

CAPÍTULO I

1.1 Selección y definición del tema del proyecto.

“DISEÑO HIDRÁULICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE MEDIANTE FILTROS RAPIDOS PARA LA CIUDAD DE VILLA MONTES”

1.1.1 Título del Proyecto

1.1.2 Ubicación geográfica del proyecto



Figura 1.1 Mapa de Bolivia

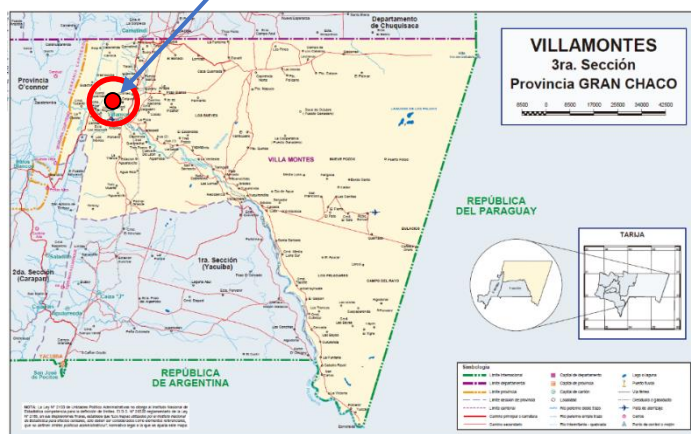


Figura 1.2 Ciudad de Villa Montes

1.1.2.1 Área de influencia

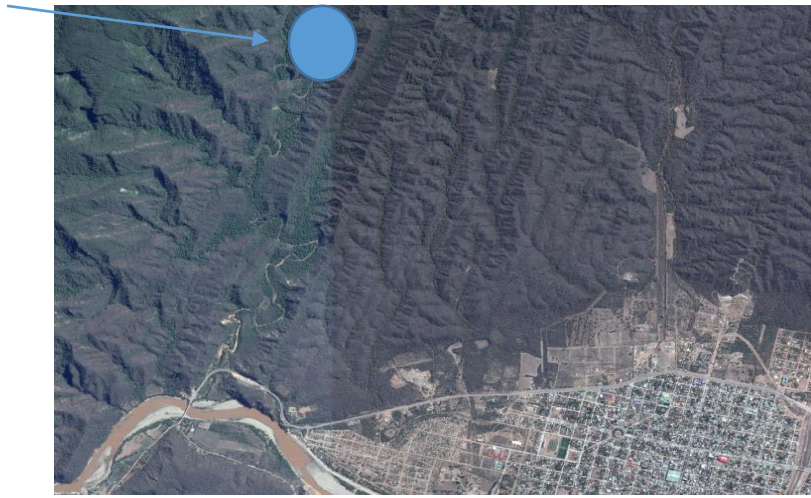


Figura 1.3 Ubicación Geográfica del Lugar del Proyecto a emplazar el proyecto Villa- Montes

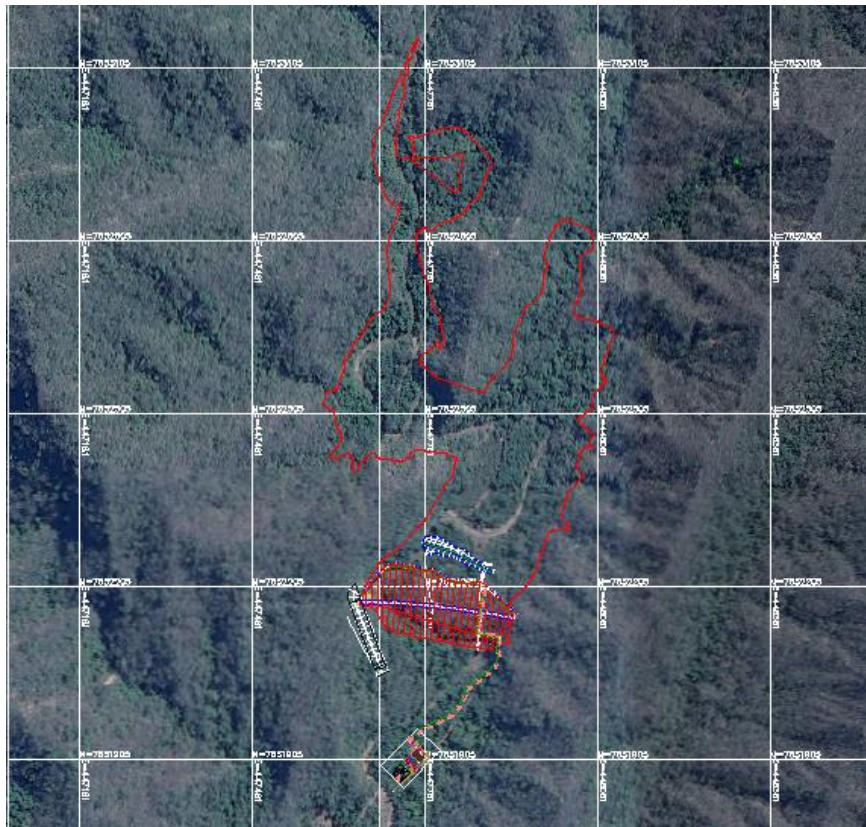


Figura 1.4 Ubicación de planta de tratamiento a diseñar
Aguas debajo de la presa.

1.1.3 Ubicación del proyecto.

La planta de tratamiento estará ubicada agua abajo de la presa de Tampinta a unos 367 metros de distancia de la presa Tampinta, y a una altitud de 433.28 m.s.n.m. Dicha planta se encontrara a unos 3.9 Km de la Ciudad de Villa Montes, provincia Gran Chaco.

La obra de toma se encuentra a una altura de 442.5 m.s.n.m.

1.1.3.1 Localización de la presa

La presa se encuentra localizada en las siguientes coordenadas

	Latitud sur	Longitud oeste
1. -	21° 15'30.67 ''	64° 30'11.01''
2.-	21° 15'31.09 ''	64° 30'09.23''
3.-	21° 15'32.26 ''	64° 30'11.24''
4.-	21° 15'32.41''	64° 30'09.41''

1.1.4 Límites territoriales.

La ciudad de Villa Montes limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con el municipio de Yacuiba y la República Argentina, al este con la República del Paraguay y al oeste con la Provincia O'Connor del departamento de Tarija.

1.2 Problema actual.

El agua potable es esencial para subsistencia de la vida. Es el líquido más importante de la naturaleza sin el cual no podríamos vivir y un derecho fundamental, el agua potable nos ayuda a estar sanos, como así también es un servicio básico necesario e indispensable para el consumo humano y para el desarrollo de los pueblos. El agua potable es aquella que puede ser consumida sin restricción debido a que, gracias a un proceso de purificación, no representa un riesgo para la salud.

La cobertura de agua potable en Bolivia aumentó considerablemente desde 1990 con altas inversiones en el sector. Sin embargo, las coberturas siguen siendo las más bajas del continente y la calidad de servicio esta baja.

La cobertura de agua potable en Bolivia llega a alrededor del 80% de la población (8 millones de habitantes), mientras que el 20% (2 millones) no accede al beneficio y vive en el área rural.

En los últimos años se tiene un problema grande en la población mundial debido a los escasos de agua potable para el consumo del ser humano.

1.2.1 Planteamiento del problema.

El Agua es una sustancia muy sencilla, pero posee un conjunto de propiedades que la hacen única lo que, unido a su abundancia, le otorgan una gran importancia en el ciclo biológico.

A pesar de la definición química del agua como una sustancia constituida exclusivamente por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno, en la naturaleza no se encuentra nunca en ese grado de pureza sino que está siempre contaminada con una serie de componentes inorgánicos y orgánicos.

El agua se constituye en un elemento fundamental para la subsistencia del hombre, por lo que es una necesidad básica imprescindible, en la que tiene gran importancia las condiciones de calidad con las que esta llega al consumidor.

La población de Villa Montes en estos últimos años ha tenido un incremento de demanda agua potable muy grande, las cuales actualmente las fuentes de abastecimiento que son quebrada Tampinta, caigua, agua fría y diferentes acuíferos que se encuentran en diferentes zonas de la Ciudad, no cubren en su totalidad la demanda de agua que tiene la población . Provocando así problemas de los escasos de agua en la población y racionamiento del líquido elemento en épocas de estiaje, que es donde más uso y demanda tiene la población, debido a estos problemas que se tiene, las autoridades encargadas de la dotación de agua potable, vieron la necesidad de realizar una presa sobre cauce de la quebrada Tampinta para almacenar agua cruda y posteriormente abastecer en épocas en las cuales tenga mayor demanda de agua la población, para la potabilización del agua almacenada que se tendrá en la presa, se requerirá realizar una nueva planta de tratamiento que pueda tratar caudales demandados por la población, que se sea de calidad y libre contaminantes fisicoquímicos microbiológico que sea apto para el consumo humano.

Podemos decir que actualmente la ciudad de Villa Montes cuenta con una planta de tratamiento de agua potable de tipo FIME, donde el agua cruda captada para el tratamiento es de la quebrada de agua fría y Tampinta. La planta de tratamiento que se tiene actualmente

funciona de acuerdo al caudal que se diseñado que son 24.5 l/s pero en épocas de lluvia no se tiene una calidad óptima de agua para el consumo humanos, puestos que las características fisicoquímicas y microbiológicas no cumplen a cabalidad los requisitos básicos mínimos determinado por las Norma Boliviana 512 las cuales dan parámetros que determinan la calidad óptima de consumo de agua potable para el ser humano. En vista de eso la autoridad encargada de la EPSA vieron la necesidad de realizar un nuevo diseño que cumpla a cabalidad los parámetros recomendados por la Norma Boliviana 512 y tratar un mayor caudal de agua cruda que es lo que demanda la población y mejorar la calidad de agua potable que se dota población.

1.2.2 Formulación del problema.

¿Es importante realizar un diseño de la planta de tratamiento de aguas potable en el sistema de Tampinta?

El avance de la actividad humana precisa manipular el agua para numerosos fines, entre los que sobresalen por su importancia para el ser humano, los usos potables de la misma. Así, el hombre se sirve del agua presente en la naturaleza para consumirla y utilizarla, pero es indudable que debido a ciertas características químicas, físicas y biológicas de este líquido, no puede ser utilizado de forma directa, y es por eso que requiere una serie de tratamientos que supriman aquellas partículas o sustancias perjudiciales.

A partir de lo anterior es notable destacar la gran trascendencia que tiene la potabilidad del agua, puesto que agua en mal estado o sencillamente con sustancias nocivas para el hombre, puede ocasionar, enfermedades tales como la difteria.

Las fuentes de agua superficial, como la quebrada Tampinta, están afectadas por el clima de la región, que favorecen el arrastre de concentraciones altas de material particulado, incorporando a la corriente un incremento en la turbiedad, materia orgánica natural, color aparente, coliformes fecales, y demás. Para llevar a cabo el proceso de potabilización del agua, necesario para que sea apta para el consumo humano y para esta es necesario que se realice una planta de tratamiento de agua potable, las fuentes hídricas deben pasar por varios procesos de purificación que implican las etapas de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección, las cuales en nuestro caso son controladas por la empresa EPSA.

1.2.3 Sistematización del problema.

- *El diseño de la planta de tratamiento de agua potable reducirá de algún modo las enfermedades que se puedan producir por el agua cruda no tratada.*
- *¿Qué ventajas podría traer el diseño de la planta de tratamiento de agua potable a la ciudad de Villa Montes?*
- *¿El tipo de planta de Tratamiento de agua potable será el más adecuado para la Ciudad?*

1.3 Objetivos del proyecto.

1.3.1 Objetivo general.

- Implementar una planta de tratamiento para mejorar la potabilización del agua en la ciudad de Villa Montes, para brindar un agua libre de impurezas y de esta manera mejorar la calidad de vida de sus habitantes.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar el diseño hidráulico de las unidades que componen la planta potabilizadora y describir una metodología de cálculo.
- Calcular el costo de ejecución de la planta.
- Explicar el mantenimiento y operación del sistema.
- Demostrar y recomendar el diseño para futuros proyectos con similares características.
- Garantizar la potabilización del agua de la presa para los consumidores beneficiarios.
- Reducir las enfermedades de origen hídrico.

1.4 Justificación del proyecto.

“El saneamiento básico es considerado un importante indicador para medir la pobreza, por incluir al acceso a los servicios de saneamiento”

El ministerio de Agua Potable y Saneamiento Básico y OMS se tubo hasta el año 2012 que en el área urbana se logró hasta 2012 una cobertura en agua potable del 86,9% y en el área rural del 62,3%, y respecto a saneamiento básico un 56% en al área urbana y un 36,95 en el área rural.

Estas cifras, se plasman en la realidad que vive la ciudad de Villa Montes: Donde la población hasta el año 2013 tiene una población de 29.314 habitantes de la cuales el 92% tiene cobertura

de los servicio de agua potable, para esto es de prioridad que la población sea abastecida en el 100 % de agua potable y que no cause ningún riesgo de salud en la población.

También se ha visto en el transcurso del tiempo que el consumo de aguas contaminadas ha causado enfermedades tales como la fiebre tifoidea, paratifoidea, variadas formas de disentería, no nos olvidemos del colera que tantas vidas cobro en nuestro departamento, las diarreas intestinales y muchas enfermedades que tienen generalmente origen hídrico, que se evitarían mediante la realización de proyectos de esta índole.

Fundamentalmente la elaboración de este proyecto, está orientado por un lado, a buscar una solución para mejorar la potabilización del agua para la ciudad de Villa Montes, y por otro lado un aspecto muy importante a considerar, es el de buscar mejorar sustancialmente la calidad de vida de cada familia logrando resolver este agudo problema e indirectamente se habrán mitigado otros, como ser en el aspecto de salud y organización familiar.

El impacto social y económico que pretendemos es ponderable desde todo punto de vista, induciendo a una mejora de calidad de vida que estará reflejada en los siguientes aspectos ya que sobradamente justifican su implementación:

En el aspecto de salud, se traduce en un consumo de agua más segura, y por otro lado la adquisición de mejores hábitos en cuanto a higiene y aseo corporal.

El aspecto económico se ve beneficiado en el hecho de que al existir menor incidencia de enfermedades por el consumo de posible agua contaminada, evita la erogación de dinero para la atención de problemas de salud.

1.4.1 Justificación académica.

Con la realización de este proyecto, se busca profundizar y aumentar los conocimientos en el área de la ingeniería sanitaria, relacionado con el saneamiento básico de agua potable, ya que el saneamiento básico es el problema número uno en Tarija y Bolivia, además se busca generar conciencia acerca de la problemática.

1.4.2 Justificación técnica.

La alternativa viable para este proyecto estará en función de los resultados obtenidos de los análisis de la calidad del agua y esta alternativa será el más rentable tanto técnica como económicamente, encontrando la alternativa cuya aplicación y factibilidad se aplique al medio.

1.4.3 Justificación social.

El agua es un derecho fundamental para la vida y la subsistencia de la población, y contribuir en la solución adecuada a la problemática de las aguas que se da en la ciudad de Villa Montes, con el diseño de la planta de tratamiento de agua potable que evitara futuros problemas con enfermedades, contribuirá a mejorar la calidad de vida de las personas, y mejorar el servicio de agua potable.

1.5 Marco de referencia

1.5.1 Marco teórico:

1.5.1.1 Clasificación del tipo de plantas de tratamiento:

La clasificación está basada en el tipo de procesos que comprende y por la clase de tecnología empleada en su concepción.

1.5.1.2 Por el tipo de procesos que comprende:

- ✓ Plantas de filtración rápida
- ✓ Plantas de filtración lenta

1.5.1.3 Por la tecnología empleada:

- ✓ Sistema convencional
- ✓ Sistema de tecnología apropiada
- ✓ Sistemas patentados

1.5.2 Procesos y operaciones unitarias del tratamiento de agua:

El proceso de tratamiento puede incluir todas o parte de las siguientes operaciones y procesos unitarios: “cribado o cernido, pre sedimentación, aireación, coagulación, floculación, sedimentación, flotación, filtración, desinfección, floración y procesos complementarios como la re carbonatación, corrección del pH, estabilización de solutos, desalinización, precipitación química, intercambio iónico y adsorción para cumplir el objetivo de la unidad de tratamiento. El tratamiento requerido se tomará en función a la calidad de las aguas de las fuentes”

1.5.3 Partes de una planta de tratamiento de agua potable :

- ✓ Sala de dosificación y almacenes.- Almacén de sustancias químicas debe tener capacidad para almacenar todas las sustancias químicas que se requieren para el tratamiento del agua.

- ✓ Pre sedimentación.- Dependiendo del tamaño de la planta, podría utilizarse también la unidad de tipo triangular considerada en los sistemas de filtración lenta. Podrá ser un estanque ubicado aprovechando una depresión del terreno e impermeabilizado interiormente, o bien una unidad de tipo convencional, o laminar, diseñadas para un tiempo de retención y/o tasa de sedimentación apropiada.
- ✓ Mezcladores rápidos del tipo hidráulico.- Las unidades de mezcla rápida más utilizadas son las del tipo de resalto hidráulico, como la canaleta Parshall, el canal con cambio de pendiente o "rampa" y vertederos rectangulares o triangulares.
- ✓ Floculadores.- Pueden ser de flujo horizontal o vertical, se eligen de acuerdo a las dimensiones de la planta.
- ✓ Decantadores de placas paralelas.- La zona de ingreso a la zona de decantación, está compuesta por tubos de PVC con orificios en las unidades pequeñas, o canales centrales o laterales que distribuyen el flujo mediante orificios a lo largo del módulo de placas en las unidades grandes.
- ✓ Filtración.- Se debe llevar a cabo en unidades que promuevan la remoción de sólidos en suspensión por medio del paso del agua a través de un medio poroso, normalmente grava y arena, en el que actúan mecanismos de remoción según las características del proceso.
- ✓ Desinfección.- La desinfección del agua para uso humano tiene por finalidad la eliminación de los microorganismos patógenos contenidos en el agua que no han sido eliminados en las fases iniciales del tratamiento del agua.

La desinfección del agua es necesaria como uno de los últimos pasos en la planta de tratamiento de agua potable, para prevenir que esta sea dañina para nuestra salud. Muchas veces, tratándose de agua de manantiales naturales o de pozo, la desinfección es el único tratamiento que se le da al agua para obtener agua potable. La desinfección puede hacerse por medios químicos o físicos.

1.5.4 Marco conceptual:

- ✓ Planta potabilizadora.- “Las plantas potabilizadoras de agua son un conjunto de obras civiles, instalaciones y equipos convenientemente dispuestos para llevar a

cabo operaciones y procesos unitarios que permitan obtener aguas con calidad aptas para el consumo humano”¹.

- ✓ Agua potable.- Aquella que por sus características organolépticas, físico-químicas, radioactivas y microbiológicas, se considera apta para el consumo humano y que cumple con lo establecido en la norma NB 512 y el reglamento nacional para el control de la calidad de agua para Consumo Humano.
- ✓ Sólidos en el agua.- Cantidad de materia sólida presente en el agua.
- ✓ Floculo.- Grumo de materia orgánica formado por agregación de sólidos en suspensión.
- ✓ Filtro.- dispositivo destinado a remover las impurezas del agua por distintos medios y para diferentes propósitos, como riego, consumo humano, acuarios o piscinas.
- ✓ PH.- El PH es una medida de acidez o alcalinidad de una disolución. El pH indica la concentración de iones hidronio $[H_3O]^+$ presentes en determinadas disoluciones
- ✓ Desinfección.- Se denomina desinfección a un proceso físico o químico que mata o inactiva agentes patógenos tales como bacterias, virus y protozoos impidiendo el crecimiento de microorganismos patógenos en fase vegetativa que se encuentren en objetos inertes.
- ✓ Floculante.- Agente químico capaz de acelerar la unión y sedimentación de partículas en suspensión y coloidales. También se conoce con el nombre de coagulante.
- ✓ Turbiedad.- Propiedad óptica de una muestra de agua, que hace que los rayos luminosos se dispersen y absorban, en lugar de transmitir en línea recta.

1.5.5 Marco espacial.

El diseño de la planta de tratamiento de agua potable que se plantea en la propuesta del proyecto se localiza en la ciudad de Villa Montes.

1.5.6 Marco temporal.

Todos los datos de información recogidos son del año 2013-2014.

1.6 Alcance.

El presente proyecto de grado abarcará:

- Recolección de información necesaria por parte del proponente.
- Visita técnica del área beneficiaria.
- Recopilación y obtención los estudios de calidad de agua potable de la ciudad de Villa Montes.
- Análisis de aguas afluentes.
- Propuesta de solución.
- Costo y presupuesto de la planta tratamiento
- Planos a detalle del sistema de tratamiento seleccionado.

1.7 Cronograma de actividades

Para la elaboración del proyecto se deberá contemplar el tiempo y costo que demanda el mismo para su ejecución.

Para tal efecto es necesario una buena planificación de las actividades a realizar dentro del tiempo establecido (un semestre), con 18 semanas y una dedicación de 20 (hrs / sem.) pero se presentara hasta la semana 13 ya que se debe realizar su corrección por del docente asignado. Como también se realizara una estimación aproximada de los gastos que ocasionara este.

DIAGRAMA GANTT

Nombre de tarea	Duración	SEMANAS														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Recopilación de información existente	5 días	■														
Visita técnica al lugar para delimitar el área de influencia y ubicación del sistema	5 días		■													
Estudio de calidad de Agua	10 días			■	■											
Diseño de alternativas de sistemas de tratamiento y selección del adecuado	10 días					■	■									
Diseño hidráulico de la planta de tratamiento	15 días							■	■	■						
Elaboración de planos a detalle	15 días										■	■	■			
Presentación del borrador	5 días													■		
Corrección del borrador	5 días														■	
Presentación del proyecto final	5 días															■

Fuente: propio del proponente

1.8 Presupuesto y financiamiento.

El presupuesto estimativo que tendrá el desarrollo de la propuesta, es de Bs. 2562, el cual será financiado por el estudiante. El detalle de los costos se presenta a continuación:

PRESUPUESTO ESTIMATIVO DE LA PROPUESTA				
ÍTEM	PRECIO UNITARIO Bs.	CANTIDAD	NUMERO	TOTAL Bs.
<i>Demostración de sistema</i>	300	1	1	300
<i>Análisis de Calidad de Aguas</i>	400	1	1	400
<i>Materiales de Escritorio</i>	200	1	1	200
<i>Transporte</i>	300	1	1	300
<i>Revisión Gramatical de Informe</i>	200	1	1	200
<i>Impresión del Proyecto (Borrador)</i>	80	1	1	80
<i>Impresión del Proyecto (Limpio)</i>	80	1	5	400
<i>Planos (Borrador)</i>	12	6	1	72
<i>Planos (Limpio)</i>	12	6	5	360
<i>Empastado</i>	50	1	5	250
TOTAL			2562	

Fuente: propio del proponente

CAPÍTULO II

2 Información general

2.1 Ubicación y superficie de Villa Montes

El municipio de Villa Montes, Tercera Sección de la Provincia Gran Chaco, se encuentra ubicado estratégicamente al noreste del departamento de Tarija. Limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al sur con el Municipio de Yacuiba y la Republica de Argentina, al este con Paraguay y al oeste con la Provincia O'Connor del Departamento Tarija.

Su extensión territorial es 11.300 km², que representa el 63.8% de la provincia Gran Chaco y el 29.5% del total departamental.

Esta sección municipal fue creada mediante Decreto Supremo de fecha 24 de agosto del año 1937, durante el gobierno de la junta militar presidida por el Tcnl. German Busch, y constituye la última sección creada en la provincia Gran Chaco.

En cuanto a la extensión, población, densidad poblacional, y el índice de desarrollo humano, del municipio en el contexto departamental y nacional se expresan en el siguiente cuadro.

Tabla 2.1 Villa Montes en el contexto departamental y nacional

Aspecto	Extensión (km ²)	% (*)	Población (no. de hab.)	% (*)	Densidad (hab./km ²)	Crecimiento	IDH
Mun. de Villa Montes	11300	»	22563		1,99	1,05	0,513
Prov. de Gran Chaco	17428	64; 8%	107113	21%	6,15	3,45	0,489
Dep. de Tarija	37623	30,0%	403079	5.6%	10,71	2,82	0,488
Bolivia	1098581	1%	7968000	0,3%	7,25	2,05	

Fuentes: INE, PDM

(*) Porcentaje en relación a la Provincia, Departamento y Nación

a) *Clima*

Esta región cuenta con un clima cálido, con una temperatura media anual de más o menos 22° C y presentando temperaturas máximas extremas hasta de 40 o más grados centígrados. Llega a tener precipitaciones máximas diarias de 230 mm. Estos factores climáticos hacen que se tome en cuenta las necesidades de su población por sus condiciones extremas de calor

y de precipitación a momento de realizar el diseño de la red, puesto que estos factores son los ideales para la aparición de enfermedades e insectos.

b) Topografía

Según con el plano con el que se cuenta la topografía del terreno es regular y relativamente llana, no teniendo accidentes pronunciados como lomas o zanjas, y en donde la pendiente natural del terreno favorece al escurrimiento por gravedad.

c) Aspectos geológicos

A nivel macro descriptivo el Chaco es parte de la gran Cuenca Sedimentaria del Continente Sudamericano, separado del Escudo Brasileño en el Norte por la zona de cizallamiento Ichilo – Mamoré, de rumbo NW-SE.

Esta zona queda constituida por un complejo de fallas transversales que se extienden desde la Cordillera de Los Andes de Bolivia hasta la elevación del río Apa en el Brasil, formando varios pliegues que posteriormente fueron rellenados por los productos arrastrados de la elevación andina (ocurridos en el Terciario). Estos productos de erosión fueron transportados por los ríos y depositados en la gran Llanura Chaqueña, donde se seleccionaron por el viento y el agua al transportarlos.

Morfológica y estructuralmente existen dos zonas bien definidas: Al Oeste las Sierras Subandinas, formadas por rocas paleozoicas, mesozoicas y del Terciario; y al Este la Llanura Chaqueña, constituida por formaciones de edades del Mesozoico Terciario y Cuaternario.

d) Tipo de suelo.

Los principales factores formadores de los suelos y que tienen mayor incidencia en su evolución en el área objeto del Estudio son: el material parental, el relieve abrupto de la cuenca y su clima. Geomorfológicamente corresponden a la formación Subandina, y están caracterizadas por un paisaje de serranías, pie de monte, colinas, llanuras deposicionales y terrazas aluviales.

A lo largo de quebrada Tampinta, las formas fisiográficas predominantes se hallan representadas por las terrazas aluviales estabilizadas y de formación reciente, pie de montes, bajadas laterales, áreas onduladas, glacis terrazas y llanura aluvial de posicional.

Los terrenos que están ubicados en las zonas altas y zonas de las laderas tienen un drenaje relativamente bueno y se caracterizan por ser suelos profundos de textura media franca a

franco – arcillo - limosos con moderado contenido de materia orgánica. No tienen rastros evidentes de erosión hídrica, estando generalmente protegidos con vegetación natural

Los suelos ubicados en la meseta chaqueña presentan formas aluviales originadas por la deposición continua del material sedimentario del río, que con el transcurso del tiempo han formado terrazas aluviales antiguas y estabilizadas y otras de formación reciente.

