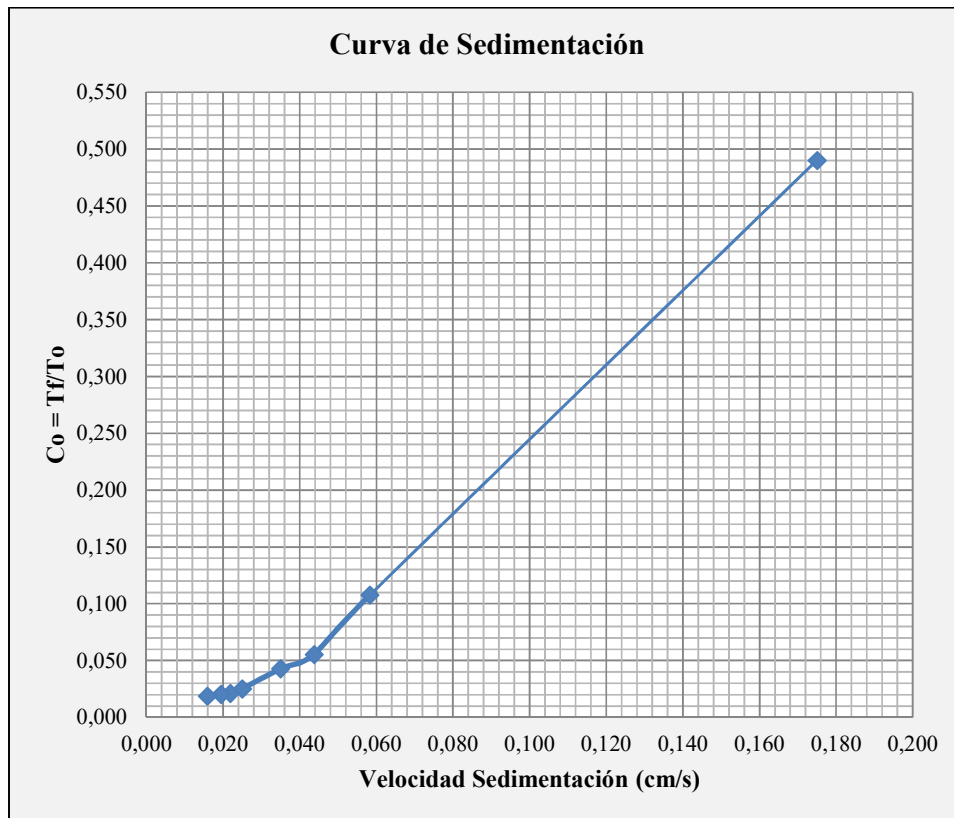
Los decantadores laminares pueden tratar caudales mayores en un área y estructura menor de la que requieren los decantadores convencionales y su eficiencia es superior. Comparándolos con las unidades de contacto de sólidos o decantadores de manto de lodos, que también son de alta tasa, no requieren energía eléctrica para su operación.

En el cuadro siguiente se presenta un detalle de las velocidades de sedimentaciones para una turbiedad media en la cual se ha aplicado sulfato de aluminio.

Resultados de Ensayos de Decantación

To (UNT)= 155 Turbiedad inicial
h (cm)= 10.5 Altura de toma de muestras

T (s)	Vs (cm/s)	Tf (UNT)	Co = Tf/To
60	0.1750	76.0	0.490
180	0.0583	16.7	0.108
240	0.0438	8.6	0.055
300	0.0350	6.6	0.043
420	0.0250	3.9	0.025
480	0.0219	3.3	0.021
540	0.0194	3.2	0.020
660	0.0159	2.9	0.019



En la curva se representa la eficiencia en remoción de turbiedad según la velocidad de sedimentación. La muestra corresponde a agua floculada con 155 UNT a la cual se le ha aplicado sulfato de aluminio. El material que produce turbiedad posee poca presencia o ausencia de elementos floculantes como hierro o aluminio.

De la gráfica se interpolan valores para construir la tabla que se presenta a continuación y obtener la tasa de decantación adecuada.

Selección de la tasa de decantación

q (m ³ /m ² /d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	Rt (%)	Tr (UNT)	Tf (UNT)
20	0.023	0.022	1.000	154.93	0.07
30	0.035	0.043	0.993	153.99	1.01
35	0.041	0.05	0.991	153.54	1.46
40	0.046	0.063	0.986	152.76	2.24
50	0.058	0.108	0.968	150.00	5.00
60	0.069	0.142	0.953	147.65	7.35

* Tomar del gráfico los valores de Co para q conocidos

Cf = 0.019 Menor valor de Co obtenido

Rt = $[1 - (Co - Cf)] + [(a + Vs)/2](Co - Cf)/Vs$

q óptimo = 40 Se toma el que de un valor de Tf más cercano a 2

q asumido = 30.77 Se afecta q óptimo por un factor de seguridad de 30%

2.3.1. Zona de entrada

Esta zona tiene como objetivo distribuir el caudal de manera uniforme a todas las unidades que operan en paralelo y a lo largo del módulo de placas. Se ha proyectado dos tuberías perforadas en cada unidad.

EL diseño consiste en comprar que la relación de áreas entre la sección del tubo y la sumatoria de la sección de los orificios no sea mayor 0.45, para de esta manera garantizar una desviación de velocidades menor al 5%. Posteriormente se deberá comprobar el gradiente generado de tal manera que se mantenga en valores bajos para evitar el deterioro del floc.

DIMENSIONAMIENTO DE TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN A LO LARGO DEL MÓDULO DE PLACAS							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q = 0.02	m ³ /s	Caudal de diseño por decantador	At = Q / 2Vo	At = 0.040	Área orificios por tubería	m ²
	Vo = 0.25	m/s	Velocidad en los orificios				
2	L = 5.5	m	Longitud módulo	n = L / e	n = 22.00	Número de orificios por tubo	u
	e = 0.25	m	Separación de orificio de descarga	Ao = At / n	Ao = 0.0018	Área por orificio	m ²
					Do = 48	Diámetro orificio	mm
3	D = 337.6	mm	Diámetro interior tubería de distribución	A = $\pi D^2 / 4$	A = 0.090	Área tubería distribución	m ²
				r = At / A	r = 0.45	La desviación producida será menor a 5%	
				Para d < 5% , r < 0.46		ya que r es menor a 0.46	
4	T = 18	°C	Temperatura del agua	$G = (v/2g\mu)^{0.5} * (f/4Rh)^{0.5} * Vo^{1.5}$	G = 20.84		
	$(\nu/\mu)^{0.5} = 3032.43$						
	f = 0.02		Coefficiente de Darcy				

El gradiente en las tuberías de descarga se mantiene en 20 s-1 para evitar la ruptura de los flocs. De los cálculos realizados se determina que serán necesarias dos tuberías de PVC de 355mm (337.6mm diámetro interno) cada una de las cuales deberá poseer 22 perforaciones de 48mm. La longitud de cada módulo se adopta de 5.50m dado el tamaño comercial de los tubos de PVC el cual es de 6m.

2.3.2. Zona de sedimentación

Esta zona se proyecta sobre la base de la tasa de decantación seleccionada. Para optimizar la tasa de decantación se emplearán módulos de tubos cuadrados por la facilidad de encontrar este tipo de productos en el País y su facilidad de instalación.

