

**Pontificia Universidad Católica del Perú**

**Facultad de Ciencias e Ingeniería**

**Área de hidráulica**



**“Diseño preliminar de una planta de tratamiento de agua para el consumo humano en los distritos de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna, provincia de Andahuaylas, Región Apurímac”**

**Tesis para optar el título de Ingeniero Civil**

**Presentada por:**

**Javier Adolfo Destéfano Molero**

**Agosto-2008**

## Resumen

El presente trabajo consta de una propuesta para el tratamiento de agua del río Chumbao que recorre los distritos de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna, provincia de Andahuaylas, Región Apurímac, con el fin de dotarlos de un servicio eficiente de agua potable, debido a que el servicio actual es insuficiente. Con tal propósito la tecnología que planteo reemplazará el abastecimiento de agua de manantiales por agua superficial tratada, utilizándose las redes existentes para la distribución domiciliaria.

El primer capítulo está referido a las características generales de las localidades: ubicación geográfica, geomorfología, clima, suelos, actividad económica, vías de acceso, servicios públicos, recursos hídricos y el perfil social.

El segundo capítulo está referido a las bases teóricas de los procesos a los que se someterá el agua durante el tratamiento (mezcla, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección).

En el tercer capítulo encontramos los cálculos de diseño para cada una de las unidades de tratamiento.

El cuarto capítulo presenta un estudio de estimación de costos.

Adicionalmente agregué adendas que constan de: Normas técnicas, ejemplos de plantas simplificadas de tratamiento de agua (Prudentopolis y Cañete), tablas usadas para el diseño, resultados de los análisis del agua (río Chumbao y manantial Ñahuinpuquio) y fotografías de las localidades.

## Dedicatoria

En primer lugar quiero manifestar mi agradecimiento infinito a Dios por darme la vida y haberme permitido culminar mis estudios superiores. Mi especial agradecimiento a mi tía Berthita por haberme costado mi carrera. Mi singular gratitud a todos mis profesores de quienes tendré presentes sus valiosos consejos, especialmente de la Dra. Iris Domínguez quien me asesoró en mi tesis. También quiero agradecer al Ing. Pablo Perry quien me orientó en el diseño de la Planta de tratamiento de agua. A mi madre, parientes y amigos, muchas gracias porque contribuyeron directa o indirectamente en la cristalización de mis aspiraciones.



## ÍNDICE

	Página
1. Introducción.....	1
2. Perfil de las localidades.....	2
2.1 Características Generales de las localidades.....	2
2.1.1 Ubicación geográfica.....	2
2.1.2 Geomorfología.....	2
2.1.3 Clima.....	2
2.1.4 Suelos y capacidad de uso.....	3
2.1.5 Actividad económica predominante.....	3
2.1.6 Vías de acceso.....	3
2.1.7 Servicios Públicos existentes.....	3
2.1.8 Recursos hídricos.....	4
2.2 Perfil Social.....	6
2.2.1 Población en los distritos de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna.....	6
2.2.2 Población por distritos en el área urbana-censo 2005.....	6
2.2.3 Hogares por tipo de abastecimiento de agua.....	7
2.2.4 Viviendas particulares con abastecimiento de agua..... dentro de vivienda según Censo 1993	7

2.2.5 Calidad del agua que se abastece en los distritos en estudio.....	8
3. Tecnología seleccionada y estudio de los procesos de tratamiento.....	8
3.1 Tecnología Seleccionada.....	8
3.1.1 Cámara de descarga con vertedero.....	8
3.1.2 Floculación.....	8
3.1.3 Sedimentación.....	9
3.1.4 Filtración.....	9
3.1.5 Desinfección.....	9
3.2 Estudio de los procesos unitarios de tratamiento.....	10
3.2.1 Proceso de Mezcla.....	10
3.2.2 Coagulación-Floculación.....	10
3.2.3 Sedimentación.....	11
3.2.4 Filtración.....	16
3.2.5 Desinfección.....	26
4. Diseño preliminar de la planta simplificada de tratamiento de agua.....	31
y evaluación del impacto social de la misma en el lugar	
4.1 Cálculo de parámetros necesarios para el diseño de la.....	31
planta simplificada de tratamiento de agua	
4.1.1 Población futura.....	32
4.1.2 Consumo per cápita por conexión.....	32

4.1.3 Caudal de diseño.....	32
4.1.4 Demanda de dotaciones.....	33
4.1.5 Consumo promedio diario anual ( $Q_m$ ).....	34
4.2 Diseño preliminar de la planta simplificada de tratamiento de agua.....	34
4.2.1 Cálculo de almacenamiento de sustancias químicas.....	34
4.2.2 Cálculo de un dosificador en solución.....	36
4.2.3 Cálculo de mezcla rápida en canaleta Parshall.....	38
4.2.4 Cálculo de un floculador hidráulico de flujo vertical.....	42
4.2.5 Cálculo del canal de entrada a los decantadores.....	53
4.2.6 Cálculo del canal central de doble fondo de distribución..... de agua floculada a los decantadores	56
4.2.7 Cálculo de decantador de placas paralelas.....	60
4.2.8 Cálculo de tuberías de recolección.....	64
4.2.9 Cálculo de colector múltiple con tolvas separadas.....	67
4.2.10 Cálculo de filtro rápido de tasa declinante y lavado mutuo.....	70
4.2.11 Cálculo del almacenamiento de cloro.....	82
4.2.12 Cálculo de una estación de cloración.....	83
4.2.13 Caudales en cada punto de derivación.....	86
4.2.14 Tubería de derivación.....	89

4.3 Evaluación del Impacto Social.....	89
5. Estimación del costo de la Planta de Tratamiento para las localidades.....	91
de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna	
5.1 Captación Superficial tipo Barraje.....	93
5.2 Desarenador.....	93
5.3 Canaleta Parshall.....	94
5.4 Floculador Hidráulico de Flujo Horizontal.....	94
5.5 Decantador Laminar (con placas de fibra de vidrio) .....	94
5.6 Filtros Rápidos (Sistema de Auto lavado).....	94
5.7 Casa Dosificadora.....	94
5.8 Casa de operador.....	95
5.9 Casa de guardián.....	95
5.10 Laboratorio y oficina.....	95
5.11 Equipo clorinador.....	95
5.12 Reservorio Apoyado.....	96
5.13 Cerco Perimétrico.....	96
5.14 Tubería de derivación.....	96
5.15 Costo Directo.....	96
5.16 Costo Indirecto.....	96

5.17 Costo Total.....	97
6. Conclusiones.....	97
Bibliografía.....	99

ANEXOS

ANEXO 1.- Normas Técnicas de calidad del Perú y normas legales

ANEXO 2.- Ejemplos de Plantas simplificadas de Tratamiento de agua

ANEXO 3.-Tablas usadas para el diseño de la Planta simplificada de tratamiento de agua para los distritos de San Jerónimo, Andahuaylas y Talavera de la Reyna

ANEXO 4.-Resultados de análisis de las muestras de agua tomadas en el río Chumbao y en el manantial de Ñahuinpuquio

ANEXO 5.- Fotos tomadas en los distritos de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna, provincia de Andahuaylas, Región Apurímac

ANEXO 6.- Encuestas

ANEXO 7.- Esquema de ubicación de empalmes

ANEXO 8.- Resumen de la estimación del costo de la planta de tratamiento para las localidades de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna

ANEXO 9.- Actividades para la capacitación del personal en la operación de plantas de tratamiento de agua

## 1. Introducción

El problema de salud pública y la falta de servicio de agua potable en ésta y otras provincias de nuestro país, me llevó a sugerir como medida de solución la construcción de una planta simplificada de tratamiento de agua, debido a que los costos de construcción, operación y mantenimiento son considerablemente económicos respecto a las plantas convencionales, hecho que permitiría estar de acuerdo con los Objetivos de Desarrollo del Milenio (ODM).

Otra de las razones por la que sugiero la construcción de plantas simplificadas de tratamiento de agua, es la fácil operatividad en relación a las plantas convencionales, que debido al cúmulo de equipos requiere personal técnico en mayor cantidad.

La tecnología de la planta simplificada brinda oportunidad de trabajo a personas de lugar, a quienes fácilmente se puede capacitar sin necesidad que conozcan otro idioma extranjero para vigilar el funcionamiento de equipos.

En la actualidad, los distritos Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna de la provincia Andahuaylas en la región Apurímac, cuentan con agua “entubada” proveniente de manantiales, la cual usan para el consumo humano, siendo esta carente de controles de calidad y cantidad.

A pesar de que el agua de manantiales ofrece cierta garantía, el problema es el crecimiento de la población, la misma que se ve afectada porque la cantidad de agua que espera consumir no es la suficiente. Por este motivo, en esta tesis planteo la construcción de una planta simplificada de tratamiento de agua, siendo la fuente el río de la localidad.

En vista de que las poblaciones requieren que se les provea de agua potable, siendo este un derecho fundamental de todo ser humano y existiendo déficit en el abastecimiento y contando con un río de caudal regular, el tratamiento de dichas aguas surge como una buena alternativa, para el abastecimiento de agua en cantidad suficiente y calidad adecuada.

## 2. Perfil de las localidades

### 2.1 Características Generales de las localidades

#### 2.1.1 Ubicación geográfica

Los distritos de San Jerónimo, Andahuaylas y Talavera de la Reyna se encuentran ubicados en la provincia de Andahuaylas, región de Apurímac entre las coordenadas geográficas 13°39'12" latitud sur y 73°23'18" longitud oeste de la cordillera de los Andes, a una altitud de 2926 m.s.n.m.

#### 2.1.2 Geomorfología

El relieve de la región está conformado por valles interandinos de colinas bajas de relieve ondulado con pendientes suaves.

La depresión natural de San Jerónimo, Andahuaylas y Talavera es alargada en dirección Noroeste-Suroeste, tiene aproximadamente 17 kilómetros, con ancho variable.

#### 2.1.3 Clima

El clima es templado, sin embargo se observa gran diferencia de temperatura entre el día y la noche de 16° C a 7° C respectivamente o entre la sombra y la zona expuesta al sol.

Llueve moderadamente durante los meses de Diciembre a Marzo, tiene escasa humedad atmosférica, los vientos alisios se desplazan siguiendo la dirección del valle, el aire es diáfano libre de impurezas.

El clima benigno y sobre todo la riqueza de sus tierras motivaron el pronto establecimiento de los españoles en 1533. Andahuaylas fue fundada por Francisco Pizarro con el nombre de San Pedro de Andahuaylas la grande de la corona, desde aquel entonces se dispuso un nuevo orden civil, militar, religioso y cultural en la región.

#### **2.1.4 Suelos y capacidad de uso**

El piso ecológico quechua que ostenta la zona donde están enclavados los distritos de San Jerónimo, Andahuaylas y Talavera de la Reyna, posee tierras muy fértiles. De sus campos de cultivo salen productos agrícolas destinados a la alimentación como: papa, maíz, legumbres y hortalizas, cítricos, duraznos, manzanas, alcachofas, flores y muchas especies vegetales maderables, lo accidentado del terreno limita el trabajo mecanizado frenando el desarrollo forestal y ganadero.

#### **2.1.5 Actividad económica predominante**

Las principales actividades económicas son la agricultura y la ganadería, carentes de asistencia técnica, ni orientación científica, el trabajo lo realizan con herramientas tradicionales obteniendo una baja productividad. Otra actividad es el comercio.

Los suelos están expuestos a la acción erosiva de las lluvias y no conocen técnicas de conservación de suelos. Los cultivos predominantes son: la papa en muchas variedades, maíz, cebada, trigo, haba, olluco, quinua, linaza, alcachofa. Las especies ganaderas de la región son ganados vacuno, ovino, porcino y caballo.

#### **2.1.6 Vías de acceso**

Los distritos en estudio tienen acceso desde la capital a través de:

- Vía aérea en 1 hora
- Vía terrestre en 18 horas

#### **2.1.7 Servicios Públicos existentes**

Los distritos en estudio cuentan con servicios educativos de niveles: inicial, primaria, secundaria, técnica y universidad.

Entre los servicios de salud pública tenemos: hospital General del Ministerio de Salud, hospital del ESSALUD, postas médicas.

Tabla N°1-“Principales causas de morbilidad en Apurímac año 2000”

(Referencia: oficina de estadística DIRESA-Apurímac)

enfermedad	N° de casos	%
Infección respiratoria aguda	113139	42
Enfermedad bucal	40872	15.1
Infecciones intestinales	28676	10.6
Infecciones parasitarias	13077	4.8
Helmintiasis	11389	4.2
Enfermedades de esófago y estómago	12058	4.5
Causas no definidas	13339	5

Se puede mencionar que en el servicio de agua potable y alcantarillado se brinda agua entubada de manantial a la que precisamente no se le puede llamar potable debido a que no tiene control de calidad, además existe racionamiento de agua por sectores debido al crecimiento demográfico, la población demanda cantidad, calidad y continuidad del servicio.

Los distritos de San Jerónimo, Andahuaylas y Talavera de la Reyna, cuentan también con otros servicios como: servicio de alumbrado público proveniente de las centrales hidroeléctricas del Chumbao y Huancaray, servicio de telefonía fija y móvil y el servicio de radio y televisión.

### 2.1.8 Recursos hídricos

El valle del Chumbao está regado por el río del mismo nombre y sus afluentes, tiene un caudal promedio de 30 m<sup>3</sup>/s durante la época de lluvias (Diciembre a Marzo) y 8 a 10 m<sup>3</sup>/s. en época de estiaje (Abril a Noviembre). El río Chumbao es un recurso potencial que abastecería la Planta de Tratamiento de agua para consumo en los 3 distritos.

Tabla N°2-“Características físico químicas del agua del río Chumbao”

(Referencia: laboratorio FIA-UNI 02/04/2008)

Parámetro	Unidad	Resultados	Método
Alcalinidad	Mg CaCO <sub>3</sub> /L	35	Volumétrico
Color	U.C.	<5	Colorimétrico
Nitratos	mg/L	1.314	Colorimétrico
pH		6.1	Electrodo
Sólidos disueltos	mg/L	27	Gravimétricos
Turbiedad	mg/L	2.9	Turbidimétrico

(\*) Los análisis se han efectuado tomando en cuenta los Métodos normalizados para el análisis de agua potable residual APHA-AWWA-WPCF 19 edición

Tabla N°3-“Características bacteriológicas del agua del río Chumbao”

(Referencia: laboratorio FIA –UNI 02/04/2008)

Parámetro	Unidad	Resultados	Método
Coliforme fecal	NMP/100 mL	15 x 10 <sup>2</sup>	Tubos múltiples
Coliforme total	NMP/100 mL	50 x 10 <sup>2</sup>	Tubos múltiples

(\*) Los análisis se han efectuado tomando en cuenta los Métodos normalizados para el análisis de agua potable residual APHA-AWWA-WPCF 19 edición

## 2.2 Perfil Social

### 2.2.1 Población en los distritos de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna

Tabla N°4-“Población estimada al 30 de Junio de cada año según el distrito”  
(Referencia: N°6)

Distrito	Año		
	1993	2000	2005
Andahuaylas	26234	30293	32979
San Jerónimo	13147	15558	16933
Talavera de la Reyna	16131	21093	22901

### 2.2.2 Población por distritos en el área urbana-censo 2005

Tabla N°5-“Cantidad de hombres y mujeres de cada provincia”  
(Referencia: N°6)

Distrito	Total	Hombres	Mujeres
Andahuaylas	23275	11670	11605
San Jerónimo	7897	3826	4071
Talavera de la Reyna	7753	3820	3933
Total General	38925	19316	19609

### 2.2.3 Hogares por tipo de abastecimiento de agua

Tabla N°6-“Según área de residencia por región (Sierra) % año 2000”

(Referencia: N°7)

Área de residencia	Red pública dentro de vivienda	Red pública fuera de vivienda	Pilón	Manantial, río u otro
Sierra	71.2	1.2	3.0	5.0

### 2.2.4 Viviendas particulares con abastecimiento de agua dentro de vivienda según Censo 1993

Tabla N°7-“Tipo de abastecimiento de agua”

(Referencia: N°7)

Distrito	Total	Red pública dentro de vivienda	Con servicios higiénicos	Pozo negro o acequia	Sin servicios higiénicos
Andahuaylas	5079	4794	4794	528	3121
San Jerónimo	3109	1059	346	1654	724
Talavera de la Reyna	4021	1319	724	776	1779

La encuesta nacional de hogares 2000 revela que el 59.9 % de los hogares peruanos se abastecen de agua potable mediante conexión a la red pública dentro del domicilio y el 9.1 % por la red pública fuera del domicilio (pilones) y el 2.8 % por camiones cisterna y el 5.2 % de pozos, ríos o acequias.

### 2.2.5 Calidad del agua que se abastece en los distritos en estudio

Tabla N°8-“Calidad del agua del manantial Ñahuinpuquio”  
(Referencia: laboratorio FIA, UNI-02/04/2008)

Parámetro	Unidad	Resultados	Método
Coliforme fecal	NMP/100 mL	-----	Tubos múltiples
Coliforme total	NMP/100 mL	3 x 10	Tubos múltiples

(\*) Los análisis se han efectuado tomando en cuenta los Métodos normalizados para el análisis de agua potable residual APHA-AWWA-WPCF 19 edición

## 3. Tecnología seleccionada y estudio de los procesos de tratamiento

### 3.1 Selección de la tecnología para el tratamiento de potabilización en el lugar

El estudio considera la tecnología de tratamiento seleccionada debido a las características de la fuente (río Chumbao). El diseño de la planta simplificada de tratamiento contará con los procesos de mezcla, floculación hidráulica, sedimentación acelerada con placas inclinadas, filtración rápida con tasa declinante y auto lavado y desinfección.

#### 3.1.1 Cámara de descarga con vertedero

La cámara de descarga, se aprovechará para la medición de caudal y la caída libre como punto de aplicación de coagulantes (mezcla), le sigue un canal de sección variable y ancho decreciente que asegura velocidad creciente.

#### 3.1.2 Floculación

El módulo de floculación hidráulica de flujo vertical con pantallas de fibra de vidrio, cuya fijación en la base será con separadores de PVC y superficialmente con cuartones ranurados de madera. Tendrá 3 zonas de velocidades progresivamente menores, de aquí el agua pasa a los sedimentadores a través de un canal de sección variable que entrega velocidades diferenciales a cada una de las unidades de sedimentación.

### 3.1.3 Sedimentación

Contará con 3 unidades de sedimentación acelerada con placas inclinadas de fibra de vidrio que aseguran un flujo laminar con N° de Reynolds menor de 250, lográndose alcanzar cargas superficiales en función del área efectivamente cubierta por placas que oscilan entre 180-240 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d con lo que se logra períodos de retención menores de 15 minutos a diferencia de los sedimentadores convencionales de flujo horizontal turbulento con N° de Reynolds entre 2000-200,000 y cargas superficiales entre 25-60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d y períodos de retención de 1.5 a 3.5 horas.

### 3.1.4 Filtración

Las unidades de filtración, tipo filtro rápido con lechos de arena de flujo descendente que puede trabajar con tasas de 235 a 600 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d de velocidad declinante y lavado con flujo proveniente de unidades en funcionamiento.

La pérdida de carga aumenta según el tiempo de uso, el lavado con flujo proveniente de otras unidades en funcionamiento se basa en el hecho de que si se deja la salida del efluente a un nivel mayor que la canaleta de lavado y se interconectan los filtros, al abrir la válvula de drenaje, el nivel de agua en la caja de la unidad que se quiere lavar consigue una carga hidráulica que invierte el sentido del flujo en el lecho filtrante y efectúa el lavado.

La pérdida de carga para mantener el medio suspendido es de 30 a 50 centímetros cuando se usa arena, y la pérdida de carga total para lavar un filtro por este sistema es de 55 a 80 centímetros; sólo que obliga a construir estructuras más profundas que los filtros convencionales.

### 3.1.5 Desinfección

Después de los filtros se construirá una cámara de contacto en donde se aplicará el cloro como desinfectante. La remoción de bacterias es directamente proporcional a la remoción de turbiedad, es de esperarse que con el aglutinamiento progresivo de partículas en suspensión tanto las bacterias como los virus queden incorporados en los flocs y precipiten con él.

La desinfección es el proceso de acondicionamiento a estándares de salubridad.

La calidad del agua definida por los valores guía es tal que resulta adecuada para el consumo humano y todo uso doméstico incluyendo la higiene personal, debe ponerse mucho énfasis en la calidad microbiológica en abastecimientos de poblados menores como estos debido a la poca contaminación de la cuenca.

El control de cloro residual es considerado como parámetro más conveniente y significativo al monitorearse la calidad del agua.

### **3.2 Estudio de los procesos unitarios de tratamiento**

#### **3.2.1 Proceso de Mezcla**

La mezcla puede ser definida como la reacción que ocurre al momento de la adición de los coagulantes al agua.

Factores que influyen en el proceso:

- Las características físicas del agua (turbidez y color)
- La alcalinidad
- pH
- La temperatura
- La velocidad
- La velocidad de agitación

#### **3.2.2 Coagulación-Floculación**

Se denomina coagulación-floculación al proceso por el cual las partículas suspendidas dentro del agua que originan la turbidez y el color se asocian al coagulante y forman pequeñas motas o masas denominadas flóculos o flocs.

La prueba de Jarras (Jar Test) ha demostrado que para la adecuada formación de éstos flocs se requiere agitación hidráulica que disminuya progresivamente en intensidad para aumentar la posibilidad de colisión entre flóculos que cada vez sean de mayor tamaño y peso para ser removidos fácilmente en la sedimentación. Esta agitación se logra fácilmente con equipos mecánicos, el reto es lograr agitación con velocidad progresivamente menor sin utilizar equipos mecánicos ni eléctricos.