Las bajadas, glacis terrazas y pie de montes se han formado por las deposiciones coluvioaluviales de sedimentos provenientes de las colinas y serranías adyacentes, cuyo material originario es de tipo sedimentario con predominancia de fracciones de arena muy fina y limo.

Por lo general, los suelos presentes en áreas de relieves planos poseen un buen desarrollo pedogenético, con clara diferenciación de los horizontes diagnósticos A, B y C, por lo que presentan una buena profundidad efectiva, con más de 1,50 m de profundidad.

El drenaje interno es bueno y la permeabilidad moderada en suelos de texturas francas, lo que denota una buena capacidad de retención de humedad y humedad total aprovechable.

Mientras que en las texturas franco arenosas, el drenaje y la permeabilidad son moderadamente rápidos.

e) Aspectos urbanísticos.

Esta localidad está compuesta en su mayor parte por viviendas familiares, y existe poco o casi nulo comercio, su principal actividad es la pesca en el río Pilcomayo.

Podemos decir que existe una Urbanización bastante definida que se encuentra dentro de ciertos lineamientos exigidos y nos permitirán desarrollar la construcción de nuestro proyecto sin muchos problemas.

f) Servicios públicos.

Los servicios públicos contemplan todos aquellos que beneficiarán de mejor forma el desarrollo, reforma, progreso y embellecimiento de la localidad.

Esta localidad cuenta con los siguientes servicios:

- Servicio de Salud.
- Servicio de Agua Potable.
- Servicio de Electricidad.
- Servicio de Telefonía.
- Servicio de Educación.

- Servicio de Transporte (taxis, micros, trufis)
- Áreas verdes.
- Iglesia.

2.2 Descripción de la situación actual

2.2.1 Sistema villa Montes

2.2.1.1 Agua Potable

a) Fuente de agua

El sistema Villa Montes consta de tres fuentes superficiales denominadas Agua Fría, Caiguami y Tampinta, (esta última fue incorporada con el proyecto KfW). La fuente de agua de Agua Fría capta un caudal mínimo de 10,41 l/s, de Caiguami capta un caudal de 12,37 l/s en periodo de estiaje y Tampinta un caudal mínimo de 11,37 l/s.

Villa Montes también aprovecha fuentes subterráneas mediante tres pozos semiprofundos ubicados dentro el área urbana y para el servicio de la zona alta de la ciudad. La producción de los tres pozos Boquerón, Bilbao y Provisa es de 28 l/s.

La ubicación de las fuentes, mediante coordenadas georeferenciadas, así como los caudales autorizados por la SISAB, se indican en la Tabla siguiente:

Tabla 2.2 Resumen del estado del tratamiento del agua entregada a la población, con datos de la EPSA, 2013

FUENTE	X	Y	CAUDAL (l/s)
AGUA FRIA	427270	7652045	10,41
CAIGUAMI	451135	7656633	12,37 (mínimo estiaje)
TAMPINTA	447614	7655100	11,37
POZO BOQUERON	451932	7650250	5,00
POZO BILBAO	453829	7649888	6,50
POZO PROVISA	453248	7649258	10,00
POZO MANUEL MARZANA	453828	7649887	8.0

Fuente: EPSA Contrato de Concesión

b) Captación, Impulsión, Aducción y Tratamiento

La captación, aducción y tratamiento, fue mejorada y ampliada con el proyecto KfW como sigue: Construcción de la nueva captación Tampinta obra tipo Tiroles con una cámara de regulación y desarenador; mejoramiento de las captaciones de Agua Fría y Caguami. Sistema eléctrico en pozos profundos e interconexión de tres pozos y tubería de impulsión a tanque elevado de 300 m³. Aducción de Tampinta hasta la nueva planta de tratamiento con tubería de FFD con 9.780 metros de longitud. (Es importante tomar en cuenta que el mejoramiento de la aducción Caguami no se pudo realizar por oposición de los comunarios de Chimeo). El sistema ha comprendido además la construcción de dos nuevas plantas de tratamiento tipo FIME, Tampinta-Agua Fría con capacidad de tratamiento de 24,5 l/s y Caguami con una capacidad de tratamiento de 32 l/s.

c) Almacenamiento y Conducción

Con el proyecto KfW se ha construido dos nuevos tanques de almacenamiento de 500 m³ de capacidad cada uno, ubicados en cada una de las plantas de tratamiento. Para almacenar el agua de los tres pozos se construyó un tanque elevado de 300 m³ de capacidad.

En la conducción Caguami se renueva la tubería con FFD de 250 mm de diámetro en 1.100 metros de longitud y en la conducción Tampinta se sustituye la tubería por FFD de 250 mm de diámetro y 2.300 metros de longitud.

d) Redes de Distribución y Conexiones

La red de distribución de Villa Montes fue mejorada y ampliada con el proyecto KfW, tiene una extensión total de 77.435 metros. Actualmente se cuenta con 4.459 conexiones de agua con medidor (con el proyecto KfW se instalaron medidores), de las cuales 4.274 conexiones corresponden a conexiones domésticas. La cobertura de agua potable alcanza al 100 %.

e) Producción y Consumos

Según información proporcionada por la EPSA la producción de agua potable en la gestión 2013 será de aproximadamente 2,247,708 m³. con datos del consumo, el mismo con 1.608.401 m³. La dotación estimada con pérdida por habitante alcanza a 214 l/h-d y consumo estimado de 153 l/h-d.

f) Pérdidas

Las pérdidas en el sistema no están cuantificadas, se considera para el 2013 de 28%.

g) Continuidad del Servicio, Presiones

Las horas de servicio alcanzan en promedio a 18, existiendo racionamientos en época de estiaje en los barrios 27 de diciembre, Bolívar, Litoral, Boquerón, Ferroviario y San Francisco.

La presión mínima del sistema de agua potable en algunos sectores, no cumple con la normativa de presión mínima de 0.10 m.c.a.

h) Control de Calidad del Agua Potable

En el sistema no se realiza muestreo ni evaluación de calidad del agua potable según la normativa del sector.

2.3 Alcantarillado Sanitario

2.3.1 Red de alcantarillado Tratamiento y Conexiones

Villa Montes cuenta con una red de alcantarillado sanitario que recolecta las aguas residuales de la zona central de la ciudad y las descarga sin ningún tratamiento a la quebrada de Caiguani, que confluye en el río Pilcomayo. El sistema de alcantarillado sanitario de Villa Montes, ha sido ampliado con el proyecto del KfW con una extensión de 38.708 metros de colectores y 1.884 metros de emisarios en zona Sur y Ferroviario, sin embargo esta ampliación no ha sido puesta en funcionamiento debido a que la planta de tratamiento de aguas residuales del proyecto será puesta en operación recién el próximo año, la misma que consta de una estación de bombeo, desarenador, medidor Parshall, RALF (Reactor Anaeróbico de Lodos Fluidizado), laguna de acabado y lechos de secado para lodos.

Villa Montes cuenta con 3.993 conexiones de alcantarillado sanitario, con una cobertura de servicio que alcanza al 58 % de la población. Con la construcción de nuevas redes de colectores entraran en funcionamiento 1500 nuevas conexiones domiciliarias, las mismas que se tiene previsto operarlas a partir del próximo año.

2.4 Gestión Administrativa Financiera

La gestión administrativa-financiera de los servicios se encuentra centralizada en la Oficina Central localizada en la ciudad de Villa Montes la que globaliza todo el manejo administrativo y económico de la entidad.

A fines de la gestión 2013 las características más relevantes en cada uno de los servicios, eran las siguientes:

Tabla 2.3 gestión administrativa-financiera

Sistema	Características Económico-Administrativas
Agua Potable	Ingresos por Servicios: Agua 2,59 millones de Bs./año
	Costos del Servicio: Agua 2.45 millones de Bs./año,
	Índice de Recaudación: 87%
	Nro. Empleados por 1000 conex.: 5,19
	Costo Operativo/Volumen Agua Facturado: 1,63 Bs/m ³
Alcantarillado Sanitario	Ingresos por Servicios: Alcantarillado 1,13 millones de Bs./año
	Costos del Servicio: Alcantarillado 1.12 millones de Bs./año.
	Gastos Adm/Com: 1.1 millones de Bs./año
	Índice de Recaudación: 87%
	Nro. Empleados por 1000 conex.: 7,71

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

El análisis de los Estados de Resultados de la EPSA MANCHACO por la gestión 2013, significa que la EPSA con las tarifas se los costos operativos sin reposición de activos tampoco para inversiones.

2.5 Producción de agua potable

Como se manifestó se tiene una población para año 2013 un población de 29.314 habitantes de los cuales se tiene una cobertura del 92 %, sin embargo esta población servida en época de estiaje sufre la falta de agua debido a que las fuentes de abastecimiento no cubren la demanda de agua.

2.5.1. Volumen anual producido

Las fuentes de abastecimiento con que se cuenta en la ciudad de Villa Montes son tres superficiales y cuatro pozos profundos.

Tabla 2.4 Fuentes de abastecimiento

No.	FUENTES DE PRODUCCION	CAUDALES PROMEDIO LTS./SEG.
1	QUEBRADA CAIGUAMI	20
2	QUEBRADA TAMPINTA	10
3	QUEBRADA AGUA FRIA	10
4	POZO PROFUNDO PROVISA	7
5	POZO PROFUNDO BILBAO RIOJA	10
6	POZO PROFUNDO MANUEL MARZANA	6
7	POZO PROFUNDO BOQUERON	5

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

El volumen anual producido en la ciudad de Villa Montes con las fuentes disponibles de acuerdo a los macro medidores en cada planta de tratamiento y de la misma manera instalados en los tanques de almacenamiento en el tanque elevado de los pozos profundos se tiene el siguiente cuadro de volumen producido en la gestión 2013.

Tabla 2.5 Volumen anual producido

	VOL. TOTAL PRODUC.
MES	MES
ENERO	200,036.10
FEBRERO	194,078.57
MARZO	206,061.15
ABRIL	184,747.06
MAYO	180,482.66

JUNIO	185,898.23
JULIO	192,121.03
AGOSTO	185,321.31
SEPTIEMBRE	166,509.17
OCTUBRE	186,649.65
NOVIEMBRE	183,115.27
DICIEMBRE	182,687.79
TOTAL AÑO	2,247,708

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.5.2 Volumen anual producido fuente Tampinta

En la producción de la Fuente Tampinta y Agua Fría la obra de toma se encuentra a 7 km. De la planta de tratamiento de agua potable, la misma que en época de estiaje entre los meses de Agosto a diciembre del año 2013 bajo considerablemente su caudal de estiaje hasta los 15 lts/seg., lo que provoco un racionamiento a todos los barrios donde se dota de agua de esta fuente.

Con los caudales que varían de acuerdo a la época del año se logró producir el siguiente volumen en el año 2013.

Tabla 2.6 Volumen producido en Tampinta

	VOL. TOTAL PRODUC.
MES	MES
ENERO	46,850.00
FEBRERO	50,253.00
MARZO	53,675.00
ABRIL	48,430.00
MAYO	41,814.00
JUNIO	43,486.00
JULIO	43,111.00

AGOSTO	41,134.00
SEPTIEMBRE	40,079.00
OCTUBRE	39,152.00
NOVIEMBRE	37,898.00
DICIEMBRE	42,721.00
TOTAL AÑO	528,603

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.6 Volumen de demanda

En la época de estiaje es donde se presenta la máxima demanda de agua debido al intenso calor que supera los 40 °C, en tal sentido se incrementa el consumo de agua y por consiguiente la demanda de agua, el caudal de requerimiento es de 120 litros/ seg. en el año 2013 lo que significa que se debe tener una fuente adicional para satisfacer la demanda de la población en estos meses.

2.6.1 Volumen de demanda en época de estiaje

El volumen adicional que se necesita en la época de estiaje para cubrir la demanda de la población es el siguiente:

Tabla 2.7 Volumen de demanda vs Volumen de producción

MES	VOL. TOTAL PRODUC. MES	DEMANDA M3. VOL. ADICIONAL	VOL. TOTAL M3 DEMANDA
AGOSTO	41,134.00	26,784.00	67,918.00
SEPTIEMBRE	40,079.00	51,840.00	91,919.00
OCTUBRE	39,152.00	53,568.00	92,720.00
NOVIEMBRE	37,898.00	51,840.00	89,738.00
DICIEMBRE	42,721.00	53,568.00	96,289.00
TOTAL AÑO	200,984	237,600.00	438,584.00

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

El caudal asumido es conforme a la diferencia de los caudales dotados en la época de lluvia y de invierno, considerando la población servida y volumen de regulación que debe tener en los tanques de almacenamiento, se asume un caudal adicional de demanda de 25 lts/seg., que adicionalmente debe producir un volumen de 237.600 M3.

2.6.2 Volumen de demanda anual

Considerando el volumen adicional de la época de estiaje para cubrir la demanda de la población servida para el año 2013, con el volumen total de toda gestión se tiene un volumen anual de demanda que satisfacerla a la población de Villa Montes, es de 2.800.000 m3.

2.7 Proyección de la demanda

El volumen de la demanda para año horizonte considerando como año base el 2013 y una proyección para 30 años se tendrá una demanda para el año 2040 de acuerdo al siguiente cuadro:

Población:

Pf = población futura hab.

Po= población inicial hab.

i = tasa de crecimiento. %

T = periodo en años.

Tabla 2.8 Para el año 2040 se tiene una población de 99.493 habitantes que deben ser servidos.

Pf = Po ((1+(i/100))^t				
	Pf	Po	i	t
2010	25.592	25.592	4,63	0
2011	26.777		4,63	1
2012	28.017		4,63	2
2013	29.314		4,63	3
2014	30.671		4,63	4
2015	32.091		4,63	5
2016	33.577		4,63	6
2017	35.132		4,63	7
2018	36.758		4,63	8
2019	38.460		4,63	9
2020	40.241		4,63	10
2021	42.104		4,63	11
2022	44.053		4,63	12
2023	46.093		4,63	13
2024	48.227		4,63	14
2025	50.460		4,63	15
2026	52.796		4,63	16
2027	55.241		4,63	17
2028	57.798		4,63	18
2029	60.475		4,63	19
2030	63.275		4,63	20
2031	66.204		4,63	21
2032	69.269		4,63	22
2033	72.477		4,63	23
2034	75.832		4,63	24
2035	79.343		4,63	25
2036	83.017		4,63	26
2037	86.860		4,63	27
2038	90.882		4,63	28
2039	95.090		4,63	29
2040	99.493		4,63	30

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.7.1 Volumen de demanda

Para el año 2040 se requiere un volumen de demanda conforme a la proyección de la población, asumiendo que debe buscar nuevas fuentes de abastecimiento para satisfacer la ciudad de Villa Montes.

Tabla 2.9 Volumen de demanda

AÑO	POBLACIÓN HAB.	VOLUMEN lt/seg.
2013	29,314	120
2040	99,493	407

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

En resumen se debe tener un volumen anual de producción mayor a 6,021,650 m³. Para satisfacer la demanda de la población.

2.8 Volumen anual demandado fuente Tampinta

Considerando que el volumen adicional debe ser cubierto por la fuente Caiguami, se tendrá el siguiente cuadro.

Tabla 2.10 Volumen anual demandado
Fuente Tampinta

	VOL. TOTAL PRODUC.
MES	MES
ENERO	46,850.00
FEBRERO	50,253.00
MARZO	53,675.00
ABRIL	48,430.00
MAYO	41,814.00
JUNIO	43,486.00
JULIO	43,111.00
AGOSTO	67,918.00
SEPTIEMBRE	91,919.00
OCTUBRE	92,720.00
NOVIEMBRE	89,738.00
DICIEMBRE	96,289.00
TOTAL AÑO	766,203

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

La demanda anual del volumen de la fuente Caiguami es de 766,203 m³. que equivale a un caudal promedio de 25 lts/seg., por lo que se debe considerar dar una solución de esta demanda de agua para satisfacer a la población de Villa Montes.

2.9 Importancia de la calidad del agua en el suministro

A lo largo de la historia, el hombre ha recurrido a los cuerpos de agua para abastecerse de

este recurso así como para eliminar sus propios desechos, lo que ha provocado que con el paso del tiempo la cantidad y tipo de residuos que se liberan en los cursos de agua se hayan incrementado y diversificado, al mismo tiempo que la calidad original del agua se ha degradado transformándose así en origen y vehículo de diversas enfermedades.

Si bien, actualmente se discute sobre si se debe o no seguir suministrando agua de calidad potable a los usuarios para que éstos la empleen en usos que no requieren tan alta calidad, la realidad es que la Constitución así lo exige y por tanto los organismos operadores y las autoridades correspondientes deben continuar haciendo lo necesario para cumplir con este nivel de calidad.

Básicamente, existen dos tipos de enfermedades relacionadas con el agua en función del tipo de elementos contaminantes presentes; las producidas por agentes biológico-infecciosos (microorganismos) que se manifiestan en forma rápida y las producidas por agentes químicos, que en general, tardan en manifestarse.

2.10 Enfermedades de origen biológico-infeccioso

Los microorganismos causantes de las denominadas “enfermedades hídricas” provienen principalmente de las heces humanas o animales (Tabla 2.11). La infección ocurre por el contacto entre el hombre y el agente infeccioso en alguna de las fases del ciclo del uso del agua, es decir, que puede presentarse durante las actividades cotidianas (bañarse, lavar, cocinar, etc.), las actividades agrícolas, durante la potabilización, o bien, al consumirse.

La presencia de estos microorganismos en el agua tiene diversas causas entre las que se encuentran la falta de protección de las fuentes de abastecimiento, la contaminación biológica por infiltración de aguas negras al sistema de distribución, escurrimientos de agua contaminada hacia los mantos freáticos, las deficiencias en el acondicionamiento del agua, o bien, la falta de higiene de los usuarios, entre otras.

En países como el nuestro, son los agentes biológico-infecciosos los de mayor preocupación por el nivel de salud de la población, la falta de tratamiento de las aguas residuales municipales y las diversas rutas de infección que intervienen a través del agua (alimentos, bebidas, aspiración y respiración). Por ello, la prioridad esencial en cualquier sistema de potabilización del agua, independientemente de la fuente de suministro, es la desinfección.

En Bolivia, aun cuando por medio del Programa Mi agua se ha incrementado el suministro

de agua desinfectada, las enfermedades gastrointestinales son el principal problema de salud en el país siendo los niños menores de 5 años el grupo más vulnerable a este tipo de padecimientos que provocan diarrea aguda y, en ocasiones, muerte por deshidratación.

Más aún, investigaciones recientes demuestran que la ausencia de los indicadores tradicionales de potabilidad (coliformes fecales y coliformes totales) y la presencia de cloro en concentraciones de hasta 0.5 mg/l, no aseguran la ausencia de patógenos en el agua, donde se han encontrado rotavirus y *helicobacter pílora* (responsable de úlcera y cáncer del estómago, Massari et al). Cabe destacar que estos mismos estudios demuestran que no existe correlación entre la presencia de patógenos en el agua de suministro y el estado de salud de una población en particular pues, en general, la mayor parte de la gente no consume el agua de la llave sino que emplea agua embotellada para estos fines.

Tabla 2.11 Enfermedades relacionadas con el agua

Grupo de enfermedades	Comentario	Enfermedades que producen
Enfermedades transmitidas por el agua (water-borne diseases).	En este grupo de enfermedades el agua actúa como un vehículo pasivo del agente infeccioso al ser ingerido en el agua contaminada.	Cólera Tifoidea Disentería bacilaria
Enfermedades debidas a la carencia de agua (water- washed diseases).	Se relacionan con la falta de higiene personal y el uso de agua de baja calidad en las actividades diarias como lavar y bañarse. También	Infecciones de los ojos y la piel Conjuntivitis Salmonelosis
Enfermedades causadas por agentes infecciosos esparcidos por el contacto	Estas enfermedades se producen cuando parte del ciclo de vida de un agente infeccioso tiene lugar	Fiebre amarilla Malaria Arbovir
Enfermedades causadas por agentes infecciosos, ingeridos en diversos alimentos (pescado) que	Este grupo de enfermedades son producidas al ingerir alimentos contaminados por la bioacumulación de ciertos	Clonorsiacis

Fuente: Hofkes (1983) y AWWA (1990)

2.10.1 Enfermedades producidas por agentes químicos

Estas enfermedades son provocadas por la ingesta de elementos y compuestos químicos que entran al agua por vías naturales o antropogénicas, y, dependiendo de la composición química, dosis y tiempo de exposición, provocan respuestas negativas de diversa magnitud por el organismo. Cuando dicha respuesta ocurre en forma inmediata (24 a 48 h después de la exposición) se denomina efecto agudo pero si ocurre después de un largo periodo (10 a 20 años) se debe a un efecto por exposición crónica. En ambos casos, los efectos pueden ser o no reversibles, dependiendo de su naturaleza y severidad, así como del órgano afectado. Debido a la amplia gama de compuestos (naturales o antropogénicos) que pueden presentarse en el agua, actualmente no se han identificado cuáles son todos los agentes. De los tipos de efectos que se pueden presentar resaltan los carcinogénicos, los mutagénicos y los teratogénicos.

2.11 Fuentes de abastecimiento

El agua, al igual que la energía, no se crea ni se destruye por lo que la cantidad total presente en el planeta es constante. Sin embargo, al nivel local la cantidad y, particularmente, la calidad no son constantes.

Por conveniencia, la humanidad ha hecho uso de las fuentes de mejor calidad para abastecer sus necesidades por requerir menor tratamiento para su uso. Éstas, las subterráneas y superficiales, se conocen como fuentes convencionales y se prefieren a las no convencionales (agua de mar y aguas residuales). Sin embargo, la falta de tratamiento de las aguas residuales ha hecho que las primeras se mezclen con las aguas negras a través del ciclo hidrológico y así las fuentes convencionales día a día experimenten un mayor grado de contaminación. A continuación se analizan las principales características del agua contenida en los cuerpos de agua subterráneos y superficiales y se relacionan con las necesidades de tratamiento que implican.

2.11.1. Aguas subterráneas

Las aguas subterráneas constituyen la principal fuente de abastecimiento en nuestro país. Se forman a partir del agua que precipita y percola al suelo, por acción de la gravedad hasta alcanzar un estrato impermeable y constituir un acuífero (Figura 2.1). Se caracterizan por tener un patrón de flujo relativamente estable en términos de dirección y velocidad. Esta última es del orden de 10^{-10} a 10^{-3} m/s, en función de la porosidad y permeabilidad del material geológico (aunque en formaciones de tipo cárstico o fracturadas pueden alcanzar valores de varios metros por segundo, como consecuencia, el mezclado es pobre).

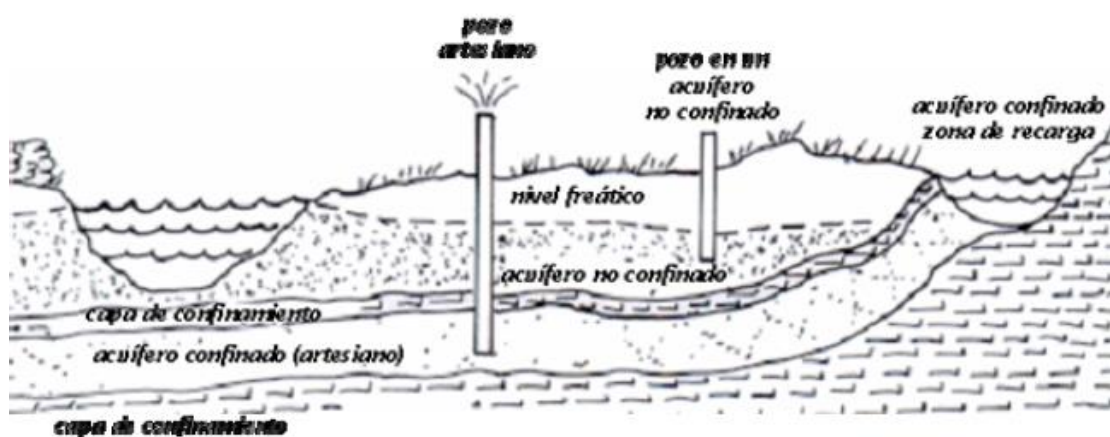


Figura 2.1 Acuíferos confinados y no confinados (Stewart 1990)

Por lo general, los acuíferos por estar cubiertos, presentan una buena calidad de agua, libre de sólidos suspendidos. Con excepción de las áreas donde la infiltración de aguas contaminadas ocurre muy rápidamente o en un corto trayecto, las aguas subterráneas no tienen problemas de contaminación. También, es común que estén libres de patógenos. Por ello, no requieren grandes sistemas de potabilización y la simple desinfección (cloración) es suficiente.

Por otra parte, la calidad de los acuíferos depende también de la capacidad del agua para disolver compuestos del suelo mientras fluye al infiltrarse o durante su almacenamiento (que puede ser hasta de cientos de años). Por ello, el agua subterránea contiene un mayor número de iones disueltos, entre los que se encuentran cationes (calcio, magnesio, sodio, potasio, hierro y manganeso) y aniones (carbonatos, bicarbonatos, sulfatos y cloruros). Estos componentes se reflejan en problemas para el abastecimiento como los que ocurren por las “aguas duras”, conductividad elevada y alteraciones estéticas ocasionadas por el hierro (Fe)

y manganeso (Mn).

En términos de volumen de agua potable los acuíferos confinados son menos importantes que los no confinados. Sin embargo, dada la alta demanda de agua potable son una fuente de gran valor. Los acuíferos confinados son los más viejos (la edad se relaciona con la salinidad, exceso de hierro y manganeso, problemas de gases y ausencia de oxígeno disuelto) y se caracterizan por un menor contenido de nitratos y contaminantes orgánicos como los pesticidas (Gray, 1994).

2.11.2. Aguas superficiales

El agua superficial se define como cualquier cuerpo de agua abierto a la atmósfera susceptible de fluir o permanecer en reposo como corrientes, ríos, lagunas, lagos y embalses. Estas fuentes se alimentan de la precipitación directa, o bien, por la descarga de agua de algún manto freático.

En las corrientes y ríos (con velocidad entre 0.1 y 1 m/s) el volumen de agua varía debido a la precipitación y derrames accidentales, además, son susceptibles de introducir y transportar contaminantes hacia la red de suministro del agua potable. Por otro lado, los lagos y embalses, pueden ser considerados como ríos de flujo lento (velocidad entre 0.001 y 0.01 m/s). Esta retención del agua hace que sea más clara debido a que la actividad microbiana actúa para remover materia orgánica y las fluctuaciones físicas y el proceso de sedimentación separan el material particulado. Es decir, el almacenamiento del agua implica mejoras en la calidad, lo que llega a reducir el tratamiento antes del suministro. Sin embargo, esto se complica por dos factores que deterioran considerablemente la calidad. El primero se refiere a que en aguas en reposo se favorecen las poblaciones de algas, y segundo, la profundidad de los lagos y embalses puede generar un sistema estratificado térmicamente, en particular durante los meses de verano con ausencia de oxígeno.