Criterios para el dimensionamiento

- El área total que debe cubrirse con placas espesor (e) y separación (e'), en el plano horizontal, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$As = Q / fVs \quad (5)$$

$$f = \sin \theta (\sin \theta + L \cos \theta) / s$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

Vs = velocidad de sedimentación de la partícula en m/s

L = longitud relativa

S = módulo de eficiencia de placas

- La longitud relativa L se determina mediante la siguiente expresión:

$$L = l_u / d \quad (6)$$

Donde:

l_u = longitud útil dentro de las placas

d = espaciamiento entre las placas

- El número total de placas por instalar (N) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$N = A_s \sin \theta / B d \quad (7)$$

Donde:

B = Ancho total neto de la zona de decantación

- El número de Reynolds se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$N_r = 4 R_H \cdot V_o / \nu \quad (8)$$

Donde:

ν = viscosidad cinemática en m²/s

V_o = velocidad media del flujo en m/s

R_H = radio medio hidráulico en m

A continuación se presenta el detalle de dimensionamiento de esta unidad.

DIMENSIONAMIENTO DE UN DECANTADOR DE TUBOS RECTANGULARES							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	e' = 12	cm	Separación de las placas en el plano horizontal				
	e = 0.06	cm	Espesor de la lona de vinilo (material placas)	d = e' Sen θ - e	d = 10.33	Espaciamiento entre placas	cm
	θ = 60	°	Ángulo de inclinación de las placas				
2	l = 1.2	m	Longitud del módulo de placas	l _u = l - e' Cos θ	l _u = 114.00	Longitud útil dentro de las placas	cm
				L = l _u /d	L = 11.03	Longitud relativa del módulo de placas	
3	S = 1.375		Módulo de eficiencia de las placas	f = [Sen θ (Sen θ + L Cos θ)] / S	f = 4.02	Coefficiente del módulo de placas	
	Vs = 0.00035	m/s	Velocidad de sedimentación de las partículas	A _s = Q / fVs	A _s = 14.21	Área superficial de la unidad	m ²
	Q = 0.02	m ³ /s	Caudal de diseño				
4	B = 2.7	m	Ancho total neto de la zona de sedimentación	N = A _s Sen θ / B*d	N = 44	Número de canales formados por las placas	
5				Lt = l Cos θ + [N*d + (N+1)e]/Sen θ	Lt = 5.88	Longitud total del decantador	m
6				V _o = Q / A _s Sen θ	V _o = 0.16	Velocidad media del flujo	cm/s
7	b = 0.12	m	Ancho del módulo	RH = b*d/2*(b+d)	RH = 2.78	Radio hidráulico	cm
8	ν = 0.01057	cm ² /s	Viscosidad a 18° C	Re = 4 * RH * V _o / ν	Re = 170.68	Número de reynolds	
9				V _o = [Re/g] ^{0.5} * Vs	V _o = 0.16	Velocidad longitudinal máxima	cm/s
10	L = 5.5	m	Largo adoptado	A _s = L*B	A _s = 14.85	Área superficial real	m ²
	B = 2.7	m	Ancho útil adoptado		Vs = 0.00034	Velocidad de sedimentación real	m/s
	h = 2.64	m	Altura útil		q = 28.95	Tasa de decantación	m ³ /m ² /día
					V = 39.20	Volúmen del decantador	m ³
					T = 32.67	Tiempo de retención	min

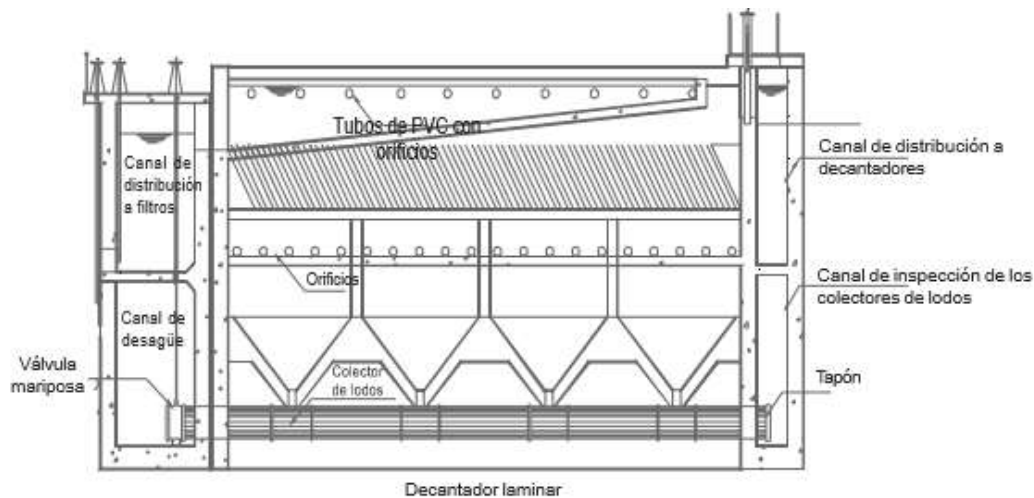
* Re debe ser menor de 500

2.3.3. Zona de Lodos

Esta zona está compuesta por las tolvas de almacenamiento y el sistema de evacuación o de descarga hidráulica de los lodos. La alternativa más recomendable, por su excelente funcionamiento, es la de tolvas separadas, con colector múltiple de extracción hidráulica y uniforme.

Criterios de diseño

- En las tolvas separadas, la separación entre orificios está dada por la configuración de las tolvas y el número de estas.



- El volumen total de almacenamiento disponible en las tolvas está relacionado con la producción diaria de lodos. Normalmente se adopta un periodo de almacenamiento de un día y la frecuencia máxima de descargas en época de lluvia es de cuatro horas.
- Las mejores condiciones hidráulicas se consiguen “atolvando” los fondos, de modo que se tenga una tolva por cada boca de salida, con lo cual se consigue, además, tener orificios de descarga de mayor diámetro, lo que disminuye el riesgo de atoros. Como el lodo presiona el punto de salida, la tolva se vacía totalmente.
- La pendiente de las tolvas debe estar entre 45° y 60° y la sección debe ser aproximadamente cuadrada.
- El diámetro del colector múltiple se incrementa en función de su longitud total, y el diámetro es modificado por el número de orificios de extracción.

- La extracción de lodos debe ser equitativa y se puede admitir una desviación máxima de 10%.

- La distribución del flujo entre los orificios depende de la relación entre la suma de las secciones de todos los orificios de descarga ($n A_o$) y la sección del dren (A). Experimentalmente, se encontró que, para que la desviación (δ) de flujo entre los orificios extremos no sea mayor de 10%, R debe variar entre 0,40 y 0,42. Véase el ábaco de la figura 4-23.

$$R < 0,42 \quad (12)$$

De acuerdo al ábaco de la figura 4-23, para que la desviación (δ) entre los orificios extremos del colector no sea mayor de 10%, se debe cumplir la siguiente relación:

$$\delta = \frac{n A_o L}{A} \leq 0,50$$

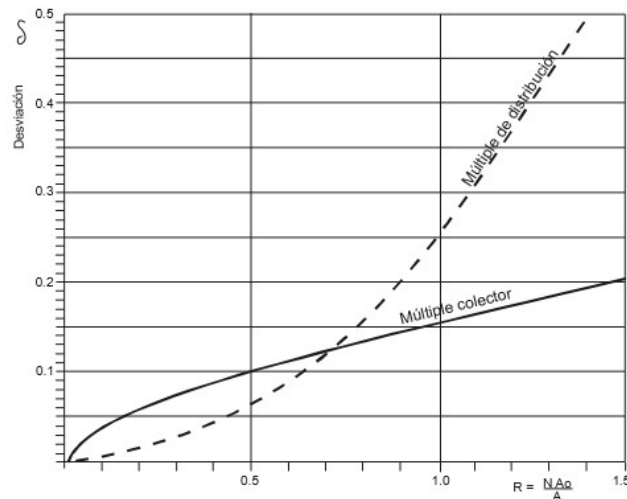


Figura 4-23. Canalizaciones con múltiples laterales (5)

- El diámetro de los orificios se determina en función del diámetro del dren (D), de la relación (R) y del número de orificios (n).