Harris y otros (ver referencia N°15) establecieron un modelo matemático para la velocidad de aglomeración de las partículas, dado que un grupo de partículas que colisionan se aglomeran, otras no se aglomeran y otras se rompen dependiendo del coagulante y del flujo y considerando al tanque de floculación como un reactor en serie con “m” número de cámaras demostró que:

$$\frac{n_1}{n_m} = \left(1 + n \phi G \frac{T}{m}\right)^m$$

Con ( $n_1$ ) y ( $n_m$ ) representando a las concentraciones de las partículas en la primera cámara y en la cámara de orden “m” respectivamente, (T) el tiempo total de floculación, (G) el gradiente de velocidad, (n) coeficiente de aglomeración y ( $\phi$ ) la fracción del volumen del flóculo. Esto demuestra que la eficiencia puede ser obtenida en tiempos cada vez menores a medida que aumenta el número de cámaras de floculación.

Los parámetros físicos que afectan directamente la eficiencia de un floculador son: el tiempo de residencia, los compartimentos y distribución, la potencia total desarrollada y las características del campo de turbulencia.

Para un tiempo de residencia, la eficiencia se incrementa en forma casi lineal con el gradiente de velocidad; la compartimentalización de un sistema de flujo continuo ejerce una influencia considerable en la eficiencia.

Villegas y Letterman (ver referencia N°15) realizaron un estudio de gran importancia práctica en la cual relacionaron el tiempo de floculación (T), el gradiente de velocidad (G), con la dosis de coagulante, determinando que el rango óptimo de gradientes de velocidad para floculación varía entre 20 y 75 s<sup>-1</sup> y el tiempo de retención entre 10 y 30 minutos dependiendo de la calidad del agua.

Entre los factores que influyen en la floculación podemos encontrar: la naturaleza del agua, las variaciones de caudal, la intensidad de agitación y el tiempo de floculación.

### 3.2.3 Sedimentación

Se entiende por sedimentación al proceso de remoción de partículas en suspensión de un fluido por efecto de gravedad en un determinado intervalo de tiempo.

Promover las condiciones de reposo para remoción o caída gravitacional de las partículas es el objetivo del diseño de sedimentadores o decantadores.

La sedimentación es en esencia un fenómeno físico que está relacionado con las propiedades de caída de las partículas suspendidas en el agua; el resultado será un fluido clarificado.

Las partículas en suspensión sedimentan en diferente forma, dependiendo de las características de las partículas así como de su concentración y peso.

A las partículas que no cambian de tamaño, forma y densidad se les denominan partículas discretas, y partículas floculentas a aquellas producidas durante el tratamiento del agua es decir a la unión de partículas coloidales con agentes químicos como los coagulantes, es decir los flocs producen partículas floculentas que cambian de tamaño, forma y densidad.

El asentamiento de los coágulos o flocs no es constante sino creciente con el tiempo y depende de las características hidráulicas del sedimentador. Con el propósito de mejorar las eficiencias remocionales en función de velocidades de asentamiento, se ha propuesto el diseño de sedimentadores laminares o de alta tasa con sedimentación interferida de flujo horizontal.

El proceso de sedimentación se ve afectado por una serie de variables entre las que podemos considerar:

- a) Corrientes de densidad térmica de concentración, las obstrucciones o la alta velocidad en el ingreso puede alterar el equilibrio produciendo flujos envolventes o sinuosos muy diferentes a los calculados.
- b) Corrientes debido al viento, pueden producir corrientes de suficiente intensidad para inducir cambios en la dirección del flujo y alterar el equilibrio de las masas de agua interfiriendo la sedimentación.
- c) Corrientes cinéticas, que se producen por alteraciones en la entrada, obstrucción del sedimentador y alteraciones de la salida.

En cuanto a la concentración de partículas, se conoce que la alta concentración de partículas floculentas superiores a 500 mg/l las partículas se encuentran a distancias reducidas y se adhieren entre sí y sedimentan masivamente creándose una clara superficie de separación entre los flocúlos y el líquido sobre nadante dando origen a la sedimentación conocida con el nombre de decantación o sedimentación interferida; esa interferencia se puede crear a través de placas inclinadas paralelas instaladas en el sedimentador.

Los efectos que favorecen la remoción de las partículas suspendidas son: el aumento del área, la disminución de la altura de caída de la partícula y el régimen de flujo laminar.

Los sedimentadores de alta velocidad o sedimentadores laminares, consisten esencialmente en una serie de láminas o placas paralelas colocadas en un tanque apropiado con un ángulo  $\theta$  de inclinación de  $60^\circ$ , de modo que ascienda el agua con flujo laminar, esto permite cargas superficiales entre 4 y 10 veces superiores que las usadas en sedimentadores horizontales o sea entre  $120$  y  $300 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$  y períodos de sedimentación menores de 10 minutos.

Los sedimentadores horizontales trabajan con cargas de  $20$  a  $60 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$  y períodos de sedimentación superiores de 1.5 a 3.5 horas.

La velocidad de asentamiento en los sedimentadores laminares es de  $0.14$  a  $0.42 \text{ cm/s}$ , en los sedimentadores convencionales la velocidad de asentamiento rara vez excede de  $0.07 \text{ cm/s}$ .

Para que un sedimentador pueda trabajar con alta velocidad es necesario que exista flujo laminar, esto se obtiene cuando el número de Reynolds es menor que 500 preferentemente menor que 250, cualquier turbulencia podría crear arrastre de partículas y bajaría la eficiencia.

En forma general el número de Reynolds está dado por la expresión:

$$R_e = \frac{\rho \cdot V_o \cdot \lambda_L}{\mu}$$

Donde:

$\lambda_L = 4R_H$ , siendo  $R_H$  el radio hidráulico para flujo entre placas paralelas (ancho infinito)

$\lambda_L = m$ , para escurrimiento entre placas paralelas de ancho (b)

$$R_e = \frac{4 \rho \cdot V_o \cdot R_H}{\mu} = \frac{4 \rho \cdot m V_o \cdot b}{2 \mu (m + b)} = \frac{2 \rho \cdot V_o \cdot m}{\mu \left(\frac{m}{b} + 1\right)}$$

Si  $b \gg m$ , resulta:

$$R_e = \frac{2 \rho \cdot V_o \cdot m}{\mu}$$

Si el número de Reynolds se mantiene constante en 250 y  $b/m < 10$ , la eficiencia de remoción disminuye; por tanto, el número de Reynolds no debe ser considerado en forma aislada.

La eficiencia del sedimentador laminar depende de factores intrínsecos a la carga superficial adoptada, a las características propias del agua tratada, al diseño del sedimentador y al tiempo de detención dentro del reactor.

En la sedimentación laminar la eficiencia decrece a medida que aumenta la carga superficial (q) en las celdas o placas paralelas.

En 1968, Yao (ver referencia N°15), publicó las bases teóricas del cálculo de sedimentadores de alta tasa los cuales son parte de este estudio.

En cuanto a la carga superficial, se aprecia que en el diseño de sedimentadores laminares se considera como parámetro de diseño la carga por unidad de superficie o parámetro de Hazen, la cual representa la velocidad crítica de sedimentación de una partícula. Es recomendable determinar la velocidad de sedimentación en base a ensayos de laboratorio, para que después de trazada la curva de eficiencia remocional versus velocidad de sedimentación se adopte la velocidad cercana al punto de quiebre de la curva para optimizar la eficiencia remocional del sedimentador.

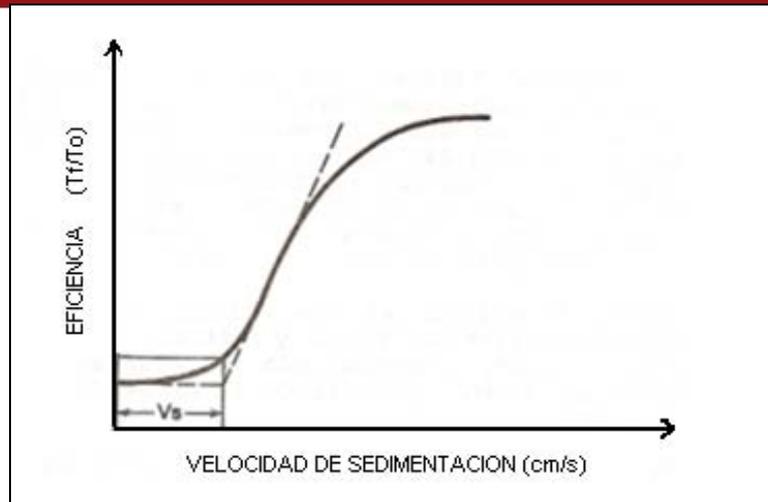


Figura 1– “Eficiencia del proceso de sedimentación”

(Referencia: N°3)

La evaluación de sedimentadores laminares construidos en varios países de América Latina demuestran la variación de la eficiencia al variar las cargas superficiales, así mismo demuestra la elevada eficiencia de esta técnica comparando con sedimentadores considerados como excelentes en los EEUU.

Los resultados obtenidos en la evaluación de Plantas de Tratamiento, diseñadas con esta tecnología realizada por el CEPIS, con auspicio de la universidad de Oklahoma, Usaid y el centro internacional de investigación para el desarrollo (CIID) demuestran la elevada eficiencia de los sedimentadores laminares.

Entre las características de las aguas que más influencia tienen en la eficiencia del sedimentador laminar cabe mencionar: la turbiedad, el color, la temperatura, la coagulación y floculación, tiempo de operación de los sedimentadores, materia en suspensión y densidad de las partículas en suspensión.

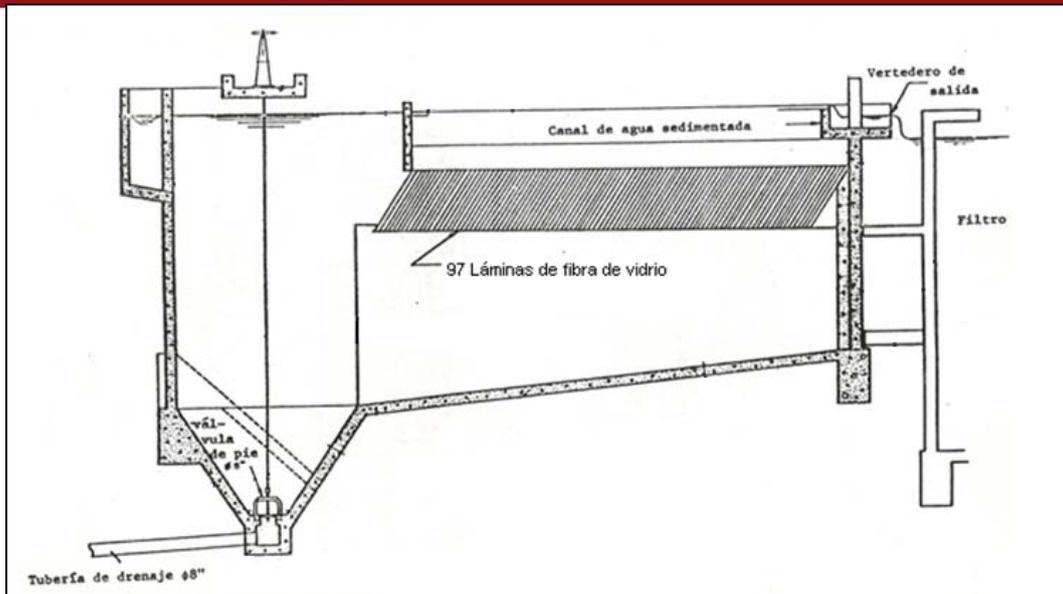


Figura 2-“Sedimentador laminar de flujo ascendente”

(Referencia: N°4)

\*ver anexo 2, planta de tratamiento de agua de Prudentópolis

El comportamiento hidráulico de los sedimentadores depende de varios parámetros tales como: la velocidad de entrada del flujo, el número de Reynolds del sedimentador, la cantidad y forma de depósitos de lodos, las velocidades en la zona de salida, las corrientes de densidad térmica o de concentración y las corrientes debidas al viento.

### 3.2.4 Filtración

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

El objetivo de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables que no hayan quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación, en consecuencia el trabajo que desempeñan los filtros depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos anteriores.

Durante la filtración se produce una colmatación progresiva de los poros del medio filtrante debido a dos mecanismos: transporte y adherencia.

El transporte de partículas es un fenómeno físico e hidráulico afectado por los parámetros que gobiernan la transferencia de masas.

La adherencia entre las partículas y granos es básicamente un fenómeno de acción superficial que es influenciado por parámetros físicos y químicos.

La formación de un manto de partículas removidas se localiza encima de las primeras capas del medio filtrante y es responsable de aproximadamente el 90 % de la pérdida de carga total.

La adherencia entre partículas y granos resulta del contacto entre ambos, la eficiencia de remoción, es elevada al principio, pero a medida que la superficie de los granos se colmata, la eficiencia disminuye.

Durante la filtración se produce una colmatación progresiva de los poros y por consiguiente varía la eficiencia de remoción de las diversas sub capas con el correr del tiempo de uso, por tanto cada sub capa removerá una porción diferente en relación a la suspensión afluyente, lo que se acentuará con el transcurso del tiempo.

La variación de la eficiencia de un filtro se debe a las variaciones de la geometría de los poros causada por la retención de partículas.

La obstrucción de los poros en un medio filtrante debido a la retención de partículas es conocida con el nombre de pérdida de carga.

El filtro recibe un agua de calidad variable y produce a su vez un efluente cuya calidad es también variable. En el proceso retiene cierta cantidad de partículas pudiendo establecerse un balance de material retenido debido a las siguientes causas:

- a) La remoción de material suspendido efectuada por el filtro es proporcional a la cantidad de material suspendido presente en el agua.
- b) Las características de remoción de un filtro dependen de la superficie disponible en los granos del medio filtrante, de la tortuosidad del flujo dentro de los poros y de la velocidad intersticial.

c) Las principales fuerzas que operan para remover las partículas suspendidas en las líneas de flujo son gravitacionales, aún cuando las fuerzas de adsorción sean las dominantes. Cuando la partícula alcanza los granos del filtro la siguiente expresión establece una relación directa entre la reducción de la concentración de la suspensión en la capa y la concentración que entra en esa capa:

$$\lambda = -\frac{(c_1 - c_2)/dL}{c_1}$$

En donde:

$\lambda$ = eficiencia de la capa o coeficiente de remoción

$c_1, c_2$ =concentración volumétrica de partículas (volumen de sólidos por volumen unitario de líquido)

$dL$ = capa de soporte

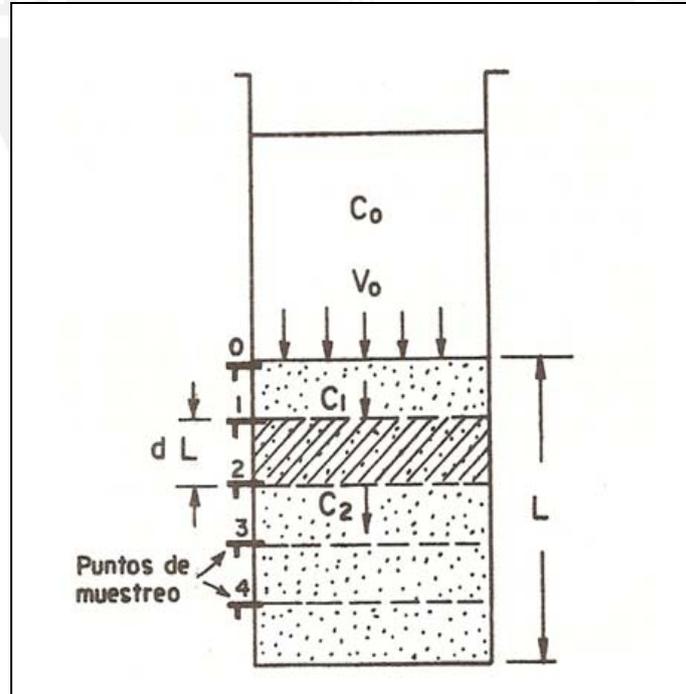


Figura 3- Estratos de una capa filtrante  
(Referencia: N°3)

El volumen de floc removido del flujo es igual al volumen depositado en los granos del medio filtrante.

Al principio de la carrera de filtración, los granos del lecho están limpios por tanto  $\lambda = \lambda_i$  (coeficiente inicial), al prolongarse la carrera los depósitos se acumulan por efecto de la gravedad como pequeñas cúpulas encima de los granos.

Sin embargo, llega un momento en que la acumulación de material dentro del lecho es tan grande que los poros se llenan y la superficie disponible para nuevos depósitos es cada vez más pequeña con lo cual la eficiencia ( $\lambda$ ) empieza a disminuir.

El agua en una planta de tratamiento contiene sólidos en suspensión que irán recubriendo los granos del lecho disminuyendo su porosidad inicial ( $P_0$ ) en cierta cantidad, con lo que la pérdida de carga ( $h_0$ ) se irá incrementando en función al tiempo de uso, por tanto:

$$h_f = h_0 + h\phi(t), \text{ en forma diferencial}$$

$$\frac{dh}{dL} = \left[ \frac{dh}{dL} \right]_0 + \left[ \frac{dh}{dL} \right]_t$$

Donde:

$h_0$  = pérdida de carga inicial

$h\Phi(t)$  = pérdida de carga por colmatación que está en función del tiempo

$dh$  = aumento de diámetro o tamaño de los granos del lecho

$dL$  = capa de soporte o profundidad del lecho

La pérdida de carga final está en función de la forma como se distribuyen los depósitos específicos ( $\sigma$ ) en el lecho filtrante o disminuye su porosidad inicial ( $P_0$ ) y se puede expresar así:

$$h_f = h_0 + \psi \int_0^L \sigma \cdot dL$$

Donde:

$h_0$ = pérdida de carga inicial

$h_f$ = pérdida de carga final

$\psi$ = coeficiente de pérdida de carga (que depende del tipo de medio filtrante usado, de la tasa de filtración de la viscosidad del agua y de las características de la suspensión)

$\sigma$ = depósito específico

$dL$ = profundidad del lecho

El depósito de sólidos generalmente queda en las capas superiores del lecho, a medida que la colmatación superficial se hace mayor, se incrementa la pérdida de carga reduciéndose la porosidad inicial ( $P_0$ ) en un valor ( $\sigma$ ).

Los factores que influyen en la filtración son:

- Tipo de medio filtrante
- Velocidad de filtración
- Tipo de suspensión: características físicas (volumen, densidad y tamaño de la suspensión) y características químicas del agua (pH, alcalinidad).
- Influencia de la temperatura

El tipo de medio filtrante debe seleccionarse basándose en la calidad de agua que se desea para el agua filtrada, adicionalmente debe tenerse en cuenta la duración de la carrera y la facilidad de lavado.

Un medio filtrante ideal es aquel que tiene una determinada granulometría y los granos tienen un cierto peso específico, que requiere una cantidad mínima de agua para ser lavado eficientemente y es capaz de remover la mayor cantidad posible de partículas suspendidas, produciendo un afluyente de buena calidad.

El material granular para los filtros se selecciona por medio del cernido en tamices de la serie estándar americana y la Tyler, siendo la arena uno de los medios filtrantes utilizados en los filtros.

Los materiales filtrantes se especifican en base a las siguientes características:

En cuanto a la arena se observa que el tamaño efectivo ( $T_E$ ), se refiere al tamaño de granos correspondiente al porcentaje de 10%.

Coefficiente de uniformidad ( $C_u$ ) resulta de la relación entre el tamaño de los granos correspondientes al 60% y el tamaño de los granos correspondientes al 10%.

$$C_u = \frac{\text{abertura del tamiz que deja pasar el 60\%}}{\text{abertura del tamiz que deja pasar el 10\%}} = 1.50 - 1.70$$

Forma: La forma de los granos se recomienda que sean esféricos.

Estas características son muy importantes para especificar los materiales que componen un medio filtrante de dos o más capas.

La grava se coloca sobre el sistema de drenaje cuando este lo requiere con doble propósito:

- Servir de soporte al lecho de arena
- Distribuir uniformemente el agua de lavado

El tipo y espesor del lecho de grava depende del sistema de drenaje que se use por lo general se coloca grava de diferentes tamaños de mayor a menor.

La capa de gravilla es la más importante, debe estar constituida por material no menor de 1/16" o 1.59 mm ni mayor de 3/16" a 4.76 mm, la gravilla debe ser cuidadosamente seleccionada con peso específico no menor de 2.65 y sin partículas micáceas, en lo posible canto rodado de río, libre de limo y material orgánico.

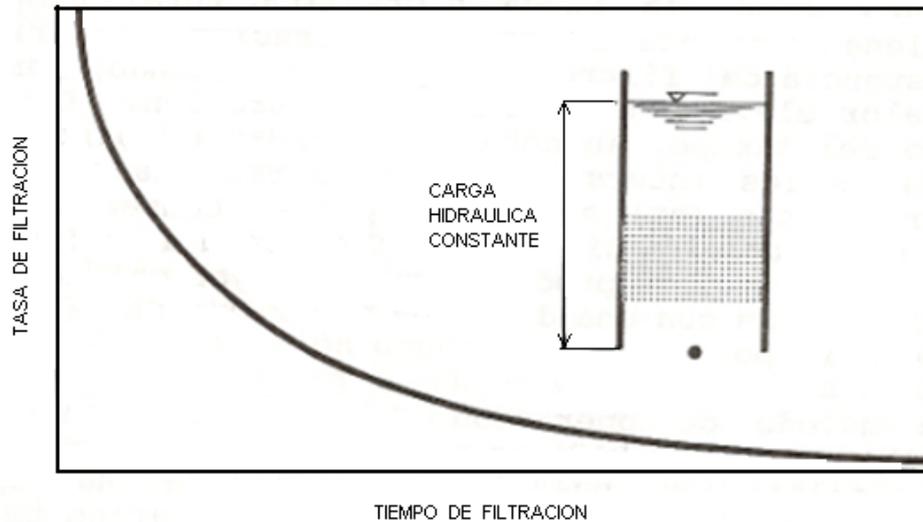


Figura 4-“Variación de la tasa de filtración en función del tiempo”  
 (Referencia: N°15)

A medida que se filtra a mayor velocidad la carrera de filtración se acorta proporcionalmente a la tasa de filtración.