Las aguas superficiales son por lo general menos duras, tienen mayor concentración de oxígeno disuelto y no contienen ácido sulfhídrico. Su temperatura es variable en función del año y la profundidad de la captación. En contrapartida, son fácilmente contaminables, tienen alta actividad biológica, color, turbiedad, sólidos en suspensión, materia orgánica y material flotante por lo que el tratamiento principal que se les aplica es la remoción de partículas (Jiménez, 2001).

2.11.3 Comparación de la calidad de las aguas superficiales y subterráneas

A manera de resumen en la Tabla 2.12 se presentan las principales diferencias existentes entre las aguas superficiales y las subterráneas. Se puede observar que en las aguas superficiales hay una mayor variabilidad, tanto de las sustancias y parámetros presentes, como de sus concentraciones, debido principalmente a la exposición del agua, lo que provoca que cambie su composición de acuerdo con las características del ambiente.

En general, se considera que es más económico potabilizar agua subterránea que agua superficial debido a su bajo costo de tratamiento.

2.12 Principales diferencias entre las aguas superficiales y las aguas subterráneas

Características examinadas	Aguas superficiales	Aguas subterráneas
Temperatura	Variable según la época del año	Relativamente constante
Turbiedad	Variable, a veces elevada	Baja o nula
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos,	Sensiblemente constante, generalmente mayor que en
Hierro y manganeso	Generalmente ausentes, salvo en el fondo de cuerpos de agua en	Generalmente presentes.
Dióxido de carbono	Generalmente ausente	Normalmente presente en gran
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a	Ausencia total en la mayoría de
Amonio	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente, sin ser un índice sistemático
Ácido sulfhídrico	Ausente	Normalmente presente
Sílice	Contenido moderado	Contenido normalmente
Nitratos	Poco abundante en general	Contenido a veces elevado,
Microorganismos	Bacterias (algunas patógenas),	Frecuentes ferrobacterias

Fuente: Degrémont, 1979

2.12 Datos Técnicos de la fuente presa Tampinta

OPERACIÓN SIMULADA DEL EMBALSE

VOLUMEN MEDIO ANUAL ESCURRIDO:	3.622.716 m ³	Altura de la presa [m]	31	VOLUMEN TOTAL ALMACENADO:	2.720.070 m ³
VOLUMEN MÍNIMO:	223.305 m ³	Nivel de aguas Normales	34	VOLUMEN UTIL EMBALSE:	2.496.765 m ³
		Coronamiento =	34		

MES	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	TOTAL
OFERTA DE AGUA													
Quebrada Tampinta	81.439	65.453	52.985	45.244	59.219	132.715	283.628	741.796	881.147	804.132	337.820	137.139	3.622.716
TOTAL APORTE EN EL MES m³	81.439	65.453	52.985	45.244	59.219	132.715	283.628	741.796	881.147	804.132	337.820	137.139	3622716
RESTO MES ANTERIOR m ³	2.494.091	2.441.397	2.368.314	1.921.048	1.482.260	1.041.658	690.955	475.376	1.079.366	1.834.062	2.496.765	2.496.765	
TOTAL VOLUMEN DISPONIBLE m³	2.575.530	2.506.849	2.421.300	1.966.291	1.541.479	1.174.373	974.583	1.217.172	1.960.513	2.638.194	2.834.585	2.633.904	
PERDIDAS													
Evaporación (mm/mes)	2.49	3.23	4.22	5.14	6.27	5.66	5.84	5.23	5.01	4.74	3.47	2.88	
Evaporación (m ³ /mes)	499	633	812	865	923	727	679	685	841	970	747	589	8.969
Infiltración (mm/día)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.6	0.6	0.6	0.6	
Infiltración (m ³ /mes)	2.405	2.354	2.308	2.018	1.765	1.543	1.395	1.572	3.022	3.680	3.875	3.675	29.611
TOTAL PERDIDAS m³	2.904	2.986	3.120	2.883	2.688	2.270	2.074	2.257	3.862	4.650	4.622	4.264	241.779
TOTAL APROVECHABLE MENSUAL (m³)	2.572.626	2.503.863	2.418.180	1.963.409	1.538.791	1.172.104	972.509	1.214.915	1.956.651	2.633.544	2.829.963	2.629.640	
DEMANDA DE AGUA													
AGUA POTABLE	129.600	133.920	495.504	479.520	495.504	479.520	495.504	133.920	120.960	133.920	129.600	133.920	3.361.392
CAUDAL ECOLÓGICO	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	1629	19.545
TOTAL REQUERIDO m³	131.229	135.549	497.133	481.149	497.133	481.149	497.133	135.549	122.589	135.549	131.229	135.549	3.380.937
RESTO UTIL EMBALSE m ³	2.441.397	2.368.314	1.921.048	1.482.260	1.041.658	690.955	475.376	1.079.366	1.834.062	2.496.765	2.496.765	2.494.091	
REBASE POR VERTEDEDOR EXCED. m ³	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1230	201969	0	203.199
AREA INUNDADA m²	200.391	196.139	192.300	168.171	147.090	128.553	116.231	131.001	167.862	204.455	215.299	204.176	

3622715.9

Evap embalse diaria (mm)	0.08	0.10	0.14	0.17	0.20	0.19	0.19	0.17	0.18	0.15	0.12	0.09	
Evap mensual embalse (mm)	2.49	3.23	4.22	5.14	6.27	5.66	5.84	5.23	5.01	4.74	3.47	2.88	54.19

Días del mes	30.00	31.00	31.00	30.00	31.00	30.00	31.00	31.00	28.00	31.00	30.00	31.00	
--------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--

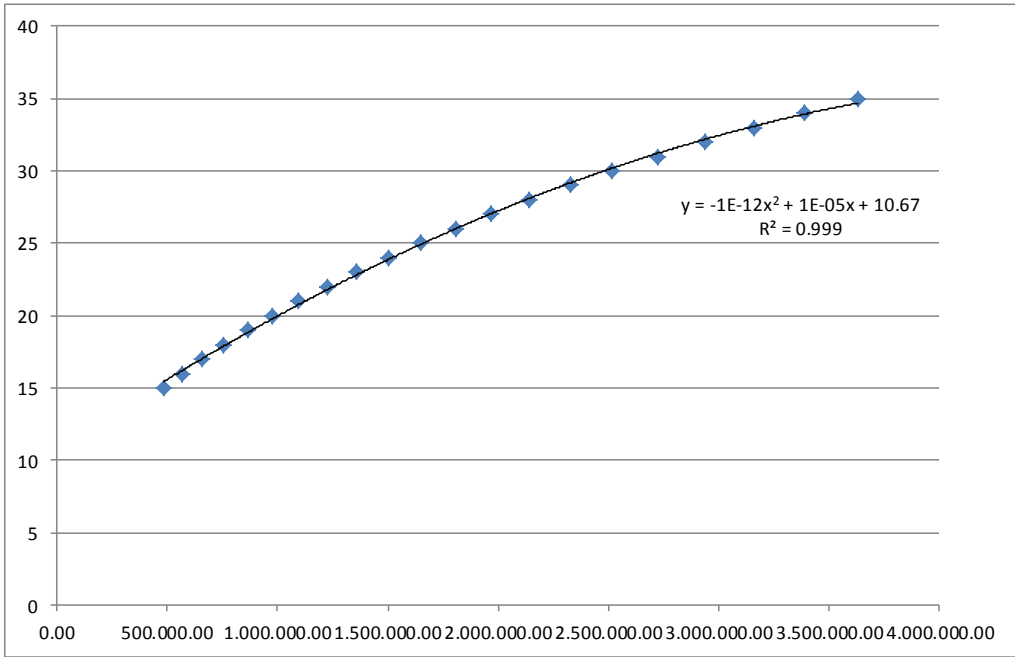
Demanda de Agua Potable [lit/seg]	50.00	50.00	185.00	185.00	185.00	185.00	185.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	
--	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	--

Demanda de Agua Potable [m ³ /mes]	129.600.0	133.920.0	495.504.0	479.520.0	495.504.0	479.520.0	495.504.0	133.920.0	120.960.0	133.920.0	129.600.0	133.920.0	3.361.392
---	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.12.1 Curva de calibración

	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY
	2.575.530	2.506.849	2.421.300	1.966.291	1.541.479	1.174.373	974.583	1.217.172	1.960.513	2.638.194	2.834.585	2.633.904
ÁREA	200.391.46	196.138.85	192.299.99	168.171.02	147.089.73	128.553.13	116.230.58	131.000.57	167.861.66	204.454.58	215.298.54	204.176.39
COTAS	461.29	460.95	460.50	457.98	455.27	452.61	450.98	452.94	457.94	461.60	462.53	461.58



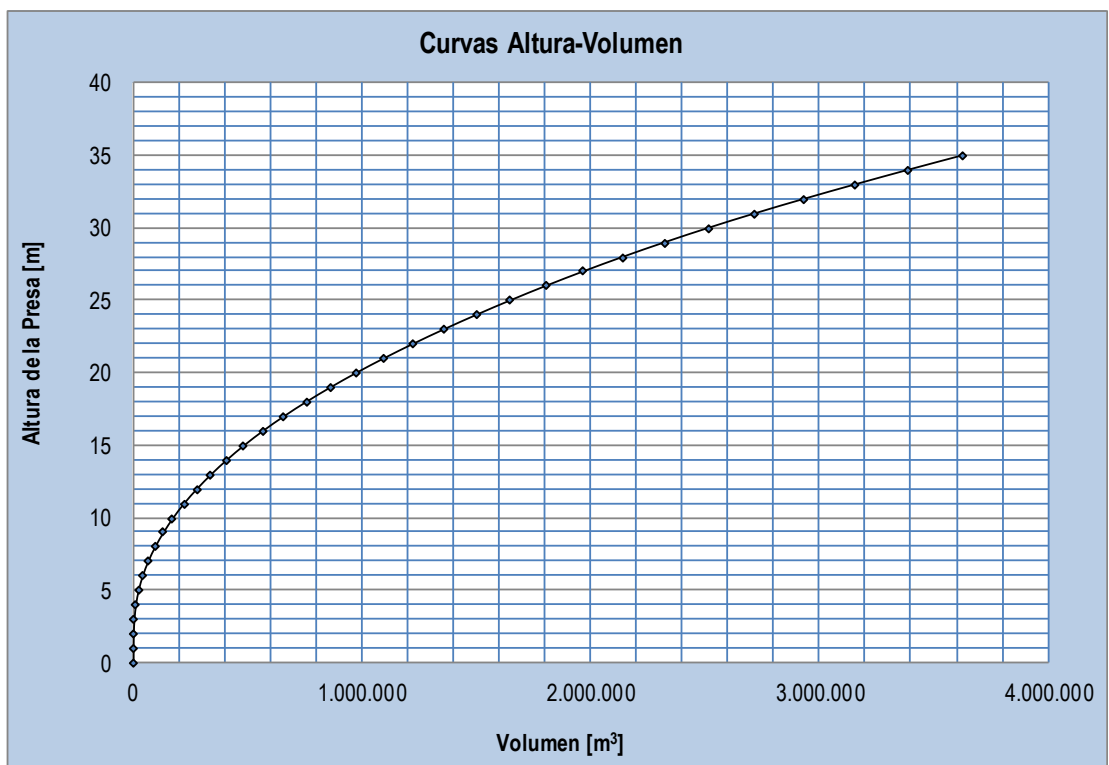
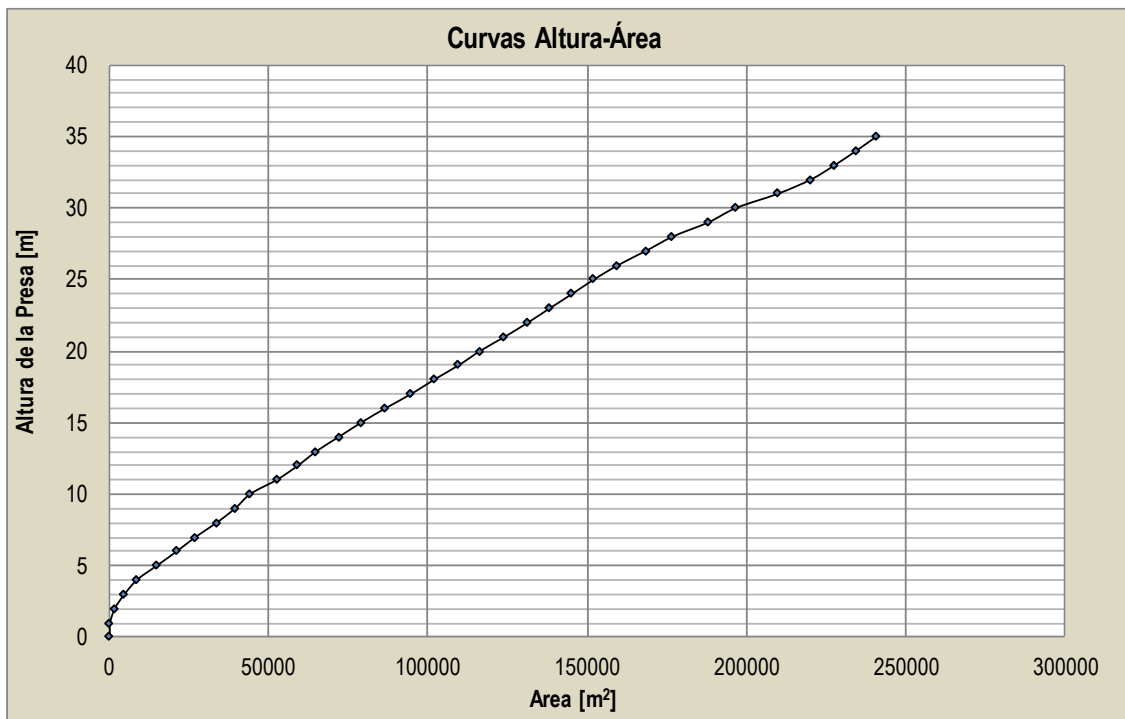
Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.12.2 Curva característica de Tampinta

Alt. Presa [m]	Cota [m.s.n.m]	Area Acum. [m ²]	Area Promedio	Vol. parcial [m ³]	Vol.Acumul [m ³]	
0	431	92,23	-	0	0	
1	432	221,99	157,11	157	157	
2	433	1757,90	989,95	990	1.147	
3	434	4822,61	3290,26	3.290	4.437	
4	435	8804,45	6813,53	6.814	11.251	
5	436	15088,03	11946,24	11.946	23.197	
6	437	21315,90	18201,97	18.202	41.399	
7	438	27188,16	24252,03	24.252	65.651	
8	439	33823,76	30505,96	30.506	96.157	
9	440	39568,81	36696,29	36.696	132.853	
10	441	44312,12	41940,47	41.940	174.794	
11	442	52711,12	48511,62	48.512	223.305	NIVEL DE AGUAS MUERTAS
12	443	59288,43	55999,78	56.000	279.305	VOLUMEN ÚTIL 2.496.765 m ³
13	444	65104,39	62196,41	62.196	341.502	
14	445	72130,99	68617,69	68.618	410.119	
15	446	79121,61	75626,30	75.626	485.746	
16	447	86741,83	82931,72	82.932	568.677	
17	448	94809,09	90775,46	90.775	659.453	
18	449	101977,22	98393,16	98.393	757.846	
19	450	109610,21	105793,72	105.794	863.640	
20	451	116352,20	112981,21	112.981	976.621	
21	452	124120,41	120236,31	120.236	1.096.857	
22	453	131427,09	127773,75	127.774	1.224.631	
23	454	138302,73	134864,91	134.865	1.359.496	
24	455	145254,09	141778,41	141.778	1.501.274	
25	456	152040,92	148647,51	148.648	1.649.922	
26	457	159574,41	155807,67	155.808	1.805.729	
27	458	168353,16	163963,79	163.964	1.969.693	
28	459	176767,82	172560,49	172.560	2.142.254	
29	460	187961,60	182364,71	182.365	2.324.618	
30	461	196589,57	192275,59	192.276	2.516.894	
31	462	209763,37	203176,47	203.176	2.720.070	NIVEL DE AGUAS NORMALES
32	463	220153,61	214958,49	214.958	2.935.029	
33	464	227547,81	223850,71	223.851	3.158.880	
34	465	234262,90	230905,36	230.905	3.389.785	NIVEL DE CORONAMIENTO
35	466	240634,97	237448,94	237.449	3.627.234	

Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.12.3 Grafica de la curva característica de Tampinta



Fuente: EPSA MANCHACO Villa Montes

2.13 Normatividad del abastecimiento de agua

La Ley de Participación Popular, la Estrategia Boliviana de Reducción de la Pobreza, se constituyen en el marco general para iniciar procesos de conformación de empresas prestadoras de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario “Mancomunadas”, que faciliten el desarrollo local en poblados intermedios y pequeños con especial énfasis del área rural; considerando iniciativas y apoyo tanto de instituciones públicas como privadas, así como el respaldo de la cooperación internacional.

Es en este marco, que se logra conformar la Mancomunidad del Chaco Boliviano, considerando a ciudades intermedias y pequeñas de los Departamentos de Chuquisaca (Monteagudo – Candua, Villa Vaca Guzmán o Muyupampa); Santa Cruz (Lagunillas, Camiri, Boyuibe); y Tarija (Villa Montes); constituyéndose la **ENTIDAD PRESTADORA DE SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO MANCOMUNIDAD DEL CHACO SOCIEDAD ANONIMA MIXTA – EPSA MANCHACO SAM**, el 19 de julio del 2002.; bajo un concepto “integral” de apoyo, no únicamente en aspectos de infraestructura física – Inversiones – Activos; sino, buscando el desarrollo y fortalecimiento empresarial de las empresas involucradas, que tenían origen privado en algunas casos, Cooperativas y otras de carácter Municipal, logrando mayor capacidad de gestión y economías de escala en su administración.

La normativa que sustenta la regulación de las actividades de las Empresas de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario del Sector de Saneamiento Básico en Bolivia, está constituido básicamente por las siguientes leyes:

- Ley de Medio Ambiente de 27 de abril de 1992
- Ley de Regulación Sectorial de 28 de octubre de 1994
- Ley de Saneamiento Básico No. 2066 de 29 de octubre de 1999, modificada el 11 de abril de 2000.
- Ley Marco de Autonomías y Descentralización “Andrés Ibañez”
- Código de Comercio
- D.S. No. 26587

En aplicación de la Ley 3602 y su decreto reglamentario N° 29546, mediante acuerdo de fecha 20 de junio de 2008, los integrantes de la **EPSA MANCHACO SAM**, decidieron

adecuar su modelo de gestión de una Sociedad Anónima Mixta a una Entidad Prestadora de Servicios de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario Mancomunitaria Social, que se denominaría a partir de esa fecha **ENTIDAD PRESTADORA DE SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA MANCONUNIDAD DEL CHACO (EPSA MANCHACO SOCIAL)**, con base en el Código Civil y como una asociación sin fines de lucro.

En el mes de diciembre de 2008, y luego de obtenida la personería jurídica bajo la Resolución Prefectural N°268/2008 emitida por el señor Prefecto de Tarija, a efecto de esta situación se convoca junta de accionistas de la EPSA MANCHACO SAM donde se decidió dar un corte a las operaciones administrativas, técnico y financiero de la EPSA MANCHACO SAM, al 31 de diciembre del 2008, e iniciar las actividades de la EPSA MANCHACO SOCIAL a partir del 01 de enero de 2009.

2.14 Parámetros de control de calidad del agua.

En atención a la Norma Boliviana NB 512, los parámetros de control de calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se agrupan de acuerdo a su factibilidad técnica y económica en los siguientes grupos: Control Mínimo, Control Básico, Control Complementario y Control Especial.

2.14.1 Parámetros de control mínimo.

Los parámetros de Control Mínimo de la calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se presentan en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13 Parámetros de Control Mínimo

Parámetro	Valor máximo
pH	6,5 –9,0
Conductividad	1.500 μ S/cm*
Turbiedad	5UNT
Cloro residual	0,2 – 1,0 mg/l
Coliformes termoresistentes	0 UFC/100 ml

Fuente: NB 512 Reglamento Nacional Ctrol. Calidad de agua para el consumo Humano

* El valor máximo aceptable de la conductividad, se puede expresar también como 1.000 mg STD/l.

2.14.2 Parámetros de control básico.

Los parámetros de Control Básico de la calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se presentan en la Tabla 2.14

Tabla 2.14 Parámetros de control básico

Parámetro	Valor máximo aceptable
<i>Físicos</i>	
Color	15 UCV
<i>Químicos</i>	
Sólidos totales disueltos	1.000 mg/l 370,0 mg/l de CaCO ₃
<i>Químicos Inorgánicos</i>	
Alcalinidad total	
Calcio	200,0 mg/l
Cloruros	250,0 mg/l
Dureza	500,0 mg/l
Hierro total	de CaCO ₃
Magnesio	0,3 mg/l
Manganeso	150,0 mg/l
Sodio	0,1 mg/l
Sulfatos	200,0 mg/l 400,0 mg/l

Fuente: NB 512 Reglamento Nacional Ctrol. Calidad de agua para el consumo Humano.

2.14.3 Parámetros de control complementario.

Los parámetros de Control Complementario de la calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se presentan en la Tabla 2.15

Tabla 2.15 parámetros de control complementario

Parámetro	Valor máximo aceptable
a) Químicos Inorgánicos	
Aluminio	0,1 mg/l
Amoníaco	0,5 mg/l
Arsénico	0,01 mg/l
Boro	0,3 mg/l
Cobre	1,0 mg/l
Fluoruro	1,5 mg/l
Nitritos	0,1 mg/l
Nitratos	45,0 mg/l
Plomo	0,01 mg/l
Zinc	5,0 mg/l
b) Subproductos de la Desinfección	
Trihalometanos totales (THM)	100 µg/l
c) Químicos Orgánicos	
Plaguicidas totales	0,5 µg/l
Plaguicidas individuales(*)	0,1 µg/l
Hidrocarburos	
Hidrocarburos totales (TPH) Benceno	10,0 µg/l
d) Microbiológicos	
Bacterias Coliformes	0 UFC/100 ml
totales Escherichia coli	0 UFC/100 ml

(*) Existen plaguicidas cuyos valores individuales pueden superar el valor máximo aceptable individual o la suma de sus valores individuales superar el valor máximo total

Parámetros de control especial.

Los parámetros de Control Especial de la calidad del agua para consumo humano que deben realizar las EPSA, se presentan en la Tabla 2.16 Estos parámetros serán realizados en situaciones de desastre o en casos especiales de acuerdo con el historial de la fuente y/o región, o cuando así lo vean por conveniente las EPSA y/o la SISAB.

Tabla 2.16 Parámetros de control especial

Químicos Inorgánicos	
Antimonio	0,005 mg/l
Bario	0,7 mg/l
Cadmio	0,005 mg/l
Cianuro	0,07 mg/l
Cromo Total	0,05 mg/l
Mercurio Niquel	0,001 mg/l
Sabor y olor	0,05 mg/l
Selenio	
Químicos Orgánicos	
Tolueno Etilbenceno	Aceptable.
Xileno Benzo(a)pireno	0,01 mg/l
Radiactivos	
Radiactividad alfa global	700,0 µg/l
Radiactividad beta global	300,0 µg/l
Químicos Orgánicos	
Acilamida	500,0 µg/l
Epilclorohidrina	0,2 µg/l
Cloroformo Cloruro de vinilo	0,10 Bq/l *
Fenol	1,0 Bq/l *

Fuente: Guías de la OPS/OMS 1995 * Bq = Bequerelio

2.15.5 Cumplimiento de requisitos de calidad.

Los requisitos de calidad que deberán cumplir las EPSA con relación al agua para consumo humano son:

- a) En el curso de un año, el 90 por ciento (90%) de los resultados de los análisis correspondientes a los compuestos que afectan la calidad organoléptica, física y química del agua de consumo humano y que se encuentran detallados en las Tablas N° 2.5, N° 2.6 y N° 2.7 del presente Reglamento, no deben exceder las concentraciones o valores establecidos en la Norma Boliviana NB 512.
- b) Durante el período de un año el contenido de Coliformes termoresistentes por 100 mililitros del total de muestras tomadas a la salida de la planta de tratamiento, tanques de almacenamiento y red de distribución de las zonas de abastecimiento de agua, deben cumplir lo siguiente:
El 95 por ciento (95%) de las muestras analizadas, no deben contener coliformes termoresistentes.
- c) Cuando la concentración de cloro residual sea menor a 0.2 mg/l en un punto terminal de la red, se procederá a tomar una muestra de agua para análisis bacteriológico de coliformes termoresistentes.
- d) La realización de los análisis de parámetros de Control Especial descritos en la Tabla N° 2.8, serán realizados por las EPSA cuando se identifique, sospeche y/o exista denuncia de que la fuente para el consumo de agua haya sufrido contaminación.

2.14.6 Métodos analíticos de referencia para análisis de calidad de agua

Las determinaciones analíticas de los parámetros indicados en la reglamentación, deben ejecutarse de acuerdo y siguiendo normas vigentes, tomando como referencia métodos estándar de análisis publicados por APHA, AWWA, WPCF, ASTM DIN o lo señalado en la Tabla N°17 . Métodos Analíticos de Referencia:

Tabla 2.17 *Métodos analíticos de referencia.*

Parámetro	Método de análisis
Parámetros organolépticos	
Color	Espectrofotométrico.
Turbiedad	Nefelométrico, Jackson
Olor	Número umbral
Sabor	Número umbral
Parámetros físicos- químicos	
pH (ión hidronio)	Electrométrico
Conductividad	Electrométrico
Alcalinidad	Volumétrico
Sulfato	Nefelométrico, Cromatografía de iones, Gravimétrico
Cloruro	Volumétrico - Nitrato de Plata o Nitrato
Cloro residual	Espectrofotométrico DPD
Dureza total	Volumétrico EDTA
Calcio	Volumétrico EDTA, Fotometría de llama,
Magnesio	Espectrometría de Absorción Atómica,
Aluminio	Espectrometría de Absorción Atómica,
Sodio	Fotometría de llama, Espectrometría de
Sólidos disueltos totales	Espectrofotométrico, Gravimétrico
Otros parámetros inorgánicos	
Nitrato	Espectrofotométrico reducción de
Nitrito	Espectrofotométrico diazotización, Cromatografía de iones
Parámetro	Método de análisis
Nitrógeno amoniacal	Ión selectivo, Espectrofotométrico fenato
Fluoruro	Ión selectivo, Espectrofotométrico
Boro	Espectrometría de Absorción Atómica,
Bario	Espectrometría de Absorción Atómica
Hierro ferroso	Espectrofotométrico 1,10 – fenantrolina

Hierro total	Espectrometría de Absorción Atómica,
Manganeso	Espectrometría de Absorción Atómica,
Cobre	Espectrometría de Absorción Atómica,
Zinc	Espectrometría de Absorción Atómica,
Antimonio	Espectrometría de Absorción Atómica, Horno de Grafito,Espectrofotométrico
Otros parámetros orgánicos	
Cloroformo	Cromatografía de Gases
Fenoles	Espectrofotométrico 4 amino antipirina (extracción con Cloroformo)
Archilamida	Cromatografía de Gases
Epiclorhidrina	Cromatografía de Gases
Hidrocarburos totales	Espectrofotometría IR,
Tolueno	Cromatografía de Gases
Benceno	Cromatografía de Gases
Etilbenceno	Cromatografía de Gases
Xileno	Cromatografía de Gases
Benceno(a) pireno	Cromatografía de Gases
Triometanos	Cromatografía de Gases
Cloruro de vinilo	Cromatografía de Gases
Parámetros relativos a sustancias tóxicas	
Plaguicidas	
Plaguicidas Totales	Cromatografía de Gases (detector, ECD, NPD), Cromatografía Líquida (detector
Plaguicidas Individuales	Cromatografía de Gases (detector ECD, NPD) y Cromatografía Líquida (detector
Arsénico	Espectrofotométrico dietil ditio carbamato de plata, Espectrometría de Absorción

Fuente: NB 512 Reglamento Nacional Ctról. Calidad de agua para el consumo Humano

Parámetro	Método de análisis
Cadmio	Espectrometría de Absorción Atómica - Espectrofotométrico ditizona
Cianuro	Espectrofotométrico cloramina T.
Cromo total	Espectrometría de Absorción Atómica,
Mercurio	Espectrometría de Absorción Atómica,
Plomo	Espectrometría de Absorción Atómica, Horno de Grafito, Espectrofotométrico
Selenio	Espectrometría de Absorción Atómica, Generación de hidruros,
Parámetros microbiológicos	
Coliformes totales	Filtración en membrana- ISO 9308
Coliformes termoresistentes	Filtración en membrana – ISO 9308
<i>Escherichia coli</i>	Filtración en membrana, Colilert – ISO
Heterotróficas totales	Filtración en membrana
<i>Clostridium perfringens</i>	Cultivo anaeróbico
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	Filtración en membrana
Cryptosporidium sp.	Concentración e identificación microscópica – EPA 1623
Giardia sp.	Concentración e identificación
Amebas	Concentración e identificación

Fuente: NB 512 Reglamento Nacional Control. Calidad de agua para el consumo Humano

También se puede tomar como Guía el “Manual Simplificado para el Análisis Físicoquímico y Bacteriológico de Aguas”.