Criterios de dimensionamiento

- El diámetro de los orificios de descarga (d) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d = x / 1,162 (H^{0,5} / V_a)^{0,5} \quad (13)$$

Donde:

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

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

$$D = d / \sqrt{R/N} \quad (14)$$

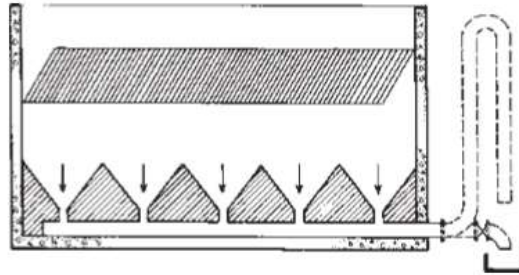


Figura 4-25. Colector múltiple con orificios y tolvas separadas (5)

Donde:

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

- El caudal de drenaje del colector (QL) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$QL = Cd \cdot A \cdot 2g h \quad (15)$$

Donde:

Cd = coeficiente de descarga

A = sección del colector en m²

g = aceleración de la gravedad en m/s²

H = carga hidráulica en m

DIMENSIONAMIENTO DE COLECTOR DE TOLVAS MÚLTIPLE CON TOLVAS SEPARADAS							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	L = 5.5	m	Longitud del decantador	$x = L / N$	$x = 2.750$	Longitud de la base mayor de la cada tolva	m
	N = 2		Número de toval por decantador				
3	B = 3.3	m	Ancho del decantador	$A = B \cdot x$	$A = 9.08$	Sección máxima de la tolva	m ²
4	h1 = 0.5	m	Prof. Sección recta de tolvas	$VT1 = A \cdot h1 \cdot N$	$VT1 = 9.08$	Volumen parte recta de la tolva	m ³
5	h = 1	m	Prof. Tronco de pirámide de tolvas	$VT2 = 1/3 \cdot A \cdot h \cdot N$	$VT2 = 6.05$	Volumen tronco de pirámide	m ³
6	qL = 0.008	l * l/s	Tasa de producción de lodos	$QL = qL \cdot Qd$	$QL = 0.16$	Caudal de lodos producido por la unidad en época	l/s
7	QL = 0.16	l/s	Caudal de lodos producido	$F = (VT1 + VT2) / (QL \cdot 86.4)$	$F = 1.09$	Frecuencia de descarga	días
8	Va = 0.9	cm/s	Velocidad de arrastre	$d = \frac{x}{1.162 \cdot \left(\frac{H^{0.5}}{Va} \right)^{0.5}}$	$d = 0.16$	Diámetro de los orificios de descarga	m
	H = 4.14	m	Carga hidráulica		$d = 157.40$	Se adopta tubería de acero de 6", De=168.3mm, e=	mm
	x = 2.75	m	Separación de orificio de descarga		$d = 6.20$		pulgadas
9	R = 0.42		Relación de velocidades para una desviación de 10%	$D = d / (R / N)^{0.5}$	$D = 0.34$	Diámetro del colector múltiple	m
					$D = 343.47$	Se adopta tubería de acero de 14", De=355.6mm, e=	mm
					$D = 13.52$	Cambio a PVC 355mm con gibaalt asimétrica	pulgadas

Se han proyectado dos tolvas de colección de lodos las cuales para su descarga necesitarán de un orificio de 157.4mm, por lo que se instalará un niple de tubería de acero de 6" cuyo diámetro externo equivale a 168.3mm con un espesor de 5.2mm, la tubería de descarga será de mínimo 343.5mm de diámetro interno, por lo tanto en el tramo bajo el decantador se colocará tubería de acero de 14" correspondiente a un diámetro externo de 355.6mm con espesor de pared de 5.2mm, luego se cambiará mediante junta gibault asimétrica a tubería PVC de 355mm de 0.63MPa. El lavado se ha comprobado para una tasa de producción de lodos elevada, la cual se daría en caso de turbiedades superiores de 400 UNT. Por lo tanto el período de descarga será superior.

2.4. FILTRACIÓN

Se ha seleccionado el sistema de filtración rápida descendente con sistema de retrolavado a gravedad gracias a las condiciones topográficas del sitio de implantación de la planta, las cuales favorecen el funcionamiento hidráulico a gravedad de las unidades sin necesidad de incorporar sistemas de bombeo sofisticados que incrementen los costos de operación y mantenimiento. Se ha considerado para el diseño un número de cuatro filtros que operaran en paralelo con lecho de arena antracita para optimizar la tasa de filtración; el lecho estará soportado sobre viguetas de hormigón prefabricadas en sitio por su facilidad de construcción e instalación.

Geometría de la batería

Área de cada filtro y número de filtros

- El número mínimo de filtros en una batería es de cuatro unidades, de tal manera que la disminución de caudal tratado durante el lavado sea mínimo.
- El área de la caja de un filtro debe ser tal que al pasar todo el caudal de la batería por un filtro, se produzca la velocidad ascensional (VL) apropiada para expandir en 30% el lecho filtrante.

$$\text{Área de un filtro (Af)} = Q / VL \quad (1)$$

- El área total de la batería de filtros se define por la relación del caudal de diseño de la batería sobre la tasa de filtración seleccionada (Vf) de acuerdo con el tipo de lecho filtrante, las características del afluente y el nivel de operación local.

$$\text{Área total de filtración (At)} = Q / Vf \quad (2)$$

- El número de filtros de la batería se obtiene por la relación del área total filtrante entre el área de un filtro. Debe ajustarse la velocidad (Vf) hasta que dé un número exacto de filtros.

$$\text{Número de filtros (N)} = At / Af \quad (3)$$

- El ingreso del agua decantada a la caja del filtro debe efectuarse en un nivel más bajo que el nivel mínimo de operación, para que cada filtro tome el caudal que puede filtrar de acuerdo con su estado de colmatación.
- Por la facilidad de operación y mayor duración, deben colocarse válvulas mariposa en la entrada del agua decantada al filtro y la salida del retrolavado al canal de desagüe.

Tasas de filtración

- La tasa de filtración depende de varios factores como el tipo de suspensión afluente (agua decantada, coagulada, prefloculada, con o sin uso de polímero auxiliar, color verdadero, turbiedad, número de microorganismos, etcétera), granulometría y espesor del medio filtrante, método de operación de los filtros, eficiencia del lavado, uso del agua filtrada, etcétera.
- Es usual adoptar un valor conforme muestra el cuadro 5-1. No obstante, cuando fuera posible, es deseable que se realice una investigación experimental a fin de optimizar el diseño y la operación de los filtros.