Las características hidráulicas que influyen en la eficiencia de filtración son:

- a) Tasa de filtración
- b) Carga hidráulica disponible
- c) Método de control

Las variaciones de la tasa de velocidad durante una carrera de filtración son inevitables y puede afectar sustancialmente la calidad del efluente y dependen de la pérdida de carga y de la tasa de filtración.

El lavado de un filtro es la operación por la cual, se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por los drenes, con presión adecuada, con el objeto de que el lecho filtrante se expanda, los granos se froten y se desprenda todo el material retenido entre ellos en la operación de filtrado.

Esta operación debe hacerse cada vez que la pérdida de carga sea igual a la presión estática sobre el lecho o la calidad del efluente desmejore.

Al progresar la carrera de filtración, la superficie del filtro desciende y las áreas obstruidas son generalmente al rededor de las paredes y se desprenden dejando grietas. En casos de serio deterioro se forman “bolas de barro” que pueden llegar hasta la capa de grava, en estas condiciones el filtro deja de ser útil y debe ser reconstruido totalmente. Para evitar esto debe procurarse una uniforme distribución del flujo ascendente.

En cuanto a la hidráulica del lavado, se observa que al inyectar agua por el fondo en un medio granular puede ocurrir:

- a) La velocidad ascensional del flujo de lavado es menor que la velocidad del asentamiento de las partículas del medio filtrante ( $V_i$ ), el lecho no se expande.
- b) Cuando se sigue aumentando la tasa del flujo ( $V_a$ ) hasta hacer mayor que ( $V_i$ ), el lecho se expande más y más y su porosidad ( $p$ ) aumenta proporcionalmente.
- c) Cuando la velocidad del flujo de lavado sobre pasa el valor ( $V_i$ ) crítico, el lecho todo se fluidifica y los granos del medio son acarreados por el agua.

Para determinar la velocidad de lavado ( $V_a$ ), se tiene la siguiente ecuación:

$$V_i = V_a = \frac{Q_a}{A}$$

Donde:

$Q_a$ = flujo de lavado ( $m^3/s$ )

$A$ = área del filtro ( $m^2$ )

$V_i$ = velocidad de descenso de la interface

$V_a$ = velocidad de lavado

El flujo de lavado puede provenir de:

- 1) Un tanque elevado
- 2) Un sistema de bombeo
- 3) Otros filtros trabajando

El lavado de un filtro con flujo proveniente de otras unidades en funcionamiento, se basa en el hecho de que si se deja la salida del efluente a un nivel mayor que el de la canaleta de lavado y se interconectan los filtros, al abrir la válvula de drenaje, el nivel del agua en la caja de la unidad descende estableciendo una carga hidráulica ( $h_2$ ) que invierte el sentido del flujo en el lecho filtrante y se efectúa el lavado, el tiempo de éste se establece en función al control de turbidez residual.

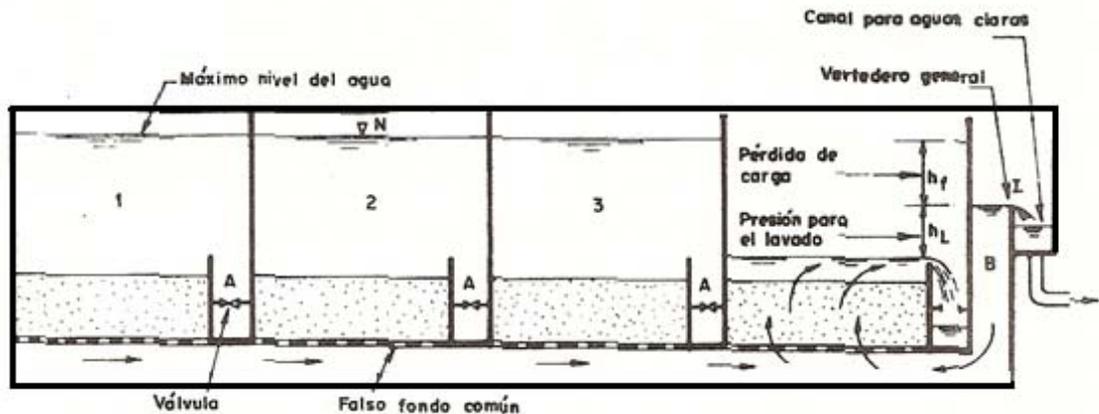


Figura 5-Lavado de un filtro con el flujo de las otras unidades  
 (Referencia: N°3)

Los factores necesarios para el lavado con este sistema son:

- Para que el lavado sea posible se requiere que el caudal dado por la planta sea por lo menos igual al flujo necesario para el lavado de un filtro y preferiblemente mayor.
- Por esta razón hay que diseñar como mínimo 4 unidades para que trabajen con una carga superficial de  $240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$  a fin de que pueda producir una velocidad de ascenso no menor de  $0.60 \text{ m}/\text{min}$  ó  $600 \text{ l}/\text{min}/\text{m}^2$  y debe usarse lechos de arena y antracita.
- Al cerrarse la válvula afluente de un filtro, los otros aumentan su velocidad de filtración porque el caudal de ingreso a la planta de tratamiento de agua es el mismo y se reparte entre las unidades en operación.
- Cuando se llega a la máxima pérdida de carga permisible por filtración ( $h_f$ ), el nivel del agua sube hasta la cota (N), esto indica la necesidad de lavar el filtro.

En el control de caudal de lavado se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Por lo general estas plantas de tratamiento de agua tienen como controladores de gasto las válvulas, que además aforan la velocidad ascensional en pulgadas por minuto.
- b) Duración del lavado, la limpieza del lecho filtrante depende básicamente de la expansión de la arena, producida por la velocidad ascensional del agua y el tiempo se determina controlando la turbidez residual.

Las ventajas de este sistema de lavado son:

- La expansión del lecho se inicia lentamente al ir descendiendo el nivel del agua por debajo del vertedero de salida, la velocidad del flujo ascendente va aumentando con el tiempo.
- No se requiere equipos mecánicos, ni tanque elevado, ni controlador de gasto de lavado.
- Se necesita un mínimo de válvulas y tuberías.

El objeto de colocar en el fondo los drenes de los filtros es: recolectar y extraer agua filtrada y distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante.

En los filtros de auto lavado el sistema de drenaje es tipo falso fondo prefabricado de viguetas en forma de V invertida apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples plásticos de  $\frac{1}{4}$ " a  $\frac{3}{4}$ " colocadas cada 10 a 20 centímetros de centro a centro.

El espesor de las viguetas depende de la luz que hay que cubrir, la parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que el agua salga por los niples y se proyecta sobre la grava que debe ser cuidadosamente seleccionada por su redondez.

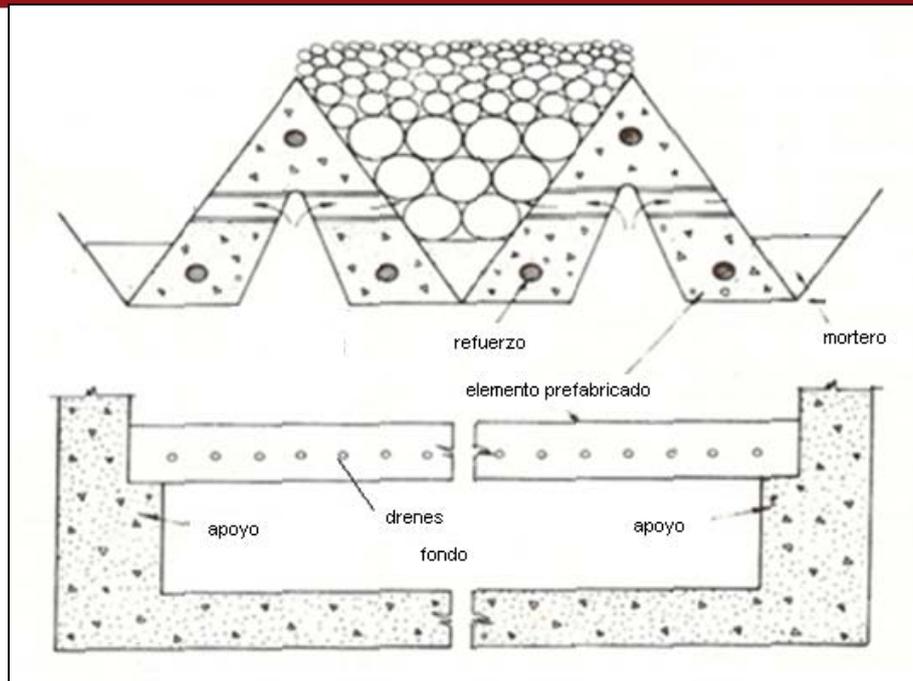


Figura 6- Falso fondo con viguetas prefabricadas  
 (Referencia: N°3)

### 3.2.5 Desinfección

La desinfección del agua es un proceso unitario de tratamiento que tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua desde el punto de vista microbiológico, asegurando la ausencia de organismos patógenos.

Se considera fundamental este proceso de tratamiento dentro de la tecnología del tratamiento del agua, debido a que los procesos anteriores no remueven el 100 % de microorganismos patógenos. Sin embargo para cumplir con los estándares de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) o las normas de Organización Mundial para la Salud (OMS) y para proteger de brotes infecciosos, se realiza la desinfección.

Las aguas de consumo pueden sufrir recontaminación al ser distribuidas a la población a causa del deterioro en los tanques de almacenamiento y redes de distribución, por lo que la desinfección debe actuar como un seguro contra estas situaciones posteriores al tratamiento.

La desinfección es un proceso selectivo, no destruye todos los organismos presentes en el agua y no siempre elimina todos los organismos patógenos, como si ocurre en la esterilización, razón por la que debe diferenciarse estos términos, el desinfectante sólo destruye gérmenes patógenos.

En el caso del agua se puede considerar 3 categorías de microorganismos: virus, bacterias y quistes de amebas o helmintos, los quistes de la entamoeba no son destruidos por los desinfectantes comunes.

En resumen, la desinfección es uno de los procesos más importantes en el tratamiento del agua y prácticamente es un proceso que no debe faltar en todo sistema de potabilización.

En cuanto a los tipos de desinfectantes, actualmente se dispone de varias sustancias o medios de desinfección, que deben utilizarse de acuerdo con las características de cada caso. Sin embargo los desinfectantes deben cumplir una serie de requisitos con el fin de garantizar un tratamiento efectivo.

Los requisitos que deben cumplir los desinfectantes son:

- a) Deben destruir en un tiempo razonable los organismos patógenos, los que deben ser eliminados en las condiciones que tenga el agua.
- b) No deben ser tóxicos para el hombre ni para animales domésticos. En las dosis usuales, no deben dar olor ni sabor al agua que la hagan rechazable por el consumidor.
- c) Deben tener un costo razonable y condiciones que faciliten y den seguridad al transportar, almacenar, manipular y aplicar el producto.
- d) Su concentración en el agua debe ser fácil y rápidamente determinable (de preferencia automáticamente).
- e) Deben producir residuales persistentes en el agua de manera que actúen como una barrera sanitaria para posibles recontaminaciones.

Los desinfectantes más comunes son:

- El cloro ( $\text{Cl}_2$ ) en forma líquida envasada en cilindros a presión.
- El hipoclorito de sodio ( $\text{NaClO}$ ) con un contenido de cloro activo del 10 al 15 %.
- El hipoclorito de calcio  $\text{Ca}(\text{OCl})_2$ , con un contenido de 60 % de cloro activo
- El dióxido de cloro ( $\text{ClO}_2$ ) que se produce en la misma planta de tratamiento de acuerdo con la reacción:



- La monoclaramina ( $\text{NH}_2\text{Cl}$ ) formado por la adición de cloro y amonio al agua que va ser desinfectada.
- El ozono ( $\text{O}_3$ ) gas producido en el punto de aplicación debido a su inestabilidad. Se utiliza aire seco y energía eléctrica para su aplicación.



- El permanganato de potasio ( $\text{KMnO}_4$ ).
- El yodo ( $\text{I}_2$ ).
- El bromo ( $\text{Br}_2$ ) que es utilizado en la desinfección de piscinas debido a que es menos irritante para la vista.

Los factores que favorecen la desinfección son: naturaleza del desinfectante, concentración del desinfectante, tiempo de contacto con el agua, características físico-químicas del agua, temperatura del agua, pH del agua, naturaleza de los organismos a ser destruidos y mezcla con el agua.

La acción de un desinfectante o tasa de destrucción se plantea como una reacción química de primer orden, definida por la Ley de Chick (ver referencia N°15).

$$-\frac{dn}{dt} = kn$$

Donde:

n= número de microorganismos por litro

t= tiempo en minutos

k= constante de velocidad (dependiendo de los factores mencionados anteriormente)

La integración de la ecuación anterior desde  $t=0$  a  $t=t$ , y desde  $n=n_0$  a  $n=n_t$  da lo siguiente:

$$1 . n . \frac{n_t}{n_0} = -k . t . \sigma . \frac{n_0}{n_t} = e^{kt} = R$$

Donde:

$n_0$ = número de microorganismos por litro a  $t=0$

$n_t$ = número de microorganismos por litro a  $t=t$

$R$ = factor de reducción

En la desinfección se utiliza al cloro como agente desinfectante de mayor uso en América Latina. La cloración puede ser usada con otros objetivos además de la desinfección debido a la fuerte acción oxidante del cloro.

Los objetivos de la cloración son: la desinfección, remoción de amonio y otros compuestos orgánicos nitrogenados, remoción de compuestos orgánicos diversos, remoción de compuestos orgánicos oxidables, remoción de compuestos utilizados en el tratamiento, remoción de color.

El cloro y algunos compuestos clorados tienen poder desinfectante debido a la acción sobre el protoplasma celular de los microorganismos vivos, su acción depende: de su concentración, del tiempo de contacto, de las características químicas del agua y de la temperatura del agua.

El cloro es más activo en la forma de ácido hipocloroso  $\text{HClO}_3$ .

El cloro es un gas muy tóxico y su manejo requiere mucho cuidado. A pesar de los relativamente seguros sistemas de inyección, los cilindros de cloro gas deben ser transportados, almacenados y cambiados con mucho cuidado y por personal técnico entrenado.

Tabla N°10-“Características de los cilindros de cloro”

(Referencia: N°15)

Peso del contenido del cilindro		Peso del cilindro solo		Peso total del cilindro		Máximo flujo de cloro que se puede extraer de 1 cilindro	
lb	Kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg
100	46.5	73	33	173	83	26	11.7
150	75	90-130	50-59	240-280	115-134	40	18.2

Dependiendo de la forma que se utilice el cloro: gas envasado en cilindros o compuestos de cloro en polvo o en solución existe una gran variedad de equipos para aplicar el cloro al agua.

Tabla N°11-“Clasificación de aparatos cloradores”

(Referencia: N°15)

Tipo	Sistema de montaje	Capacidades	
		kg/día	lb/día
De presión	En pedestal	2 a 140	4 a 300
	Directamente en los cilindros	1 a 34	2 a 95
De vacío	En la pared	1.4 a 100	3 a 200

Para el almacenaje de estos cilindros, se tiene las siguientes recomendaciones:

-El almacén debe tener necesariamente techo para evitar que los cilindros se recalienten y las paredes deben tener orificios en la parte inferior para procurar la máxima ventilación.

-Todos los cilindros están equipados con fusibles que se funden entre 70-75 °C, en los cilindros de 50 y 75 kilogramos este fusible está colocado en la válvula de salida del cloro y no deben bloquearse estos fusibles.

-Los cilindros pequeños deben almacenarse en posición vertical y deben asegurarse con cadena o barras metálicas.

-No debe incluirse en el almacén equipos o actividades que produzcan fuego o chispas que puede alimentar la combustión del acero.

Los implementos de protección más importantes son: el sistema de alarma, las máscaras con tanque de aire o de oxígeno, el equipo para taponamiento de fugas y las botellas de amoniaco para detención de fugas.

La cámara de contacto tiene por finalidad promover el tiempo de contacto necesario para permitir la acción bactericida del cloro con un máximo de eficiencia. Normalmente se dimensionan para un tiempo de contacto entre 20 y 30 minutos, dependiendo de las características del agua.

Los factores que pueden dar lugar a una baja eficiencia del desinfectante pueden ser: la turbidez, organismos resistentes (giardia), compuestos oxidables, gran cantidad de materia orgánica, depósitos de fierro y manganeso.

El manejo del cloro requiere mucho cuidado y personal técnico entrenado.

#### **4. Diseño preliminar de la planta simplificada de tratamiento de agua y evaluación del impacto social de la misma en el lugar**

##### **4.1 Cálculo de parámetros necesarios para el diseño de la planta simplificada de tratamiento de agua**

En la tabla que figura a continuación, se muestran algunos datos recogidos en el INEI como población, tasa de crecimiento demográfico, los cuales pertenecen al censo del 2005. Mientras que los demás datos fueron recopilados de la SUNASS. Todos estos datos fueron usados para calcular el caudal de diseño, el caudal de diseño se considera para un horizonte de 15 años.

Además, es importante mencionar que para el diseño de esta planta simplificada de tratamiento de agua, se contó con el asesoramiento del Ing. Pablo Perry, quien tiene

amplia experiencia en el diseño de plantas de tratamiento, y actualmente labora en SUNASS.

#### 4.1.1 Población futura

Existen numerosos modelos matemáticos, que nos permiten estimar la población futura, entre ellos destacan: el método aritmético, el método del porcentaje uniforme de crecimiento, el método geométrico, el método proporcional, el método logístico o curva en s, el método comparativo y el método de la tasa decreciente del crecimiento

Para escoger el método que refleje el crecimiento poblacional más cercano a lo real, se calculó la población futura utilizando todos los métodos mencionados. Luego se escogió el modelo matemático que estuvo más cercano al promedio de todos los resultados. Siendo dicho método el geométrico y que a continuación se presenta:

Población de los 3 distritos para un horizonte de 15 años

$$\text{población} = \text{pob (año 0)} \times (1 + \text{tasa})^{15} = 38925 (1 + 0.02)^{15}$$

$$\text{población} = 52388 \text{ habitantes}$$

#### 4.1.2 Consumo per cápita por conexión

$$\text{Consumo per cápita} = \frac{\text{consumo medio} \times 1000}{30 \times \text{hab/ vivienda}} = \frac{22.10 \times 1000}{30 \times 4.69}$$

$$\text{Consumo per cápita} = 157.06 \text{ l/hab/día}$$

#### 4.1.3 Caudal de diseño para un horizonte de 15 años

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{\text{pobl.} \times \text{cobert.} \times \text{cons.pp.co} \quad n \times (1 + \text{ACC}) \times \text{coef.MD}}{86400} +$$

$$+ \frac{\text{poblac.} \times (1 - \text{cobert.}) \times (\text{cons.pp.n} \quad \text{o serv.}) \times (1 + \text{ACC}) \times \text{coef.MD}}{86400}$$

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{52388 \times 0.95 \times 157.06 \times (1 + 0.25) \times 1.3}{86400} + \frac{52388 \times (1 - 0.95) \times 40 \times (1 + 0.25) \times 1.3}{86400}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 148.98 \text{ l/s}$$

Tabla N°12-“Crecimiento poblacional”

(Referencia: N°6)

	Unidades	Año 0	Año 15
Población	Hab.	38925	52388
Tasa de crecimiento demográfico	%	2.63	2.00%
Cobertura	%	87%	95%
Habitantes/vivienda		4.69	4.69
Consumo medio	m3/conex/mes	22.10	
Consumo per cápita por conexión	l/h/d	157.06	157.06
Consumo per cápita población no servida	l/h/d	40	40
Pérdidas (ACC)	%	45%	25%
Coficiente máximo diario (MD)		1.3	1.3
Caudal máximo diario (Q diseño)		119.54	<b>148.98</b>

#### 4.1.4 Demanda de dotaciones

Considerando la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales se asignan las dotaciones en base al número de habitantes.

Tabla N°13-“Dotación por número de habitantes”

(Ver referencia N°1)

Población (habitantes)	Dotación (l/hab/día)
Hasta 500	60
500-1000	60-80
1001-5000	80-100
5001-100000	100-150

Por otro lado, el reglamento nacional de construcciones del año 2006 en la Norma técnica “OS.100-consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria”, menciona que las dotaciones serán de 120 l/hab/día, para viviendas igual o menores de 90 m<sup>2</sup> ubicadas en climas fríos.

#### 4.1.5 Consumo promedio diario anual ( $Q_m$ )

El consumo promedio diario anual se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{dotación}(d)}{86400(\text{s/día})}$$

Donde:

$Q_m$  = consumo promedio diario (l/s)

$P_f$  = población futura (habitantes)

$d$  = dotación (l/hab/día)

Considerando una dotación diaria de 120 l/hab/día, ya que se encuentra dentro del rango sugerido por el Ministerio de Salud y además es lo que sugiere el Reglamento nacional de construcciones.

$$Q_m = \frac{52388 \times 120}{86400}$$

$$Q_m = 72.76 \text{ l/s}$$

Por lo tanto como el caudal de diseño de 148.98 l/s es mayor a la dotación requerida por la población, garantizamos que la demanda va a ser satisfecha.