La selección del Método deberá estar en relación con el valor de la norma y el límite de detección del Método.

Los plaguicidas, hidrocarburos y otros compuestos orgánicos, así mismo pueden ser determinados por cromatografía de gases con detector de masas.

Los metales también pueden ser determinados por ICP (Plasma Inductivamente Acoplado).

2.14.7 Análisis y control de calidad.

Para la realización de los análisis, el control de calidad del agua para consumo humano y la adopción de las medidas correctivas oportunas, las EPSA deben disponer de un laboratorio propio o contratado, que se encuentre acreditado o reconocido en Buenas Prácticas de Laboratorio por el OBA.

CAPÍTULO III

3.1- Definición y selección de la planta de tratamiento

Conjunto de unidades convenientemente dispuestas y en sucesión adecuada que tienen la finalidad de transformar el agua cruda en agua de calidad garantizada y apta para el consumo humano, a través de procesos y operaciones unitarias. Comprende también el conjunto de obras de infraestructura civil, instalaciones y equipos.

La Calidad garantizada y apta para el consumo humano significa que desde el punto de vista organoléptico sea agradable a los sentidos, químicamente no incluya sustancias tóxicas y bacteriológicamente no contenga microorganismos que afectan a la salud, cumpliendo los requisitos establecidos en la Norma Boliviana NB 512 (Agua Potable- Requisitos).

3.1.1- Consideraciones generales para el diseño de plantas

La norma Boliviana 689 en su reglamento II con lleva la optimización de los parámetros de diseño de acuerdo a las prácticas avanzadas de la Ingeniería Sanitaria y Ambiental, de tal manera que refleja minimización de costos de construcción, operación y mantenimiento como base fundamental de la sostenibilidad.

La calidad de las aguas está relacionada con los riesgos sanitarios y las medidas de protección que se pueda dar a las fuentes.

3.1.2.- Tratamiento de las aguas

El tratamiento de las aguas destinadas a consumo humano debe tomar en cuenta los procesos y operaciones que se requieran para la remoción de los contaminantes presentes en las aguas de acuerdo a la caracterización y análisis de los parámetros de calidad de una determinada fuente de abastecimiento de agua.

3.1.3.- Tipos de plantas de tratamiento de agua

Las plantas de tratamiento de agua se pueden clasificar, de acuerdo con el tipo de procesos que las conforman, en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta.

También se pueden catalogar, de acuerdo con la tecnología usada en el proyecto, en plantas

convencionales antiguas, plantas convencionales de tecnología apropiada y plantas de tecnología importada o de patente. Pero en este caso nosotros decidimos utilizar la tecnología de filtración rápida debido a las siguientes características.

3.1.3.1.-Plantas de filtración rápida

Estas plantas se denominan así porque los filtros que las integran operan con velocidades altas, entre 80 y 300 m³/m².d, de acuerdo con las características del agua, del medio filtrante y de los recursos disponibles para operar y mantener estas instalaciones.

Como consecuencia de las altas velocidades con las que operan estos filtros, se colmatan en un lapso de 40 a 50 horas en promedio. En esta situación, se aplica el retro lavado o lavado ascensional de la unidad durante un lapso de 5 a 15 minutos (dependiendo del tipo de sistema de lavado) para descolmatar el medio filtrante devolviéndole su porosidad inicial y reanudar la operación de la unidad.

De acuerdo con la calidad del agua por tratar, se presentan dos soluciones dentro de este tipo de plantas: Plantas de filtración rápida completa y plantas de filtración directa.

3.1.3.2 Planta de filtración rápida completa

Una planta de filtración rápida completa normalmente está integrada por los procesos de coagulación, decantación, filtración y desinfección. El proceso de coagulación se realiza en dos etapas: Una fuerte agitación del agua para obtener una dispersión instantánea de la sustancia coagulante en toda la masa de agua (mezcla rápida) seguida de una agitación lenta para promover la rápida aglomeración y crecimiento del floculo (etapa de floculación).

La coagulación tiene la finalidad de mejorar la eficiencia de remoción de partículas coloidales en el proceso de decantación (sedimentación de partículas floculentas). El proceso final de filtración desempeña una labor de acabado, le da el pulimento final al agua.

De acuerdo con las investigaciones realizadas por la Agencia de Protección Ambiental (EPA) de los Estados Unidos, el filtro debe producir un efluente con una turbiedad menor o igual a 0,10 UNT para garantizar que esté libre de huevos de parásitos (Giardia, Cryptosporidium, etcétera). Para lograr esta eficiencia en la filtración, es necesario que los decantadores produzcan un agua con 2 UNT como máximo.

Finalmente, se lleva a cabo la desinfección, proceso común a los dos tipos de plantas, las de filtración rápida completa y las de filtración directa. La función principal de este proceso es completar la remoción de microorganismos patógenos que no quedaron retenidos en el filtro

y servir de protección contra la contaminación que el agua pueda encontrar en el sistema de distribución.

La desinfección, en la forma en que normalmente se aplica (esto es, con residual libre de 1 mg/L a la salida de la planta y tiempo de contacto mínimo de 30 minutos), solo tiene la capacidad de remover bacterias, para remover huevos de parásitos se necesitarían aplicar dosis altísimas y disponer de tiempos de contacto muy largos, que hacen impracticable el proceso. Como los huevos de parásitos son grandes, un filtro que opere eficientemente y reciba agua con no más de 2 UNT puede producir un efluente exento de huevos de parásitos.

En los casos en que las características del agua cruda o el terreno disponible para construir la planta obliguen a adoptar este tipo de sistema, se deberán desarrollar las condiciones locales necesarias para asegurar una buena eficiencia en calidad y cantidad.

En la Tabla 3.1 se indican los rangos de calidad del agua en los que puede considerarse esta alternativa de tratamiento.

Tabla 3.1. Límites de calidad del agua aceptables para el tratamiento mediante filtración rápida completa

Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Turbiedad (UNT)	< 1.000	< 800	< 1.500; si excede, considerar presedimentación
Color (UC)	< 150	< 70	
NMP de coliformes termoresistentes/100 mL	< 600		Si excede de 600, se debe considerar pre desinfección

Fuente: NB 689 reglamento técnico de diseño para sistema de agua potable Vol.2 2004

3.1.3.3.- Filtración directa

Es una alternativa a la filtración rápida, constituida por los procesos de mezcla rápida y filtración, apropiada solo para aguas claras.

Son ideales para este tipo de solución las aguas provenientes de embalses o represas, que operan como grandes presedimentadores y proporcionan aguas constantemente claras y

poco contaminadas.

Cuando la fuente de abastecimiento es confiable caso de una cuenca virgen o bien protegida, en la que la turbiedad del agua no supera de 10 a 20 UNT el 80% del tiempo, y no supera 30 UNT ni 25 UC el 90% del tiempo, puede considerarse la alternativa de emplear *filtración directa descendente*.

Cuando el agua viene directamente del río y aunque clara la mayor parte del año, presenta frecuentes fluctuaciones de turbiedad, normalmente se considera una floculación corta, generalmente de no más de 6 a 8 minutos, para obtener un efluente de calidad constante, aunque con carreras de filtración más cortas. Esta es la alternativa más restringida de todas en cuanto a la calidad de agua que se va a tratar.

En el caso de aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan los 100 UNT y las 60 UC y alcanzan esporádicamente hasta 200 UNT y 100 UC, podrían ser tratadas mediante filtración directa ascendente.

La tercera alternativa disponible para aguas relativamente claras es la filtración directa ascendente–descendente. Esta alternativa es aplicable a aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan las 250 UNT ni las 60 UC, y alcanzan esporádicamente más de 400 UNT y 100 UC.

La Tabla 3.2 sintetiza los rangos de calidad de agua óptimos para cada alternativa de tratamiento mencionada.

Tabla 3.2 Límites de calidad del agua para plantas de filtración directa

Alternativa	Parámetros	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
Filtración directadescendente	Turbiedad (UNT)	25 - 30	<20	< 50
	Color verdadero (UC)	< 25		
	NMP de coliformes totales/100 mL	< 2.500		
	Concentración de algas (unidades/mL)	< 200		
Filtración directa ascendente	Turbiedad (UNT)	< 100	< 50	< 200
	Color (UC)	< 60		< 100
Filtración directaascendente–descendente	Turbiedad (UNT)	< 250	< 150	< 400
	Color (UC)	< 60		< 100

Fuente: NB 689 reglamento técnico de diseño para sistema de agua potable Vol.2 2004

Además de las especificaciones de calidad de agua indicadas en el cuadro anterior, se deberán tener en cuenta otros parámetros de calidad de la fuente que se indican en la Tabla 3.3.

Tabla 4.3 Otros parámetros de calidad importantes para la filtración directa

Parámetros	Valores recomendables
Sólidos suspendidos (mg/L)	< 50
Carbono orgánico total (mg/L)	< 5
pH	5.5–6.5
Fósforo total (mg/L)	< 0.05
Nitrógeno total (mg/L)	< 5
Clorofila (mg /L)	< 10
Coliformes totales (colif./100)	< 2.500
Hierro (mg/L)	10
Manganeso (mg/L)	2

Fuente: NB 689 reglamento técnico de diseño para sistema de agua potable Vol.2 2004

3.1.3.4 Clasificación de las plantas de filtración rápida por el tipo de tecnología utilizada.

Las características tecnológicas del sistema deben de estar de acuerdo con los recursos económicos, humanos y materiales disponibles localmente para que se puedan cumplir los objetivos de tratamiento previstos.

- Sistemas convencionales de alta tasa o de tecnología CEPIS/OPS.

3.1.3.5 Sistemas convencionales de alta tasa o de tecnología CEPIS/OPS

Esta tecnología se empezó a desarrollar en la década de 1970 y se ha ido perfeccionando cada vez más a la luz de las últimas investigaciones realizadas en los países desarrollados. Las unidades son de alta tasa, ocupan una extensión que constituye el 25% ó 30% del área que ocupa un sistema convencional de la misma capacidad. La reducción del área se debe al empleo de floculadores verticales que por su mayor profundidad ocupan menos área que los horizontales y permiten compactar mejor el sistema.

Las principales ventajas de esta tecnología son las siguientes:

- **Es sumamente eficiente**

En su concepción se han empleado los resultados de las recientes investigaciones. Tiene el mérito de encerrar bajo su aspecto sencillo procesos complejos y sumamente eficientes, por lo que realmente es una tecnología de avanzada.

- **Es fácil de construir, operar y mantener**

El equipamiento ha sido reducido al mínimo imprescindible. Los procesos se generan mediante energía hidráulica; el 100% de las obras son civiles. Por lo tanto, son fáciles de construir con los recursos normalmente disponibles en los países en desarrollo. La operación es sencilla porque carecen de mecanismos complicados y, por consiguiente, el mantenimiento es económico, fácil y rápido de realizar. Por estas razones, se la denomina *tecnología apropiada para países en desarrollo*.

- **Es muy económica**

La sencillez y el alto grado de compactación logrado en las estructuras hace que normalmente se utilice alrededor de 1/3 del área que requiere una planta convencional; el costo inicial es 1/3 o la mitad del costo de los otros tipos de tecnologías disponibles.

- **Es muy confiable**

No requiere energía eléctrica para su funcionamiento; por lo tanto, puede trabajar en forma continua a pesar de la escasez del recurso. De este modo, se pueden garantizar las metas de calidad y cantidad.

De cualquier forma, hay que tomar en cuenta que este tipo de planta no es fácil de diseñar. Demanda un gran esfuerzo del proyectista. La planta requiere ser diseñada hasta el mínimo detalle para que el comportamiento hidráulico sea casi perfecto y se obtenga la máxima eficiencia remocional. Debe compactarse el diseño para facilitar la labor del operador, economizar mano de obra, evitar errores humanos y negligencia operacional.

La adopción de diseños basados únicamente en criterios de optimización técnica y soluciones tecnológicas importadas de países industrializados ha conducido a la elaboración de proyectos cuya operación y mantenimiento por falta de sustancias químicas, repuestos y mano de obra calificada resultan inadecuados.

Los factores básicos que caracterizan la selección de la tecnología apropiada para tratamiento de agua en los países en desarrollo y que deben ser considerados son los siguientes:

a) Grado de complejidad

La mayoría de los procesos unitarios utilizados en el tratamiento de agua pueden realizarse en reactores con diferente grado de complejidad y eficiencia. Afortunadamente, los más complejos no siempre resultan ser los más eficientes.

b) La tecnología no opera por sí misma

Plantas automatizadas necesitan personal de un alto nivel tecnológico para operar, mantener y reparar los controles y equipos. La selección tecnológica debe considerar la capacidad y los recursos de las instituciones e individuos para operar y mantener los sistemas con la eficiencia y las especificaciones originales de diseño.

c) Impacto indirecto en el área

Debe considerarse una cadena de factores que se relacionan entre sí, tales como calidad de agua de las fuentes, grado de tratamiento, utilización de materiales y personal local, mejoras económicas indirectas, mejoramiento técnico de personal local, influencias indirectas en la economía y su repercusión directa e indirecta en la salud.

d) Participación local

El aprovechamiento y tratamiento de agua incluyen actividades técnicas, administrativas, financieras y legales que involucran a una serie de agencias locales.

3.2 Procesos unitarios de la plantas de tratamiento

Las diversas actividades agrícolas, ganaderas, industriales y recreacionales del ser humano han traído como consecuencia la contaminación de las aguas superficiales con sustancias químicas y microbiológicas, además del deterioro de sus características estéticas.

Para hacer frente a este problema, es necesario someter al agua a una serie de operaciones o procesos unitarios, a fin de purificarla o potabilizarla para que pueda ser consumida por los seres humanos.

Una operación unitaria es un proceso químico, físico o biológico mediante el cual las sustancias objetables que contiene el agua son removidas o transformadas en sustancias inocuas.

La mayor parte de los procesos originan cambios en la concentración o en el estado de una sustancia, la cual es desplazada o incorporada en la masa de agua. Este fenómeno recibe

el nombre de *transferencia de fase*. Son ejemplos de ello la introducción de oxígeno al agua (transferencia de la fase gaseosa a la líquida) y la liberación de anhídrido carbónico contenido en el agua (transferencia de la fase líquida a la gaseosa) mediante el proceso de aireación.

3.2.1 Principales operaciones unitarias empleadas en el tratamiento del agua

Los principales procesos de transferencia utilizados en el tratamiento del agua para consumo humano son los siguientes:

- transferencia de sólidos;
- transferencia de iones;
- transferencia de gases, y
- transferencia molecular o de nutrientes.

3.2.1.1 Transferencia de sólidos

Se consideran en esta clasificación los procesos de cribado, sedimentación, flotación y filtración.

- **Cribado o cernido**

Consiste en hacer pasar el agua a través de rejillas o tamices, los cuales retienen los sólidos de tamaño mayor a la separación de las barras, como ramas, palos y toda clase de residuos sólidos. También está considerado en esta clasificación el microcernido, que consiste básicamente en triturar las algas reduciendo su tamaño para que puedan ser removidas mediante sedimentación.

- **Sedimentación**

Consiste en promover condiciones de reposo en el agua, para remover, mediante la fuerza gravitacional, las partículas en suspensión más densas. Este proceso se realiza en los desarenadores, presedimentadores, sedimentadores y decantadores; en estos últimos, con el auxilio de la coagulación.

- **Flotación**

El objetivo de este proceso es promover condiciones de reposo, para que los sólidos cuya densidad es menor que la del agua asciendan a la superficie de la unidad de donde son retirados por desnatado. Para mejorar la eficiencia del proceso, se emplean agentes de flotación.

Mediante este proceso se remueven especialmente grasas, aceites, turbiedad y color. Los

agentes de flotación empleados son sustancias espumantes y micro burbujas de aire.

- **Filtración**

Consiste en hacer pasar el agua a través de un medio poroso, normalmente de arena, en el cual actúan una serie de mecanismos de remoción cuya eficiencia depende de las características de la suspensión (agua más partículas) y del medio poroso.

Este proceso se utiliza como único tratamiento cuando las aguas son muy claras o como proceso final de pulimento en el caso de aguas turbias.

Los medios porosos empleados además de la arena que es el más común son la antracita, el granate, la magnetita, el carbón activado, la cáscara de arroz, la cáscara de coco quemada y molida y también el pelo de coco en el caso de los filtros rápidos. En los filtros lentos lo más efectivo es usar exclusivamente arena; no es recomendable el uso de materiales putrescibles.

3.2.1.2 Transferencia de iones

La transferencia de iones se efectúa mediante procesos de coagulación, precipitación química, absorción e intercambio iónico.

- **Coagulación química**

La coagulación química consiste en adicionar al agua una sustancia que tiene propiedades coagulantes, la cual transfiere sus iones a la sustancia que se desea remover, lo que neutraliza la carga eléctrica de los coloides para favorecer la formación de flóculos de mayor tamaño y peso.

Los coagulantes más efectivos son las sales trivalentes de aluminio y hierro. Las condiciones de pH y alcalinidad del agua influyen en la eficiencia de la coagulación. Este proceso se utiliza principalmente para remover la turbiedad y el color.

- **Precipitación química**

La precipitación química consiste en adicionar al agua una sustancia química soluble cuyos iones reaccionan con los de la sustancia que se desea remover, formando un precipitado. Tal es el caso de la remoción de hierro y de dureza carbonatada (ablandamiento), mediante la adición de cal.

- **Intercambio iónico**

Como su nombre lo indica, este proceso consiste en un intercambio de iones entre la sustancia que desea remover y un medio sólido a través del cual se hace pasar el flujo de agua. Este es el caso del ablandamiento del agua mediante resinas, en el cual se realiza un intercambio de iones de calcio y magnesio por iones de sodio, al pasar el agua a través de un medio poroso.

Constituido por zeolitas de sodio. Cuando la resina se satura de iones de calcio y magnesio, se regenera introduciéndola en un recipiente con una solución saturada de sal.

- **Absorción**

La absorción consiste en la remoción de iones y moléculas presentes en la solución, concentrándolos en la superficie de un medio adsorbente, mediante la acción de las fuerzas de interfaz. Este proceso se aplica en la remoción de olores y sabores, mediante la aplicación de carbón activado en polvo.

3.2.1.3 Transferencia de gases

Consiste en cambiar la concentración de un gas que se encuentra incorporado en el agua mediante procesos de aireación, desinfección y recarbonatación.

- **Aireación**

La aireación se efectúa mediante caídas de agua en escaleras, cascadas, chorros y así mismo aplicando el gas a la masa de agua mediante aspersión o burbujeo.

Se usa en la remoción de hierro y manganeso, así como también de anhídrido carbónico, ácido sulfhídrico y sustancias volátiles, para controlar la corrosión y olores.

- **Desinfección**

Consiste en la aplicación principalmente de gas cloro y ozono al agua tratada.

- **Recarbonatación**

Consiste en la aplicación de anhídrido carbónico para bajar el pH del agua, normalmente después del ablandamiento.

3.2.1.4 Transferencia molecular

En el proceso de purificación natural del agua. Las bacterias saprofitas degradan la materia orgánica y transforman sustancias complejas en material.

Celular vivo o en sustancias más simples y estables, incluidos los gases de descomposición.

También los organismos fotosintéticos convierten sustancias inorgánicas simples en material celular, utilizando la luz solar y el anhídrido carbónico producto de la actividad de las bacterias y, a la vez, generan el oxígeno necesario para la supervivencia de los microorganismos aeróbicos presentes en el agua.

Este tipo de transferencia se lleva a cabo en la filtración, en la cual los mecanismos de remoción más eficientes se deben a la actividad de los microorganismos.

3.2.1.5 Otros procesos utilizados

Además de los procesos de transferencia expuestos, también se utilizan en el tratamiento del agua para consumo humano la estabilización de solutos, la desalinización y la fluoruración.

- **Estabilización de solutos**

La estabilización de solutos consiste en transformar un soluto objetable en una forma inocua, sin llegar a su remoción. Son ejemplos de este proceso la transformación del anhídrido carbónico contenido en el agua en bicarbonato soluble mediante la adición de cal o el pasar el agua a través de lechos de mármol. Así mismo se puede citar la transformación de ácido sulfhídrico en sulfato.

- **Desalinización**

Proceso mediante el cual se remueve el exceso de cloruros en el agua, transformando las aguas salobres en dulces. Este proceso se puede realizar mediante destilación, ósmosis inversa, etcétera.

- **Fluorización**

Adición de fluoruros al agua para evitar las caries dentales, principalmente en los niños menores de 5 años

3.2.2 Coagulación

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

La coagulación se lleva a cabo generalmente con la adición de sales de aluminio y hierro. Este proceso es resultado de dos fenómenos:

- El primero, esencialmente químico, consiste en las reacciones del coagulante con el agua y la formación de especies hidrolizadas con carga positiva. Este proceso depende de la concentración del coagulante y el pH final de la mezcla.
- El segundo, fundamentalmente físico, consiste en el transporte de especies hidrolizadas para que hagan contacto con las impurezas del agua.

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

La remoción de las partículas coloidales está relacionada estrictamente con una adecuada coagulación, pues de ella depende la eficiencia de las siguientes etapas: floculación, sedimentación y filtración.

La coagulación está fundamentalmente en función de las características del agua y de las partículas presentes, las mismas que definen el valor de los parámetros conocidos como pH, alcalinidad, color verdadero, turbiedad, temperatura, movilidad electroforética, fuerza iónica, sólidos totales disueltos, tamaño y distribución de tamaños de las partículas en estado coloidal y en suspensión, etcétera.

Para tener una idea de la importancia de la calidad del agua cruda, es necesario comentar, por ejemplo, que un agua que presenta color (de origen coloidal) y turbiedad relativamente baja a temperatura superior a 15 °C, sin tomar en cuenta los demás parámetros de calidad, puede ser candidata potencial al uso de filtración directa y se obviará, en la mayoría de los casos, la necesidad de floculación y sedimentación.

Por otro lado, casi siempre las aguas con color verdadero, turbiedad o número de algas relativamente elevados requieren tratamiento completo. También las aguas con temperaturas generalmente bajas (10 °C) pueden exigir el uso de un coagulante diferente del sulfato de aluminio, como un polímero catiónico y, eventualmente, una sal de hierro.

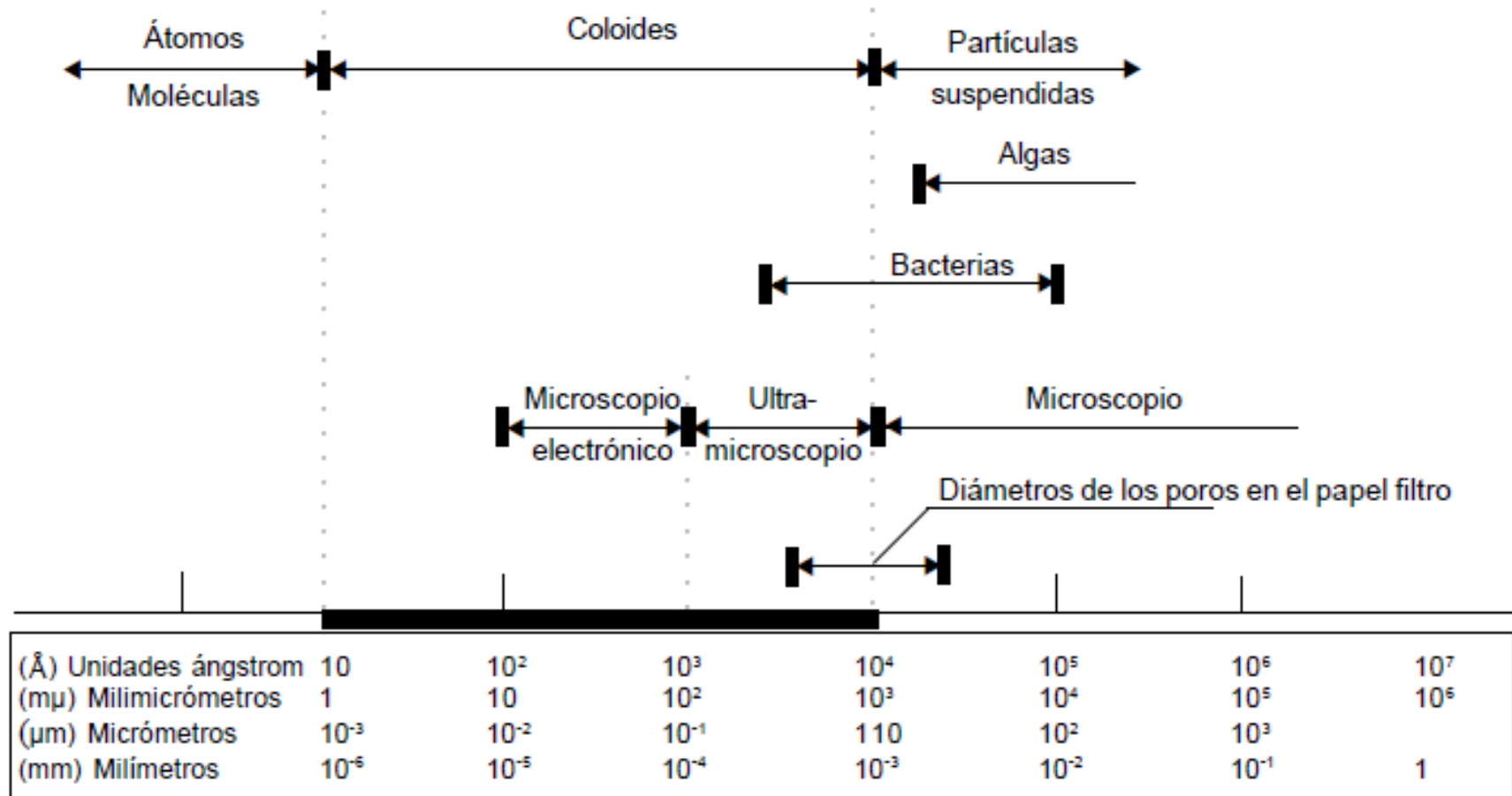
3.2.2.1 Partículas

Las partículas coloidales en el agua por lo general presentan un diámetro entre 1 y 1.000 milimicrómetros y su comportamiento depende de su naturaleza y origen. Estas partículas presentes en el agua son las principales responsables de la turbiedad. En términos generales, los denominados coloides presentan un tamaño intermedio entre las partículas en solución verdadera y las partículas en suspensión. La figura 4-1 ilustra sobre el tamaño aproximado de las partículas y su distribución. Es necesario hacer notar, sin embargo, que en el caso de los coloides, sus dimensiones las define la naturaleza de los mismos.