Cuadro 5-1. Tasas usuales de filtración en función del nivel de operación (3)

Discriminación		Tasa de filtración (m ³ /m ² /día)
Filtración rápida descendente con tasa declinante		
a)	De agua decantada, en medio filtrante único de arena con tamaño efectivo (T. E.) de 0,50 a 0,60 mm y espesor alrededor de 0,80 metros.	120 - 150
b)	De agua floculada o prefloculada, en medio filtrante grueso y único, con espesor superior a un metro y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	240 - 360
c)	De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0,80 metros y buen nivel de operación y mantenimiento.	240 - 360

Drenaje, capa soporte de grava y falso fondo

- El drenaje más durable y factible de ser construido en obra, sin requerir importaciones, es el constituido por viguetas prefabricadas de concreto de forma triangular (ver figura 5-8).
- En filtros grandes las viguetas se construyen de 0,30 metros de ancho; y en los pequeños, de 0,15 metros de ancho. Los orificios se ubican a ambos lados de la vigueta espaciados entre 0,10 y 0,15 metros centro a centro. Los orificios se establecen con niples de PVC de ½ a 1" de diámetro.

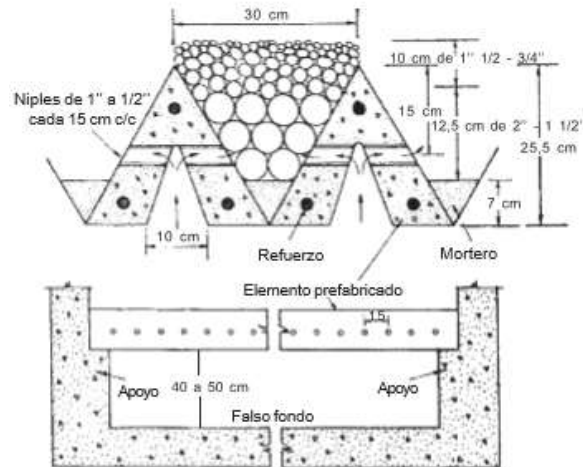


Figura 5-8. Drenaje de viguetas prefabricadas de concreto

- Las viguetas no deben tener una longitud mayor de 4 metros para evitar el pandeo. Con longitudes mayores, deberán proyectarse apoyos intermedios.
- Se debe proyectar un número entero de viguetas, para lo cual se tendrá en cuenta que la dimensión del filtro transversal a la posición de las viguetas debe ser un múltiplo de 0,15 metros si el filtro es pequeño o de 0,30 metros si el área del filtro es grande.
- Se denomina falso fondo al canal ubicado debajo del drenaje, por donde sale el agua filtrada o asciende el agua para el retrolavado.

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

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

- Se consigue una buena distribución (desviación de caudal (δ) $< 5\%$) y baja pérdida de carga en los orificios con una altura mínima del falso fondo de 0,40 metros y orificios de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.
- El soporte de grava está conformado por grava graduada de acuerdo con las especificaciones del cuadro 5-2.

Cuadro 5-2. Capa soporte de grava para viguetas prefabricadas (2)

Capa	Espesor (cm)	Tamaño
1	7,5	1/8" - 1/4"
2	7,5	1/4" - 1/2"
3	7,5	1/2" - 3/4"
4	10,0	3/4" - 1 1/2"
Fondo	12,5	1 1/2" - 2"
Total	45,0	

- La pérdida de carga en los orificios puede ser determinada por la siguiente fórmula:

$$h_o = q^2 / (2 C_d^2 \cdot A_o^2 \cdot g) \quad (4)$$

Donde:

q = caudal en un orificio (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga (0,60 – 0,65)

A_o = área de un orificio g = aceleración de la gravedad (m/s²)

h_o = pérdida de carga en el orificio (m)

Lecho filtrante

- El lecho filtrante es la parte más importante de esta unidad, donde se realiza el proceso. Todos los demás componentes son accesorios para poder operar y mantener adecuadamente la unidad.
- El lecho filtrante puede ser simple o doble; esto es, de arena sola o de antracita y arena. Con el primero, la inversión es menor, pero al tener un lecho de arena sola se requiere una velocidad de lavado mayor para obtener la misma expansión que cuando el lecho es doble, por lo que resulta un número de filtros mayor.
- Cuando se seleccionan lechos dobles de antracita y arena, se puede usar una tasa promedio de 240 m³/m²/d, lo cual reduce mucho el área filtrante total necesaria para el mismo caudal, en comparación con un lecho de arena sola, y el número de filtros de la batería resulta menor.

Cuadro 5-4. Lecho filtrante doble de arena y antracita (4)

Características	Símbolo	Arena	Antracita
Espesor (cm)	L	15–30	45–60
Tamaño efectivo (mm)	D ₁₀	0,50–0,60	0,80–1,10
Coeficiente de uniformidad	CU	≤ 1,5	≤ 1,5
Tamaño más fino (mm)		0,42	0,59
Tamaño más grueso (mm)	D ₉₀	1,41	2,0

Canal de distribución de agua decantada, coagulada o prefloculada

- Este canal se dimensiona en función del canal de desagüe de agua de retrolavado ubicado en la parte inferior. Se debe tener acceso a este canal para dar mantenimiento a las válvulas de lodos de los decantadores, a las válvulas de descarga de agua de retrolavado de filtros, a las válvulas de desagüe de fondo de los filtros y a las válvulas de desagüe de los floculadores.
- En las plantas pequeñas se le da a este canal un ancho mínimo de 0,80 metros a un metro, dependiendo del diámetro de las válvulas indicadas. En uno de los extremos del canal se coloca un ingreso con escalines para acceder al canal de desagüe, poder dar mantenimiento a las válvulas y accionar la válvula de desagüe del fondo de los filtros. En las plantas grandes el ancho aumenta proporcionalmente al incremento del diámetro de las válvulas.
- En uno de los extremos del canal superior se coloca el aliviadero que controla el nivel máximo de operación de la batería, de tal manera que al rebalsar, el agua cae al canal de desagüe de la parte baja. Este aliviadero tiene, además, la función de indicar al operador el momento de lavar el filtro que tiene más horas de carrera.

Hidráulica del lavado

- De la operación de lavado depende el mantenimiento del lecho filtrante, por lo que el diseño de este sistema es determinante para el buen funcionamiento y eficiencia de la unidad.
- Para que la batería pueda autolavarse, es necesario que cumpla con dos condiciones:
 - 1) Al pasar el caudal de operación de la batería a través de un filtro, debe producirse la velocidad de lavado necesaria para expandir entre 25 y 30% el material filtrante.
 - 2) El vertedero de salida debe proporcionar la carga hidráulica necesaria para compensar las pérdidas de carga que se producen durante esta operación.

Canaletas de recolección de agua de lavado

- La recolección de agua de lavado se hace a través de un canal principal (frontal, lateral o central), en el cual descargan las canaletas recolectoras secundarias. Las canaletas secundarias se han adosado a las paredes del filtro para no obstaculizar el acceso al lecho filtrante.
- Las canaletas secundarias pueden ser de concreto o de materiales especiales (resinas) y presentan diferentes cortes transversales. En general, en las canaletas ejecutadas in situ se da una pendiente del orden de 1% en dirección longitudinal. La capacidad de las canaletas de recolección se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_c = 82,5 b \cdot h^{1,5} \quad (9)$$

Donde:

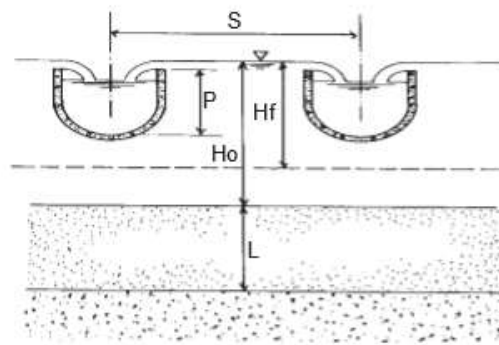
Q_c = caudal escurrido por una canaleta (m³/min)

b = ancho de la canaleta (m)

h = altura útil de la canaleta (m)

La ecuación (9) solo es válida cuando la descarga es libre.