## 4.2 Diseño preliminar de la planta simplificada de tratamiento de agua

### 4.2.1 Cálculo de almacenamiento de sustancias químicas

a) Caudal de diseño de la Planta:

$$Q_d = 0.14898 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 0.14898 \times 86400$$

$$Q_d = 12898 \text{ m}^3 / d$$

b) Dosis máxima de coagulante:

$$DM = 20 \text{ mg/l (dosis usual)}$$

c) Dosis mínima de coagulante:

$$Dm = 5 \text{ mg/l (dosis usual)}$$

d) Dosis promedio de coagulante:

$$D = \frac{DM + Dm}{2}$$

$$D = 12.5 \text{ mg/l}$$

e) Período de almacenamiento:

Por lo menos para un almacenamiento de 15 días, hasta un límite de 6 meses

$$T = 90 \text{ días}$$

f) Peso específico del coagulante:

$$\delta = 964 \text{ kg/m}^3$$

g) Volumen de almacenamiento requerido:

$$V = \frac{D \times Q_d \times T}{1000 \delta} = \frac{12.5 \times 12872 \times 90}{1000 \times 964}$$

$$V = 15 \text{ m}^3$$

h) Altura de almacenamiento:

$$h = 1.6 \text{ m}$$

i) Área neta de almacenamiento:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{15}{1.6}$$

$$A = 9.4 \text{ m}^2$$

j) Número de filas de almacenamiento:

$$N = 2$$

k) Ancho de cada fila:

$$B = 1.2 \text{ m}$$

l) Largo de cada fila:

$$L = \frac{A}{2B} = \frac{9.4}{2 \times 1.2}$$

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

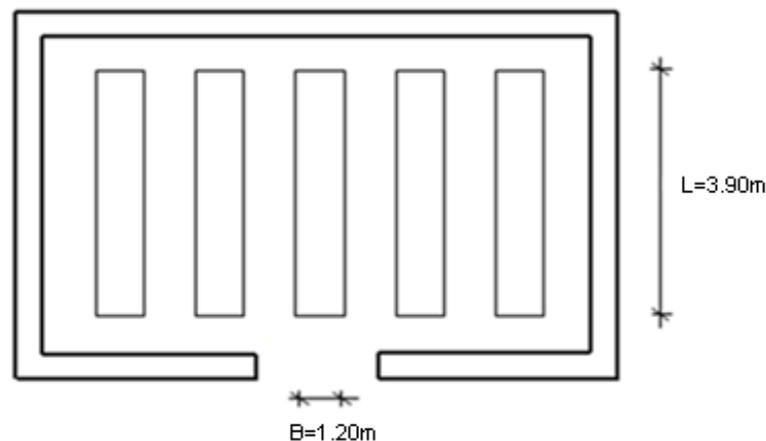


Figura 7- **Esquema almacenamiento de sustancias químicas**  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

#### 4.2.2 Cálculo de un dosificador en solución

a) Concentración del coagulante:

$$C = 10 \%$$

b) Caudal de solución promedio requerido:

$$q = \frac{Qd \times D}{10C} = \frac{0.14898 \times 12.5}{10 \times 0.10} = 0.019 \text{ l/s}$$

$$q = \frac{0.019 \times 86400}{1000} = 1.61 \text{ m}^3 / \text{día}$$

c) Tiempo de funcionamiento de cada turno:

$$t_0 = 8 \text{ hr}$$

d) Volumen de tanque de solución:

$$V = \frac{q \times t_0}{24} = \frac{1.61 \times 8}{24}$$

$$V = 0.54 \text{ m}^3$$

e) Consumo promedio de reactivo diario:

$$C_P = \frac{Q_d \times 86400 \times D}{1000} = \frac{0.14898 \times 86400 \times 12.5}{1000}$$

$$C_P = 160.90 \text{ kg/día}$$

f) Consumo por tanque de solución:

$$C_{P0} = \frac{C_P \times t_0}{24} = \frac{160.90 \times 8}{24}$$

$$C_{P0} = 53.63 \text{ kg}$$

g) Caudal máximo de dosificación:

$$q_M = \frac{Q_d \times DM \times 3600}{1000 C} = \frac{0.14898 \times 20 \times 3600}{1000 \times 0.10}$$

$$q_M = 107.27 \text{ l/hr}$$

h) Caudal mínimo de dosificación:

$$q_m = \frac{Q_d \times D_m \times 3600}{1000 C} = \frac{0.14898 \times 5 \times 3600}{1000 \times 0.1}$$

$$q_m = 26.82 \text{ l/hr}$$

i) Rango del dosificador:

$$R = q_M - q_m = 107.27 - 26.82$$

$$R = 80.45 \text{ l/hr}$$

### 4.2.3 Cálculo de mezcla rápida en canaleta Parshall

De la tabla N°1 (Anexo 3):

a) Ancho de garganta:

$$w = 0.305 \text{ m}$$

Constantes:

$$K = 1.276$$

$$m = 0.657$$

b) Altura de agua en la sección de medición:

$$H_0 = K \times (Q_d)^m = 1.276 \times (0.14898)^{0.657}$$

$$H_0 = 0.37 \text{ m}$$

Dimensiones de la canaleta

De la tabla N°1 (Anexo 3):

$$A = 1.372 \text{ m}$$

$$B = 1.344 \text{ m}$$

$$D = 0.845 \text{ m}$$

$$E = 0.915 \text{ m}$$

$$F = 0.610 \text{ m}$$

c) Ancho de la sección de medición D':

$$D' = \frac{2}{3} \times (D - w) + w = \frac{2}{3} \times (0.845 - 0.305) + 0.305$$

$$D' = 0.67 \text{ m}$$

d) Velocidad en la sección de medición:

$$V_0 = \frac{Q_d}{D' \times H_0} = \frac{0.14898}{0.67 \times 0.37}$$

$$V_0 = 0.61 \text{ m/s}$$

e) Caudal específico en la garganta de la canaleta:

$$q = \frac{Q_d}{w} = \frac{0.14898}{0.305}$$

$$q = 0.49 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

f) Dimensionamiento de la canaleta

De la tabla N°1 (Anexo 3):

$$N = 0.229 \text{ m}$$

g) Carga Hidráulica disponible:

$$E_0 = \frac{V_0^2}{2g} + H_0 + N = \frac{0.61^2}{2 \times 9.8} + 0.37 + 0.229, \quad g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$E_0 = 0.61 \text{ m}$$

h) Ángulo de inclinación:

$$\theta = \text{Cos}^{-1} \left[ -\frac{q \times g}{\left(\frac{2g \times E_0}{3}\right)^{1.5}} \times \frac{180}{\pi} \right] = \text{Cos}^{-1} \left[ -\frac{0.49 \times 9.8}{\left(\frac{2 \times 9.8 \times 0.61}{3}\right)^{1.5}} \times \frac{180}{\pi} \right]$$

$$\theta = 126.63^\circ$$

i) Velocidad antes del resalto:

$$V_1 = 2 \left( \frac{2E_0 \times g}{3} \right)^{0.5} \times \text{Cos} \left( \theta \times \frac{\pi}{540} \right) = 2 \left( \frac{2 \times 0.61 \times 9.8}{3} \right)^{0.5} \times \text{Cos} \left( 126.63 \times \frac{\pi}{540} \right)$$

$$V_1 = 2.97 \text{ m/s}$$

j) Altura de agua antes del resalto:

$$h_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{0.49}{2.97}$$

$$h_1 = 0.165 \text{ m}$$

k) Número de Froude:

$$F_1 = \frac{V_1}{(g \times h_1)^{0.5}} = \frac{2.97}{(9.8 \times 0.165)^{0.5}}, 3 \geq F_1 \geq 2$$

$$F_1 = 2.33$$

l) Altura del resalto:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \times \left[ (1 + 8F_1^2)^{0.5} - 1 \right] = \frac{0.165}{2} \times \left[ (1 + 8 \times 2.33^2)^{0.5} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.47 \text{ m}$$

m) Velocidad en el resalto:

$$V_2 = \frac{Q_d}{w \times h_2} = \frac{0.14898}{0.305 \times 0.47}$$

$$V_2 = 1.04 \text{ m/s}$$

n) Dimensión de la canaleta:

De la tabla N°1 (Anexo 3):

$$K' = 0.076 \text{ m}$$

o) Altura en la sección de salida de la canaleta:

$$h_3 = h_2 - (N - K') = 0.47 - (0.229 - 0.076)$$

$$h_3 = 0.315 \text{ m}$$

p) Dimensión de la canaleta:

De la tabla N°1 (Anexo 3):

$$C = 0.610 \text{ m}$$

q) Velocidad en la sección de la salida:

$$V_3 = \frac{Q_d}{C \times h_3} = \frac{0.14898}{0.61 \times 0.315}$$

$$V_3 = 0.78 \text{ m/s}$$

r) Pérdida de carga en el resalto:

$$h_p = H_0 + K' \cdot h_3 = 0.37 + 0.076 - 0.315$$

$$h_p = 0.127 \text{ m}$$

s) Dimensión de la canaleta

De la tabla N°1 (Anexo 3):

$$G' = 0.915 \text{ m}$$

t) Tiempo de mezcla en el resalto:

$$T = \frac{2 G'}{V_2 + V_3} = \frac{2 \times 0.915}{1.04 + 0.78}$$

$$T = 1 \text{ s}$$

u) Temperatura del agua:

$$\text{Temp.} = 15^\circ\text{C}$$

Valor de  $\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}}$  para la temperatura del agua (Tabla N°2 del Anexo 3):

$$\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} = 2920.01$$

v) Gradiente de velocidad:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \times \left(\frac{h_p}{T}\right)^{0.5} = 2920.01 \times \left(\frac{0.127}{1}\right)^{0.5}$$

$$G = 1036.74 \text{ s}^{-1}$$

Planta

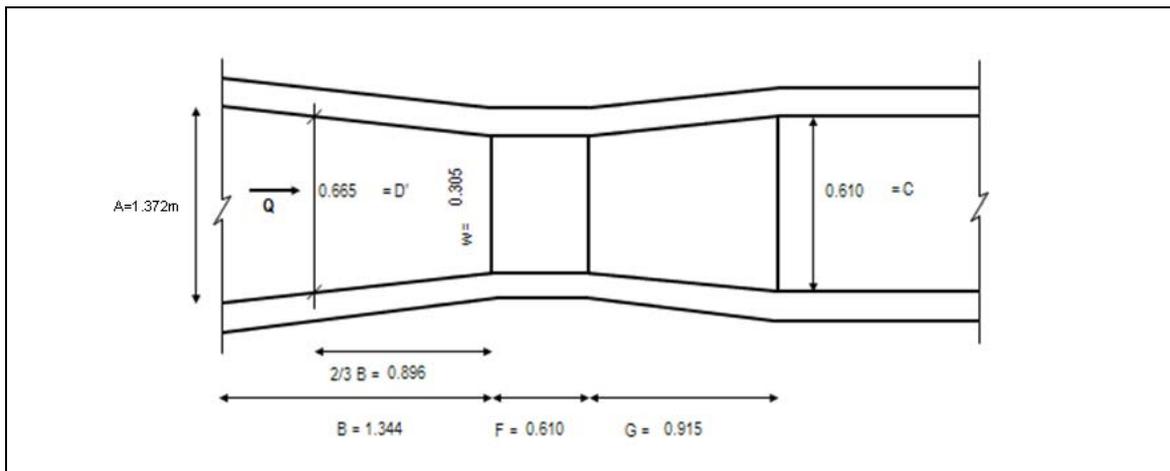


Figura 8- Esquema canaleta Parshall

(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

Perfil

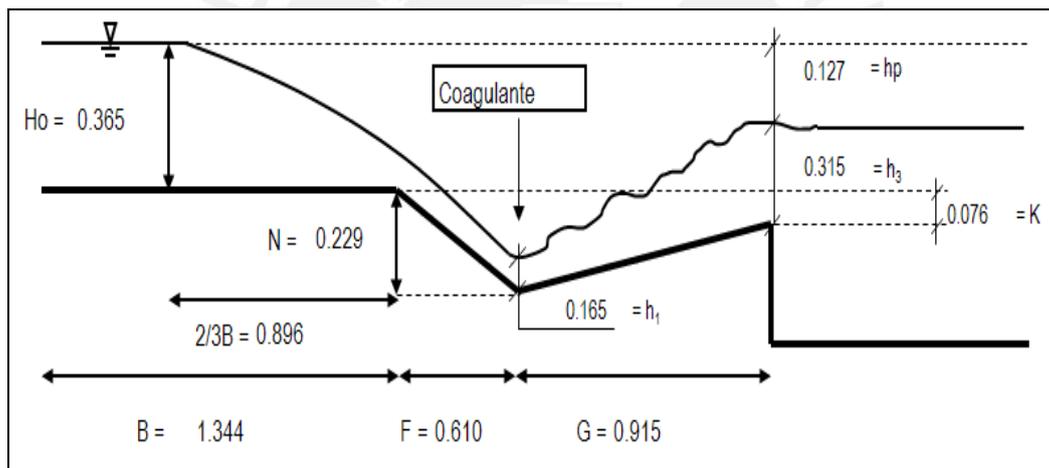


Figura 9- Esquema canaleta Parshall

(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

\*distancias en metros

#### 4.2.4 Cálculo de un floculador hidráulico de flujo vertical

a) Caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua:

$$Q_d = \frac{0.14898}{2}$$

$$Q_d = 0.07449 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Tiempo total de floculación:

El tiempo de retención total se determinará en el laboratorio y puede variar entre 10 a 30 minutos.

$$T = 27 \text{ min}$$

c) Volumen total de la unidad:

$$V = Q_d \times T \times 60$$

$$V = 0.07449 \times 27 \times 60$$

$$V = 120.7 \text{ m}^3$$

d) Longitud de la unidad:

$$L = 7.8 \text{ m}$$

e) Profundidad del floculador:

$$H = 3.3 \text{ m}$$

f) Ancho total de la unidad:

$$B = \frac{V}{L \times H} = \frac{120.7}{7.8 \times 3.3}$$

$$B = 4.69 \text{ m}$$

Ancho del canal

Tramo 1:

$$b_1 = 0.72 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

Tramo 2:

$$b_2 = 0.76 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

Tramo 3:

$$b_3 = 0.79 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

## g) Tiempo de retención

Tramo 1:

$$t_1 = \frac{H \times b_1 \times L}{Q_d \times 60} = \frac{3.3 \times 0.72 \times 7.8}{0.07449 \times 60}$$

$$t_1 = 4.1 \text{ min}$$

Tramo 2:

$$t_2 = \frac{H \times b_2 \times L}{Q_d \times 60} = \frac{3.3 \times 0.76 \times 7.8}{0.07449 \times 60}$$

$$t_2 = 4.4 \text{ min}$$

Tramo 3:

$$t_3 = \frac{H \times b_3 \times L}{Q_d \times 60} = \frac{3.3 \times 0.79 \times 7.8}{0.07449 \times 60}$$

$$t_3 = 4.5 \text{ min}$$

## h) Gradiente de velocidad

Tramo 1:

$$G_1 = 75 \text{ s}^{-1} \quad (\text{asumimos})$$

Tramo 2:

$$G_2 = 50 \text{ s}^{-1} \quad (\text{asumimos})$$

Tramo 3:

$$G_3 = 25 \text{ s}^{-1} \quad (\text{asumimos})$$

## i) Número de compartimentos entre pantallas:

Tramo 1:

$$m_1 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{b_1 \times L \times G_1}{Q_d} \right)^2 \times t_1 \right]^{1/3}$$

$$m_1 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{0.72 \times 7.8 \times 75}{0.07449} \right)^2 \times 4.1 \right]^{1/3}$$

$$m_1 = 22$$

Tramo 2:

$$m_2 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{b_2 \times L \times G_2}{Q_d} \right)^2 \times t_2 \right]^{1/3}$$

$$m_2 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{0.76 \times 7.8 \times 50}{0.07449} \right)^2 \times 4.4 \right]^{1/3}$$

$$m_2 = 18$$

Tramo 3:

$$m_3 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{b_3 \times L \times G_3}{Q_d} \right)^2 \times t_3 \right]^{1/3}$$

$$m_3 = 0.045 \times \left[ \left( \frac{0.79 \times 7.8 \times 25}{0.07449} \right)^2 \times 4.5 \right]^{1/3}$$

$$m_3 = 12$$

j) Espesor de las pantallas:

$$e = 0.038 \text{ m} \quad (1 \frac{1}{2} \text{''})$$

k) Espaciamiento entre pantallas

Tramo 1:

$$a_1 = \frac{L - (m_1 - 1) \times e}{m_1} = \frac{7.8 - (22 - 1) \times 0.038}{22}$$

$$a_1 = 0.318 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$a_2 = \frac{L - (m_2 - 1) \times e}{m_2} = \frac{7.8 - (18 - 1) \times 0.038}{18}$$

$$a_2 = 0.397 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$a_3 = \frac{L - (m_3 - 1) \times e}{m_3} = \frac{7.8 - (12 - 1) \times 0.038}{12}$$

$$a_3 = 0.615 \text{ m}$$

## l) Velocidad en los canales

Tramo 1:

$$V_{1-1} = \frac{Q_d}{a_1 \times b_1} = \frac{0.07449}{0.318 \times 0.72}$$

$$V_{1-1} = 0.325 \text{ m/s}$$

Tramo 2:

$$V_{1-2} = \frac{Q_d}{a_2 \times b_2} = \frac{0.07449}{0.397 \times 0.76}$$

$$V_{1-2} = 0.247 \text{ m/s}$$

Tramo 3:

$$V_{1-3} = \frac{Q_d}{a_3 \times b_3} = \frac{0.07449}{0.615 \times 0.79}$$

$$V_{1-3} = 0.153 \text{ m/s}$$

## m) Velocidad en los pasajes

Tramo 1:

$$V_{2-1} = \frac{2}{3} \times V_{1-1} = \frac{2}{3} \times 0.325$$

$$V_{2-1} = 0.217 \text{ m/s}$$

Tramo 2:

$$V_{2-2} = \frac{2}{3} \times V_{1-2} = \frac{2}{3} \times 0.247$$

$$V_{2-2} = 0.165 \text{ m/s}$$

Tramo 3:

$$V_{2-3} = \frac{2}{3} \times V_{1-3} = \frac{2}{3} \times 0.153$$

$$V_{2-3} = 0.102 \text{ m/s}$$

n) Altura de agua en los pasajes:

Tramo 1:

$$e_1 = \frac{Q_d}{V_{2-1} \times b_1} = \frac{0.07449}{0.217 \times 0.72}$$

$$e_1 = 0.48 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$e_2 = \frac{Q_d}{V_{2-2} \times b_2} = \frac{0.07449}{0.165 \times 0.76}$$

$$e_2 = 0.59 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$e_3 = \frac{Q_d}{V_{2-3} \times b_3} = \frac{0.07449}{0.102 \times 0.79}$$

$$e_3 = 0.92 \text{ m}$$

o) Altura de agua en los cambios de tramo:

Tramo 1-2:

$$e_{1-2} = \frac{Q_d}{V_{2-1} \times a_1} = \frac{0.07449}{0.217 \times 0.318}$$

$$e_{1-2} = 1.08 \text{ m}$$

Tramo 2-3:

$$e_{2-3} = \frac{Q_d}{V_{2-2} \times a_2} = \frac{0.07449}{0.165 \times 0.397}$$

$$e_{2-3} = 1.14 \text{ m}$$

p) Extensión total canal:

Tramo 1:

$$l_1 = 60 \times V_{1-1} \times t_1 = 60 \times 0.325 \times 4.1$$

$$l_1 = 80 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$l_2 = 60 \times V_{1-2} \times t_2 = 60 \times 0.247 \times 4.4$$

$$l_2 = 65.2 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$l_3 = 60 \times V_{1-3} \times t_3 = 60 \times 0.153 \times 4.5$$

$$l_3 = 41.3 \text{ m}$$

q) Radio hidráulico del compartimento entre pantallas

Tramo 1:

$$R_{H1} = \frac{a_1 \times b_1}{2(a_1 + b_1)} = \frac{0.217 \times 0.72}{2(0.217 + 0.72)}$$

$$R_{H1} = 0.110 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$R_{H2} = \frac{a_2 \times b_2}{2(a_2 + b_2)} = \frac{0.397 \times 0.76}{2(0.397 + 0.76)}$$

$$R_{H2} = 0.130 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$R_{H3} = \frac{a_3 \times b_3}{2(a_3 + b_3)} = \frac{0.615 \times 0.79}{2(0.615 + 0.79)}$$

$$R_{H3} = 0.173 \text{ m}$$

r) Coeficiente de la fórmula de Manning:

$$n = 0.013 \quad (\text{concreto})$$

s) Pérdida de carga continua en los canales

Tramo 1:

$$h_{1-1} = \left( \frac{n \times V_{1-1}}{R_{H1}^{2/3}} \right)^2 \times l_1 = \left( \frac{0.013 \times 0.325}{0.110^{2/3}} \right)^2 \times 80$$

$$h_{1-1} = 0.027 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$h_{1-2} = \left( \frac{n \times V_{1-2}}{R_{H2}^{2/3}} \right)^2 \times l_2 = \left( \frac{0.013 \times 0.247}{0.130^{2/3}} \right)^2 \times 65.2$$

$$h_{1-2} = 0.010 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$h_{1-3} = \left( \frac{n \times V_{1-3}}{R_{H3}^{2/3}} \right)^2 \times l_3 = \left( \frac{0.013 \times 0.153}{0.173^{2/3}} \right)^2 \times 41.3$$

$$h_{1-3} = 0.002 \text{ m}$$

t) Pérdida de carga en las vueltas

Tramo 1:

$$h_{2-1} = \frac{(m_1 + 1) \times V_{1-1}^2 + V_{2-1}^2}{19.6} = \frac{(22 + 1) \times 0.325^2 + 0.217^2}{19.6}$$

$$h_{2-1} = 0.126 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$h_{2-2} = \frac{(m_2 + 1) \times V_{1-2}^2 + V_{2-2}^2}{19.6} = \frac{(18 + 1) \times 0.247^2 + 0.165^2}{19.6}$$

$$h_{2-2} = 0.061 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$h_{2-3} = \frac{(m_3 + 1) \times V_{1-3}^2 + V_{2-3}^2}{19.6} = \frac{(12 + 1) \times 0.153^2 + 0.102^2}{19.6}$$

$$h_{2-3} = 0.016 \text{ m}$$

u) Pérdida de carga total

Tramo 1:

$$hf_1 = h_{1-1} + h_{2-1} = 0.027 + 0.126$$

$$hf_1 = 0.153 \text{ m}$$

Tramo 2:

$$hf_2 = h_{1-2} + h_{2-2} = 0.010 + 0.061$$

$$hf_2 = 0.071 \text{ m}$$

Tramo 3:

$$hf_3 = h_{1-3} + h_{2-3} = 0.002 + 0.016$$

$$hf_3 = 0.018 \text{ m}$$

v) Volumen de cada tramo

Tramo 1:

$$V_1 = H \times b_1 \times L - e \times (m_1 - 1) \times b_1 \times (H - e_1)$$

$$V_1 = 3.3 \times 0.72 \times 7.8 - 0.038 \times (22 - 1) \times 0.72 \times (3.3 - 0.48)$$

$$V_1 = 16.9 \text{ m}^3$$

Tramo 2:

$$V_2 = H \times b_2 \times L - e \times (m_2 - 1) \times b_2 \times (H - e_2)$$

$$V_2 = 3.3 \times 0.76 \times 7.8 - 0.038 \times (18 - 1) \times 0.76 \times (3.3 - 0.59)$$

$$V_2 = 18.2 \text{ m}^3$$

Tramo 3:

$$V_3 = H \times b_3 \times L - e \times (m_3 - 1) \times b_3 \times (H - e_3)$$

$$V_3 = 3.3 \times 0.79 \times 7.8 - 0.038 \times (12 - 1) \times 0.79 \times (3.3 - 0.92)$$

$$V_3 = 19.5 \text{ m}^3$$

**Temperatura del agua:**

Temp. = 15°C

Valor de  $\sqrt{\frac{Y}{\mu}}$  para la temperatura del agua (Tabla N°2 del Anexo 3):

$$\sqrt{\frac{Y}{\mu}} = 2920.01$$

w) Comprobación del gradiente de velocidad total:

Tramo 1:

$$G_{1-1} = \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times \left( \frac{hf_1 \times Q_d}{V_1} \right)^{0.5} = 2920.01 \times \left( \frac{0.153 \times 0.07449}{16.9} \right)^{0.5}$$

$$G_{1-1} = 75.83 \text{ s}^{-1}$$

Tramo 2:

$$G_{1-2} = \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times \left( \frac{hf_2 \times Q_d}{V_2} \right)^{0.5} = 2920.01 \times \left( \frac{0.071 \times 0.07449}{18.2} \right)^{0.5}$$

$$G_{1-2} = 49.78 \text{ s}^{-1}$$

Tramo 3:

$$G_{1-3} = \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times \left( \frac{hf_3 \times Q_d}{V_3} \right)^{0.5} = 2920.01 \times \left( \frac{0.018 \times 0.07449}{19.5} \right)^{0.5}$$

$$G_{1-3} = 24.21 \text{ s}^{-1}$$

x) Comprobación del gradiente de velocidad en el canal vertical:

Tramo 1:

$$G_{2-1} = 0.013 \times \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times R_{H1}^{-0.7} \times V_{1-1}^{1.5} = 0.013 \times 2920.01 \times 0.110^{-0.7} \times 0.325^{1.5}$$

$$G_{2-1} = 32.97 \text{ s}^{-1}$$

Tramo 2:

$$G_{2-2} = 0.013 \times \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times R_{H2}^{-0.7} \times V_{1-2}^{1.5} = 0.013 \times 2920.01 \times 0.130^{-0.7} \times 0.247^{1.5}$$

$$G_{2-2} = 19.44 \text{ s}^{-1}$$

Tramo 3:

$$G_{2-3} = 0.013 \times \sqrt{\frac{Y}{\mu}} \times R_{H3}^{-0.7} \times V_{1-3}^{1.5} = 0.013 \times 2920.01 \times 0.173^{-0.7} \times 0.153^{1.5}$$

$$G_{2-3} = 7.76 \text{ s}^{-1}$$

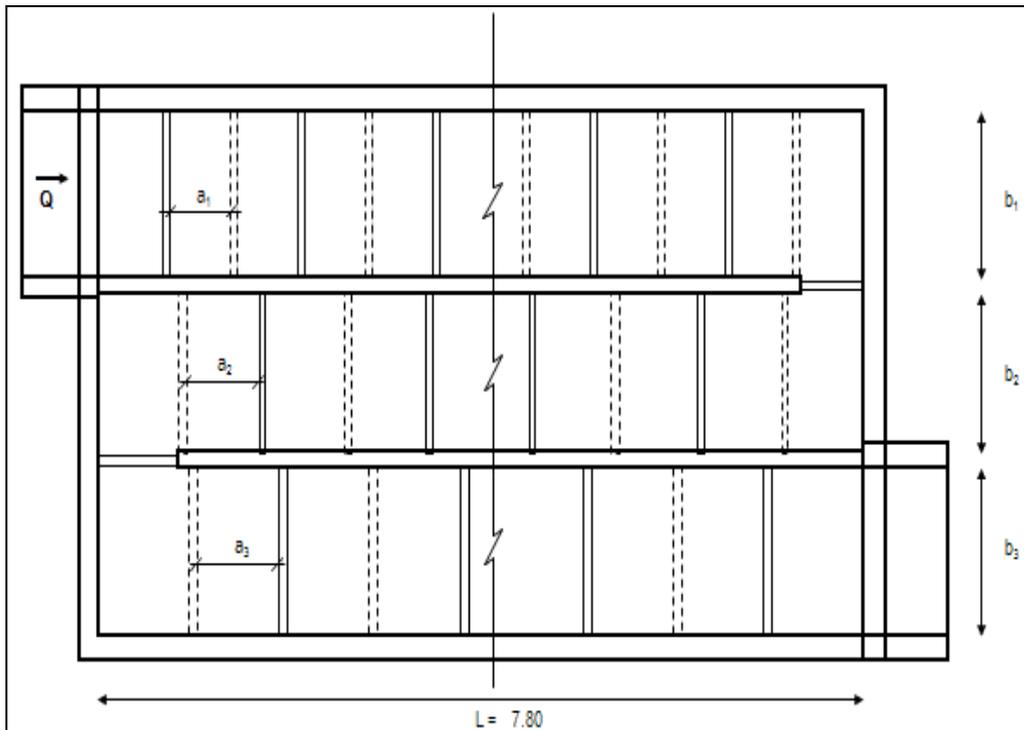


Figura 10- Esquema floculador vertical. Planta  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

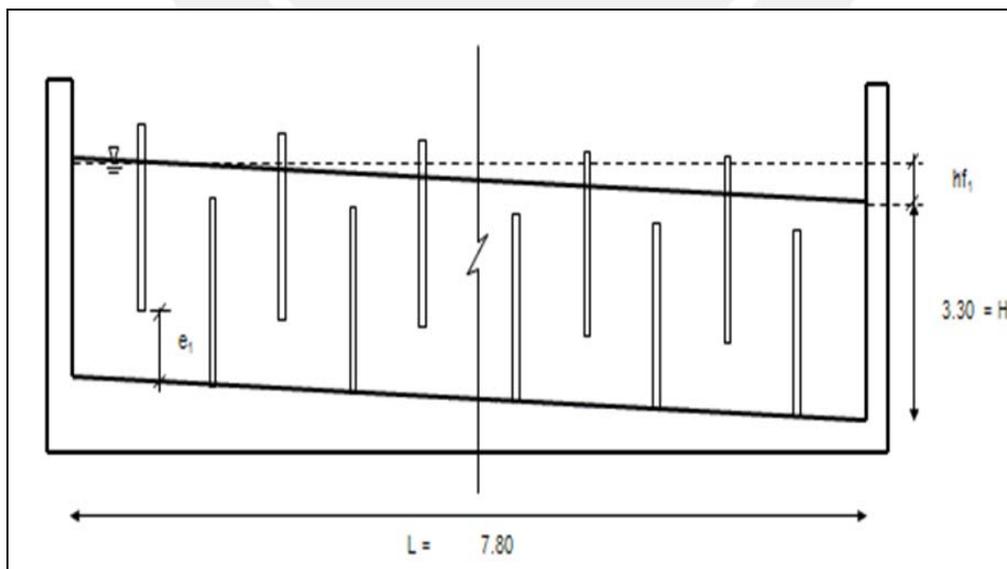


Figura 11- Esquema floculador vertical. Perfil- Tramo 1  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

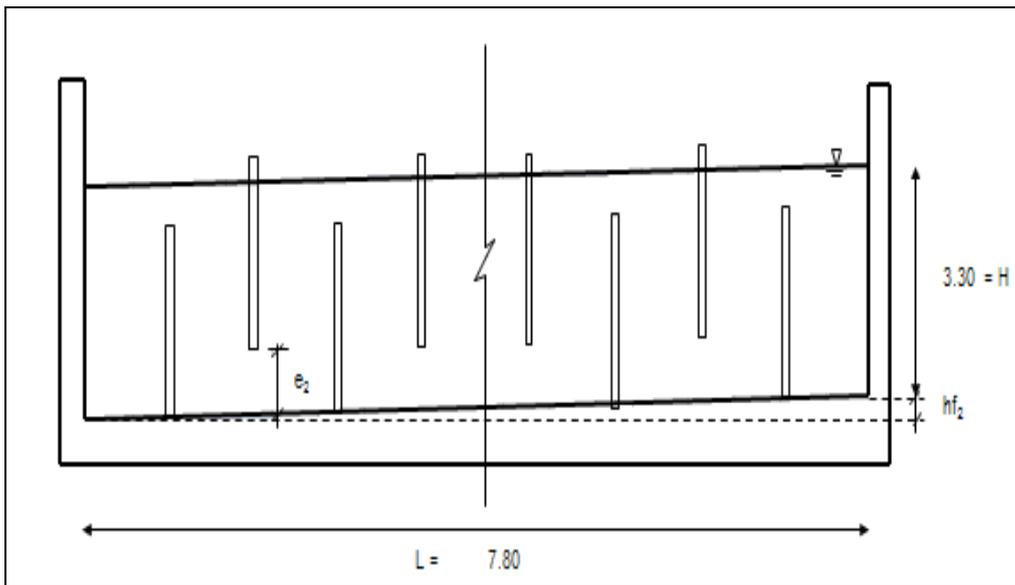


Figura 12- Esquema floculador vertical. Perfil- Tramo 2  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

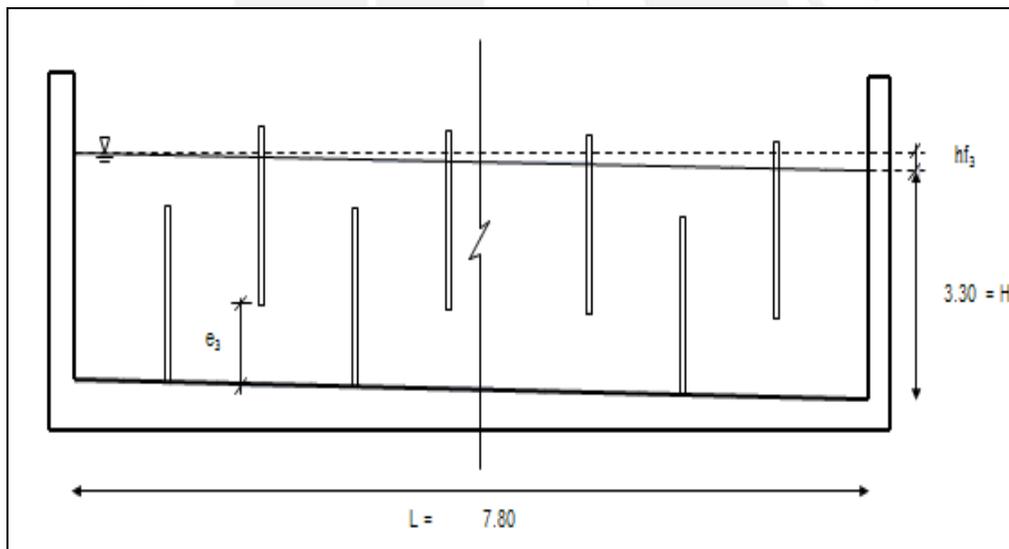


Figura 13- Esquema floculador vertical. Perfil- Tramo 3  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)  
\*distancias en metros

#### 4.2.5 Cálculo del canal de entrada a los decantadores

a) Número de decantadores:

$$N = 3$$

b) Caudal que ingresa a cada decantador:

$$Q = \frac{Q_d}{N} = \frac{0.14898}{3}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Altura final del canal:

$$H_f = 0.5 \text{ m}$$

d) Ancho del canal:

$$B = 0.8 \text{ m}$$

e) Área final del canal:

$$A_f = B \times H_f = 0.8 \times 0.5$$

$$A_f = 0.40 \text{ m}^2$$

f) Velocidad en la sección final del canal:

$$V_c = \frac{Q}{A_f} = \frac{0.05}{0.40}$$

$$V_c = 0.124 \text{ m/s}$$

g) Área inicial del canal:

$$A_i = \frac{Q_d}{V_c} = \frac{0.14898}{0.124}$$

$$A_i = 1.20 \text{ m}^2$$

h) Altura inicial del canal:

$$H_i = \frac{A_i}{B} = \frac{1.20}{0.8}$$

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

i) Velocidad en las compuertas de entrada a los decantadores:

$$V_L = 0.23 \text{ m/s (ver Tabla N°3 de Anexo 3)}$$

j) Área sección útil de las compuertas:

$$A_L = \frac{Q}{V_L} = \frac{0.05}{0.23}$$

$$A_L = 0.216 \text{ m}^2$$

k) Dimensiones de la compuerta

$$b = 0.70 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

$$h = \frac{A_L}{b} = \frac{0.216}{0.70}$$

$$h = 0.31 \text{ m}$$

l) Coeficientes experimentales:

$$\theta = 0.70$$

$$\phi = 1.67$$

m) Velocidad real en la última compuerta de entrada a los decantadores:

$$V_{Ln} = 0.230 \text{ m/s}$$

n) Velocidad real en la primera compuerta de entrada a los decantadores:

$$V_{L1} = 0.230 \text{ m/s}$$

o) Desviación de caudal entre el primer y el último orificio:

La desviación del caudal debe ser menor del 5 %, caso contrario cambiar la velocidad en los orificios de entrada al decantador.

$$\delta = \frac{V_{Ln} - V_{L1}}{V_{Ln}} \times 100 \%$$

$$\delta = 0$$

p) Radio hidráulico de compuertas laterales:

$$R_H = \frac{b \times h}{2(b + h)}$$

$$R_H = 0.107$$

q) Gradiente de velocidad al paso del flujo por las compuertas:

$$G = 20.01 \text{ s}^{-1} \quad (\text{ver Tabla N}^\circ 3 \text{ de Anexo 3})$$

#### 4.2.6 Cálculo del canal central de doble fondo de distribución de agua floculada a los decantadores

a) Número de decantadores:

$$N = 3$$

b) Caudal que ingresa a cada decantador:

$$Q = \frac{Q_d}{N} = \frac{0.14898}{3}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Velocidad en los orificios de entrada a los decantadores:

$$V_L = 0.15 \text{ m/s}$$

d) Área total de orificios:

$$A_T = \frac{Q}{V_L} = \frac{0.05}{0.15}$$

$$A_T = 0.331 \text{ m}^2$$

e) Separación centro a centro entre orificios:

$$a = 0.8 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

f) Longitud del canal:

La longitud del canal debe ser la misma que la longitud del decantador

$$L = 8 \text{ m}$$

g) Número total de orificios:

Se debe obtener un número par de orificios, caso contrario cambie la separación entre orificios

$$N = \frac{2L}{a} - 2 = \frac{2 \times 8}{0.8} - 2$$

$$N = 18$$

h) Número de orificios a cada lado del canal:

$$N_L = \frac{N}{2} = \frac{18}{2}$$

$$N_L = 9$$

i) Área de cada orificio:

$$A_L = \frac{A_T}{N} = \frac{0.331}{18}$$

$$A_L = 0.018 \text{ m}^2$$

j) Diámetro de cada orificio:

$$d = \left( \frac{4A_L}{\pi} \right)^{0.5} = \left( \frac{4 \times 0.018}{\pi} \right)^{0.5}$$

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

$$d = \frac{0.153}{0.0254}$$

$$d = 6 \text{ plg}$$

k) Ancho del canal:

$$B_C = 0.80 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

l) Altura mínima del canal:

La altura mínima del canal debe ser mayor de 0.40 m

$$h_c = 0.60 \text{ m}$$

m) Sección en el extremo final del canal:

$$A_F = B_C \times h_C = 0.80 \times 0.60$$

$$A_F = 0.48 \text{ m}^2$$

n) Caudal por orificio:

$$q_0 = \frac{Q}{N} = \frac{0.05}{18}$$

$$q_0 = 0.0028 \text{ m}^3/\text{s}$$

o) Caudal que llega al extremo final del canal:

$$Q_F = 2q_0 = 2 \times 0.0028$$

$$Q_F = 0.0056 \text{ m}^3/\text{s}$$

p) Velocidad en el extremo final del canal:

$$V_F = \frac{Q_F}{A_F} = \frac{0.0056}{0.48}$$

$$V_F = 0.011 \text{ m/s}$$

q) Altura máxima del canal:

$$H_c = 2.1 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

r) Sección inicial del canal:

$$A_C = H_C \times B_C = 2.1 \times 0.80$$

$$A_C = 1.68 \text{ m}^2$$

s) Velocidad en el extremo inicial:

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{0.05}{1.68}$$

$$V_c = 0.030 \text{ m/s}$$

t) Coeficientes experimentales:

$$\theta = 0.70$$

$$\Phi = 1.67$$

u) Velocidad real en el último orificio de entrada a los decantadores (9 orificios):

$$V_{Ln} = 0.152 \text{ m/s} \quad (\text{Tabla N}^\circ 4 \text{ del Anexo 3})$$

v) Velocidad real en el primer orificio de entrada a los decantadores (3 orificios):

$$V_{L1} = 0.149 \text{ m/s} \quad (\text{Tabla N}^\circ 4 \text{ del Anexo 3})$$

w) Desviación de caudal entre el primer y el último orificio:

La desviación del caudal debe ser menor de 5 %, caso contrario cambiar la velocidad en los orificios de entrada al decantador o la separación entre ellos

$$\delta = \frac{V_{Ln} - V_{L1}}{V_{Ln}} \times 100 \% = \frac{0.152 - 0.149}{0.152} \times 100 \%$$

$$\delta = 2 \%$$

x) Temperatura del agua:

$$\text{Temp.} = 15^\circ\text{C}$$

Valor de  $\sqrt{\frac{Y}{\mu}}$  para la temperatura del agua (Tabla N°2 del Anexo 3):

$$\sqrt{\frac{Y}{\mu}} = 2920.01$$

y) Coeficiente de Manning:

$$n = 0.013 \quad (\text{concreto})$$

z) Gradiente de velocidad en los orificios:

La gradiente debe ser menor que el último tramo del floculador

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \left( d \times \frac{0.0254}{4} \right)^{-0.7} \times V_L^{1.5} = 0.013 \times 2920.01 \left( 6 \times \frac{0.0254}{4} \right)^{-0.7} \times 0.15^{1.5}$$

$$G = 21.66 \text{ s}^{-1} \quad (G < G_{1-3} = 23.71)$$

#### 4.2.7 Cálculo de decantador de placas paralelas

Zona de decantación

a) Caudal de diseño del decantador:

$$Q_d = 0.14898 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Número de decantadores:

Se debe diseñar con dos decantadores en paralelo como mínimo

$$N = 3$$

c) Caudal que ingresa a cada decantador:

$$Q = \frac{Q_d}{N} = \frac{0.14898}{3}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) Separación de placas en el plano horizontal:

$$e' = 0.15 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

e) Espesor de las placas:

$$e = 0.57 \text{ cm}$$

f) Ángulo de inclinación de las placas:

$$\theta = 60^\circ$$

g) Espaciamiento entre las placas:

$$d = e' \times \text{Sen}(\theta^\circ) - e = 15 \times \text{Sen}(60^\circ) - 0.57$$

$$d = 12.4 \text{ cm}$$

h) Longitud del módulo de placas:

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

i) Longitud útil dentro de las placas:

$$l_u = \frac{l \times 100 - e' \times \cos\left(\theta \times \frac{\pi}{180}\right)}{100} = \frac{1.20 \times 100 - 0.15 \times \cos\left(60 \times \frac{\pi}{180}\right)}{100}$$

$$l_u = 1.13 \text{ m}$$

j) Longitud relativa del módulo de placas:

$$L = \frac{l_u \times 100}{d} = \frac{1.13 \times 100}{12.4}$$

$$L = 9.1 \text{ cm}$$

k) Velocidad de sedimentación de las partículas:

La velocidad de sedimentación se determina de las pruebas de sedimentación en el laboratorio

$$V_s = 3.3 \times 10^{-4} \text{ m/s} \quad (\text{velocidad promedio})$$

l) Módulo de eficiencia de las placas:

$$S = 1$$

m) Factor f:

$$f = \text{Sen}(\theta^\circ) \times (\text{Sen}(\theta^\circ) + \frac{L}{S} \times \text{Cos}(\theta^\circ))$$

$$f = \text{Sen}(60^\circ) \times (\text{Sen}(60^\circ) + \frac{9.1}{1} \times \text{Cos}(60^\circ))$$

$$f = 4.69$$

n) Área superficial de la unidad:

$$A_s = \frac{Q}{f \times V_s} = \frac{0.05}{4.69 \times 3.3 \times 10^{-4}}$$

$$A_s = 31.8 \text{ m}^2$$

- o) Ancho total neto de la zona de decantación:

El ancho total es el doble del ancho de cada placa

$$B=4.8 \text{ m}$$

- p) Número de canales formados por las placas:

$$N = A_s \times \text{Sen}(\theta^\circ) \times \frac{100}{B \times d} = 31.8 \times \text{Sen}(60^\circ) \times \frac{100}{4.8 \times 12.4}$$

$$N= 46$$

- q) Longitud total del decantador:

$$L_t= 10.5 \text{ m}$$

- r) Velocidad media del flujo:

$$V_0 = \frac{100 Q}{A_s \times \text{Sen}(\theta^\circ)} = \frac{100 \times 0.05}{31.8 \times \text{Sen}(60^\circ)}$$

$$V_0 = 0.18 \text{ cm/s}$$

- s) Ancho del módulo de placas:

$$b=2.40 \text{ m}$$

- t) Radio hidráulico del módulo de placas:

$$R_H = \frac{b \times d}{2(b + \frac{d}{100})} = \frac{2.40 \times 12.4}{2(2.40 + \frac{12.4}{100})}$$

$$R_H= 5.9 \text{ cm}$$

- u) Viscosidad a 15° C

$$\gamma= 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$$

- v) Número de Reynolds:

El valor del número de Reynolds debe ser menor de 500

$$N_R = \frac{4 R_H \times V_0}{\gamma}$$

$$N_R = 425$$

w) Velocidad longitudinal máxima:

Se debe cumplir que  $V_0 < V_0'$

$$V_0' = \left(\frac{N_R}{8}\right)^{0.5} \times V_S \times 100 = \left(\frac{425}{8}\right)^{0.5} \times 3.3 \times 10^{-4} \times 100$$

$$V_0' = 0.24 \text{ cm/s}$$

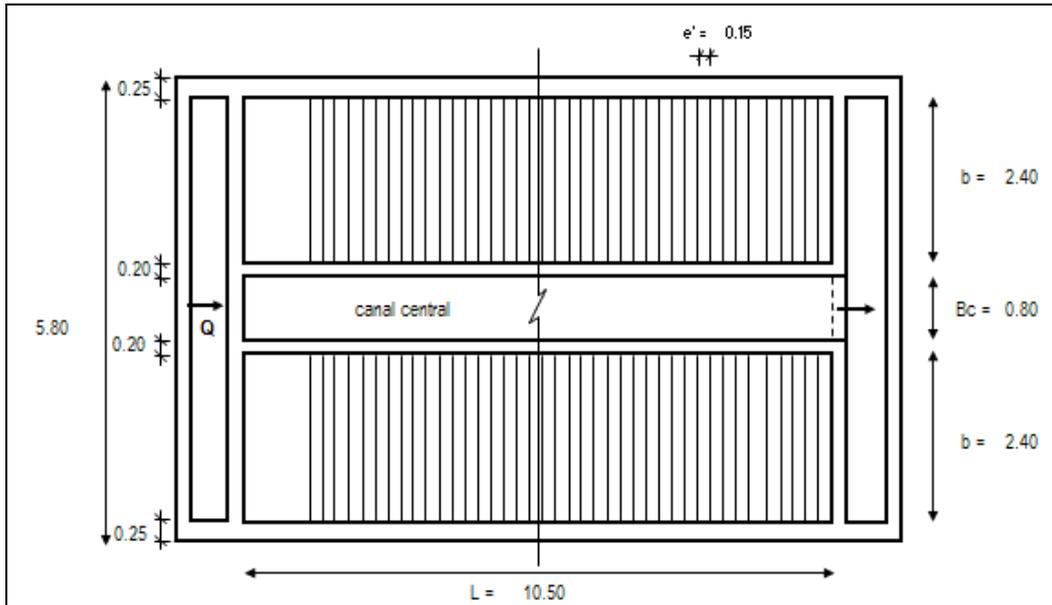


Figura 14- Esquema de un decantador de placas paralelas. Planta  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

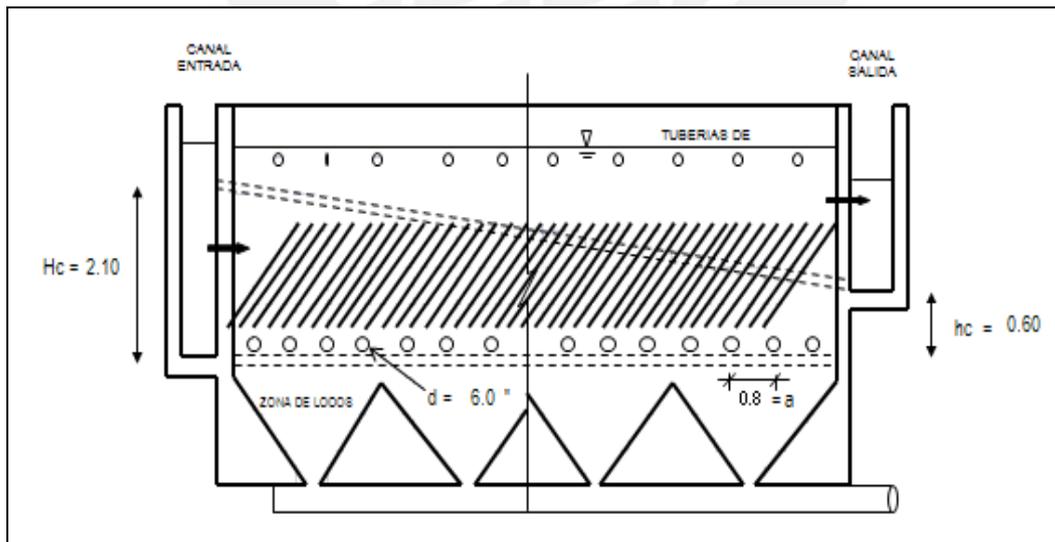


Figura 15- Esquema de un decantador de placas paralelas. Perfil  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

\*distancia en metros

#### 4.2.8 Cálculo de tuberías de recolección

Zona de salida

a) Caudal que ingresa a cada decantador:

$$Q = \frac{Q_d}{N} = \frac{0.14898}{3}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Tasa de recolección:

$$q = 1.3 \text{ lps/m} \quad (q = 1.3 - 3 \text{ lps/m})$$

c) Longitud total de tubería requerida:

$$L = \frac{Q}{q} \times 1000 = \frac{0.05}{1.3} \times 1000$$

$$L = 38.20 \text{ m}$$

d) Longitud de cada tubería:

La longitud de cada tubería es igual al ancho "b" de cada decantador

$$l = 2.4 \text{ m}$$

e) Número de tuberías por cada decantador:

Se debe obtener un número par de tuberías para una recolección uniforme, de lo contrario, se deberá cambiar la tasa de recolección

$$N_t = \frac{L}{l} = \frac{38.20}{2.4}$$

$$N_t = 16$$

f) Número de tuberías a cada lado del decantador:

$$N_l = 14$$

g) Caudal recolectado por tubería:

$$q_t = q \times l = 1.3 \times 2.4$$

$$q_t = 3.12 \text{ lps}$$

h) Diámetro de cada tubería:

$$D = \left(\frac{q_t}{1000}\right)^{0.4} = \left(\frac{3.12}{1000}\right)^{0.4}$$

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

$$D = \frac{0.12}{0.0254} = 3.92 \text{ plg}$$

i) Diámetro comercial de cada tubería:

$$D' = 4 \text{ plg}$$

j) Tasa de recolección real:

La tasa de recolección real se debe encontrar en el rango de 1.3 a 3 lps/m

$$q' = (D' \times 0.0254)^{2.5} \times \frac{1000}{l} = (4 \times 0.0254)^{2.5} \times \frac{1000}{2.4}$$

$$q' = 1.371 \text{ lps/m}$$

k) Separación entre tuberías:

$$e = \frac{L_t}{N_l + 1} = \frac{10.5}{14 + 1}$$

$$e = 0.70 \text{ m}$$

l) Diámetro de los orificios de recolección de cada tubería:

El diámetro debe ser como mínimo de  $\frac{1}{2}$ "

$$d = 0.5 \text{ plg}$$

m) Número de orificios por cada tubería:

$$N_0 = \frac{0.15 \times D'^2}{d^2} = \frac{0.15 \times 4^2}{0.5^2}$$

$$N_0 = 9$$

n) Separación entre orificios:

$$e' = \frac{l}{N_0 + 1} = \frac{2.4}{9 + 1}$$

$e' = 0.24 \text{ m}$

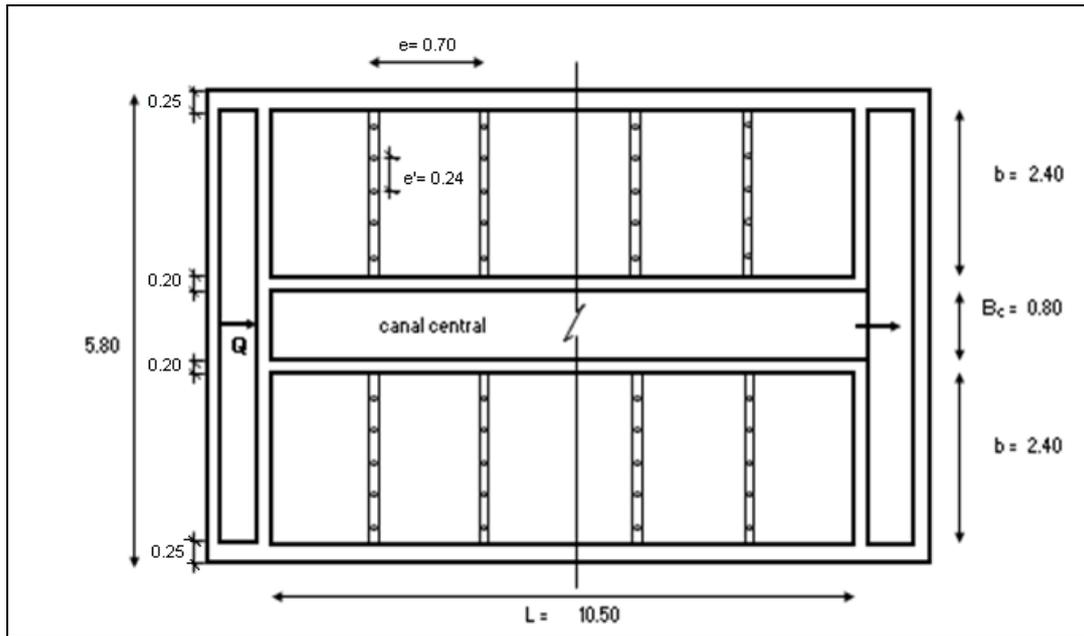


Figura 16- Esquema de tuberías de recolección. Planta  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

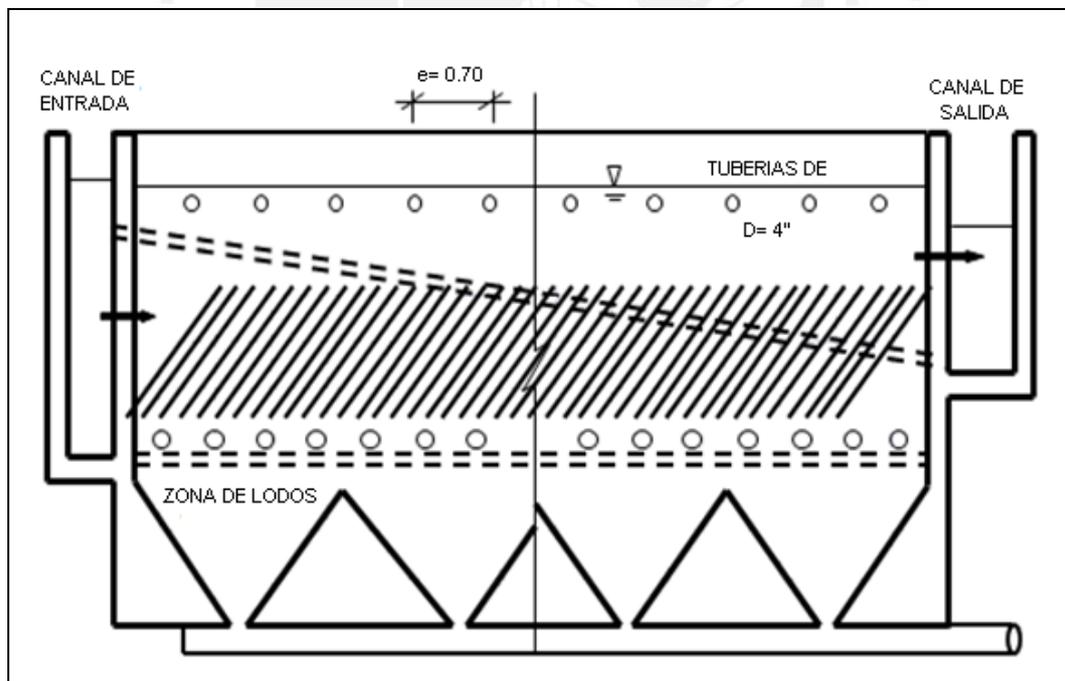


Figura 17- Esquema de tuberías de recolección. Perfil  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

\*distancia en metros

#### 4.2.9 Cálculo de colector múltiple con tolvas separadas

Zona de lodos

a) Longitud del decantador:

$$L_t = 10.5 \text{ m} \quad (\text{calculado en zona de decantación})$$

b) Número de tolvas por módulo de decantación:

$$N = 4 \quad (\text{asumimos})$$

c) Longitud de la base mayor de cada tolva:

$$l = \frac{L_t}{N} = \frac{10.5}{4}$$

$$l = 2.63 \text{ m}$$

d) Ancho de cada módulo de decantación:

$$b = 2.4 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

e) Sección máxima de la tolva:

$$A = b \times l = 2.4 \times 2.63$$

$$A = 6.3 \text{ m}^2$$

f) Profundidad de las tolvas:

$$h = 2.5 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

g) Capacidad total de almacenamiento de lodos:

$$V_T = \frac{2}{3} \times A \times h \times N = \frac{2}{3} \times 6.3 \times 2.5 \times 4$$

$$V_T = 42 \text{ m}^3$$

h) Caudal de lodos producidos:

$$Q_L = 0.50 \text{ l/s}$$

i) Frecuencia de descarga:

$$F = \frac{V_T}{86.4 \times Q_L} = \frac{42}{86.4 \times 0.50}$$

$$F = 0.97 \text{ días}$$

j) Velocidad de arrastre:

$$V_a = 1 \text{ cm/s}$$

k) Carga Hidráulica:

$$H = 4.8 \text{ m}$$

l) Separación de orificios descarga:

$$x = 2.50 \text{ m}$$

m) Diámetro de los orificios de descarga:

$$d = \frac{x}{1.162 \times \left(\frac{100 H^{0.6}}{V_a}\right)^{0.5}} = \frac{2.50}{1.162 \times \left(\frac{100 \times 4.8^{0.6}}{1}\right)^{0.5}}$$

$$d = 0.13 \text{ m}$$

n) Diámetro comercial de los orificios de descarga:

Se considera un diámetro comercial para el orificio de descarga

$$d' = 6 \text{ plg}$$

o) Relación de velocidades:

$$R = 0.42$$

p) Diámetro del colector:

$$D = 0.0254 \times d' \times \left(\frac{R}{N}\right)^{-0.5} = 0.0254 \times 6 \times \left(\frac{0.42}{4}\right)^{-0.5}$$

$$D = 0.47 \text{ m}$$

q) Diámetro comercial del colector:

Se considera un diámetro comercial del colector

$$D' = 16 \text{ plg}$$

r) Sección del colector:

$$A = \frac{(0.0254 D')^2 \pi}{4} = \frac{(0.0254 \times 16)^2 \times \pi}{4}$$

$$A = 0.13 \text{ m}^2$$

s) Coeficiente de descarga:

$$C_d = 0.65$$

t) Caudal de descarga de lodos:

$$Q_L = C_d \times A \times (19.6 H)^{0.5} = 0.65 \times 0.13 \times (19.6 \times 4.8)^{0.5}$$

$$Q_L = 0.82 \text{ m}^3/\text{s}$$

u) Volumen que descarga cada colector:

$$V = 25 \text{ m}^3$$

v) Tiempo de vaciado:

$$T = \frac{V}{Q_L} = \frac{25}{0.52}$$

$$T = 30.57 \text{ s}$$

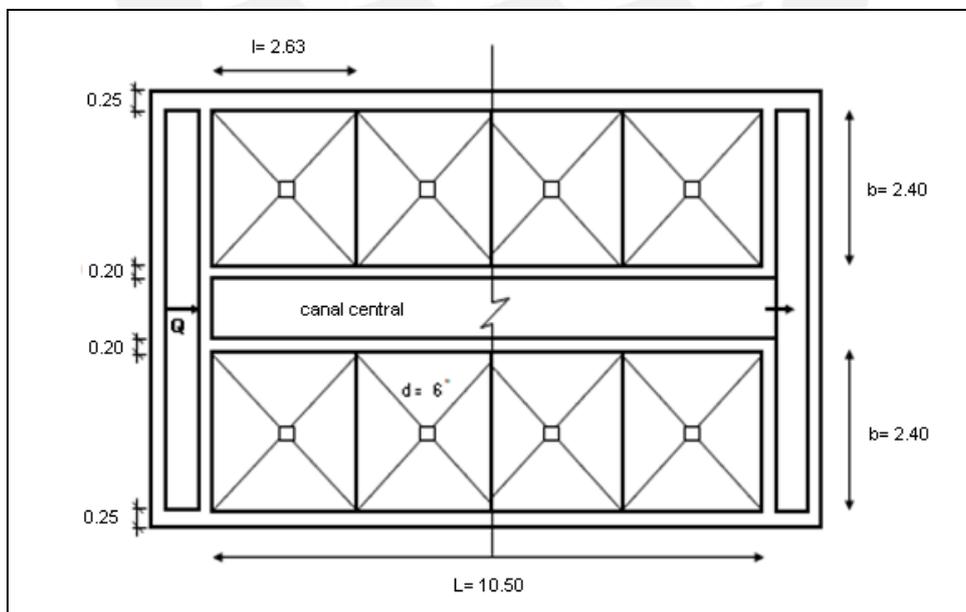


Figura 18- Esquema de colector múltiple con tolvas separadas. Planta (Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

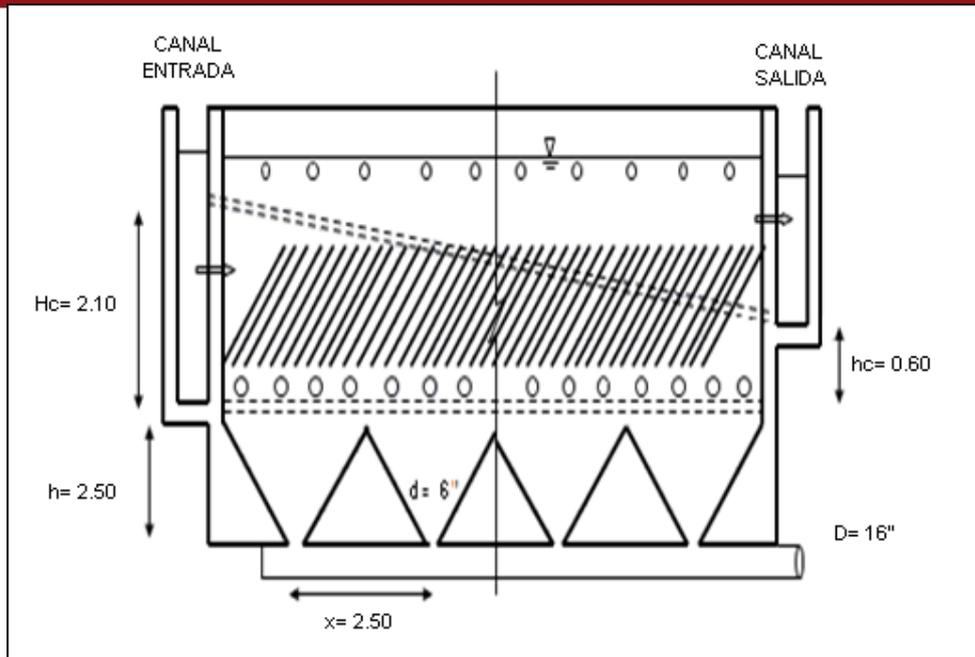


Figura 19- Esquema de colector múltiple con tolvas separadas. Perfil  
(Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

\*distancia en metros

#### 4.2.10 Cálculo de filtro rápido de tasa declinante y lavado mutuo

a) Caudal de diseño del filtro:

$$Q = \frac{0.14898}{8}$$

$$Q = 0.01862 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Velocidad ascensional de lavado:

$$V_A = 1.1 \text{ m/min}$$

c) Área de cada filtro:

$$A_F = \frac{Q \times 60 \times 8}{V_A} = \frac{0.01862 \times 60 \times 8}{1.1}$$

$$A_F = 8.13 \text{ m}^2$$

d) Ancho de cada filtro:

$$c = 3.11 \text{ m}$$

e) Largo de cada filtro:

El largo de cada filtro debe ser un múltiplo del ancho del ancho de las viguetas de recolección

$$l = \frac{A_F}{c} = \frac{8.13}{3.11}$$

$$l = 2.60 \text{ m}$$

f) Velocidad de filtración promedio:

La velocidad de filtración promedio debe encontrarse en el rango de 150-300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/d

$$V_F = 215 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

g) Área total de filtros:

$$A_T = \frac{86400 \times Q \times 8}{V_F} = \frac{86400 \times 0.01862 \times 8}{215}$$

$$A_T = 59.84 \text{ m}^2$$

h) Número de filtros:

Se debe buscar un número entero de filtros, caso contrario tantear el valor de velocidad de filtración promedio ( $V_F$ )

$$N = \frac{A_T}{A_F} = \frac{59.84}{8.13}$$

$$N = 8$$

i) Tamaño efectivo de la arena:

$$d_{10} = 0.56 \text{ mm}$$

j) Tamaño de la antracita correspondiente al 90% que pasa la malla 90:

$$d'_{90} = 3 d_{10} = 3 \times 0.56$$

$$d'_{90} = 1.68 \text{ mm}$$

k) Tamaño efectivo de la antracita:

$$d'_{10} = \frac{d'_{90}}{2} = \frac{1.68}{2}$$

$$d'_{10} = 0.84 \text{ mm}$$

l) Coeficiente de uniformidad de la arena y la antracita:

El coeficiente de uniformidad es menor o igual a 1.5

$$C_U = 1.5$$

m) Tamaño correspondiente al 60% de la arena:

$$d_{60} = 1.5 d_{10} = 1.5 \times 0.56$$

$$d_{60} = 0.84 \text{ mm}$$

n) Tamaño correspondiente al 60% de la antracita:

$$d'_{60} = 1.5 d'_{10} = 1.5 \times 0.84$$

$$d'_{60} = 1.26 \text{ mm}$$

o) Número de capas de arena:

$$N_C = 7$$

p) Número de capas de antracita:

$$N'_C = 6$$

q) Porosidad expandida promedio de la capa de arena:

(Tabla N°5 del Anexo 3)

$$\varepsilon_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x_i}{1 - \varepsilon_i}} = 1 - \frac{1}{2.151}$$

$$\varepsilon_e = 0.535$$

r) Porosidad expandida promedio de la capa de antracita:

(Tabla N°6 del Anexo 3)

$$\varepsilon'_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x'_i}{1 - \varepsilon'_i}} = 1 - \frac{1}{2.298}$$

$$\varepsilon'_e = 0.565$$

s) Porosidad de la arena limpia:

$$\varepsilon_0 = 0.42$$

t) Porosidad de la antracita limpia:

$$\varepsilon'_0 = 0.45$$

u) Porcentaje de expansión promedio de la arena:

La expansión promedio de la arena debe estar alrededor del 20 y 30 %, de lo contrario cambiar la velocidad de lavado o la conformación del lecho de antracita

$$E = \frac{\varepsilon_e - \varepsilon_0}{1 - \varepsilon_e} \times 100 \% = \frac{0.535 - 0.420}{1 - 0.535} \times 100 \%$$

$$E = 24.7 \%$$

v) Porcentaje de expansión promedio de la antracita:

La expansión promedio de la antracita debe estar alrededor del 20 y 30%, de lo contrario cambiar la velocidad de lavado o la conformación del lecho de antracita

$$E' = \frac{\varepsilon'_e - \varepsilon'_0}{1 - \varepsilon'_e} \times 100 \% = \frac{0.565 - 0.450}{1 - 0.565} \times 100 \%$$

$$E' = 26.4 \%$$

w) Altura del lecho estático de arena:

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

x) Altura del lecho estático de antracita:

$$L' = 0.50 \text{ m}$$

y) Altura del lecho filtrante expandido:

$$L_e = L \left(1 + \frac{E}{100}\right) + L' \left(1 + \frac{E'}{100}\right) = 0.25 \left(1 + \frac{24.7}{100}\right) + 0.50 \left(1 + \frac{26.4}{100}\right)$$

$$L_e = 0.944 \text{ m}$$

z) Número de canaletas de recolección de agua de lavado:

$$N_3 = 1$$

a') Caudal que recolecta cada canaleta:

$$Q_C = 1.3 \times \frac{60 Q}{N_3} = 1.3 \times \frac{60 \times 0.01862}{1}$$

$$Q_C = 1.5 \text{ m}^3/\text{min}$$

b') Altura útil de las canaletas de lavado:

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

c') Ancho de las canaletas de lavado:

$$W = 0.50 \text{ m}$$

d') Altura de la losa de la canaleta:

$$h_{\text{llosa}} = 0.10 \text{ m}$$

e') Altura total de canaletas de lavado mas losa de fondo:

$$H = 1.5 h_0 + h_{\text{llosa}} = 1.5 \times 0.40 + 0.10$$

$$H = 0.70 \text{ m}$$

f') Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estático:

$$H_4 = 0.75(L + L' + H) = 0.75(0.25 + 0.50 + 0.70)$$

$$H_4 = 1.10 \text{ m}$$

g') Altura del falso fondo:

$$H_1 = 0.50 \text{ m}$$

h') Altura drenaje más la grava:

$$H_2 = 0.52 \text{ m}$$

i') Altura del lecho filtrante:

$$H_3 = L' + L = 0.50 + 0.25$$

$$H_3 = 0.75 \text{ m}$$

j') Altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro:

$$H_C = H_4 + H_1 + H_2 + H_3 = 1.10 + 0.50 + 0.52 + 0.75$$

$$H_C = 2.87 \text{ m}$$

k') Pérdida de carga en la arena durante el retrolavado:

$$hf = (1 - \varepsilon_0) \times \frac{2650 - 1000}{1000} \times L = (1 - 0.42) \times \frac{2650 - 1000}{1000} \times 0.25$$

$$hf = 0.239 \text{ m}$$

l') Pérdida de carga en la antracita durante el retrolavado:

$$hf' = (1 - \varepsilon'_0) \times \frac{1700 - 1000}{1000} \times L' = (1 - 0.45) \times \frac{1700 - 1000}{1000} \times 0.50$$

$$hf' = 0.193 \text{ m}$$

m') Pérdida de carga total en el lecho filtrante durante el retrolavado:

$$hf_1 = hf + hf' = 0.239 + 0.193$$

$$hf_1 = 0.432 \text{ m}$$

n') Ancho de cada vigueta de drenaje:

$$b = 0.30 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

o') Número de viguetas del drenaje:

$$N_1 = \frac{l}{b} = \frac{2.60}{0.30}$$

$$N_1 = 9$$

p') Espaciamiento entre orificios:

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

q') Longitud de cada vigueta:

La longitud de cada vigueta será la misma que el ancho de cada filtro

$$c = 3.11 \text{ m}$$

r') Número de orificios en cada vigueta:

$$N_2 = \frac{2c}{x} = \frac{2 \times 3.11}{0.10}$$

$$N_2 = 62.2$$

s') Número total de orificios en el drenaje:

$$N_t = N_1 \times N_2 = 9 \times 62.2$$

$$N_t = 560$$

t') Caudal de lavado por orificio:

$$q_0 = \frac{Q}{N_t} = \frac{0.01862}{560}$$

$$q_0 = 3.33 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

u') Diámetro de los orificios del drenaje:

$$d_0 = 0.5 \text{ plg} \quad (\text{asumimos})$$

$$d_0 = 0.5 \times 0.0254$$

$$d_0 = 0.0127 \text{ m}$$

v') Área de los orificios del drenaje:

$$A_0 = \frac{\pi d_0^2}{4} = \frac{\pi \times 0.0127^2}{4}$$

$$A_0 = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

w') Coeficiente de descarga de los orificios:

$$C_d = 0.65$$

x') Pérdida de carga en los orificios del drenaje durante el retrolavado:

$$hf_2 = \frac{q_0^2}{19.6 (C_d \times A_0)^2} = \frac{(3.33 \times 10^{-5})^2}{19.6(0.65 \times 1.27 \times 10^{-4})^2}$$

$$hf_2 = 0.008 \text{ m}$$

y') Sección transversal del falso fondo:

$$A_{ff} = H_1 \times c = 0.50 \times 3.11$$

$$A_{ff} = 1.56 \text{ m}^2$$

z') Velocidad en el falso fondo durante el retrolavado:

$$V_{ff} = \frac{Q}{A_{ff}} = \frac{0.01862}{1.56}$$

$$V_{ff} = 0.012 \text{ m/s}$$

a'') Coeficiente de pérdida de carga en el falso fondo:

$$K = 1$$

b'') Pérdida de carga en falso fondo durante el retrolavado:

$$hf_3 = \frac{K \times V_{ff}^2}{19.6} = \frac{1 \times 0.012^2}{19.6}$$

$$hf_3 = 7.32 \times 10^{-6} \text{ m}$$

c'') Velocidad en la compuerta de salida:

$$V_{c2} = 0.4 \text{ m/s} \quad (\text{asumimos})$$

d'') Pérdida de carga en la compuerta de salida durante el retrolavado:

$$hf_4 = \frac{K \times V_{c2}^2}{19.6} = \frac{1 \times 0.4^2}{19.6}$$

$$hf_4 = 8.16 \times 10^{-3} \text{ m}$$

e'') Altura de agua sobre las canaletas de recolección:

$$hf_5 = \left( \frac{1.3 Q}{1.84 \times 2 \times N_3 \times c} \right)^{2/3} = \left( \frac{1.3 \times 0.01862}{1.84 \times 2 \times 1 \times 3.11} \right)^{2/3}$$

$$hf_5 = 0.016 \text{ m}$$

f'') Pérdidas de carga total durante el retrolavado:

$$hf_{\text{lavado}} = hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5$$

$$hf_{\text{lavado}} = 0.432 + 0.008 + 7.32 \times 10^{-6} + 8.16 \times 10^{-3} + 0.0016$$

$$hf_{\text{lavado}} = 0.46 \text{ m}$$

g'') Altura del vertedero que controla la hidráulica de lavado:

$$H_V = H_C + hf_{\text{lavado}} = 2.87 + 0.46$$

$$H_V = 3.33 \text{ m}$$

g'') Hf inicial en la capa de arena en función de  $V_F$ :

(Tabla N°7 del Anexo 3)

$$Hf_1 = \frac{180 \times 0.01(1 - \epsilon_0)^2 \times \sum \frac{x_i}{d_i^2} \times L \times 100}{981(\epsilon_0^3 \times C_e^2) \times 86400}$$

$$Hf_1 = \frac{180 \times 0.01(1 - 0.42)^2 \times 162.072 \times 0.25 \times 100}{981(0.42^3 \times 0.8^2) \times 86400}$$

$$Hf_1 = 6.10 \times 10^{-4} V_F \text{ m}$$

h'') Hf inicial en la capa de antracita en función de  $V_F$ :

(Tabla N°8 del Anexo 3)

$$Hf_2 = \frac{180 \times 0.01(1 - \epsilon'_0)^2 \times \sum \frac{x_i}{d_i^2} \times L' \times 100}{981(\epsilon'_0{}^3 \times C_e^2) \times 86400}$$

$$Hf_2 = \frac{180 \times 0.01(1 - 0.45)^2 \times 71.586 \times 0.50 \times 100}{981(0.45^3 \times 0.70^2) \times 86400}$$

$$Hf_2 = 5.15 \times 10^{-4} V_F \text{ m}$$

i") Caudal por orificio de drenaje durante el proceso en función de  $V_F$ :

$$q_0 = \frac{A_F}{86400 \times N_t} = \frac{8.13}{86400 \times 560}$$

$$q_0 = 1.68 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

j")  $H_f$  en drenaje durante el proceso de filtración en función de  $V_F$ :

$$H_{f_3} = \frac{q_0^2}{19.6 C_d^2 \times A_0^2} = \frac{(1.68 \times 10^{-7})^2}{19.6 \times 0.65^2 \times (1.27 \times 10^{-4})^2}$$

$$H_{f_3} = 2.12 \times 10^{-7} V_F^2 \text{ m}$$

k") Velocidad en el falso fondo en función de  $V_F$ :

$$V_{ff} = \frac{A_F}{86400 A_{ff}} = \frac{8.13}{86400 \times 1.56}$$

$$V_{ff} = 6.05 \times 10^{-5} V_F \text{ m/s}$$

l")  $H_f$  en falso fondo durante el proceso en función de  $V_F$ :

$$H_{f_4} = \frac{V_{ff}^2}{19.6} = \frac{(6.05 \times 10^{-5})^2}{19.6}$$

$$H_{f_4} = 1.87 \times 10^{-10} V_F^2 \text{ m}$$

m") Velocidad en la compuerta de entrada:

$$V_{C1} = 0.6 \text{ m/s} \quad (\text{asumimos})$$

n") Sección de la compuerta de entrada:

$$A_C = \frac{1.3 Q}{V_{C1} \times N} = \frac{1.3 \times 0.01862}{0.6 \times 8}$$

$$A_C = 0.005 \text{ m}^2$$

o")  $H_f$  en la compuerta de entrada en función de  $V_F$ :

$$H_{f_5} = \frac{A_F^2}{A_C^2 \times 86400^2 \times 19.6} = \frac{8.13^2}{0.005^2 \times 86400^2 \times 19.6}$$

$$H_{f_5} = 1.81 \times 10^{-5} V_F^2 \text{ m}$$

p") Sección de la compuerta de salida:

$$A_{C2} = \frac{1.3 Q}{N \times V_{C2}} = \frac{1.3 \times 0.01862}{8 \times 0.4}$$

$$A_{C2} = 0.0076 \text{ m}^2$$

q") Velocidad en la compuerta de salida en función de  $V_F$ :

$$V_C = \frac{A_F}{86400 A_{C2}} = \frac{8.13^2}{86400 \times 0.0076}$$

$$V_C = 0.101 V_F \text{ m/s}$$

r")  $H_f$  en la compuerta de salida en función de  $V_F$ :

$$H_{f6} = \frac{V_C^2}{19.6} = \frac{0.101^2}{19.6}$$

$$H_{f6} = 5.20 \times 10^{-4} V_F^2 \text{ m}$$

s") Longitud de cresta del vertedero de salida:

$$L_V = 1.2 \text{ m} \quad (\text{asumimos})$$

t") Altura de agua en el vertedero de salida en función de  $V_F$ :

$$H_{f7} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L_V} \right)^{2/3}$$

$$H_{f7} = 4.14 \times 10^{-2} \text{ m}$$



PERFIL

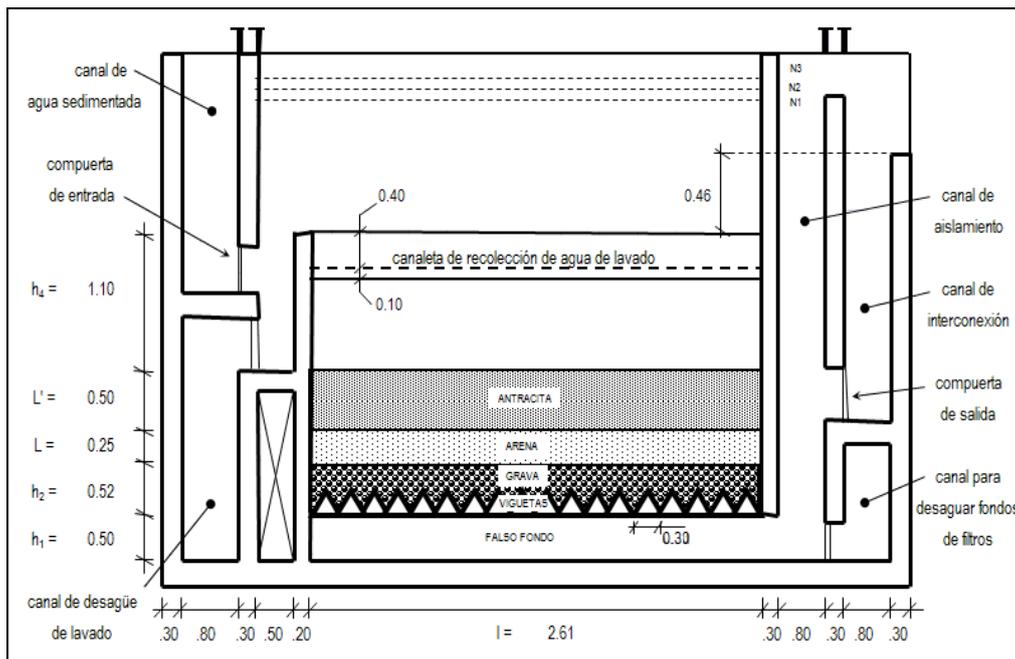


Figura 21- Esquema de filtro rápido de tasa declinante y lavado mutuo. Perfil (Referencia: Diseño de plantas de tratamiento, Ing. Pablo Perry. SUNASS)

\*distancia en metros

#### 4.2.11 Cálculo del almacenamiento de cloro

a) Dosis máxima de cloro:

La dosis de cloro se escoge de acuerdo a las pruebas de demanda de cloro en laboratorio

$$DM = 3 \text{ mg/l}$$

b) Dosis mínima de cloro:

$$Dm = 1 \text{ mg/l}$$

c) Dosis promedio de cloro:

$$D = \frac{DM + Dm}{2} = \frac{3 + 1}{2}$$

$$D = 2 \text{ mg/l}$$

d) Tiempo de almacenamiento:

$$T = 90 \text{ días} \quad (\text{asumimos})$$

e) Caudal de diseño:

$$Q_d = 148.98 \text{ l/s}$$

$$Q_d = \frac{148.98 \times 86400}{1000}$$

$$Q_d = 12871.9 \text{ m}^3/\text{día}$$

f) Peso de cloro requerido en el período de almacenamiento:

$$W = \frac{Q_d \times T \times D}{1000} = \frac{12871.9 \times 90 \times 2}{1000}$$

$$W = 2316.9 \text{ kg}$$

g) Peso de un cilindro:

$$p = 67 \text{ kg}$$

h) Número de cilindros que se almacenarán:

$$N = \frac{W}{p} = \frac{2316.9}{67}$$

$$N = 34.6$$

i) Área que ocupa cada cilindro:

$$A_c = 0.071 \text{ m}^2 \quad (\text{asumimos})$$

j) Área ocupada por los cilindros:

$$A_T = 1.25 N \times A_c = 1.25 \times 34.6 \times 0.071$$

$$A_T = 3.1 \text{ m}^2$$

#### 4.2.12 Cálculo de una estación de cloración

a) Concentración de la solución:

$$C = 3500 \text{ mg/l}$$

b) Caudal mínimo de agua requerido para la operación del eyector:

$$q = \frac{Q_d \times DM}{C} = \frac{148.98 \times 3}{3500}$$

$$q = 0.128 \text{ l/s}$$

c) Capacidad requerida del equipo:

$$W = Q_d \times DM = 148.98 \times 3$$

$$W = 446.9 \text{ mg/s}$$

$$W = \frac{446.9 \times 3600}{1000}$$

$$W = 1609 \text{ gr/hr}$$

d) Capacidad del clorador:

La capacidad del clorador debe ser mayor que la capacidad requerida

$$W_{\max} = 1700 \text{ gr/hr}$$

e) Capacidad comercial máxima más cercana:

$$W_{\max}' = \frac{W_{\max} \times 1000}{3600} = \frac{1700 \times 1000}{3600}$$

$$W_{\max}' = 388.9 \text{ mg/s}$$

f) Capacidad mínima del clorador:

$$W_{\min} = \frac{W_{\max}}{20} = \frac{1700}{20}$$

$$W_{\min} = 85 \text{ gr/hr}$$

g) Velocidad en la tubería de alimentación de agua:

$$V = 0.9 \text{ m/s}$$

h) Área de la tubería:

$$A = \frac{q}{1000 V} = \frac{0.128}{1000 \times 0.9}$$

$$A = 1.42 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

i) Longitud de la tubería de alimentación de agua:

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

j) Diámetro de la tubería de alimentación de agua:

$$D = \left( \frac{4 A}{\pi} \right)^{0.5} = \left( \frac{4 \times 1.42 \times 10^{-4}}{\pi} \right)^{0.5}$$

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

$$D = 0.5 \text{ plg}$$

k) Coeficiente de fricción:

$$f = 0.03$$

l) Pérdidas de carga por fricción:

$$H_0 = \frac{f \times L \times V^2}{0.0254 D \times 19.62} = \frac{0.03 \times 4 \times 0.9^2}{0.0254 \times 0.5 \times 19.62}$$

$$H_0 = 0.39 \text{ m}$$

m) Coeficiente total de pérdidas de carga por accesorios:

$$K_T = 4.45$$

n) Pérdidas de carga menores:

$$H_m = \frac{K_T \times V^2}{19.62} = \frac{4.45 \times 0.9^2}{19.62}$$

$$H_m = 0.18 \text{ m}$$

o) Presión requerida por el eyector:

$$h = 30 \text{ m}$$

p) Carga dinámica total:

$$H = h + H_m + H_0 = 30 + 0.18 + 0.39$$

$$H = 30.57 \text{ m}$$

q) Peso específico del agua:

$$\delta = 1000 \text{ kg/m}^3$$

r) Eficiencia:

$$E = 0.85$$

s) Potencia de la bomba:

$$P = \frac{\delta \times q \times H}{1000 \times 75 \times E} = \frac{1000 \times 0.128 \times 30.57}{1000 \times 75 \times 0.85}$$

$$P = 0.061 \text{ HP}$$

t) Tiempo de contacto:

El tiempo de contacto recomendable es de 20 a 30 minutos

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

u) Volumen del tanque de contacto de cloro:

$$V_{TC} = \frac{Q_d \times T \times 60}{1000} = \frac{148.98 \times 25 \times 60}{1000}$$

$$V_{TC} = 223.5 \text{ m}^3$$

#### 4.2.13 Caudales en cada punto de derivación

Se calcula la población futura para cada distrito:

$$\text{población de San Jerónimo} = \text{pob (año 0)} \times (1 + \text{tasa})^{15} = 7897 (1 + 0.02)^{15}$$

$$\text{población de San Jerónimo} = 10628 \text{ habitantes}$$

$$\text{población de Andahuaylas} = \text{pob (año 0)} \times (1 + \text{tasa})^{15} = 23275 (1 + 0.02)^{15}$$

$$\text{población de Andahuaylas} = 31325 \text{ habitantes}$$

población de Talavera de la Reyna = pob (año 0)  $\times (1 + \text{tasa})^{15} = 7753 (1 + 0.02)^{15}$

población de Talavera de la Reyna = 10435 habitantes

Luego se procede a calcular el caudal promedio para cada distrito:

$$Q_{PROM 1} = \frac{\text{población de San Jerónimo} \times Q_d}{86400} = \frac{10628 \times 148.98}{86400}$$

$$Q_{PROM 1} = 18.33 \text{ lps}$$

$$Q_{PROM 2} = \frac{\text{población de Andahuaylas} \times Q_d}{86400} = \frac{31325 \times 148.98}{86400}$$

$$Q_{PROM 2} = 54.01 \text{ lps}$$

$$Q_{PROM 3} = \frac{\text{población de Talavera de la Reyna} \times Q_d}{86400} = \frac{10435 \times 148.98}{86400}$$

$$Q_{PROM 3} = 17.99 \text{ lps}$$

Posteriormente se calcula el caudal de diseño para cada distrito:

$$Q_{d1} = 1.3 \times Q_{PROM 1} = 1.3 \times 18.33 = 23.82 \text{ lps}$$

$$Q_{d2} = 1.3 \times Q_{PROM 2} = 1.3 \times 54.01 = 70.22 \text{ lps}$$

$$Q_{d3} = 1.3 \times Q_{PROM 3} = 1.3 \times 17.99 = 23.39 \text{ lps}$$

Luego se calculan las filtraciones:

Filtración =  $F = 0.5\% \times \text{la cantidad de km entre los distritos} \times Q_d$  (de cada distrito)