3.2.2.2 Propiedades de los coloides

Desde el punto de vista físico, las arcillas son cristales con una estructura atómica reticular. La mayoría de ellas puede caracterizarse por dos clases de estructuras. Las principales propiedades que definen el comportamiento de los coloides en el agua son las cinéticas, ópticas, de superficie y electrocinético.

Figura. 3.1 Distribución del Tamaño de las Partículas Coloidales



Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas 2004

3.2.2.3 Naturaleza de la turbiedad y el color

3.2.3.1 Turbiedad

Las sustancias responsables de la turbiedad del agua son las partículas en suspensión, tales como arcilla, minerales, sedimentos, materia orgánica e inorgánica finamente dividida, plancton, bacterias y otros microorganismos. Estas partículas causantes de la turbiedad pueden ser coloidales o materia insoluble de mayor tamaño.

Los componentes más frecuentes y comunes de las aguas turbias son las arcillas, que constituyen un material natural, terroso, de gránulos muy finos, que se vuelve plástico cuando se mezcla con cierta cantidad de agua. Varios análisis de arcilla han demostrado que esta se compone principalmente de sílice, aluminio y agua, frecuentemente con cantidades apreciables de hierro, álcalis y tierra alcalina.

3.2.3.2 Color

La mayoría de los investigadores estiman que el color orgánico en el agua es de naturaleza coloidal. Sin embargo, algunos autores sugieren que se encuentra en solución verdadera. Black y Christman demostraron que los filtros comerciales de membrana, con poros de 3,5 μ m, retenían 91% del color original mientras que los poros de 10 μ m retenían solo 13%. Esto indica que el tamaño de las partículas de color puede variar entre 3,5 y 10 μ m, lo que se acerca bastante al límite entre dispersión coloidal y solución verdadera. La discrepancia de los investigadores puede deberse a que el color es causado por coloides hidrofóbicos; es decir, por aquellos que tienen poca afinidad con el agua y causan turbiedad en la misma.

Las principales especies responsables del color orgánico natural en el agua, de acuerdo con la naturaleza del suelo, son los ácidos fúlvicos, himatomelánicos y húmicos, conocidos en su conjunto como sustancias húmicas. Black y Christman analizaron varias aguas y encontraron entre 15-50 mg/L de materia orgánica en ellas, de la cual un promedio de 87% era ácido fúlvico, 11% ácido himatomelánico y 2% ácido húmico.

Es importante anotar que la relación entre color y pH no es directa, puesto que a pH 8,0, una solución de 1 mg/L de ácido húmico tiene un color de 26,5, mientras que a este mismo pH, una solución de 1 mg/L de ácido fúlvico tiene un color de 2,8, casi 10 veces menor.

El color existente en el agua no se deriva únicamente de la descomposición de productos naturales sino también de hidróxidos metálicos, como el del hierro, además de compuestos orgánicos desconocidos presentes en los desechos domésticos e industriales.

Un aspecto muy importante que se debe tomar en cuenta es que se ha demostrado que las sustancias responsables de la coloración natural del agua pueden reaccionar con el cloro para producir compuestos organoclorados, principalmente cloroformo, CHCl_3 y otros trihalometanos. El cloroformo es catalogado como un compuesto carcinógeno (en estudios con animales). Este tema es motivo de preocupación y de muchas investigaciones, dada su significación para la salud.

La importancia de la remoción del color en el agua está relacionada también con los aspectos de aceptabilidad del consumidor y usuario, sea este doméstico o industrial, lo que incluye los siguientes aspectos:

a) Estética.

Por lo general, el consumidor prefiere un agua clara y sin color.

b) Sabor.

El color puede impartir sabor al agua.

c) Demanda de cloro.

La presencia de color aumenta la cantidad de cloro necesaria.

d) Nutrientes.

Por su naturaleza, en algunos casos, el color puede actuar como nutriente de las bacterias y algas.

e) Requerimientos industriales.

Muchas industrias requieren un agua que no presente color o que tenga uno muy bajo.

f) Resinas de intercambio.

El color puede ensuciar y dañar las resinas de intercambio amónico.

g) Análisis.

El color puede interferir en las mediciones colorimétricas de análisis.

h) Productividad.

El exceso de color puede reducir la productividad del agua.

i) Quelación.

El color puede aumentar la concentración de hierro soluble, manganeso y plomo en el agua y estabilizar su presencia por medio de la quelación.

j) Salud.

El color puede deberse a la presencia de desechos tóxicos.

3.2.2.4 Sustancias químicas empleadas en la coagulación

A la variedad de productos químicos empleados en la coagulación se los clasifica como coagulantes, modificadores de pH y ayudantes de coagulación.



Figura 3.2 Esquematación de los polímeros adsorbidos en la superficie de coloides

3.2.2.4.1 Coagulantes

Los productos químicos más usados como coagulantes en el tratamiento de las aguas son el sulfato de aluminio, el cloruro férrico, el sulfato ferroso y férrico y el cloro-sulfato férrico.

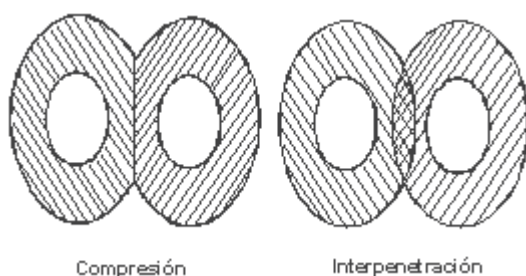


Figura 3.3 Internación repulsiva debido a polímeros adsorbidos en la superficie de coloides

3.2.2.4.1.1 Sulfato de aluminio

Puede estar en forma sólida o líquida. La sólida se presenta en placas compactas, gránulos de diverso tamaño y polvo. Su fórmula teórica es $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18 H_2O$.

Su concentración se define, en general, por su contenido en alúmina, expresada en Al_2O_3 , es decir, 17% aproximadamente. La densidad aparente del sulfato de aluminio en polvo es del orden de 1.000 kg/m³.

El contenido en alúmina Al_2O_3 de la forma líquida fluctúa generalmente entre 8 y 8,5%; es decir, 48 a 49% en equivalente polvo o también 630 a 650 g de $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18 H_2O$. por litro de solución acuosa.

El sulfato de aluminio es una sal derivada de una base débil (hidróxido de aluminio) y de un ácido fuerte (ácido sulfúrico), por lo que sus soluciones acuosas son muy ácidas; su pH varía entre 2 y 3,8, según la relación molar sulfato/alúmina. Por esta razón, su almacenamiento

debe hacerse en un lugar seco, libre de humedad. Es necesario tener en cuenta esta tendencia ácida para la preparación de las soluciones y los empaques para su distribución, y emplear, por lo general, materiales de plástico.

3.2.2.4.1.2 Cloruro férrico FeCl_3

Se presenta en forma sólida o líquida; esta última es la más utilizada en el tratamiento del agua.

La forma sólida es cristalina, de color pardo, deliquescente, de fórmula teórica $\text{FeCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$. Se funde fácilmente en su agua de cristalización a 34°C , por lo que es necesario protegerla del calor.

La forma líquida comercial tiene un promedio de 40% de FeCl_3 . Para evitar toda confusión entre los contenidos de producto puro o de producto comercial, es recomendable expresar la dosis de coagulantes en Fe equivalente; es decir, 20,5% para la fórmula sólida y 14% aproximadamente para la solución acuosa comercial. En presencia de hierro, las soluciones acuosas de cloruro férrico se reducen rápidamente a cloruro ferroso FeCl_2 . Esta reacción explica su gran poder corrosivo frente al acero, y la necesidad de seleccionar adecuadamente el material de los recipientes de almacenamiento, de preparación y de distribución.

3.2.2.4.1.3 Sulfato ferroso $\text{FeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$

El sulfato ferroso usado en el tratamiento de agua es un polvo de color verde muy soluble y tiene una masa volumétrica aparente próxima a 900 kg/m^3 .

Su contenido en hierro es de aproximadamente 19%. Por su naturaleza ácida, el pH de una solución al 10% es de 2,8 aproximadamente. Por esta razón, para su almacenamiento y preparación se usa material plástico.

3.2.2.4.1.4 Sulfato férrico $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$

El sulfato férrico es un polvo blanco verdoso, muy soluble en el agua, su masa volumétrica aparente es 1.000 kg/m^3 . Debido a que en solución acuosa se hidroliza y forma ácido sulfúrico, es necesario prevenir los efectos de su acidez.

3.2.3 La alcalinidad

La alcalinidad es uno de los parámetros más importantes en el tratamiento del agua, pues influye directamente en la coagulación o el ablandamiento.

Los bicarbonatos, carbonatos y el ion hidroxilo representan las formas más importantes de alcalinidad, pero en algunos casos pueden contribuir los boratos, silicatos, fosfatos y otras bases.

Aunque el bicarbonato, HCO_3^- , es la forma más común de alcalinidad, es importante considerar que en el agua existe en realidad un sistema de equilibrio entre CO_2 , H_2CO_3 , HCO_3^-

, CO_3^{2-} , H^+ y el OH^- ; La concentración relativa de cada componente está en función del pH, como muestra de la figura.

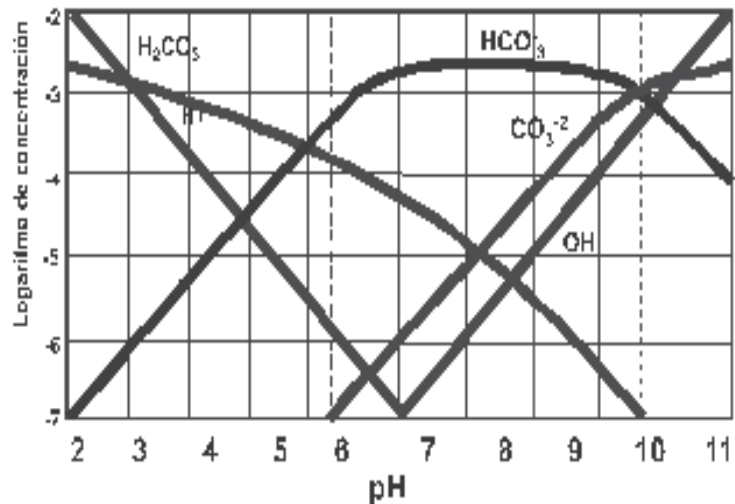


Figura 3.4 Efecto del pH en la composición de una solución con alcalinidad total de 200 mg/L como CaCO_3 .

3.2.4 Cinética o etapas de la coagulación

Considerando la discusión teórica que antecede, Stumm y O'Melia identificaron varias etapas en el proceso de coagulación.

- 1) Hidrólisis de los iones metálicos multivalentes y su consecuente polimerización hasta llegar a especies hidrolíticas multinucleadas.
- 2) Adsorción de las especies hidrolíticas en la interfaz de la solución sólida para lograr la desestabilización del coloide.
- 3) Aglomeración de las partículas desestabilizadas mediante un puente entre las partículas que involucra el transporte de estas y las interacciones químicas.
- 4) Aglomeración de las partículas desestabilizadas mediante el transporte de las mismas y las fuerzas de Van der Waals.
- 5) Formación de los flóculos.
- 6) Precipitación del hidróxido metálico.

Algunas de estas etapas ocurren secuencialmente. Otras coinciden parcialmente y otras incluso pueden ocurrir simultáneamente. Se puede suponer que las diferentes etapas de la

reacción pueden resultar controlables en un cierto porcentaje, bajo diversas condiciones químicas (figura 3.5).

3.2.5.- Factores que influyen en el proceso

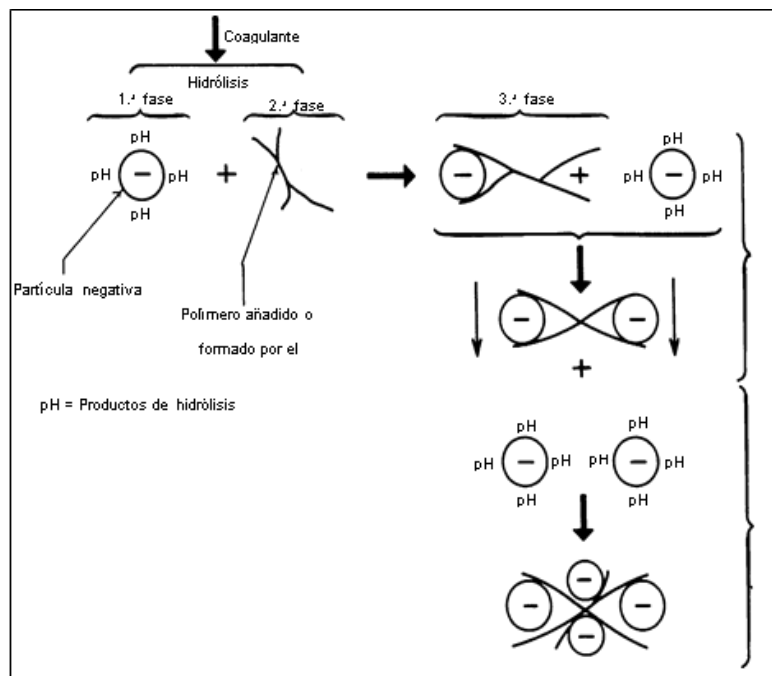


Figura 3.5 Modelo esquemático del proceso de coagulación

3.2.5.1.- Influencia de la concentración de coagulante

Existe mucha especulación respecto a la influencia de la concentración de solución de coagulante en la eficiencia del proceso de tratamiento; incluso se ha sugerido limitar la concentración mínima a valores del orden de 0,5% en las estaciones de tratamiento. Pero tal sugerencia contradice el procedimiento usual en la realización de ensayos de laboratorio, que generalmente usan la solución de coagulante con una concentración de 0,1 y 0,2%, dependiendo del volumen de los frascos de los equipamientos de floculación (1 ó 2 litros) y de las dosis previstas para los ensayos.

3.2.5.2.- Factores de mayor influencia en el desarrollo del proceso

Los factores que tienen mayor incidencia en el proceso son la naturaleza del agua cruda y las variables químicas.

3.2.5.2.1.- La calidad del agua cruda

Las características del agua cruda que más influyen en la eficiencia del proceso son la concentración de coloides (medida normalmente mediante la cantidad de turbiedad o color presente en el agua), la alcalinidad y el pH, el tamaño de las partículas y la temperatura.

Concentraciones de coloides, alcalinidad y pH se presentan cuatro situaciones diferentes, dependiendo de las variaciones de coloides en el agua.

a) Alta concentración de coloides y alcalinidad baja

Es el sistema más fácil de tratar, ya que solo se debe determinar un parámetro químico: la dosis óptima de coagulante. La desestabilización se realiza por medio de la adsorción de especies hidrolíticas con carga positiva, que se producen instantáneamente con niveles de pH ácidos (pH 4 a 6, dependiendo del coagulante).

b) Alta concentración de coloides y alcalinidad alta

En este caso, la desestabilización se realiza nuevamente por medio de adsorción y neutralización de la carga con niveles de pH neutros o ácidos. La neutralización de la carga es más fácil, debido a que el pH permanece generalmente en la región neutral, donde los polímeros de hidróxidos metálicos no tienen carga muy alta.

c) Baja concentración de coloides y alcalinidad alta

La coagulación se realiza en este caso con una dosis de coagulantes relativamente alta para capturar las partículas coloidales. Como alternativa, se puede agregar arcilla o bentonita, para aumentar la concentración coloidal y el contacto interparticular. La desestabilización se realizaría, en este caso, mediante la adsorción y la neutralización de la carga.

d) Baja concentración coloidal y alcalinidad baja

En estos sistemas la coagulación es más difícil. La coagulación por medio de captura se dificulta, ya que el pH disminuye al agregar el coagulante y no permite la formación de hidróxidos. Asimismo, la coagulación por medio de adsorción también es difícil, ya que la concentración coloidal es demasiado baja para permitir el contacto interparticular. Para realizar una coagulación efectiva, deberá agregarse alcalinidad adicional y/o bentonita o preferentemente arcilla.

3.2.5.2.2 Temperatura

Es importante en zonas de climas muy marcados, principalmente cuando se alcanzan temperaturas de congelación. Cahill y Fitz Patrick analizaron la influencia de este factor en un grupo de plantas de Chicago y establecieron dos regiones de variaciones muy marcadas, una entre 0 y 10 °C y la segunda entre 10 y 40 °C.

3.2.5.2.3 Variables químicas

Las principales variables químicas del proceso son la dosis óptima, el pH óptimo, la alcalinidad y la concentración óptima de coagulante.

a) Dosis óptima

La influencia de este factor en la eficiencia del proceso, en la cual se presentan cuatro curvas de variación de la turbiedad residual en función de la dosificación de coagulante con pH constante. Estas curvas están basadas en aguas naturales tratadas con sales de aluminio o hierro (III), que contienen grandes concentraciones de materia coloidal.

b) pH óptimo

El pH es un factor muy importante en la coagulación. En general, el pH óptimo para la coagulación de aguas con color es más bajo.

c) Concentración óptima

La aplicación uniforme del coagulante al agua es la principal dificultad para la realización de una coagulación eficiente. El problema reside en que las cantidades de coagulante son muy pequeñas comparadas con el volumen de la masa de agua; esto es, la dosis es muy pequeña comparada con el volumen de agua que se va a tratar. Una dosis media de sulfato de aluminio de 30 mg/L a una concentración de 10% representa dispersar un volumen de solución de apenas 300 mL, equivalente a un cubo de 7 cm de arista en un metro cúbico de agua. Con la condición de que haya suficiente turbulencia, la dispersión será más efectiva cuando mayor sea el volumen de solución o más diluida sea esta, lo que resultará en una mejor remoción de la turbiedad porque el coagulante entrará más rápido y más fácilmente en contacto con el mayor número de partículas coloidales.

Estudios realizados por Jeffcoat y Single en 1975 demostraron que las mejores condiciones para la remoción de turbiedad se producen cuando se utilizan soluciones de sulfato bastante diluidas; sin embargo, con concentraciones inferiores a 0,1% la eficiencia en la remoción de turbiedad se reduce acentuadamente, debido a que el sulfato de aluminio puede hidrolizarse antes de su aplicación. Se sugieren valores del orden de 1 a 2% como ideales para adoptar en el proyecto o en la operación de la planta de tratamiento.

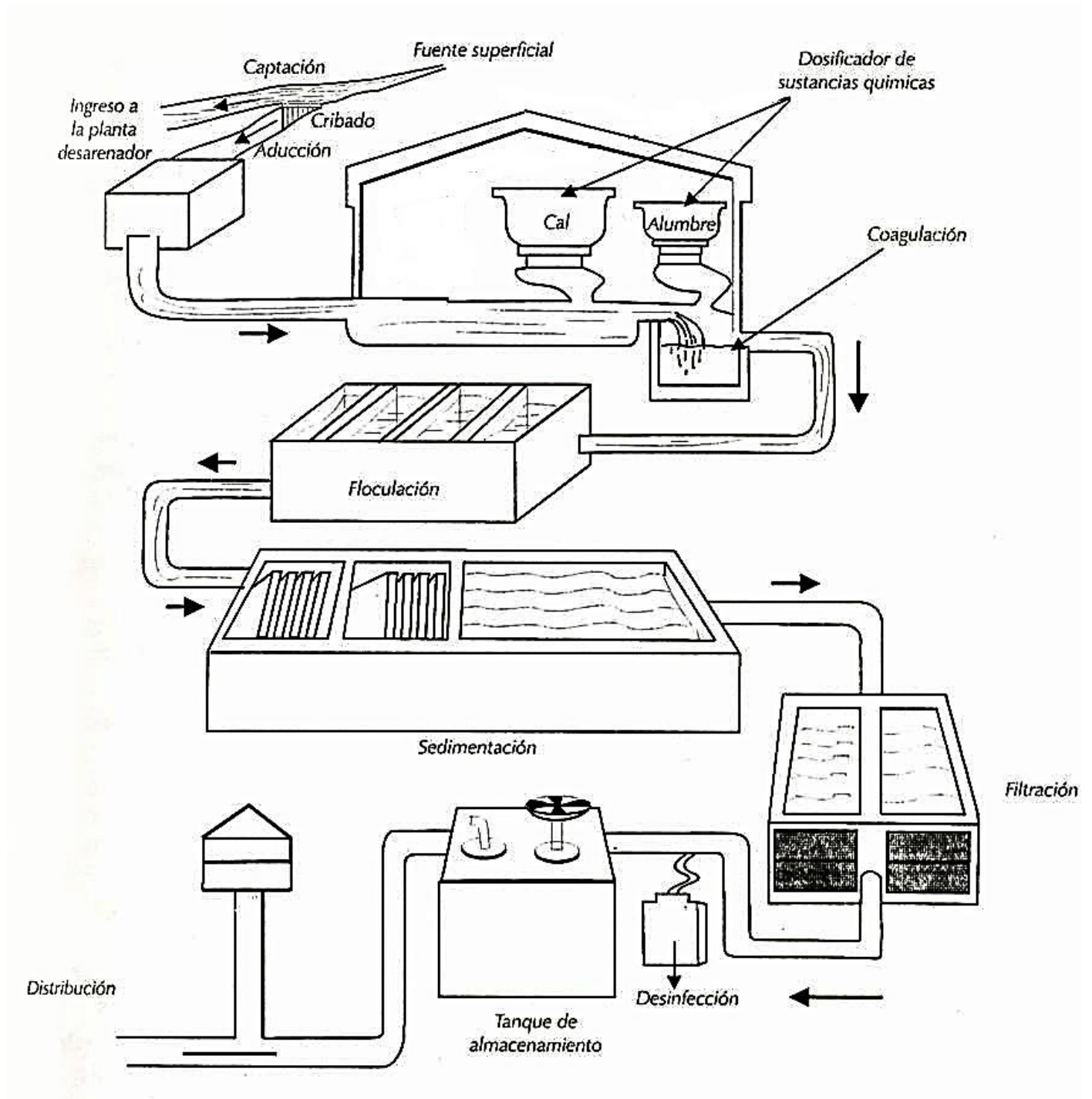
Estudios de coagulación, floculación y sedimentación realizados por Mendes en la Escuela de San Carlos en 1989 como parte de su tesis de doctorado, con aguas de varias calidades, con color y turbiedad verdaderos, permiten concluir que, dependiendo de la calidad del agua, puede haber influencia de la concentración de la solución de sulfato de aluminio en la eficiencia de la remoción de flóculos, principalmente en el mecanismo de coagulación por barrido. Por ende, tal influencia resulta mayor para velocidades de sedimentación relativamente bajas (< 1 cm/min). No se ha observado influencia significativa para velocidades de sedimentación entre 1,5 y 7,0 cm/min. En el mecanismo de coagulación por adsorción y neutralización de carga, la concentración de la solución de sulfato de aluminio parece no influir en la remoción de flóculos por sedimentación.

Evidentemente, en función de la concentración de la solución de coagulante, el aluminio y el hierro se podrán encontrar en mayor o menor porcentaje en la forma de $Al(H_2O)_6$ O $Fe(H_2O)_6$, o en la forma de hidrocomplejos y, en algunas situaciones, podrán influir en la eficiencia de la coagulación. Únicamente la realización de ensayos de prueba de jarras con el agua que se va a tratar podrá indicar la mejor concentración que se debe utilizar en cada caso, puesto que la concentración de la solución de coagulante puede fácilmente variarse en las estaciones de tratamiento de agua.

4.3 Componentes y criterios de diseño de la planta de tratamiento Seleccionado

El diseño de la planta seleccionada se realizara desde la aducción y a continuación se describirán los siguientes componentes que se tienen son: la Casa química, mezcla rápida, floculadores, sedimentadores, filtros, Sala de cloración y Tanque de almacenamiento a continuación describiremos cada uno de ellos:

a) Esquema de la planta del Tipo de Planta Seleccionada



3.3.1 Casa de química

La casa química o edificio de operaciones es el ambiente de la planta en el cual se concentran todas las instalaciones para el manejo de las sustancias químicas. Comprende básicamente las instalaciones de almacenamiento, dosificación y laboratorios de control de los procesos de la planta.

3.3.1.1 Almacenamiento de las sustancias químicas

Las sustancias que se emplean en el tratamiento del agua pueden estar en polvo, trituradas o en solución. Al proyectar los almacenes, se debe tener en cuenta la forma en que se van a utilizar estas sustancias, de modo que las instalaciones ofrezcan todas las facilidades para la conservación y manejo del producto.

3.3.1.2 Productos secos

3.3.1.2.1. Criterios de diseño

Para determinar las dimensiones de estas instalaciones, será necesario tener en cuenta los siguientes criterios, relacionados con la capacidad, la ubicación y las características del almacén, que varían de acuerdo con las dimensiones de la planta de tratamiento.

a) Ubicación

- Ubicar el almacén lo más cerca posible de la sala de dosificación, para ahorrar tiempo y esfuerzo en el traslado de las sustancias químicas. Idealmente, los almacenes y la sala de dosificación deben ocupar un mismo ambiente, sobre todo en sistemas pequeños y medianos.
- En sistemas grandes, los almacenes siempre deberán colocarse en el primer piso de la casa de química para no encarecer la estructura del edificio.
- La capacidad del almacén debe ser suficiente para abastecer la planta por lo menos durante un mes. En el caso de que los productos se expendan en la misma ciudad en la que se encuentra la planta, podrá considerarse una capacidad mínima para 15 días.



Figura 3.6 Casa de almacén

b) Consideraciones para el dimensionamiento

- Cuando el producto es importado, al determinar el tiempo de almacenamiento, deberá tenerse en cuenta el tiempo total que toma el trámite de compra. En la mayoría de los casos, esto puede demandar varios meses.
- Cuando la empresa tiene un almacén central del cual se aprovisionara a la planta, el almacenamiento en planta podrá calcularse para 15 días.