- La distancia entre las canaletas y la posición de ellas en relación con el medio filtrante puede determinarse sobre la base del esquema de la figura y a partir de las siguientes ecuaciones propuestas por Kawamura (5).



$$0,75 (L + P) < H_o < (L + P) \quad (10)$$

$$1,5 H_o < S < 2 H_o \quad (11)$$

Ubicación del vertedero de salida

- Para determinar la posición del vertedero de salida, es necesario conocer la velocidad con la cual el lecho filtrante seleccionado produce la expansión

adecuada. Luego, con esta velocidad, se calculan las pérdidas de carga que se producirán durante la operación de lavado y, con la suma total de estas pérdidas, que viene a ser la totalidad de la carga disipada a lo largo del proceso, se ubica el vertedero.

Expansión del medio filtrante durante la operación de lavado

- Los ábacos de las figuras 5-16 y 5-17 corresponden a la solución gráfica del modelo de Cleasby y Fan (3) para granos no esféricos y lecho uniforme. Los ábacos presentan las curvas que relacionan el número de Reynolds en función del número de Galileo para diferentes coeficientes de esfericidad (C_e) y porosidad del medio filtrante expandido. Generalmente, se fija una velocidad ascendente entre 0,7 y 1,0 m/min para filtros de flujo descendente y de entre 0,9 y 1,3 m/min para filtros de flujo ascendente. Con la velocidad ascendente seleccionada, las curvas granulométricas que componen el medio filtrante, la temperatura del agua y el coeficiente de esfericidad, se determina la expansión total del medio filtrante, que deberá resultar entre 25 y 30%.

El número de Galileo y el número de Reynolds son dados, respectivamente, por las siguientes ecuaciones (12, 13):

$$G_{ai} = [D^3 e_i \cdot \rho_a (\rho_s - \rho_a) g] / \mu^2 \quad (12)$$

$$Re_i = V_a \cdot D e_i \rho_a / \mu \quad (13)$$

Donde:

G_{ai} = número de Galileo para subcapa i

Re_i = número de Reynolds para subcapa i

$D e_i$ = tamaño promedio de los granos de la subcapa i (m)

ρ_s = peso específico del material filtrante (kg/m³)

ρ_a = peso específico del agua (kg/m³)

μ = viscosidad absoluta del agua (kg / s x m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

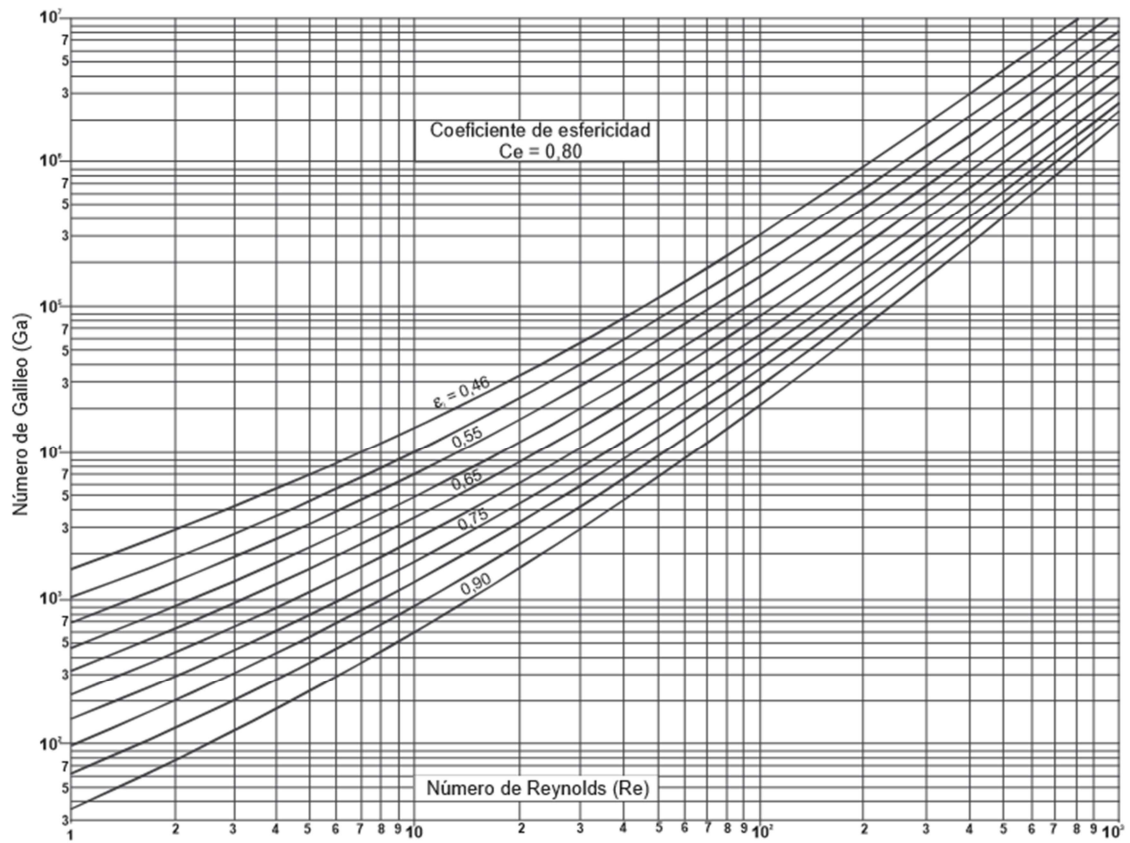


Figura 5-16. Porosidad del lecho expandido (ϵ_i) en función del número de Galileo (Ga) y del número de Reynolds (Re) para $C_e = 0,80$ (3)