Entre Talavera de la Reyna y Andahuaylas:

$$F = 0.5\% \times 3 \times 23.39$$

$$F = 0.35 \text{ lps}$$

Entre Andahuaylas y San Jerónimo:

$$F = 0.5\% \times 2 \times 70.22$$

$$F = 0.70 \text{ lps}$$

Entre San Jerónimo y la planta de tratamiento:

$$F = 0.5\% \times 7 \times 23.82$$

$$F = 0.83 \text{ lps}$$

Entre la planta de tratamiento y la captación (punto de toma de muestras):

Considerando 8% de pérdidas dentro de la planta

$$F = 0.5\% \times 7 \times (148.98 \times 1.08)$$

$$F = 5.63 \text{ lps}$$

Caudal en el punto de toma de muestras:

$$Q_1 = 160.90 + 5.63$$

$$Q_1 = 166.53 \text{ lps} \rightarrow Q_{1 \text{ diseño}} = 170 \text{ lps}$$

Caudal que ingresa a la planta de tratamiento

$$Q_2 = 1.08 \times 148.98$$

$$Q_2 = 160.90 \text{ lps} \rightarrow Q_{2 \text{ diseño}} = 165 \text{ lps}$$

Caudal que llega a San Jerónimo:

$$Q_3 = 148.98 - 0.83$$

$$Q_3 = 148.15 \text{ lps} \rightarrow Q_{3 \text{ diseño}} = 150 \text{ lps}$$

Caudal que llega a Andahuaylas:

$$Q_4 = 148.15 - 23.82 - 0.70$$

$$Q_4 = 123.63 \text{ lps} \rightarrow Q_{4 \text{ diseño}} = 125 \text{ lps}$$

Caudal que llega a Talavera de la Reyna:

$$Q_5 = 123.63 - 70.22 - 0.35$$

$$Q_5 = 53.06 \text{ lps} \rightarrow Q_{5 \text{ diseño}} = 55 \text{ lps}$$

Caudal que sale de Talavera de la Reyna:

$$Q_6 = 53.06 - 23.39$$

$$Q_6 = 29.67 \text{ lps} \rightarrow Q_{6 \text{ diseño}} = 30 \text{ lps}$$

#### 4.2.14 Tubería de derivación

Tramo del punto de toma de muestras a la planta:

$$Q_i = 4.2617 \times 10^{-4} \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$166.53 = 4.2617 \times 10^{-4} \times 140 \times D^{2.63} \times \left(\frac{100}{7}\right)^{0.54}$$

$$D = 12''$$

Tramo de la planta a San Jerónimo:

$$Q_i = 4.2617 \times 10^{-4} \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$148.98 = 4.2617 \times 10^{-4} \times 140 \times D^{2.63} \times \left(\frac{150}{7}\right)^{0.54}$$

$$D = 11'' \rightarrow D = 12'' \text{ (diámetro comercial)}$$

Tramo de San Jerónimo a Andahuaylas:

$$Q_i = 4.2617 \times 10^{-4} \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$124.33 = 4.2617 \times 10^{-4} \times 140 \times D^{2.63} \times \left(\frac{100}{7}\right)^{0.54}$$

$$D = 11'' \rightarrow D = 12'' \text{ (diámetro comercial)}$$

Tramo de Andahuaylas a Talavera de la Reyna:

$$Q_i = 4.2617 \times 10^{-4} \times C \times D^{2.63} \times S^{0.54}$$

$$53.41 = 4.2617 \times 10^{-4} \times 140 \times D^{2.63} \times \left(\frac{120}{7}\right)^{0.54}$$

$$D = 8''$$

#### 4.3 Evaluación del impacto social

Se realizó encuestas sobre la base de una población de 375 personas en las localidades de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna, la cual representa alrededor del 1 % de la población. Dichas encuestas dieron como resultado de 353 personas que están a favor de que se construya una planta de tratamiento de agua para abastecer a las mencionadas localidades, mientras que 22 personas se mostraron en contra.

Cabe mencionar que después de formularles las preguntas a los encuestados, se les explicó en que forma una planta de tratamiento de agua potable podría mejorarles la calidad de vida brindándoles una mayor disponibilidad de agua.

Es importante recalcar que la mayoría de personas entendió que la implementación de una planta de tratamiento de agua les mejoraría su salud, pero algunas personas no comprendían esta idea, ya que pensaban que al construir una planta de tratamiento el agua que consumían tendría un costo elevado y que esto sería una medida tomada por el gobierno local para obtener más dinero de los pobladores.

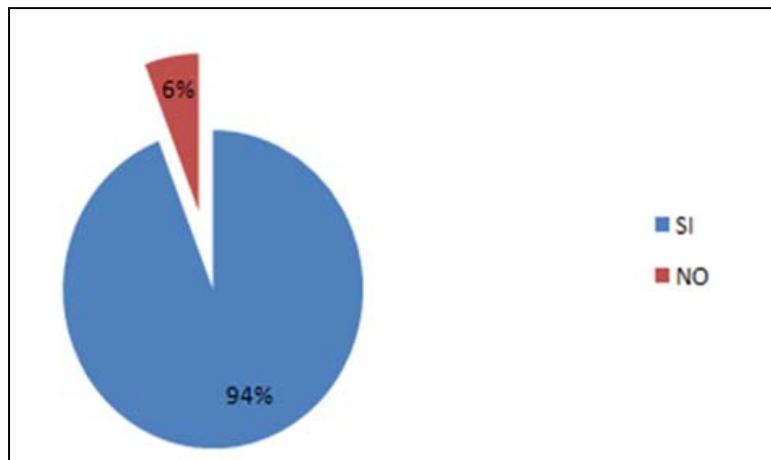


Figura 22- Porcentaje de encuestados a favor de la construcción de la planta  
(Referencia: Encuestas realizadas en la localidad de Andahuaylas)

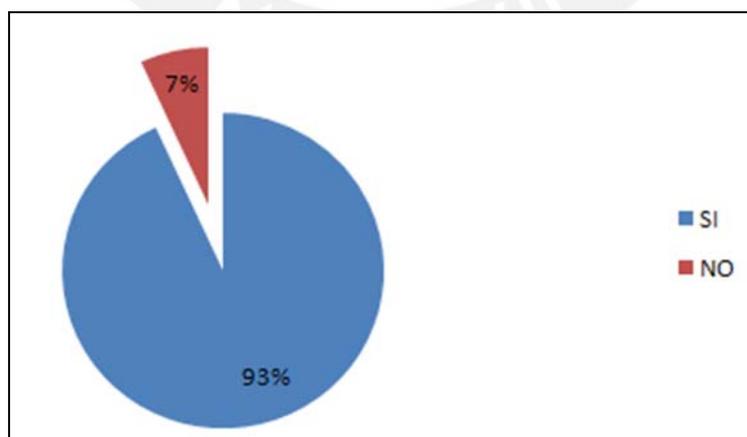


Figura 23- Porcentaje de hombres encuestados a favor de la construcción de la planta  
(Referencia: Encuestas realizadas en la localidad de Andahuaylas)

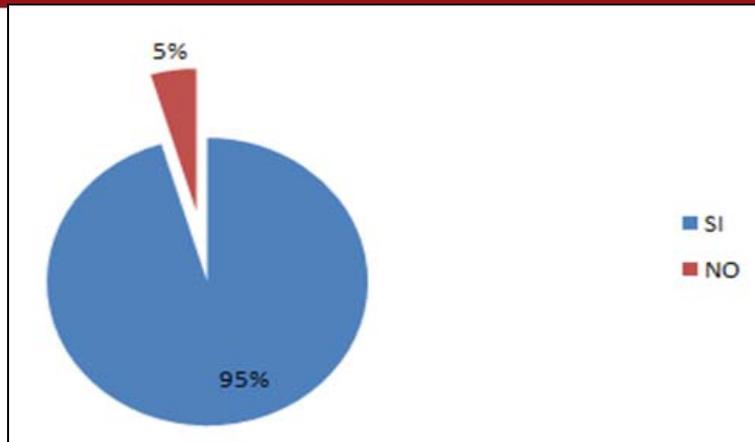


Figura 24- Porcentaje de mujeres encuestadas a favor de la construcción de la planta  
(Referencia: Encuestas realizadas en la localidad de Andahuaylas)

De los gráficos podemos observar la gran mayoría de hombres y de las mujeres están de acuerdo con que se construya una planta de tratamiento de agua y de esa forma su calidad de vida mejor.

Como conclusión final se puede precisar que si se informa a las personas y se las concientiza que pueden tener agua de mejor calidad, la población aceptaría que se implemente dicho proyecto en esta localidad.

##### **5. Estimación del costo de la planta de tratamiento para las localidades de Andahuaylas, San Jerónimo y Talavera de la Reyna**

Lo normal en la formulación de un proyecto, es que el proyectista elabore el presupuesto real para cada una de las obras propuestas, lo cual es lo ideal siempre y cuando se pudiese obtener éstos deberían ser los utilizados. Sin embargo para el planeamiento de mediano y largo plazo se acostumbra a trabajar con costos referenciales.

Los costos, fórmulas y valores que se presentan a continuación es información referencial que puede ser utilizada por el proyectista para estimar sus requerimientos de inversión. Es preciso indicar que las fórmulas, costos y valores se han obtenido como resultado de un estudio econométrico, con curvas de economía de escala. Para lo cual se recopiló vasta información sobre obras liquidadas que fueron ejecutadas por PRONAP- SEDAPAL-FONAVI-Archivo Ex SENAPA.

En un inicio estas fórmulas fueron elaboradas para las condiciones de la costa peruana, pero gracias a los datos recopilados en proyectos posteriores, se pudo comprobar que son válidas para cualquier región del país. Esto es debido a que el costo operativo de éstas es el mismo para cualquier lugar, siendo el costo del transporte de materiales de construcción lo único que presenta variación.

Otra consideración importante, es que se asume el costo de mano de obra como estándar para cualquier lugar. Sin embargo, se conoce que la mano de obra en provincias es menor al de la costa permitiendo compensar los costos de transporte, razón por la que no se considera el flete dentro de la estimación de costos realizado en el presente trabajo.

Cabe resaltar que estas fórmulas polinómicas de estimación de costos son válidas hasta un caudal de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , que es el máximo caudal que admiten estas plantas simplificadas.

Un aspecto importante de las plantas simplificadas es que no requieren gran número de personal técnico que las opere, hecho que si es obligatorio en las convencionales. Gracias a que estas plantas ocupan áreas mínimas (como la de Prudentópolis de  $9\text{m}^2$ ), no se consideran obras civiles complementarias como pistas asfaltadas u otras, basta tener sólo una oficina destinada al jefe de planta, un laboratorio, un almacén de productos para el tratamiento y un camino afirmado para el ingreso de vehículos.

Es importante mencionar que para estimar el costo de la planta de tratamiento de agua de Andahuaylas, se contó con el asesoramiento del Ing. Pablo Perry.

Las plantas simplificadas de tratamiento de agua son entre 40 y 50 % más económicas en comparación a las plantas convencionales, debido a la simplicidad de sus componentes, su fácil construcción y un costo de mantenimiento considerablemente menor.

Se puede citar como ejemplo de plantas de tratamiento de agua, cuyos costos fueron estimados con estas fórmulas polinómicas: la planta de Barranca (que fue diseñada para un caudal de 130 lps), la planta de Cajamarca (que fue diseñada para un caudal de 180 lps), la planta de La Merced (que fue diseñada para un caudal de 60 lps), la planta de Tacna (que fue diseñada para un caudal de 450 lps) y la planta de Puno

(que fue diseñada para un caudal de 300 lps). Cabe mencionar que todas estas plantas de tratamiento estuvieron bajo la supervisión de SENAPA y fueron ejecutadas por empresas contratistas.

**Nomenclaturas de las variables usadas en las fórmulas polinómicas:**

K= coeficiente de ajuste del costo de obra

MO= mano de obra

AG= agregados

AC= acero

CE= cemento

MAD= madera

MQN= maquinaria nacional

MQI= maquinaria importada

TAC= tubería de acero

TFF= tuberías de fierro fundido

VAL= válvulas de fierro fundido

PLA= placas metálicas

GGU= gastos generales y utilidades

Caudal máximo diario ( $Q_{diseño}$ ):

$Q_{diseño} = 148.98 \text{ lps}$

**5.1 Captación Superficial tipo Barraje:**

Q	lps	C =	$584.65 * Q^{0.7057}$
rango de validez de			35 a 600 lps

$C = \$ 19974.34$

**5.2 Desarenador:**

Q	lps	C =	$1057.00 * Q^{0.5662}$
rango de validez de			35 a 600 lps

$C = \$ 36112.00$

**5.3 Canaleta Parshall:**

Q	lps	C =	$350.076 \cdot \ln(Q) - 1199.45$
rango de validez de			60 a 120
			lps

C= \$ 552.26

**5.4 Floculador Hidráulico de Flujo Horizontal**

Q	lps	C =	$36255.8 \cdot \ln(Q) - 107599$
rango de validez de			23 a 120
			lps

C= \$ 73818.21

**5.5 Decantador Laminar (con placas de fibra de vidrio)**

Q	lps	C =	$4222.58 \cdot Q^{0.5662}$
rango de validez de			23 a 120
			lps

C= \$ 71779.92

**5.6 Filtros Rápidos (Sistema de Autolavado)**

Q	lps	C =	$3310.92 \cdot Q^{0.8755}$
rango de validez de			23 a 120
			lps

C= \$ 264558.81

**5.7 Casa Dosificadora**

Área	m <sup>2</sup>	C =	$360 \cdot \text{Área}$
rango de validez de			S/L
			m <sup>2</sup>

Área= 93.6m<sup>2</sup>

C= \$ 33696.00

**5.8 Casa de operador**

Área	m <sup>2</sup>	C =	394.00* Área
rango de validez de		S/L	m <sup>2</sup>

Área= 60m<sup>2</sup>

C= \$ 23640.00

**5.9 Casa de guardián**

Área	m <sup>2</sup>	C =	257.00* Área
rango de validez de		S/L	m <sup>2</sup>

Área= 40 m<sup>2</sup>

C= \$ 10280.00

**5.10 Laboratorio y oficina**

Área	m <sup>2</sup>	C =	593.00* Área
rango de validez de		S/L	m <sup>2</sup>

Área= 100 m<sup>2</sup>

C= \$ 59300.00

**5.11 Equipo clorinador**

P	lb/pulg <sup>2</sup>	C =	16.94 * P + 4495.58
rango de validez de		de 30 a 70 lbs/pulg <sup>2</sup>	lb/pulg <sup>2</sup>

P= 50

C= \$ 5342.58

### 5.12 Reservoirio Apoyado

V	m <sup>3</sup>	C =	-0.0072*V <sup>2</sup> +100.00*V+4954.84
rango de validez de		100 a 2800	m <sup>3</sup>

V= 1000

C= \$ 97754.84

C (accesorios)= \$ 13198.45

C<sub>tot</sub>= 97754.84 + 13198.45

C<sub>tot</sub>= \$ 110953.29

### 5.13 Cerco Perimétrico

C= 400x101+875

C=\$ 41275

### 5.14 Tubería de derivación

C= (340.97x7000+340.97x7000+340.97x2000+178.31x3000)/3.3

C=\$ 1815287.88

### 5.15 Costo Directo

Costo Directo (CD)= el que sale de las curvas de costos

CD= \$ 2566570.29

### 5.16 Costo Indirecto (CI)

Supervisión= 6 % x CD= \$ 153994.22

Gastos Generales= 10 % x CD= \$ 256657.03

Utilidades= 10 % x CD= \$ 256657.03

IGV= 19 % x CD= \$ 487648.36

CI= \$ 1154956.64

### 5.17 Costo Total

$$C_{\text{tot}} = CD + CI$$

$$C_{\text{tot}} = 3'721,526.93 \text{ dólares americanos}$$

## 6. Conclusiones

Siendo nuestro país suscriptor de la Declaración del Milenio y estando comprometido a cumplir con los objetivos de desarrollo para reducir hasta el 2015 a la mitad el número de personas carentes de agua potable, me permito presentar como alternativa de solución a este problema, la utilización de plantas simplificadas para la potabilización del agua en las localidades del interior.

Este trabajo tiene como sustento técnico los estudios de investigación efectuados por ingenieros peruanos y latinoamericanos que validan esta tecnología que permite construir plantas simplificadas, reduciendo considerablemente la cantidad de tubos y válvulas, a un costo más económico y en áreas reducidas, cuya operación y mantenimiento es más económico que de las plantas convencionales.

Un ejemplo de estas plantas tenemos en: Imperial en Perú, Prudentópolis en Brasil y la de Cochabamba en Bolivia.

El tratamiento del agua actualmente debe explicarse analizando los fenómenos que ocurren al agregar sustancias químicas para potabilizar el agua en las plantas de tratamiento por ejemplo el mejor conocimiento de la técnica de la coagulación-floculación trata de explicar que ocurre cuando se agrega un coagulante al agua turbia, teniendo en cuenta la velocidad de reacción de los compuestos químicos se ha podido hacer gran ahorro de coagulantes, igualmente favoreciendo la mezcla completa en un punto adecuado y observando el tiempo de residencia en un reactor ha permitido desarrollar compartimentos con diferentes gradientes de velocidad en los floculadores. La introducción de placas o celdas inclinadas en los sedimentadores permite disminuir áreas y tiempos de detención dentro de estos reactores.

Los avances encontrados en los procesos de filtración han permitido proponer sistema de baterías filtrantes sin reguladores de caudal que operan con velocidades decrecientes, simplificando la construcción de galería de tubos que anteriormente era

indispensable. Otra de las ventajas de este sistema de filtración es el lavado de un filtro con el flujo proveniente de otras unidades en operación.

Todas estas modificaciones en los sistemas de tratamiento convencional permiten construir plantas simplificadas a bajo costo y así mejorar la salud de personas que padecen enfermedades por consumo de agua contaminada que en otras latitudes hace tiempo se ha superado.

Así mismo, se estima que el costo de construcción y mantenimiento de estas plantas simplificadas permiten economizar entre un 40 y 50 % en relación a las plantas convencionales, en las cuales se tiene que renovar sus equipos cada 5 ó 10 años. Las plantas simplificadas también permiten un ahorro en la capacitación del personal, debido a que sólo se necesita personal calificado en ciertos momentos (toma de muestras y control de calidad), mientras que las plantas convencionales requieren de personal calificado en todo instante puesto que se requiere estar capacitado para operar las maquinarias.

Es recomendable capacitar al personal que opere estas plantas para garantizar la durabilidad de los medios filtrantes principalmente.

Cabe resaltar que todos los avances tecnológicos en el tratamiento de agua descritos en la presente tesis, son parte de estas plantas simplificadas, y que gracias a estas innovaciones se generan una reducción significativa en los costos de potabilización.

Conforme a lo expuesto, será necesario un proceso de sensibilización de la población con respecto a esta tecnología simplificada para consumo humano, a fin de que los pobladores entiendan que contando con agua potable se mejoraría su salud.

## Bibliografía

1. Agüero Pittman, Roger: “Agua potable para poblaciones rurales”, Sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento, Editorial SER, Lima 1997.
2. American Water Works Association (AWWA): “El agua, su calidad y tratamiento”, Unión tipográfica editorial hispano americana, México 1992.
3. Arboleda Valencia, Jorge (Ing.): “Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua”, Editorial CEPIS (OPS/OMS), Serie técnica 13, Lima 1975.
4. Bayona Moncada, Hernando (Ing.): “Programa regional OPS/EHP/CEPIS de mejoramiento de calidad de agua para consumo humano”, Curso sobre operación, mantenimiento y administración de plantas de tratamiento de agua, Editorial CEPIS, Edición 1, Santo Domingo 1989.
5. Cáceres López, Oscar (Ing.): “Desinfección del agua”, Ministerio de Salud OPS/OMS, Editorial CEPIS, Lima 1990.
6. Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI): “Almanaque Apurímac 2003”, Editorial INEI, Perú 2003.
7. Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI): “Anuario de estadísticas ambientales 2004”, Editorial INEI, Perú 2005.
8. Ministerio de Vivienda: “Normas y requisitos para los proyectos de agua potable y alcantarillado destinado a localidades urbanas”, Aprobadas por R.S. N°146-72-VI-DM. Del 8-3-72, Impreso en los talleres de IMPREVI, Julio 1972.
9. Organización Mundial de la Salud (OMS): “Guías para la calidad del agua potable”, Segunda edición, Volumen 1, Editorial OMS, Ginebra 1995.
10. Pérez Carrión, José (Ing.) y Cánepa de Vargas, Lidia (Ing.): “Programa regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano”, Serie filtración rápida, Manual IV, Ciclo tratamiento, Editorial CEPIS, Perú 1992.

11. Pérez Carrión, José (Ing.), Méndez, Gerardo (Ing.) y Cánepa de Vargas, Lidia (Ing.): “Programa regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano”, Serie filtración rápida y lenta, Manual I, El agua, calidad y tratamiento para consumo humano, Editorial CEPIS, Perú 1992.

12. Pérez Carrión, José (Ing.), Méndez, Gerardo (Ing.) y Cánepa de Vargas, Lidia (Ing.): “Programa regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano”, Serie filtración rápida y lenta, Manual II, Criterios de selección, Editorial CEPIS, Perú 1992.

13. Pulido Parra, Héctor (Ing.): “Programa regional OPS/EHP/CEPIS de mejoramiento de calidad de agua para consumo humano”, Operación de plantas de tratamiento de agua, Manual de instrucción, Versión preliminar, Editorial CEPIS, Santo Domingo 1981.

14. Richter, Carlos (Ing.) y Arboleda, Jorge (Ing.): “Estación de tratamiento de agua, modulada para pequeñas y medianas comunidades”, VII Congreso Brasileiro de Ingeniería Sanitaria, Editorial CEPIS, Curitiba 1973.

15. Richter, Carlos (Ing.), Pérez C., José (Ing.) y Cánepa de Vargas, Lidia (Ing.): “Programa regional HPE/OPS/CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano”, Serie filtración rápida, Manual III teoría, Editorial CEPIS, Perú 1992.