Cuando se almacenan sustancias secas embolsadas como es el caso del sulfato de aluminio y la cal, deberá disponérselas apiladas en rumas y sobre tarimas de Madera para aislarlas de la humedad del piso y de las paredes. Esta medida es especialmente importante para el sulfato de aluminio, que es higroscópico

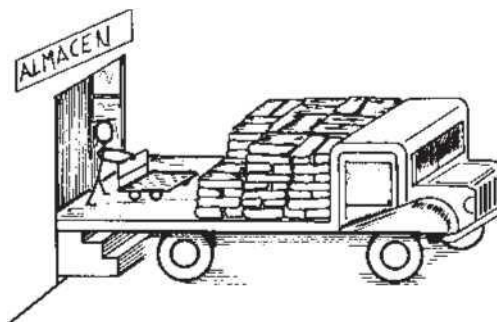


Figura 3.7. Entrada al almacén

(Es decir, que absorbe la humedad del aire).

- Cuando la transferencia del almacén a la sala de dosificación se realiza manualmente, la altura total de las rumas no deberá ser mayor de 2 metros, para que el operador pueda tener acceso a las bolsas del extremo superior. Cuando la transferencia se va a realizar en forma mecánica, el material podrá apilarse con una altura de 3 metros.

Adicionalmente al área necesaria para apilar el material, deberá tenerse en cuenta el espacio para los pasillos o corredores que hay que dejar entre las rumas. Si el material se dispone de esta manera, se podrá utilizar cronológicamente; esto es, por orden de llegada.

El ancho de los corredores dependerá de la forma de transferencia del material a la sala de dosificación. Si el sistema es manual, se debe considerar un ancho suficiente como para equipo mecánico.

En plantas de medianas a grandes sería recomendable que cada sustancia química tenga un almacén especial, sobre todo cuando se trata de sustancias que pueden reaccionar entre sí, como la cal viva y el sulfato de aluminio.

- El volumen de material por almacenar se calcula en función de la dosis optima promedio (D, g/m3), del caudal de la planta al final del periodo de diseño (Q, m3/d), del tiempo de almacenamiento (T, días) y del peso específico de la sustancia respectiva (S, g/m3).

$$V \text{ (m3)} = D \times Q \times T / S \quad (1)$$

- Para determinar la dosis promedio (D), es necesario disponer de una curva de dosificación (dosis óptima de coagulante versus turbiedad de agua cruda, Figura 4.8). Esta curva se obtiene de un estudio de laboratorio que abarque por lo menos un ciclo de seca y uno de creciente para determinar las dosis máximas y mínimas que se requerirán en el tratamiento del agua. La dosis promedio se calcula a partir de la dosis requerida cuando se produce la turbiedad máxima y la dosis necesaria en época de aguas claras.

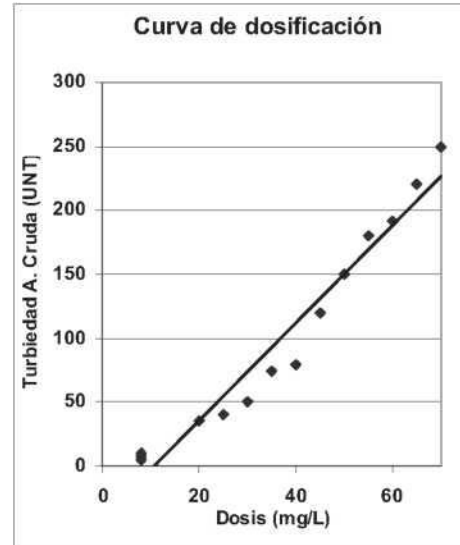


Figura: 3.8 Curvas de dosificación del Coagulante

- El área neta que ocupara el material se obtiene de la siguiente expresión:

$$A \text{ (m2)} = V \text{ (m3)} / H \text{ (m)} \quad (2)$$

Donde la altura de almacenamiento (H) depende del sistema de transferencia seleccionado. El área de cada ruma se decidirá en función de las dimensiones de las bolsas del producto por almacenar y del número de bolsas por considerar a lo largo y a lo ancho.

Dividiendo el área neta calculada en la ecuación (2) entre el área de una ruma, se definirá el número de rumas que se deberán considerar en el almacén.

3.3.1.2.2 Dosificación

La dosificación de las sustancias químicas debe efectuarse mediante equipos que aseguren la aplicación de una dosis exacta por unidad de tiempo. Estos equipos disponen de controles que permiten fijar la cantidad de producto por unidad de tiempo que debe liberarse, dentro de límites establecidos por su capacidad.

3.3.1.2.3 Tipos de dosificadores

En el Tabla 4.4 se presenta una clasificación de estos equipos de acuerdo con el estado en que se encuentra el producto.

Tabla 3.4. Dosificadores de sustancias químicas

Seco	Volumétricos	Plato, garganta, cilindro, tornillo, estrella, correa
	Gravimétricos	Correa transportadora y pérdida de peso
Solución	Gravedad	Orificio de carga constante, regulable o torre de
	Bombeo	Desplazamiento rotatorio o positivo
	Boquillas	
Gas	Solución al vacío	
	Aplicación directa	

Fuente: Ing. Lidia Vargas cap. I OMS

3.3.1.2.4 Equipos de dosificación en solución

En este tipo de equipos la graduación de la cantidad por aplicar se efectúa con el coagulante en solución. Estos equipos pueden ser de dos tipos: Por bombeo y por gravedad.

a) **Sistemas de dosificación por bombeo**

Los más usuales son las bombas de doble pistón y de diafragma.

La bomba dosificadora de pistón es muy precisa, pero debe emplearse con cuidado en el caso de productos abrasivos o muy corrosivos (silicato de sodio, cloruro férrico).

Según el tipo de bomba (diámetro del pistón, curva característica y cadencia de funcionamiento), el caudal de operación puede oscilar entre varias decenas de mililitros y algunos miles de litros por hora (figura 3.9).

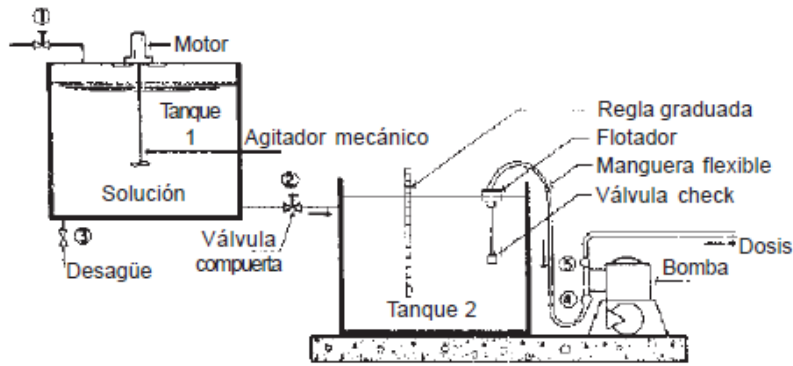


Figura 3.9 Sistema de dosificación por bombeo

La bomba dosificadora de diafragma es de gran precisión aunque es ligeramente menos precisa que la bomba de pistón y se utiliza para líquidos corrosivos, tóxicos, abrasivos, cargados o viscosos. Puede estar provista de una membrana simple o doble. El caudal de este tipo de bombas dosificadoras a fuertes presiones puede llegar hasta 2.500 litros por hora. La figura 3.10 muestra una instalación completa con bomba dosificadora, compuesta de un tanque de preparación de la solución, un tanque de dosificación y un sistema de dosificación propiamente dicho, al cual está integrada la bomba.



Figura 3.10 Sistema de dosificación por Bombeo

Las bombas dosificadoras pueden montarse sobre los depósitos de almacenamiento o de preparación de la solución, provistos eventualmente de mezcladores de hélice y de indicadores de nivel, de forma que se obtengan grupos compactos de dosificación que incluyan igualmente el armario eléctrico de accionamiento de los motores.

Las bombas centrífugas también se utilizan para dosificar con excelentes resultados. En la Figura 3.11 se muestra una instalación compuesta de dos tanques de preparación de la solución de concreto, con agitador eléctrico. Las bombas están en la cámara seca ubicada debajo de las rejas del piso y la dosis se calibra mediante rotámetros. Sistemas de este tipo son ideales para localidades donde se pueda garantizar disponibilidad de energía eléctrica en forma continua.



Figura 3.11 Sistema de dosificación por Bombeo

b) Sistemas de dosificación por gravedad



Figura 3.12 Dosificación de orificio carga constante

Los sistemas de dosificación por gravedad se emplean especialmente en plantas medianas y pequeñas, en especial cuando el abastecimiento de energía eléctrica no es confiable. También se usan en plantas grandes cuando la calidad del agua es constante. Los más comunes son los de carga constante y carga regulable (Figura 3.12). El principio en el que se fundamenta es una carga de agua constante (h) sobre un orificio para asegurar un caudal constante. El caudal se

calibra a la salida mediante una válvula.

Tanto los sistemas de dosificación por bombeo como los sistemas por gravedad incluyen un tanque de preparación de la solución similar al que se muestra en la Figura 3.13. Estos tanques deben tener capacidad para un volumen de solución aplicable en 8 horas, de tal modo que en cada turno de operación se prepare un tanque. Siempre deben considerarse dos tanques para cada sustancia química que se va a aplicar. Si en la planta se van a aplicar



Figura 3.13 Tanque de preparación de la solución

sulfato de aluminio, cal, polímero y HTH, se deben considerar ocho tanques para preparar las sustancias respectivas. La concentración a la que se debe aplicar el sulfato de aluminio debe variar entre 1% y 2%.

Cuando se trata de una planta pequeña, se proyecta el tanque de preparación de la solución con la capacidad necesaria para lograr una concentración de 2%, pero cuando es una planta mediana o grande, la solución se elabora a una concentración mayor y se diluye a la concentración óptima antes de aplicarla a la mezcla rápida.



Figura 3.14 Dosificador por gravedad de orificio de carga constante

Los dosificadores de este tipo (Figura 3.14) tienen la ventaja de que se pueden fabricar localmente, pero es necesario ejercer un buen control de calidad, principalmente del sistema de calibración de la dosis.

En la Figura 3.15 se puede apreciar el esquema de una instalación completa de dosificación en solución por gravedad, con dosificador de fabricación artesanal.

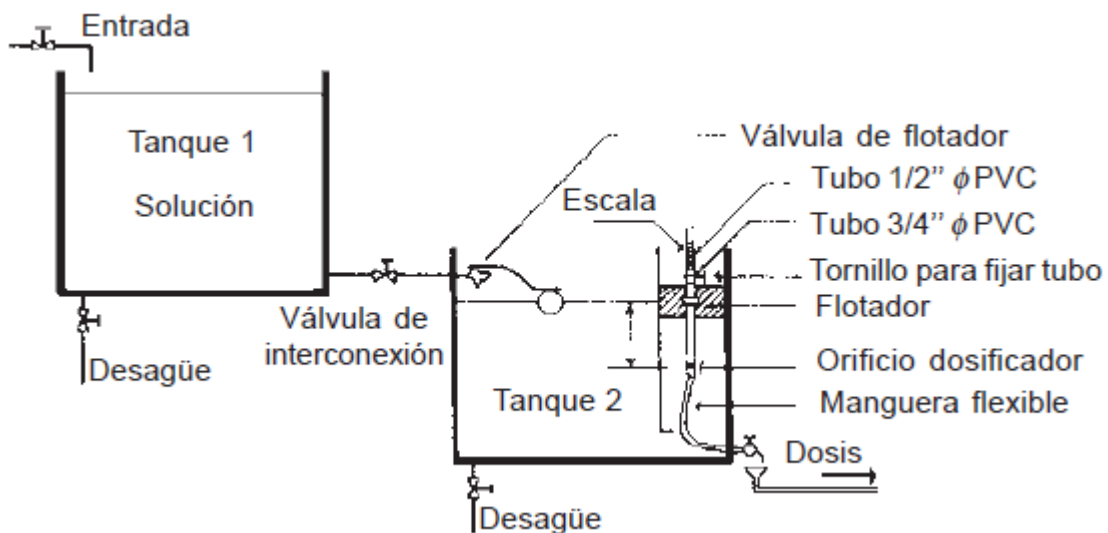


Figura 3.15 Sistema de dosificación en solución por gravedad de los sistemas de dosificación

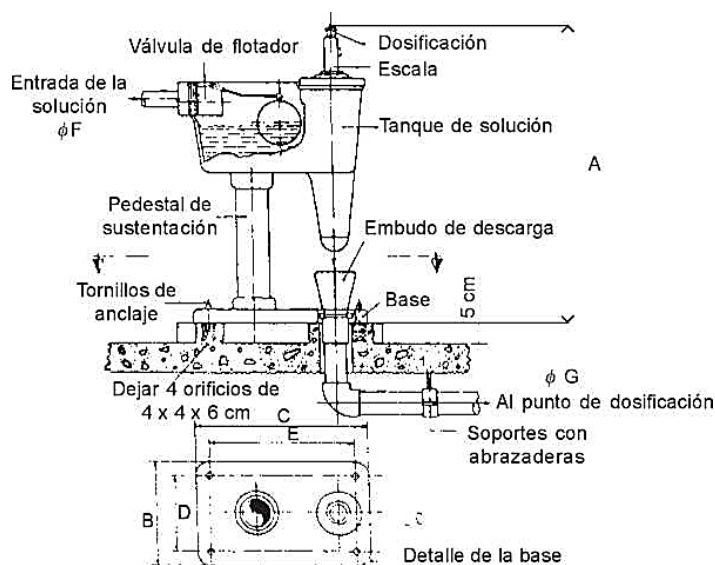
3.3.1.2.5 Dosificación en solución

Esta instalación se compone de un tanque de preparación de la solución y del sistema de dosificación, que puede ser por bombeo o por gravedad.

El tanque de solución se diseña con el volumen necesario para que brinde servicio durante un turno de operación (T). La duración de cada turno es normalmente de 8 horas.

Deben considerarse siempre dos unidades, una en operación y la otra en preparación, de manera que el cambio pueda ser rápido y la dosificación continúa.

En instalaciones grandes, para que los tanques no resulten demasiado voluminosos, se diseñan para concentraciones altas (10 ó 20%) y la concentración óptima se regula con una aplicación de agua adicional a la salida del dosificador. El caudal de agua adicional debe calibrarse con un rotámetro, para que la concentración de la solución sea exacta y corresponda a la óptima.



Dimensiones:

Tamaño	Capacidad	A	B	C	D	E	ϕF	ϕG
1	0 - 400 L/h	760	200	400	140	340	3/4"	1 1/2"
2	0 - 1.000 L/h	760	200	400	140	340	1"	1 1/2"
3	0 - 2.500 L/h	880	310	530	250	470	1 1/2"	2"
4	0 - 4.000 L/h	880	310	530	250	470	2"	2 1/2"

Medidas en milímetros

Figura 3.16 Cuadro para seleccionar la capacidad de dosificador por gravedad de orificio de carga constante

3.2.1.2.6 Saturadores de cal

Se emplean para producir una solución saturada de hidróxido de calcio, a fin de dosificar agua de cal. La gran ventaja de estas unidades, comparadas con la de dosificación de lechada de cal, es que se produce una solución con una cantidad muy reducida de sólidos insolubles en suspensión, por lo que no se incrementa la turbiedad del agua filtrada y no se producen depósitos de material sedimentable en el tanque de aguas claras.

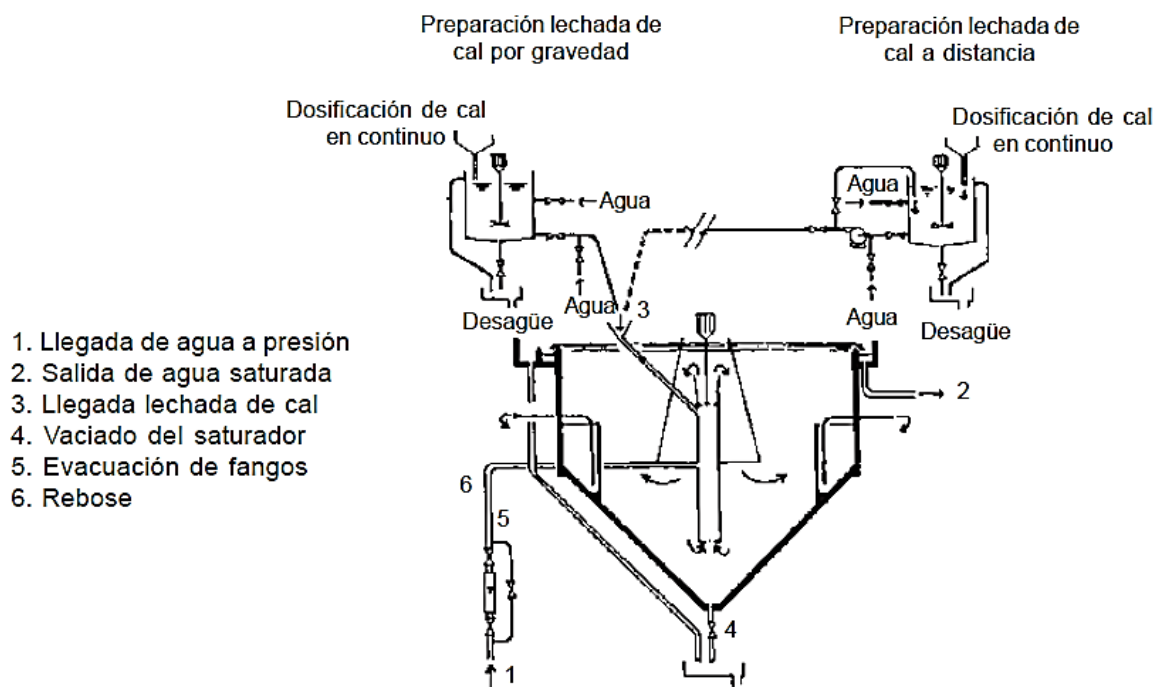


Figura 3.17 Saturado de cal dinámico

En general, el saturado consta de un tanque con fondo cónico o piramidal, donde se deposita la cal que va a ser disuelta. El agua se introduce por el fondo del tanque, mediante un tubo recto instalado en su interior, y es colectada en la superficie libre mediante canaletas o tubos perforados.

Se gradúa la dosificación mediante el ajuste del caudal de agua que se introduce en el saturado y la concentración de cal presente se determina a intervalos convenientes.

Se recomienda el uso de un hidrómetro en la entrada de agua a la unidad, tanto para determinar el caudal como para evaluar la cantidad de cal disponible en el saturado. Cuando

la cantidad de cal disponible es pequeña, la concentración de la solución es baja y es necesario aumentar la cantidad de agua e introducir más cal. Estas unidades pueden ser de tipo estático o dinámico (Figuras 3.17).

3.3.1.2.7 Criterios de diseño

El tanque debe dimensionarse de tal modo que se garantice una velocidad ascensional de 0,5 a 1,0 L/s/m² o una dosis de cal de 0,6 a 1,2 g/s/m²

El tanque debe ser suficientemente alto como para facilitar la distribución uniforme del agua introducida por el fondo.

Para el cálculo de la unidad, se requiere conocer la temperatura del agua y la solubilidad de la cal a esa temperatura. Para el dimensionamiento, se emplea la ecuación de balance de masas.

3.3.2 Mezcla rápida

Se denomina mezcla rápida a las condiciones de intensidad de agitación y tiempo de retención que debe reunir la masa de agua en el momento en que se dosifica el coagulante, con la finalidad de que las reacciones de coagulación se den en las condiciones óptimas correspondientes al mecanismo de coagulación predominante. La dosificación se realiza en la unidad de mezcla rápida; por lo tanto, estas condiciones son las que idealmente debe reunir esta unidad para optimizar el proceso.

En la coagulación por adsorción, las reacciones con aluminio que preceden a la neutralización de la carga son extremadamente rápidas y ocurren en milésimas de segundos cuando no hay formación de polímeros hidrolíticos de Al (III), y en un segundo cuando estos se forman. En cambio, la formación del precipitado de hidróxido de aluminio antes de la coagulación de barrido es lenta y se produce en un rango de 1 a 7 segundos.

Debido a la naturaleza de las reacciones involucradas en cada uno de estos modelos de coagulación, se deduce que para que ocurra la neutralización de la carga, es imperativo que los coagulantes sean difundidos en la masa de agua tan rápido como sea posible (menos de

0,1 seg), para que los productos que se desarrollan entre 0,01 y 1 segundo produzcan la desestabilización del coloide. Por el contrario, para la coagulación de barrido, la formación del hidróxido se produce en un rango de 1 a 7 segundos, por lo que es evidente que no es de crucial importancia disponer de tiempos de dispersión muy cortos o de altas intensidades de mezcla.

3.3.2.1 Medición de caudales

Para la medida de caudales líquidos en instalaciones con caudales menores a $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ debe proveerse de dispositivos preferentemente hidráulicos, se utilizarán medidores Parshall, Venturi o vertederos calibrados.

En sistemas más avanzados y de mayor capacidad pueden utilizarse sistemas como los contadores de turbina o de émbolo, caudalímetros de flotador, dispositivos creadores de presión diferencial unidos a transmisores eléctricos o neumáticos. Equipos más precisos son los contadores electromagnéticos, los sistemas de membrana, los sistemas basados en la medida de una capacidad eléctrica, y los dispositivos de medida de nivel por ultrasonidos.

3.3.2.2 Parámetros generales de diseño

- La intensidad de agitación, medida a través del gradiente de velocidad, puede variar de 700 a 1.300 s^{-1} o de 3.000 a 5.000 según el tipo de unidad seleccionada.
- El tiempo de retención puede variar de décimas de segundos a siete segundos, dependiendo de la concentración de coloides en el agua por tratar y del tipo de unidad seleccionada. De la concentración de coloides presente en el agua dependerá el tipo de mecanismo de coagulación resultante; esto es:

alta concentración de coloides → mecanismo de absorción o de neutralización de cargas

baja concentración de coloides → mecanismo de barrido.

3.3.2.3 Unidades hidráulicas

Entre los mezcladores de este tipo se pueden citar, entre los más utilizados por su simplicidad y eficiencia, los siguientes:

- canales con cambio de pendiente o rampas;
- canaletas Parshall;
- vertederos rectangulares y triangulares;
- difusores;
- inyectoros.

En los tres primeros mezcladores la turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico que causa un gradiente de velocidad de alrededor de 1.000 s^{-1} . Estas unidades tienen la ventaja de que, además, involucran la medición del caudal de ingreso a la planta.

Las unidades de resalto hidráulico son adecuadas para todo tipo de aguas; es decir, tanto para las que coagulan por el mecanismo de absorción o neutralización de carga como para las de barrido. Para las aguas que coagulan por el mecanismo de barrido, son adecuados todos los tipos de mezcladores, inclusive los retomezcladores, porque en este caso, para que el mecanismo de barrido se produzca, son más importantes las condiciones químicas (dosis de coagulante) que los parámetros de mezcla.

En los difusores e inyectoros se obtiene una eficiencia similar a la conseguida en las unidades de resalto hidráulico, pero con menores gradientes de velocidad; esto es, con menor disipación de energía durante el proceso. Esto se debe a que la homogeneización coagulante-masa de agua en estas unidades se consigue como consecuencia de la gran cantidad de puntos de aplicación del coagulante antes que de la agitación de la masa de agua. Otros tipos de mezcladores de patente como las denominadas unidades de mezcla en línea requieren gradientes de velocidad mayores, normalmente entre 3.000 y 5.000 s^{-1} .

La canaleta Parshall es adecuada exclusivamente para plantas de medianas a grandes ($Q \geq 500 \text{ L/s}$). El canal con cambio de pendiente se adecúa a cualquier rango de caudal, y los vertederos rectangular y triangular solo a caudales pequeños; el último, preferiblemente a caudales menores de 30 L/s .

3.3.2.4 Mezcladores de resalto hidráulico

Estas unidades son especialmente adecuadas para aguas que la mayor parte del tiempo están coagulando mediante el mecanismo de adsorción; es decir, aguas que presentan alta concentración de coloides. Los tipos más frecuentes tienen la ventaja de servir de unidades de medición de caudal y de unidades de mezcla rápida, por lo cual son muy populares (Figura 3.18).

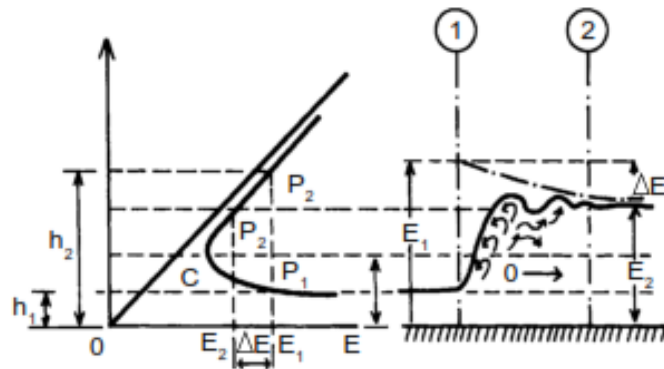


Figura 3.18 Resalto hidráulico

a) Parámetros de diseño

- Gradientes de velocidad entre 700 y 1.300 s⁻¹ y tiempos de retención menores de un segundo.

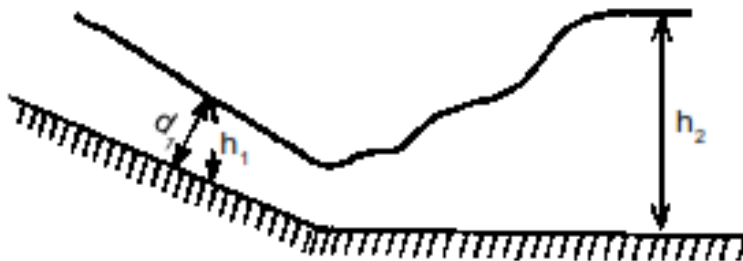


Figura 3.19 Descripción esquemática del criterio asumido

- Números de Froude (F) variables entre 4,5 y 9,0 para conseguir un salto estable, con excepción de la canaleta Parshall, que funciona mejor con números de Froude entre 2 y 3.