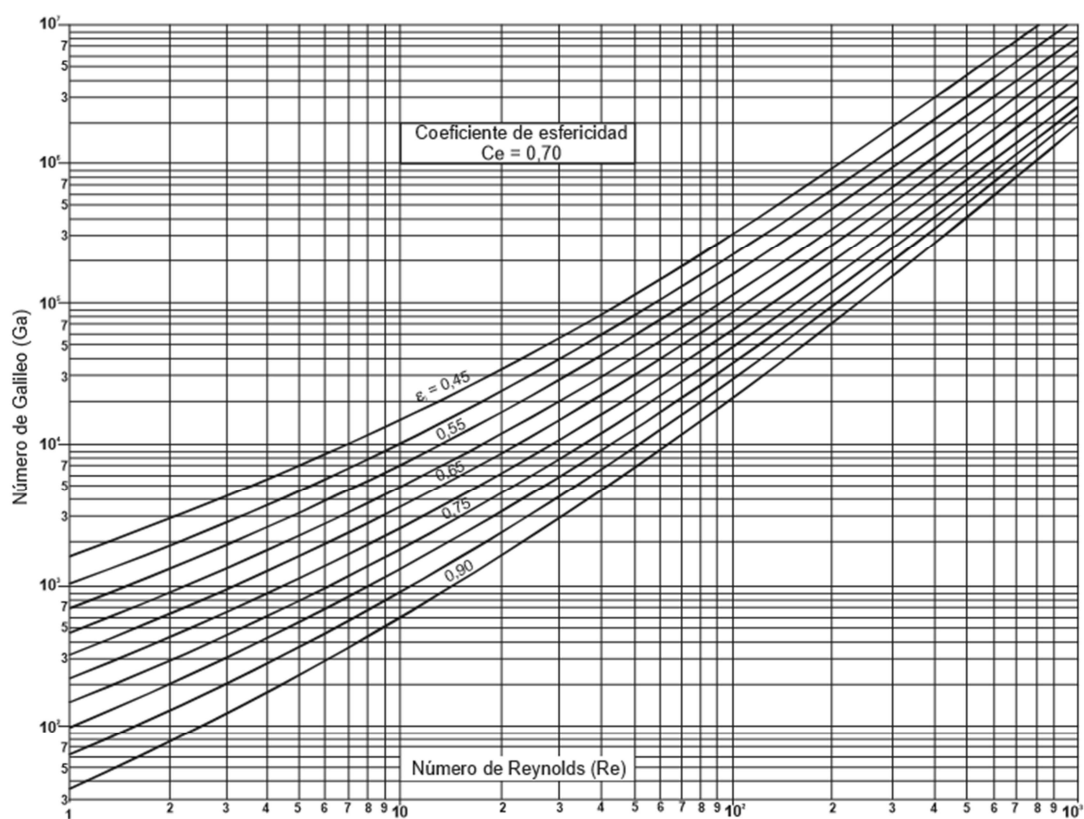


Figura 5-17. Porosidad del lecho expandido (ϵ_e) en función del número de Galileo (Ga) y del número de Reynolds (Re) para $C_e = 0,70$ (3)

Cuadro 5-6. Propiedades típicas de medios filtrantes comunes para filtros de lecho granular (6)

Características	Arena sílice	Carbón de antracita	Carbón activado granular	Granate Idaho
Densidad del material (ρ_s) (g/cm ³)	2,65	1,45–1,73	1,3–1,5*	4,0–4,2
Porosidad perdida del lecho (ϵ_o)	0,42–0,47	0,56–0,60	0,50	0,45–0,65
Esfericidad (C_e)	0,7–0,8	0,46–0,60	0,75	0,60

* En el caso del carbón virgen, con poros llenos de agua, la porosidad aumenta cuando absorbe la materia orgánica.

- Una vez determinado el valor de Δi para cada subcapa considerada, la porosidad expandida de la arena o de la antracita podrá determinarse por la siguiente ecuación:

$$\epsilon_e = 1 - 1 / \sum_{i=1}^n [X_i / (1 - \epsilon_i)] \quad (14)$$

Donde:

ϵ_e = porosidad del medio filtrante expandido

ϵ_i = porosidad de la subcapa expandida (i)

X_i = fracción, en peso, entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica

El porcentaje de expansión del lecho expandido se calcula por la siguiente ecuación:

$$E = (\epsilon_e - \epsilon_o) / (1 - \epsilon_o) \quad (15)$$

Donde:

ϵ_o = porosidad inicial del lecho estático

Pérdida de carga en el lecho filtrante expandido

- La pérdida de carga en el medio filtrante expandido (h_{L1}) resulta igual al peso de los granos de cada material que compone el medio filtrante.

$$h_{L1} = (1 - \epsilon_o) \cdot l_o \cdot (\rho_s - \rho_a) / \rho_a \quad (16)$$

Donde:

l_o = espesor del material filtrante no expandido (m)

ϵ_o = porosidad del material filtrante no expandido

ρ_a = peso específico del agua

ρ_s = peso específico del material filtrante

- La pérdida de carga total en el medio filtrante expandido será la suma de la pérdida de carga en cada material que lo compone.

Pérdida de carga en las canaletas

- Será igual a la altura que alcance el agua de lavado sobre las canaletas secundarias para salir del filtro. Se calcula mediante la fórmula del vertedero rectangular:

$$h_{L2} = [Q_d / 1,84 (2nL_c)]^{2/3} \quad (17)$$

n = número de canaletas

L_c = longitud de cada canaleta

Q_d = caudal de diseño de la batería

Pérdida de carga en el drenaje de viguetas prefabricadas

- Una vez diseñado el drenaje y conociendo el número de viguetas y de orificios, definir el caudal por orificio.

$$q_o = Q_d / \# \text{ total orificios}$$

$$h_{L3} = q_o^2 / 2 C_d^2 A_o^2 g \quad (18)$$

q_o = caudal por cada orificio (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga (0,60 – 0,65)

A_o = área de cada orificio (m²)

g = aceleración de gravedad (m/s²)

Pérdida de carga en canales y orificios de compuertas

$$h_{L4} = K V^2 / 2g \quad (19)$$

K = coeficiente de pérdida de carga

V = velocidad de paso del caudal de lavado (m/s)

Cálculo del nivel del vertedero

- Se suman todas las pérdidas de carga importantes desde que el agua sale del canal de interconexión hasta que bordea la canaleta secundaria de recolección: pérdida en la compuerta de salida o de aislamiento, pérdida en el falso fondo, pérdida en los orificios del drenaje, en el lecho filtrante y altura de agua en el borde de la canaleta de recolección.

Carga necesaria para el lavado = h_f compuerta de salida (si la hubiere) + h_f falso fondo + h_f drenaje + h_f en el lecho filtrante + h_f canaleta de lavado secundaria o principal

- El nivel del vertedero será igual al nivel del borde de las canaletas secundarias de lavado, más la carga necesaria para el lavado. En filtros pequeños en los cuales no se tengan canaletas secundarias, esta carga se sumará al borde del canal principal.

Nivel del vertedero de salida de la batería = Nivel borde de las canaletas de lavado + h_f durante el lavado

A continuación se detalla el dimensionamiento de la batería de filtros:

DIMENSIONAMIENTO DE FILTROS RÁPIDOS							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Ql = 0.04	m ³ /s	Caudal de lavado	AF = Q/Va	AF = 3.43	Área de cada filtro	m ²
	Q = 0.04	m ³ /s	Caudal de diseño planta				
	Va = 0.7	m/min	Velocidad ascensional de lavado				
2	VF = 252	m ³ /m ² /día	Velocidadde filtración	AT = Q/VF	AT = 13.71	Área total de filtros	m ²
				N = AT/AF	N = 4.00	Número de filtros	

CÁLCULO DE EXPANSIÓN DEL LECHO, CARACTERÍSTICAS DE LAVADO								
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad	
1	d ₁ = 0.42	mm	Diámetro más fino de la capa de arena	$De = (d_1 * d_2)^{0.5}$	De = 0.458	Diámetro equivalente de la capa más fina	mm	
	d ₂ = 0.5	mm	Diámetro más grueso de la capa de arena					
2	γ _a = 1000	Kg/m ³	Peso específico del agua	$Ga = \frac{De^3 \gamma_a (\gamma_s - \gamma_a) g}{i^2}$	Ga = 1394	Número de Galileo para la capa más fina de la arena		
	γ _s = 2650	Kg/m ³	Peso específico de la arena					
	γ _{an} = 1550	Kg/m ³	Peso específico de la antracita					
	i = 0.0011	Kg/s/m	Viscosidad dinámica 18°C					
	g = 9.81	m ² /s	Aceleración de la gravedad	Re = Va De γ _a / i	Re = 5.06	Número de Reynolds modificado		
3	Ce = 0.8		Coefficiente de esfericidad	$\xi i / (1 - \xi i)$	0.188	Repetir pasos de 1 a 3 para cada capa de arena del lecho, ver cuadro de cálculo		
	εi = 0.68		Porosidad lecho expandido					
	xi = 0.06		Fracción de la capa del lecho					
4	Σar = 2.242		$\Sigma (\xi i / (1 - \xi i))$	εε = 1 - (1/Σ)	εε = 0.554	Porosidad expandida arena		
	Σan = 2.352		$\Sigma (\xi i / (1 - \xi i))$	εε' = 1 - (1/Σ)	εε' = 0.575	Porosidad expandida antracita		
5	εo = 0.42		Porosidad de la arena limpia	$E = (\epsilon\epsilon - \epsilon o) / (1 - \epsilon\epsilon)$	E = 30.03	% de expansión arena		
	εo' = 0.45		Porosidad de la antracita limpia	$E' = (\epsilon\epsilon' - \epsilon o') / (1 - \epsilon\epsilon')$	E' = 29.34	% de expansión antracita		
	L' = 0.5	m	Espesor de la capa de antracita	$Le = L (1 + E) + L' (1 + E')$	Le = 1.037	Altura del lecho expandido		
	L = 0.3	m	Espesor de la capa de arena					
	Nc = 2		Número de canales de recolección lavado	$Qc = 1.3 * Ql / Nc$	Qc = 1.56	Caudal por canaleta		
7	ho = 0.158	m	Altura útil de canaletas	$W = Qc / 82.5 h_o^{3/2}$	W = 0.301	Ancho de canaletas de lavado		
	hl = 0.6	cm	Espesor del fondo de canaleta	H = 1.5ho + hl	H = 0.243	Altura total de canaletas		
8	H1 = 0.35	m	Altura del falso fondo	Hc = H1 + H2 + Le + H	Hc = 2.15	Altura del borde de la canaleta con respecto al fondo del filtro		
	H2 = 0.52	m	Altura grava de soporte más drenaje					
9				$hf = (1 - \epsilon o) \left(\frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} \right) * L$	hf = 0.287	Pérdidas de carga arena en lavado		
				$hf' = (1 - \epsilon o') \left(\frac{\gamma_{an} - \gamma_a}{\gamma_a} \right) * L'$	hf' = 0.151	Pérdidas de carga antracita en lavado		
10	B = 1.85	m	Ancho de cada filtro	N1 = B/b	N1 = 10	Número de viguetas de drenaje		
	b = 0.185	m	Ancho de cada vigueta					
11	e = 0.11	m	Espaciamento entre orificios	N2 = 2c/e	N2 = 34	Número de orificios por vigueta		
	c = 1.85	m	Longitud de cada vigueta					
11				Nt = N1 * N2	Nt = 340	Número total de orificios		
				qo = Ql / Nt	qo = 1E-04	Caudal de lavado por orificio		
12	do = 0.017	m	Diámetro de los orificios	$Ao = \pi * d_o^2 / 4$	Ao = 2E-04	Área de orificios		
13	Cd = 0.65		Coefficiente de descarga orificios	$hf2 = qo^2 / 2g(Cd * Ao)^2$	hf2 = 0.032	Pérdida en los orificios		
14	K = 1		Coefficiente de pérdidas falso fondo	AFF = H1 * B	AFF = 0.648	Sección falso fondo		
				VFF = Ql / AFF	VFF = 0.062	Velocidad falso fondo en retrolavado		
				$hf3 = K * VFF^2 / 2g$	hf3 = 2E-04	Pérdida en falso fondo durante lava		
15				Cálculo externo	hf4 = 3.72	Pérdidas en válvulas y accesorios		
16	dt = 152.2	mm	Diámetro tubería retrolavado	Ecuación de Hazen	hf5 = 4.818	Pérdidas de carga en tubería de retrolavado		
	C = 130		Coefficiente de Hazen para PVC					
	Lt = 150	m	Longitud de tubería de retrolavado					
17				$hf6 = K * Va^2 / 2g$	hf6 = 7E-06	Pérdida en filtro		
18				hf lavado = hf1 + hf2 + hf3 + hf4 + hf5 + hf6	hf lav = 9.009	Pérdida total en retrolavado		

CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN DE LA ARENA PARA Ce = 0.80							
di min (mm)	di máx (mm)	De (mm)	xi	Ga	Re	εi	xi/(1-εi)
1.170	1.410	1.284	0.040	30666.733	14.177	0.400	0.067
1.000	1.170	1.082	0.090	18316.346	11.939	0.460	0.167
0.830	1.000	0.911	0.210	10944.028	10.056	0.500	0.420
0.700	0.830	0.762	0.260	6409.501	8.413	0.540	0.565
0.590	0.700	0.643	0.240	3841.361	7.093	0.570	0.558
0.500	0.590	0.543	0.100	2318.959	5.995	0.640	0.278
0.420	0.500	0.458	0.060	1392.801	5.058	0.680	0.188
			1.000				2.242

CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN DE LA ANTRACITA PARA $C_e = 0.70$							
di min (mm)	di máx (mm)	De (mm)	xi	Ga	Re	ϵ_i	$xi/(1-\epsilon_i)$
2.000	2.380	2.182	0.050	50101.326	24.081	0.440	0.089
1.650	2.000	1.817	0.150	28920.760	20.051	0.500	0.300
1.410	1.650	1.525	0.290	17119.591	16.835	0.550	0.644
1.170	1.410	1.284	0.280	10222.244	14.177	0.580	0.667
1.000	1.170	1.082	0.160	6105.449	11.939	0.630	0.432
0.830	1.000	0.911	0.070	3648.009	10.056	0.680	0.219
			1.000				2.352

PÉRDIDAS ACCESORIOS DE RETROLAVADO						
CALCULOS DE PERDIDAS						
DATOS GENERALES						
CAUDAL DE BOMBEO	=	40.000	lit/seg.			
MATERIAL	=	PVC				
DIAMETRO SUCCION RECOMEI	=	152.2	mm	160	mm	
COEFICIENTE RUGOSIDAD	=	140				
DESCARGA	DIAMETRO mm	CANT.	LONG.(m)	V _{máx} (M/S)	RUGOSIDAD	PÉRDIDA
Válvula de pie	152.2	1	35.006	2.199	140	0.953
CODO 90° CURVO	152.2	5	25.874	2.199	140	0.704
TEE SALIDA BILATERAL	152.2	2	19.786	2.199	140	0.538
VÁLVULA DE COMPUERTA	152.2	1	1.065	2.199	140	0.029
VÁLVULA REGULACIÓN 150mm	152.2	1	-	-	-	1.500
TOTAL						3.724

Se ha estimado una velocidad de lavado de 0.7m/min. Considerando que el filtro tiene una altura de 2.15m el lavado tomaría aproximadamente 3.1min. Tomando un caudal para retrolavado de 40 l/s el volumen requerido de agua es de 7.4m³. Se considera conveniente que el tanque de retrolavado permita al menos tener una autonomía de 3 lavados y un volumen adicional para servicio de la planta; por lo tanto se adopta un volumen de 25m³. El llenado de este tanque se realizará mediante bombeo desde la salida de la cámara de contacto del cloro y deberá estar al menos 5.40m por sobre el nivel de la canaletas de recolección de agua de retrolavado. Si por condiciones topográficas y de servicio debe colocarse en una cota más alta se deberá instalar una válvula reductora de presión para evitar la pérdida de material durante el lavado. De igual manera es necesario incorporar una válvula reguladora de caudal para que el sistema opere dentro de los rangos de diseño especificados. Para el llenado del tanque se ha previsto un tiempo de bombeo de 4h. La tubería de retrolavado será de PVC o PEAD de 160mm presión de trabajo 0.63MPa. Para los orificios de las viguetas

se ha considerado la colocación de neoplos de tubería de 20mm cuyo diámetro interno corresponde a 17mm.