- El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia (inicio del resalto), en forma constante y distribuida de manera uniforme en toda la masa de agua.

b) Criterios para el dimensionamiento

- Se supone que h₁ es igual a d₁ (Figura 3.19).
- Las alturas de agua antes (h₁) y después del resalto (h₂) deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$h_2/h_1 = \frac{1}{2} [\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1] \quad (1)$$

Donde:

$$F = V_1 / g h_1 \quad (2)$$

$$V_1 = \text{es la velocidad en la sección} \quad (1)$$

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

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

- La longitud de resalto mediante la fórmula de Smetana:

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

- Gradiente de velocidad (G) producido:

$$G = [\gamma Q h_p / \mu V]^{0,5} \quad \text{ó} \quad [\gamma / \mu]^{0,5} \cdot [h_p / T]^{0,5} \quad (5)$$

- Tiempo de mezcla (T)

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

$$\gamma = \text{peso específico del agua (kg/m}^3\text{)}$$

$$\mu = \text{coeficiente de viscosidad absoluta}$$

$$Q = \text{caudal (m}^3\text{/s)}$$

$$h_p = \text{pérdida de carga (m)}$$

$$V = \text{volumen comprendido entre las secciones (1) y (2)}$$

$$V_1 = \text{velocidad del agua en la sección (1)}$$

$$V_2 = \text{velocidad del agua en la sección (2)}$$

Tabla 3.5 presenta los valores de $\sqrt{y/\mu}$ para diferentes temperatura

Temperatura (°C)	$\sqrt{y/\mu}$
0	2.336,94
4	2.501,56
10	2.736,53
15	2.920,01
20	3.114,64
25	3.266,96

Fuente: Ing. Lidia Vargas 2004 OMS

c) Modelos de comprobación

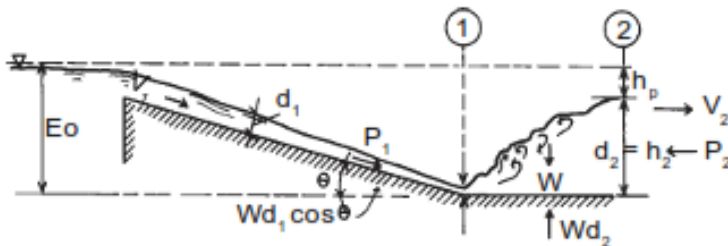


Figura 3.20 Canal rectangular con cambio de pendiente

Canal rectangular con cambio de pendiente o rampa. Un cambio de pendiente en un canal es uno de los medios más simples de producir un salto hidráulico con fines de mezcla.

Para comprobar si se están produciendo los valores recomendados de gradiente de velocidad y tiempo de retención una vez asumida la geometría del canal, es necesario calcular las alturas y velocidades conjugadas en las secciones (1) y (2) de la Figura 3.20.

Ecuación de momentos (7):

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

$$P_1 = 1/2 w d_1^2 \cos \theta \quad (8)$$

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

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

$$\text{Si } B_1 = B_2 \approx 1 \quad ; \quad F_F = 0; \quad F_1 = V_1 / \sqrt{g d_1}$$

$$d_2 / d_1 = a$$

Sustituyendo:

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

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

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

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

K = Factor de resolución de la ecuación

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

Una vez calculados h_1 y V_1 , se aplican los criterios generales indicados en la sección anterior.

3.3.3 Floculación

El objetivo del floculador es proporcionar a la masa de agua coagulada una agitación lenta aplicando velocidades decrecientes, para promover el crecimiento de los flóculos y su conservación, hasta que la suspensión de agua y flóculos salga de la unidad. La energía que produce la agitación del agua puede ser de origen hidráulico o mecánico. En este capítulo trataremos sobre el diseño de unidades de agitación hidráulica.

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

3.3.3.1 Parámetros y recomendaciones generales de diseño

Los gradientes de velocidad que optimizan el proceso normalmente varían entre 70 y 20 s^{-1} . En todo caso, en el primer tramo de la unidad el gradiente no debe ser mayor que el que se está produciendo en la interconexión entre el mezclador y el floculador.

- El gradiente de velocidad debe variar en forma uniformemente decreciente, desde que la masa de agua ingresa a la unidad hasta que sale.
- El tiempo de retención puede variar de 10 a 30 minutos, dependiendo del tipo de unidad y de la temperatura del agua. En las zonas tropicales, donde las aguas presentan temperaturas por encima de los 20 °C, el tiempo de floculación necesario suele ser más breve, alrededor de 15 minutos. En cambio, en los lugares fríos, donde el agua tiene temperaturas de 10 a 15 °C, generalmente el proceso se optimiza con tiempos de retención iguales o superiores a 20 minutos.
- Para que el periodo de retención real de la unidad coincida con el de diseño, ella debe tener el mayor número posible de compartimientos o divisiones.

- El paso del mezclador al floculador debe ser instantáneo y deben evitarse los canales y las interconexiones largas.
- El tiempo de retención y el gradiente de velocidad varían con la calidad del agua. Por lo tanto, estos parámetros deben seleccionarse simulando el proceso en el laboratorio con una muestra del agua que se va a tratar.
- Pueden operar indefinidamente sin riesgos de interrupción, debido a que solo dependen de la energía hidráulica. Por esta razón, son muy confiables en su operación.
- Por su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento, se considera a los floculadores como una tecnología apropiada para países en desarrollo.

3.3.3.2 Unidades de pantallas

Las unidades de pantallas son las más eficientes y económicas de todos los floculadores actualmente en uso. Debido a la gran cantidad de compartimientos que tienen, confinan casi perfectamente el tiempo de retención; el tiempo real es prácticamente igual al tiempo teórico cuando la unidad ha sido bien proyectada. En razón a que no se requiere energía eléctrica para su funcionamiento, el costo de producción es muy bajo.

En vista a su mayor eficiencia y menor costo, en el Japón se han reemplazado los floculadores mecánicos por hidráulicos y actualmente solo se diseñan unidades de este tipo.

3.3.3.2.1 Unidades de flujo horizontal

3.3.3.2.1.1 Parámetros y recomendaciones de diseño

- Recomendables para caudales menores de 100 litros por segundo. Pero se puede proyectar hasta 1000 l/s siempre y cuando se tenga terrenos económicos y áreas suficientes.
- Se proyectará un mínimo de dos unidades, salvo que la planta tenga alternativa para filtración directa, porque en ese caso, podrá darse mantenimiento al floculador durante los meses en que la planta opera con filtración directa.

- En este tipo de unidades predomina el flujo de pistón, por lo que se consigue un buen ajuste del tiempo de retención.
- Se pueden utilizar pantallas removibles de concreto prefabricadas, fibra de vidrio, madera, plástico, asbesto-cemento u otro material de bajo costo, disponibles en el medio y que no constituya un riesgo de contaminación. De esta manera, se le da mayor flexibilidad a la unidad y se reduce el área construida, disminuyendo por consiguiente el costo de construcción (Figura 3.21).

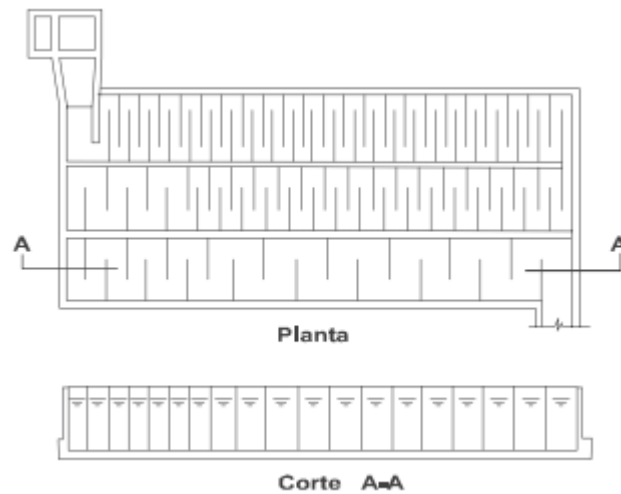


Figura 3.21 Floculador de pantallas de flujo horizontal

- Entre los materiales indicados para las pantallas, los que ofrecen mayor confiabilidad son la fibra de vidrio, el plástico, los tabiques de concreto prefabricados y la madera. En cada caso, la elección del material dependerá del tamaño de la planta, del costo del material y de los recursos disponibles. Si se empleara madera, se pueden disponer tabiques de madera machihembrada, tratada con barniz marino aplicado en varias capas, cada una en sentido opuesto a la anterior, de tal manera de formar una gruesa capa impermeabilizante. También puede emplearse madera revestida con una capa de fibra de vidrio. La unidad puede tener una profundidad de 1,00 a 2,00 metros, dependiendo del material utilizado en las pantallas.
- Se pueden utilizar también pantallas de asbesto-cemento, siempre y cuando no se tengan aguas ácidas o agresivas. Las aguas recomendables para utilizar este tipo de solución deben tener las siguientes características:



Figura 3.22 Floculador de pantallas de flujo horizontal

Donde:

I_a es el índice de agresividad, que es igual a:

$$I_a = \text{pH} + \log 10 (A \times D)$$

A = alcalinidad total como CaCO_3 en mg/L y

D = dureza como CaCO_3 en mg/L



Figura 3.23. Floculador de pantallas después del sismo

del decantador laminar, que también eran de asbesto-cemento. Principalmente a partir de esta



Figura 3.24. Pantallas de asbesto-cemento rotas

ellas.

En zonas sísmicas no se recomienda el empleo de planchas de asbesto-cemento. Durante el terremoto que ocurrió en el sur del Perú en el 2001 se quebraron todas las pantallas de la unidad de flujo horizontal de la Figura 3.22 En el primer plano de la Figura 3.23 se pueden ver los tanques de floculación sin pantallas.

En la Figura 3.24 se puede observar cómo quedaron las pantallas del floculador y del decantador laminar, que también eran de asbesto-cemento. Principalmente a partir de esta experiencia, de gran impacto económico, no recomendamos utilizar el asbesto-cemento para este fin en zonas de alto riesgo sísmico y de bajo nivel de operación, porque es un material muy quebradizo si no se manipula adecuadamente durante las labores de mantenimiento. Los operadores acostumbran caminar sobre las pantallas. En la Figura 3.25 se pueden ver las maderas que colocan para caminar encima de

- Con pantallas de asbesto-cemento, se recomienda diseñar unidades de máximo un metro de profundidad útil, colocando las pantallas con la dimensión de 1,20 metros en el sentido vertical.
- Si se usan pantallas de asbesto-cemento onduladas, se consigue disminuir un poco la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas (Figura 3.26). En este caso, se considera un coeficiente de fricción (n) de 0,03 para calcular la pérdida de carga en los canales. Cuando se utilicen placas de asbesto-cemento planas o de madera, los coeficientes deben ser 0,013 y 0,012, respectivamente.
- El coeficiente (K) de pérdida de carga en las vueltas varía entre 1,5 y 3,0. Se recomienda usar un coeficiente de 2 para este fin.



Figura 3.25. Floculador con pantallas de asbesto-cemento planas

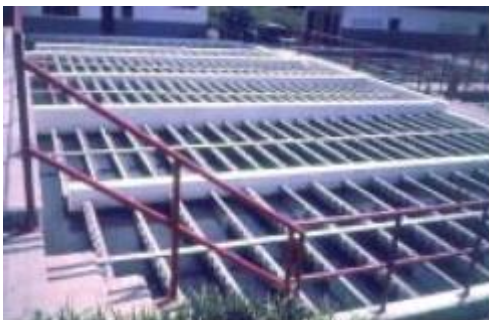


Figura 3.26. Floculador con pantallas de asbesto-cemento onduladas

- El espaciamiento entre el extremo de la pantalla y la pared del tanque es decir, el paso de un canal a otro se deberá hacer igual a 1,5 veces el espaciamiento entre pantallas.
- Dependiendo del tamaño de la unidad, deberá considerarse un punto de desagüe por unidad o uno por cada tramo.

3.3.3.2.1.2. Criterios para el dimensionamiento

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

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

Donde:

$\sqrt{\gamma/\mu} =$ relación que depende de la temperatura del agua

$hf =$ pérdida de carga total en m

$T =$ tiempo de retención en s

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

$$h_1 = \left[nv/r^{2/3} \right]^2 * l \quad (2)$$

$n =$ coeficiente de pérdida de carga de Manning. Con planchas corrugadas ($n = 0,03$),

$v =$ velocidad en los canales

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

$r =$ radio hidráulico del canal

$l =$ longitud total en el tramo (m)

$$h_2 = K \left(v^2 / 2g \right) * N \quad (3)$$

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

$N =$ número de vueltas o pasos entre canales.

a) Aplicación

Se requiere proyectar un floculador de pantallas para un caudal pequeño. Se simuló el proceso en el laboratorio para determinar los gradientes de velocidad y tiempos de retención óptimos y se obtuvieron los resultados que se indican en el gráfico de la Figura 3.28

Los resultados del estudio indican que se obtendría la mayor eficiencia con los gradientes de velocidad y los tiempos indicados en el cuadro 4.6.

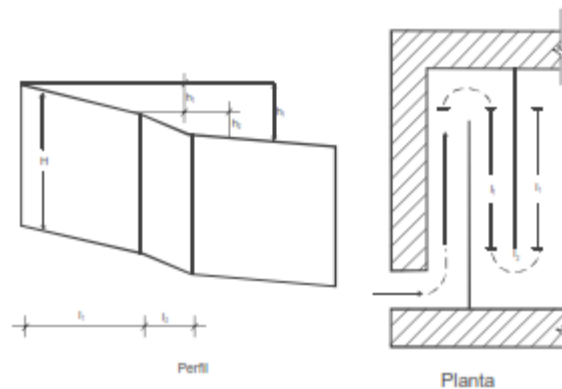


Figura 3.27 Comportamiento de la pérdida de carga de carga

Tabla 3.6. Parámetros óptimos de floculación

Tramos	Gradientes de velocidad (s ⁻¹)	Tiempos de retención (min.)
1	80	5
2	60	10
3	50	15
4	45	20

Fuente: Ing. Lidia Vargas Coordinadora. OMS.

3.4 Decantadores Laminar de placas paralelas

En este capítulo trataremos exclusivamente del diseño de las unidades de decantación de flujo laminar o de alta tasa. Los decantadores laminares pueden tratar caudales mayores en un área y estructura menor de la que requieren los decantadores convencionales y su eficiencia es superior. Comparándolos con las unidades de contacto de sólidos o decantadores de manto de lodos, que también son de alta tasa, no requieren energía eléctrica para su operación. Por todas estas ventajas, esta unidad es considerada como tecnología apropiada para países en desarrollo y para todo programa de mejoramiento de la calidad del agua que tenga como meta conseguir la mejor calidad al menor costo de producción; esto es, para la sostenibilidad de los proyectos.

3.4.1 Decantadores de placas

- Mediante la colocación de placas paralelas o módulos de diferentes tipos en la zona de sedimentación, se obtiene en estas unidades una gran superficie de deposición para los lodos, con lo cual se logra disminuir apreciablemente el área superficial de los tanques.

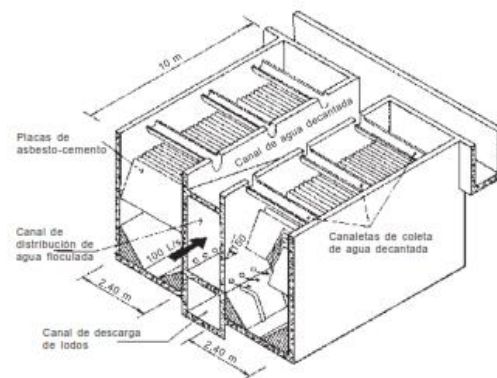


Figura 3.28. Decantador de placas paralelas

La diferencia básica entre los decantadores laminares o de alta tasa y los decantadores convencionales reside en que los primeros trabajan como su nombre lo indica con flujo laminar (número de Reynolds, $Nr < 500$) y los últimos con flujo turbulento (Nr entre 10.000

y 250.000). Esta diferencia teórica fundamental debe reflejarse en la forma como se diseñan unos y otros.

3.4.2 Parámetros y recomendaciones generales de diseño

- El parámetro de diseño más importante en las unidades de decantación es la velocidad de sedimentación de los flóculos, que depende fundamentalmente de las características del agua cruda y de la eficiencia del pre-tratamiento. Por esta razón, la velocidad de diseño debe determinarse experimentalmente para cada caso.
- Las cargas superficiales utilizadas en América Latina normalmente varían entre 120 y 185 m³/m²/d, con eficiencias de remoción por encima del 90% . En cada caso, es necesario efectuar un estudio de tratabilidad del agua, para determinar la tasa de decantación con la cual se podrán obtener 2 UN de turbiedad residual en el efluente. Este criterio obedece a recomendaciones de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA) para que los filtros puedan brindar un efluente exento de microorganismos patógenos y de huevos de *Giardia lamblia* y *Cryptosporidium*, habida cuenta de que solo el filtro puede eliminar a estos últimos cuando recibe un afluente de la calidad indicada.
- De acuerdo con investigaciones realizadas en prototipos, las unidades se pueden diseñar con Nr de hasta 500, sin que se obtengan disminuciones apreciables en la eficiencia alcanzada.
- En los decantadores laminares, el Nr es una consecuencia de la geometría de los elementos tubulares y de la velocidad del flujo en el interior de estos, y no una condición del proyecto. De acuerdo con este criterio que se va corroborando con la experiencia práctica indicada en el ítem anterior no es necesaria la obtención de un flujo laminar puro para mejorar la eficiencia del proceso.
- Al utilizarse el Nr en el límite máximo del rango laminar, se consigue ampliar la separación de las placas o la sección de los módulos, lo cual se refleja en una gran economía, al disminuir el número de placas o módulos empleados en la construcción de la unidad.

- La velocidad longitudinal media (V_o) en los elementos tubulares comúnmente se adopta entre 10 y 25 cm/min. En cada caso, es posible determinar la velocidad máxima del flujo mediante la expresión (1):

$$V_o \text{ máx.} = [Nr / 8]^{0.5} * V_{sc} \quad (1)$$

Donde V_{sc} = velocidad de sedimentación de las partículas

- Dada la gran cantidad de módulos que se precisan, es deseable que el material sea de bajo costo y muy resistente a la permanencia bajo el agua. Los materiales que se usan para este fin son las lonas de vinilo reforzadas con poliéster, el asbesto-cemento, el plástico y la fibra de vidrio.

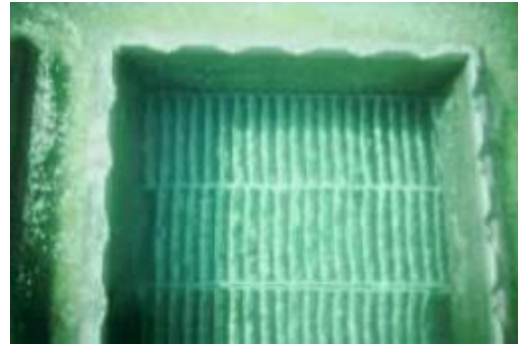


Figura 3.29. Módulos de decantación de fibra de vidrio

- Las lonas de vinilo reforzadas con hilos de poliéster de alta tenacidad son el material más usado actualmente por sus grandes ventajas: no producen pérdidas por rotura, el sistema de instalación es más sencillo y su duración es muchísimo mayor. Es un material muy confiable en zonas de alto riesgo sísmico.

- Tradicionalmente, en este tipo de unidades se han venido utilizando las planchas de asbesto-cemento por su alta disponibilidad, bajo costo y resistencia a la corrosión, con las siguientes dimensiones: 1,20 metros de alto por 2,40 metros de largo, con espesores de un centímetro o de 6 y 8 milímetros, siempre y cuando hayan sido fabricadas con fibras largas de asbesto. Las restricciones de calidad de agua para su empleo son las mismas que se dieron en el capítulo anterior.

- También se utilizan módulos de plástico y de fibra de vidrio prefabricados por su facilidad de instalación. Al elegir el plástico, debe consultarse con el fabricante su resistencia a la exposición directa a los rayos solares. Los módulos prefabricados, tanto los de plástico como los de fibra de vidrio, normalmente son muy delgados y se destruyen fácilmente



Figura 3.30. Módulos de decantación de plástico deteriorados

al ser sometidos a una operación normal de lavado con agua a presión. En la foto de la Figura 3.29 se puede percibir que con solo dos meses de operación los módulos de fibra de vidrio ya empiezan a deformarse y en la figura 3.30 se puede ver cómo terminan los de plástico al cabo de unos años.

3.4.3 Decantadores de flujo ascendente

Para optimizar el funcionamiento de estas unidades, debemos considerar en el proyecto estructuras de entrada, salida, almacenamiento y extracción de lodos correctamente concebidas, a través de las cuales se debe vehicular el agua para lograr el mejor comportamiento y la máxima eficiencia de la unidad. Múltiples evaluaciones han permitido determinar que la eficiencia de este tipo de decantador está estrechamente ligada al comportamiento hidráulico de la unidad.

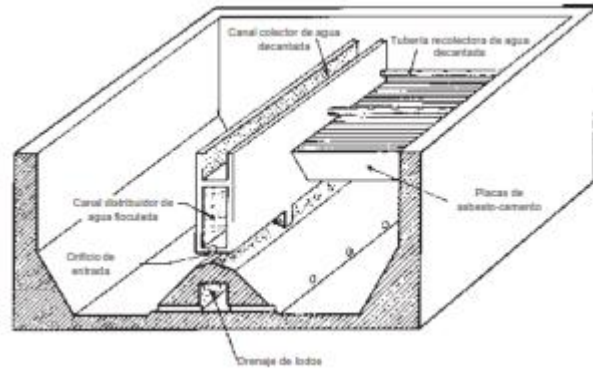


Figura 3.31. Decantador de placas de flujo ascendente

a) **Zona de entrada.** Canal o tubería que distribuye de manera uniforme el agua floculada al módulo de placas. Véase el segundo piso del canal central en la Figura 3.31.

b) **Zona de decantación.** Mediante pantallas paralelas de lona, planchas de asbesto-cemento, fibra de vidrio, etcétera.

c) **Zona de salida.** Sistema de recolección del agua decantada mediante canaletas, tuberías perforadas (véase la Figura 3.31) o vertederos perimetrales, dependiendo del tamaño o capacidad de la unidad.

d) **Zona de depósito y extracción de lodos.** Tolvas de almacenamiento continuas y múltiples. Sistema hidráulico de extracción uniforme de lodos, mediante colector múltiple y sifones.

3.4.3.1 Zona de entrada

Esta zona tiene como objetivo distribuir el caudal de manera uniforme a todas las unidades que operan en paralelo y a lo largo del módulo de placas. Esta función la desempeñan dos canales con diferente ubicación.

3.4.3.1.1 Criterios de diseño

- Si se proyectan canales de sección variable, se consigue distribuir el caudal de manera uniforme a varias unidades, para que la velocidad se mantenga constante.
- La sección del canal puede tener ancho constante y profundidad variable o ancho variable y profundidad constante.
- Se puede admitir una desviación de caudales de 5% entre la primera y la última compuerta u orificio lateral de distribución, lo cual se comprueba mediante la aplicación de los criterios de Hudson.
- El coeficiente de pérdida de carga total en las compuertas (β) está dado por la siguiente expresión:

$$\beta = 1 + \theta + (V_c / VL)^2 \cdot \phi \quad (1)$$

Donde:

- 1 = pérdida de carga debida a la disipación de energía en el lateral
 - θ = coeficiente de pérdida de carga en la entrada. En canales cortos como los que se diseñan en las plantas de tratamiento de agua, el valor de este coeficiente es de $\theta = 0,7$
 - ϕ = coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente, $\phi = 1,67$
 - V_c = velocidad en el canal o tubo principal de distribución en m/s
 - VL = velocidad en los laterales: compuertas o tuberías laterales que reciben el caudal distribuido en m/s
- La velocidad real en los laterales (VL1) se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$VL = \frac{Qt}{AL \cdot \sqrt{\beta_1} \left(\sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{\beta_i}} \right)} \quad (2)$$

Donde:

Qt = caudal total por distribuir (m³/s)

AL = área de cada uno de los orificios de las compuertas o de los tubos laterales de distribución (m²)

- Para comprobar el gradiente de velocidad medio (G) en los orificios o secciones de paso, se empleará la siguiente expresión (6):

$$G = (\gamma/2\mu g)^{0,5} \cdot (f/4 R_H)^{0,5} \cdot VL^{1,5} \quad (3)$$

Donde:

γ = densidad del agua en kg/cm³

R_H = radio hidráulico de la sección en m

μ = viscosidad absoluta (kg/cm² x seg)

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

$$hf = \beta VL_n^2 / 2g \quad (4)$$

hf = pérdida de carga en m

VL_n = velocidad real en el lateral número n en m/s



Figura 3.32 Canal de distribución a varios decantadores

3.4.3.2 Zona de sedimentación

3.4.3.2.1 Criterios específicos

- Esta zona se proyecta sobre la base de la tasa de decantación seleccionada durante el estudio de laboratorio efectuado con el agua cruda. La muestra debe tomarse durante el periodo lluvioso, para que los resultados de estas pruebas, que constituyen los



Figura 3.33 Zona de decantación mediante módulos de asbesto-cemento

parámetros de diseño del proyecto, correspondan a las necesidades de la época más crítica.

- Las lonas que se utilizan como placas son de vinilo y reforzadas con hilos de poliéster de alta tenacidad (KP 500 ó 1.000), recubiertas por ambos lados con PVC de formulación especial; con bastas en todo el contorno y cabos o refuerzos metálicos internos, por lo menos en los laterales y en la parte inferior. Estarán provistas de ojalillos de aluminio en las cuatro esquinas, los que servirán para templarlas y fijarlas convenientemente, mediante pasadores de plástico, a perfiles de aluminio, ubicados en las paredes de los canales laterales. Véase el detalle de la instalación en la figura 3.34

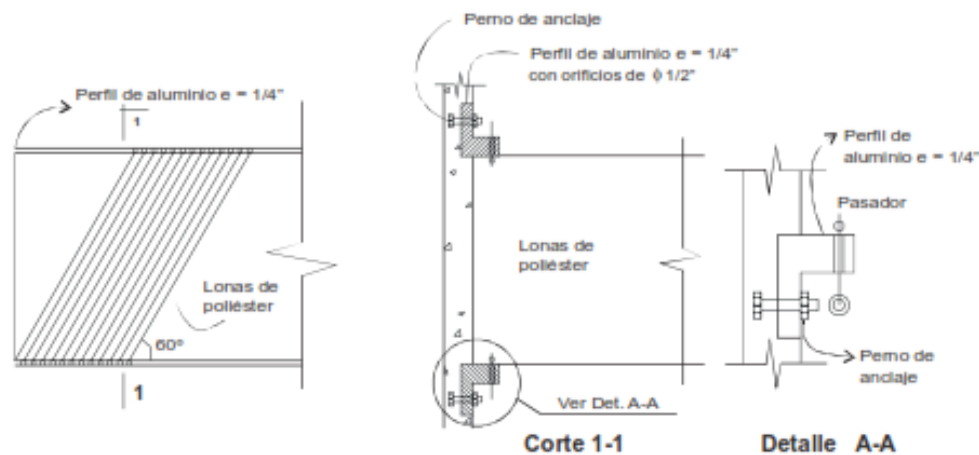


Figura 3.34. Instalación de las lonas de vinilo

- Los perfiles de aluminio que se empotran en las paredes laterales son de 90°, 1/4" de espesor y 5 centímetros de ancho con orificios de un centímetro de diámetro, separados a partir del extremo de acuerdo con el espaciamiento calculado en el proyecto (10, 12 ó 14 centímetros). El perfil superior se ubicará a 1,30 metros del borde superior del decantador, de tal manera que el nivel máximo del módulo de decantación tenga un metro de sumergencia. Las lonas se instalarán

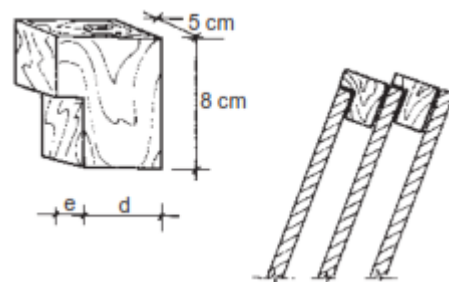


Figura 3.35. Separadores para placas de asbesto-cemento

formando un ángulo de 60° con el plano horizontal, por lo que el perfil inferior se colocará paralelo al anterior, a una distancia de 1,04 metros y con los orificios dispuestos en forma similar.