2.5. DESINFECCIÓN

La desinfección se realizará con gas cloro dado el tamaño de planta y las tasas por servicio establecidas en la ciudad. Si bien este sistema requiere de cuidados durante la operación es el de menor costo de producción y los costos de instalación de los equipos no son elevados, sin embargo deberá instalarse sistemas de detección e inundación para control de fugas. En comparación con otros sistemas de cloración el costo de producción y aplicación es mínimo. La dosis de diseño corresponde a 3mg/l como máxima y 1 mg/l como mínima, dándole al sistema un tiempo de autonomía (almacenamiento de cloro) de 90 días. En el cuadro siguiente se muestra el detalle de cálculo del área de cloración:

CÁLCULO DEL ÁREA DE CLORACIÓN - CLOROGAS							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	DM = 3.00	mg/l	Dosis máxima	$D = \frac{D_m + D_u}{2}$	D = 2.00	Dosis promedio	mg/l
	Dm = 1.00	mg/l	Dosis mínima				
2	T = 90.00	días	Tiempo de almacenamiento	$W = Q * T * D$	W = 622.08	Peso de cloro para el período de almacenamiento	Kg
	Q = 40.00	l/s	Caudal planta				
3	P = 75.00	Kg	Peso cilindro de cloro	$N = W / P$	N = 9.00	Cilindros a almacenar	Unidad
4	d = 0.30	m	Diámetro cilindro	$La = d * Nf + 2M$ $B = (N/Nf) * (d + 0.5) - 0.5 + 2M + 1.5$ $A = La * B$	La = 3.90 B = 6.40 A = 24.96	Largo área cloración Ancho área de cloración Área total de cloración	m m m ²
	Ac = 1.72	m ²	Área cilindro				
	L = 2.20	m	Largo cilindro				
	M = 1.50	m	Margen libre				
	Nf = 3.00	u	Número de filas				

CÁLCULO DEL INYECTOR Y TANQUE DE CONTACTO							
Paso	Datos	Unidad	Simbología	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
1	Q = 40.00	l/s	Caudal planta	$q = Q * DM / C$	q = 0.034	Caudal mínimo de agua para operar el inyector	l/s
	DM = 3.00	mg/l	Dosis máxima				
	C = 3500	mg/l	Concentración solución				
2	Wmáx 500.00	g/h	Capacidad comercial	$W = Q * DM$ $Wmin = Wmax / 20$	W = 432.00 Wmin 25.00	Capacidad requerida Capacidad mínima	g/h g/h
	T = 20.00	min	Tiempo de contacto	$VTc = Q * T$	VTc = 48.00	Volumen tanque de contacto	m ³

CÁLCULOS COMPLEMENTARIOS

SISTEMA DE BOMBEO LLENADO TANQUE RETROLAVADO						
CALCULOS DE PERDIDAS						
DATOS GENERALES						
CAUDAL DE BOMBEO	=		1.740	lit/seg.		
MATERIAL	=		PVC			
DIAMETRO SUCCION RECOMEI	=		47	mm	50	mm
COEFICIENTE RUGOSIDAD	=		140			
DESCARGA	DIAMETRO mm	CANT.	LONG.(m)	Vmáx (M/S)	RUGOSIDAD	PÉRDIDA
AMPLIACIÓN GRADUAL	47	1	0.564	1.003	140	0.014
CODO 90° CURVO	47	5	7.990	1.003	140	0.200
TEE SALIDA BILATERAL	47	2	6.110	1.003	140	0.153
VÁLVULA DE COMPUERTA	47	1	0.329	1.003	140	0.008
VÁLVULA REGULACIÓN	-	1	-	-	-	1.000
VÁLVULA CHECK	47	1	6.063	1.003	140	0.152
TUBERÍA	47	5	150.000	1.003	140	3.758
	TOTAL					5.286

Bomba sumergible

CÁLCULO DE POTENCIA DEL EQUIPO MOTORBOMBA

DATOS GENERALES		
CAUDAL DE BOMBEO	=	1.740 lit/seg.
PERDIDA TOTAL POR SUCCION (A)	=	0.000 m.
PERDIDA TOTAL POR DESCARGA (B)	=	5.286 m.
NIVEL DE SUCCION	=	0 m.
PRESIÓN DE DESCARGA	=	5.000 m.
ALTURA DINAMICA TOTAL TDH (A+B+C+D)	=	10.286
EFICIENCIA DEL EQUIPO	=	85 % Bomba

RESULTADO POTENCIA APROXIMADA EQUIPO

POTENCIA CALCULADA	=	0.32 HP
--------------------	---	---------

Revisados los catálogos de bombas existentes en el mercado nacional se puede utilizar una bomba Pedrollo modelo NK4/3-N de 0.75 HP, la misma para el caudal de 1.74 l/s permitiría realizar la descarga con una presión aproximada de 18mca, valos superior al TDH necesario por lo que sería aceptable. Este modelo viene presentación monofásica y trifásica. En el mercado podrían buscarse otras alternativas con otras marcas.

SISTEMA DE BOMBEO MEZCLADOR CLOROGAS						
CALCULOS DE PERDIDAS						
DATOS GENERALES						
CAUDAL DE BOMBEO	=		0.034 lit/seg.			
MATERIAL	=		PVC			
DIAMETRO SUCCION RECOMEI	=		8 mm		12 mm	
COEFICIENTE RUGOSIDAD	=		140			
SUCCION	DIAMETRO mm	CANT.	LONG.(m)	V _{máx} (M/S)	RUGOSIDAD	PÉRDIDA
JUNTA	8	2	0.480	0.676	140	0.046
REDUCCIÓN GRADUAL	8	1	0.624	0.676	140	0.059
Válvula tipo globo	8	1	2.800	0.676	140	0.267
Filtro	8	1	-	-	-	0.500
VÁLVULA DE PIE	8	1	1.840	0.676	140	0.175
TUBERÍA	8	1	1.500	0.676	140	0.143
TOTAL						1.191
DESCARGA	DIAMETRO mm	CANT.	LONG.(m)	V _{máx} (M/S)	RUGOSIDAD	PÉRDIDA
AMPLIACIÓN GRADUAL	8	1	0.096	0.676	140	0.009
JUNTA	8	2	0.480	0.676	140	0.046
TEE SALIDA BILATERAL	8	1	0.520	0.676	140	0.050
VÁLVULA DE COMPUERTA	8	1	0.056	0.676	140	0.005
VÁLVULA CHECK	8	1	1.032	0.676	140	0.098
TUBERÍA	8	1	3.000	0.676	140	0.286
TOTAL						0.494

CÁLCULO DE POTENCIA DEL EQUIPO MOTORBOMBA

DATOS GENERALES		
CAUDAL DE BOMBEO	=	0.034 lit/seg.
PERDIDA TOTAL POR SUCCION (A)	=	1.191 m.
PERDIDA TOTAL POR DESCARGA (B)	=	0.494 m.
PRESIÓN REQUERIDA POR INYECTOR (C)	=	10.000 m.
ALTURA DINAMICA TOTAL TDH (A+B+C+D)	=	11.685
EFICIENCIA DEL EQUIPO	=	80 % Bomba

RESULTADO POTENCIA APROXIMADA EQUIPO

POTENCIA CALCULADA	=	0.01 HP
--------------------	---	---------