- Las láminas de asbesto-cemento de 6 milímetros de espesor y 2,40 metros de largo se pandean y producen una flecha de hasta 5 centímetros cuando están inclinadas a 60° y soportadas solo en sus extremos.
- Esto se resuelve colocando uno o dos separadores al centro de las placas, de forma que se apoyen unas sobre las otras, con lo que se evita una deflexión excesiva. Estos separadores pueden ser de madera o de asbesto-cemento (Figura 3.35).

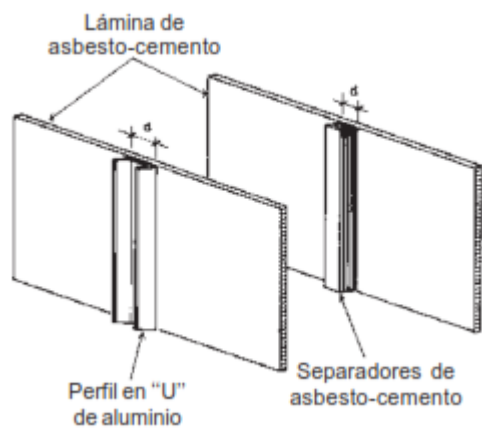


Figura 3.36. Otros tipos de separadores de placas

- Los separadores de asbesto-cemento constan de tiras de 5 a 6 centímetros de ancho y 10 milímetros de espesor, adheridas con pegamento a las láminas para su mayor estabilidad. También se usan perfiles en “U”, asegurados con tornillos, aunque es suficiente la sola presión de una placa sobre la otra para conservar los separadores en su posición (Figura 3.36).

El apoyo de las placas en sus extremos se ha efectuado de varias formas. Una de las más difíciles de llevar a la práctica, dependiendo de la calidad de mano de obra disponible, consiste en efectuar ranuras longitudinales de 4 a 5 centímetros de profundidad e inclinadas en 60°, en los muros que limitan el ancho de la zona de decantación.

- Otro sistema de colocación de placas consiste en empotrar un perfil de 2" x 2" x 1/4", debidamente protegido contra la corrosión, con

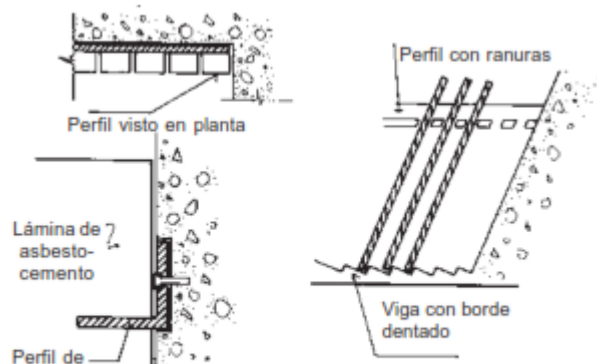


Figura 3.37. Detalle de instalación de placas de asbesto- cemento con perfiles

ranuras convenientemente dispuestas para sujetar las láminas en la parte superior. Se dejará una saliente de unos 10 centímetros en los muros para sujetar las láminas en el extremo inferior (Figura 3.37).

En algunos casos, solamente se colocarán apoyadas en la parte baja y con separadores en el medio de las láminas.

- En plástico se han adoptado las formas tubulares de sección cuadrada, hexagonal o circular, que constituyen los denominados módulos patentados (figuras 3.38).
- Los módulos patentados se fabrican normalmente de plástico o de fibra de vidrio. El plástico es el material ideal para este fin por su poco peso. Como su costo es muy alto, los módulos de este material tienen de 0,50 a 0,60 metros de altura y están hechos de láminas muy delgadas para disminuir su peso y, por consiguiente, también el costo de transporte.
- Los módulos dan mayor resistencia estructural al conjunto, pero hidráulicamente tienen desventajas con respecto a las placas. A igualdad de condiciones (inclinación y longitud relativa), las secciones tubulares cuadradas o circulares producen cargas superficiales equivalentes más altas que las de placas. Debido a la poca altura de los módulos, decrece el valor de la profundidad relativa del decantador, que es de 10 a 12 en este caso, mientras que con las placas es de 20 a 24, lo cual incrementa la tasa superficial de la unidad en 50 a 60% por este solo concepto.



Figura 3.38. Módulos de decantación de sección hexagonal

3.4.3.2.2 Criterios para el dimensionamiento

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

$$A_s = Q / fV_s \quad (5)$$

$$f = \frac{\text{sen } \theta}{\text{sen } \theta + L \text{ Cos } \theta} / s$$

Donde:

Q = caudal en m³/ds

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

L = longitud relativa

S = módulo de eficiencia de placas

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

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

Donde:

l_u = longitud útil dentro de las placas

d = espaciamiento entre las placas

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

$$N = A_s \operatorname{sen} \theta / B d \quad (7)$$

Donde:

B = Ancho total neto de la zona de decantación

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

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

Donde:

ν = viscosidad cinemática en m^2/s

V_o = velocidad media del flujo en m/s

RH = radio medio hidráulico en m.

3.4.3.3 Zona de salida

3.4.3.3.1 Criterios generales

- La uniformidad en la ascensión del flujo depende tanto de las características de la zona de entrada como de la de salida.

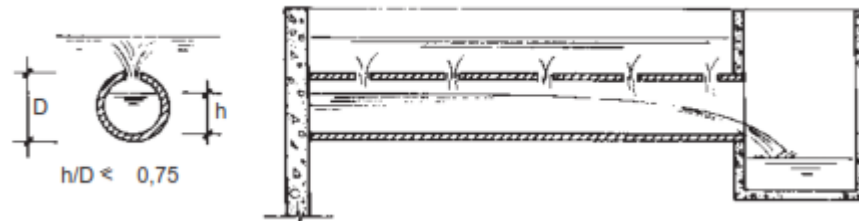


Figura 3.39. Canal central y tuberías laterales de recolección de agua decantada

- Para conseguir una extracción uniforme, se puede diseñar ya sea un canal central recolector y canales laterales (Figura 3.39), un canal central y tuberías laterales perforadas o un canal central y vertederos laterales (Figura 3.40).



Figura 3.40. Vertederos de recolección regulables

- No es recomendable diseñar vertederos fijos de bordes lisos, porque cualquier desigualdad en los bordes produce apreciables desigualdades en la cantidad de agua extraída.

En los bordes de los vertederos de concreto deben empernarse láminas de acero o PVC dentadas (con vertederos) o de bordes lisos, que trabajen con tirantes de agua de 5 a 10 centímetros. Esta solución permitirá nivelarlos en obra (figura 3.40).

- Tubos con perforaciones en la parte superior dan excelentes resultados cuando todos los orificios son de igual diámetro, con una carga de agua sobre estos de 5 a 10 centímetros y descarga libre hacia un canal central o canales laterales; el tubo no debe trabajar a sección llena. Esta última condición es básica para obtener una extracción equitativa del flujo.

3.4.3.3.2 Criterios para el dimensionamiento

- La longitud de vertederos de recolección (lv) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$lv = Q/q_r \quad (9)$$

Donde:

Q = caudal de diseño del decantador en L/s

q = tasa de diseño de los vertederos, que varía entre 1,1 y 3,3 L/s x m de longitud de vertedero.

Los valores de q cercanos a 1,10 L/s x m se recomiendan para flóculos débiles o par plantas con operación poco confiable, y valores cercanos a 3,30, para casos de flóculos grandes, pesados y con buen nivel de operación.

- La distancia máxima entre los vertederos de recolección (d) es una función de la profundidad (h) de instalación de los módulos o placas, y es inversamente proporcional a la tasa de escurrimiento superficial.



Figura 3.41 Sistema de recolección mediante tuberías perforadas

$$d/h = 432/V_s \quad (10)$$

Donde:

V_s = velocidad ascensional del agua o tasa de escurrimiento superficial en $m^3/m^2/d$

En el gráfico de la figura 3.42 se encuentra representada la variación de d/h con V_s .

- Cuando la recolección se efectúa mediante tuberías con perforaciones, se recomienda determinar la longitud de tubería mediante la ecuación 9, el distanciamiento máximo centro a centro mediante el criterio de la ecuación 10 y, para que la colección sea uniforme, el diámetro de los orificios y del tubo se determinarán a partir de la expresión 11.

$$V_c/V_o = nA_o/A_c \leq 0,15 \quad (11)$$

Donde:

n = número de orificios. Se calcula de acuerdo con la longitud del tubo, con un espaciamiento de 0,10 metros

A_o = área de los orificios, normalmente $\frac{1}{2}$ "

A_c = área del tubo

V_o = velocidad en los orificios en m/s

V_c = velocidad en la tubería en m/s

Esta relación de velocidades o de secciones asegura una desviación $\leq 5\%$ (véase el ábaco de la figura 3.44). Se recomienda, además, una altura de agua de 5 a 10 centímetros sobre los orificios

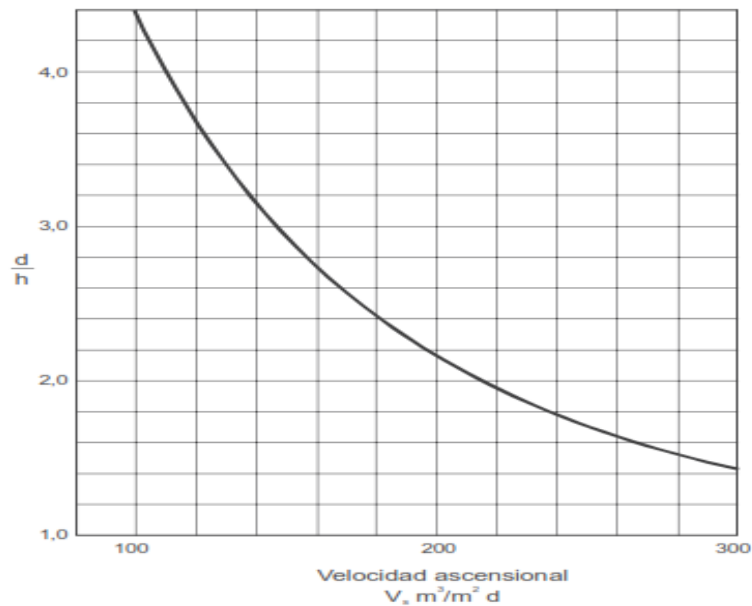
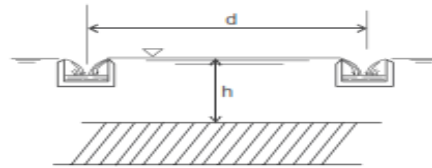


Figura 3.42. Relación de la distancia máxima entre las canaletas de agua decantada versus la profundidad de agua en función de la tasa de escurrimiento superficial

3.4.3.4 Zona de lodos

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

La otra solución que se desarrolla es la de tolvas continuas y extracción hidráulica de los lodos mediante sifones.

3.4.3.4.1 Tolvas separadas y colector múltiple

3.4.3.4.1.1 Criterios de diseño

- En las tolvas separadas, la separación entre orificios está dada por la configuración de las tolvas y el número de estas (Figura 3.43).
- El volumen total de almacenamiento disponible en las tolvas está relacionado con la producción diaria de lodos. Normalmente se adopta un periodo de almacenamiento de un día y la frecuencia máxima de descargas en época de lluvia es de cuatro horas.
- Las mejores condiciones hidráulicas se consiguen “atolvando” los fondos, de modo que se tenga una tolva por cada boca de salida, con lo cual se consigue, además, tener orificios de descarga de mayor diámetro, lo que disminuye el riesgo de atoros. Como el lodo presiona el punto de salida, la tolva se vacía totalmente (Figura 3.44). La viga ubicada debajo de las placas y las columnas se debe a que el módulo era de placas de asbesto- cemento

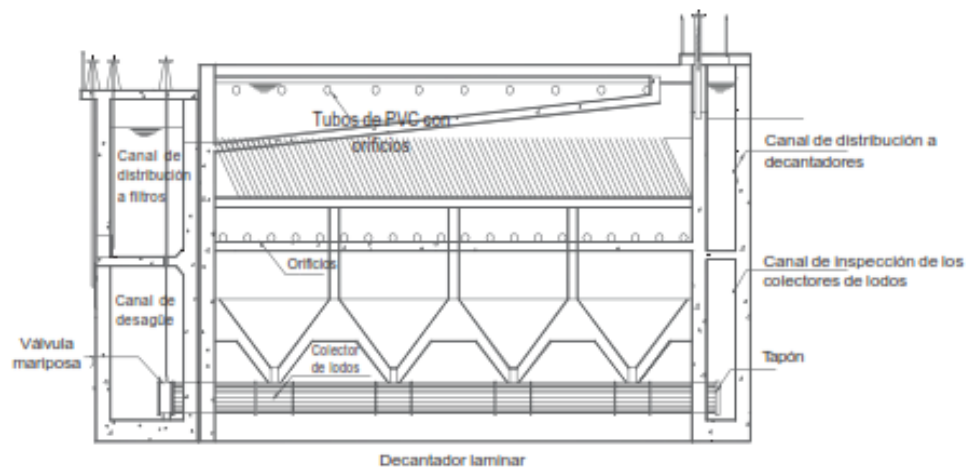


Figura 3.43. Tolvas separadas y colector múltiple

- La pendiente de las tolvas debe estar entre 45° y 60° y la sección debe ser aproximadamente cuadrada.
- El diámetro del colector múltiple se incrementa en función de su longitud total, y el diámetro es modificado por el número de orificios de extracción.
- La extracción de lodos debe ser equitativa y se puede admitir una desviación máxima de 10%.
- La distribución del flujo entre los orificios depende de la relación entre la suma de las secciones de todos los orificios de descarga ($n A_o$) y la sección del dren (A). Experimentalmente, se encontró que, para que la desviación (δ) de flujo entre los orificios extremos no sea mayor de 10%, R debe variar entre 0,40 y 0,42. Véase el ábaco de la figura 3.44

$$R < 0,42$$

(12)

De acuerdo al ábaco de la Figura 3.45, para que la desviación (δ) entre los orificios extremos del colector no sea mayor de 10%, se debe cumplir la siguiente relación:

$$\delta = n AL A = \leq 0,50$$

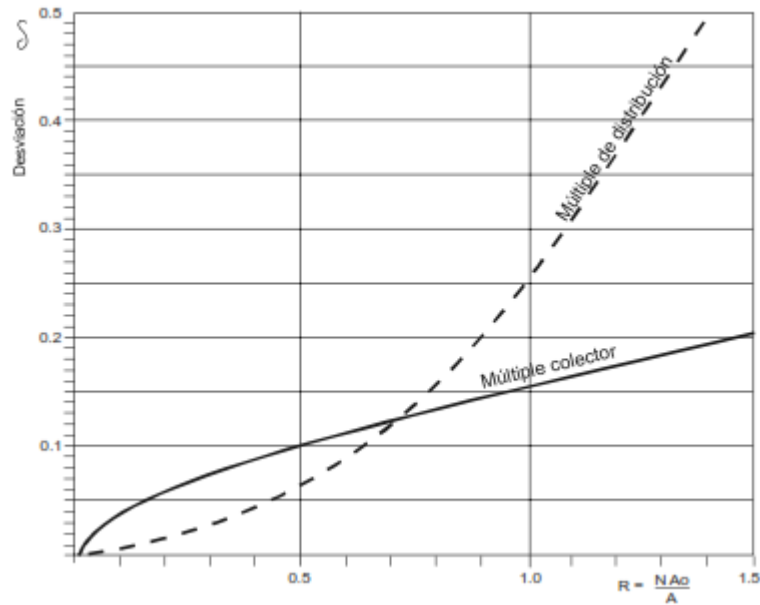


Figura 3.44 Canalización con múltiples laterales

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

3.4.3.4.1.2 Criterios de dimensionamiento

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

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

Donde:

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

H = carga hidráulica en m

V_a = velocidad de arrastre del lodo

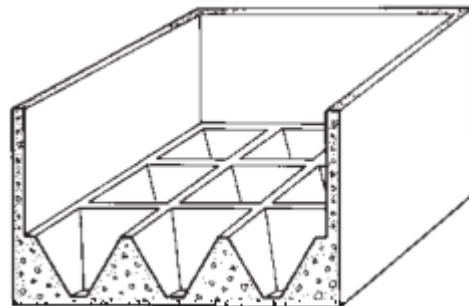


Figura 3.45. Sistema de tolvas separadas

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

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

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

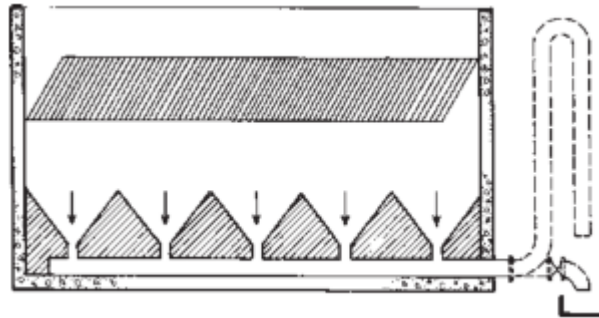


Figura 3.46 Colector múltiple con orificios y tolvas separadas

Donde:

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

N = número de orificios o de tolvas

D = diámetro de los orificios en m

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

$$QL = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2gh} \quad (15)$$

Donde:

C_d = coeficiente de descarga

A = sección del colector en m²

g = aceleración de la gravedad en m/s²

H = carga hidráulica en m

3.4.3.4.2 Canal central con sifones y tolvas continuas

3.4.3.4.2.1 Criterios de diseño

- En las tolvas continuas el cálculo del espaciamiento es un poco más sofisticado, pues se debe tener en cuenta la esfera de influencia alrededor del orificio, dentro del cual la velocidad del flujo que confluye al punto de salida es capaz de producir arrastre de partículas sedimentadas.
- El canal de descarga de lodos de la Figura 4.47 debe dimensionarse de modo que el escurrimiento en su interior sea libre. En general, se requiere entrada y salida de aire, lo cual se consigue colocando una tubería de ventilación en los extremos. En estas condiciones, los colectores individuales dispuestos a lo largo del canal, descargarán libremente el lodo en el interior de este, pues todos estarán sometidos a la misma carga hidráulica (h).

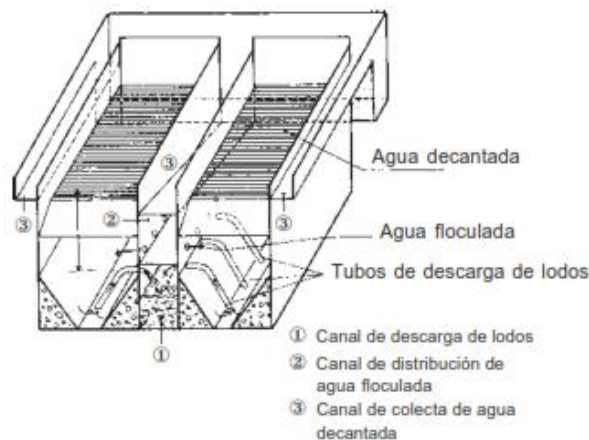


Figura 3.47 Canal de extracción de lodos mediante sifones

3.4.3.4.2.2 Criterios de dimensionamiento

- El caudal en un tubo corto está dado por la siguiente expresión:

$$q = C_d \cdot A \sqrt{2g h} \quad (16)$$

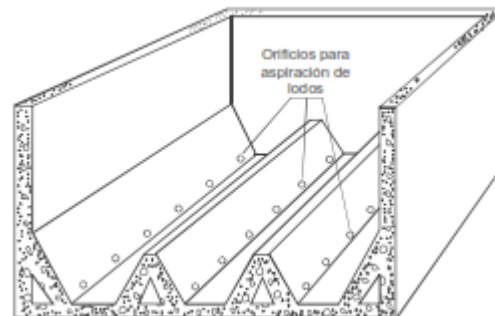
El coeficiente de descarga (C_d) se selecciona del cuadro 3.7. en función de la relación L/D , donde L es la longitud del sifón y D su diámetro.

Tabla 3.7 Valores de C_d en función de L/D

L/D	C_d
300	0,33
200	0,39
100	0,47
90	0,49
80	0,52
70	0,54
60	0,56
50	0,58
40	0,64
30	0,70
20	0,73

Fuente. Ing. Lidia Vargas OMS.

- En el caso de la Figura 3.48 se tiene una sola tolva continua en el sentido longitudinal de la unidad, pero, como se puede apreciar en la Figura 3.48, dependiendo del área de la unidad, se pueden tener varias tolvas continuas. La extracción de los lodos se puede hacer mediante sifones o por medio de orificios en el fondo.
- Es necesario considerar el número, diámetro y espaciamiento de los orificios de drenaje.
- La distancia (x) entre los orificios de descarga debe ser tal que la velocidad mínima de arrastre de los lodos (V_a) no sea menor de un cm/s.
- El canal debe funcionar con la superficie **Figura 3.48** Sistema de tolvas continuas expuesta a la presión atmosférica, para que los sifones trabajen con descarga libre al canal y la recolección se realice equitativamente, al estar todos los pequeños sifones sometidos a la misma carga hidráulica (h) (figura 3.48).
- Distancia máxima entre tubos laterales de 0,90 m.
- Diámetro mínimo de los sifones laterales de 1 ½”.
- Caudal mínimo por lateral de 3 L/s.



- Velocidad mínima en el lateral de 3 m/s.
- Para mantener el régimen de descarga libre en el canal, se debe diseñar un ducto de entrada de aire con la sección adecuada, para que compense el volumen de aire arrastrado por el agua.

3.5 Batería de filtros de tasa declinante y lavado mutuo

Los filtros son las unidades más complejas de una planta de tratamiento de agua. Su correcta concepción depende de la interrelación que exista entre las características de la suspensión afluyente y los rasgos del medio filtrante, para que predominen los mecanismos de filtración apropiados que darán como resultado la máxima eficiencia posible. El trabajo experimental mediante un filtro piloto es la forma más segura de seleccionar las características de la unidad y los parámetros de diseño para una suspensión determinada.

El segundo punto en importancia para optimizar el diseño del filtro es un buen conocimiento de la hidráulica de la unidad. Las evaluaciones efectuadas de estas unidades en toda América Latina indican que es en este terreno que se suelen inscribir las deficiencias más notables en la concepción de los proyectos.

La concepción de estas unidades varía dependiendo de las características de la suspensión por filtrar, por lo que podemos diferenciar las unidades que filtran agua decantada de las que reciben agua coagulada o brevemente floculada. En el primer caso, se tratará de las baterías de filtros que integran una planta de filtración rápida completa y, en el segundo, de una planta de filtración directa.

En este documento se han reunido y sintetizado los criterios más importantes para efectuar el correcto dimensionamiento de las baterías de filtros de tasa declinante y lavado mutuo.

3.5.1 Ventajas de las baterías de filtros de tasa declinante y lavado mutuo

Las baterías de filtros de tasa declinante y lavado mutuo se consideran como tecnología apropiada debido a que reúnen las siguientes ventajas sobre otros sistemas de filtración en uso:

- No requieren una carga hidráulica muy grande para operar. Los filtros de tasa constante operan con una carga hidráulica de 1,80 a 2 metros para completar una carrera de operación de 40 a 50 horas en promedio. En estas mismas condiciones, normalmente una batería de filtros operando con tasa declinante requiere una carga similar a la que necesitaría si estuviera operando con tasa constante, dividida por el número de filtros que componen la batería.



Figura 3.49. Batería de filtros de tasa declinante y lavado mutuo

- No tienen galería de tubos. El transporte del agua decantada, filtrada, el agua para el retrolavado de los filtros y el desagüe del agua de lavado se efectúan mediante canales. En la



Figura 3.50 Baterías de filtros de tasa declinante con galería de tubos

Figura 3.49 se puede observar un sistema pequeño que consta de seis filtros de arena sola.

Normalmente el agua filtrada también se traslada mediante canales, uno de aislamiento y otro que conecta entre sí la salida de todas las unidades. Estos canales se encuentran inmediatamente después de las cajas de los filtros. Sin embargo, también se

proyectan baterías de este tipo con galería de tubos como la que podemos observar el Figura 3.50. La galería de tubos está descubierta al lado derecho de las cajas de los filtros.

- No se requiere tanque elevado ni equipo de bombeo para efectuar el retrolavado de un filtro. A través del canal de interconexión y debido a un especial diseño hidráulico del

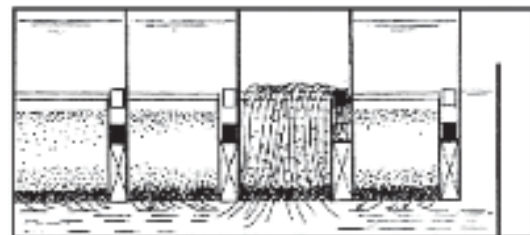


Figura 3.51. Movimiento del agua durante el lavado de un filtro

sistema, el agua producida por lo menos por tres filtros retrolava a una unidad. En la Figura 3.51 se puede observar este proceso cuando el falso fondo actúa como canal de interconexión.

- Debido al especial diseño hidráulico de estos sistemas, el operador solo debe cerrar el ingreso de agua decantada y abrir la salida de agua de lavado para que el lavado se produzca en forma automática y con la expansión correcta (25 a 30%).
- No se requiere instrumental sofisticado ni consolas o pupitres para la operación, aunque en las plantas grandes se los suele incluir.



Figura 3.52 Batería de filtros de 1,0 m³/s de capacidad

- En la Figura 3.52 se muestra una batería de este tipo de 1,0 m³/s de capacidad, la cual hace parte de una planta de 6,3 m³/s, con accionamiento automático de válvulas y pupitres de operación.



Figura 3.53. Sistema de filtración de tasa declinante y lavado mutuo

- En la Figura 3.53 se puede apreciar una batería doble de filtros de tasa declinante y lavado mutuo, de 2,5 m³/s de capacidad de producción, de mayor tamaño que la anterior, con operación manual.

- La batería de filtros opera bajo el principio de vasos comunicantes. Las unidades están intercomunicadas por la entrada a través del canal de entrada

y también del canal de interconexión en la salida. Por esta característica, las unidades presentan todos los mismos niveles y es posible controlar el nivel máximo de toda la batería, con un solo vertedero-aliviadero en el canal de entrada.

3.5.2 Descripción de una batería de tasa declinante y lavado mutuo

Al igual que en el caso de los decantadores laminares, tenemos soluciones para plantas pequeñas y grandes. En la Figura 3.54 podemos apreciar el corte de un filtro de una batería de tasa declinante para una planta de mediana a grande.

1) **Caja del filtro.** Es la parte más importante de la unidad. Podemos apreciar del fondo hacia arriba: el falso fondo, el drenaje generalmente del tipo de viguetas prefabricadas de concreto, la capa soporte de grava, el lecho filtrante, las canaletas secundarias de lavado y el canal principal de lavado, que recibe el agua del retrolavado colectada por las canaletas secundarias. Por encima de este nivel se ubican las cargas de agua necesarias para el funcionamiento de la batería (carga hidráulica para el lavado y carga hidráulica para el proceso de filtrado), las cuales determinan la profundidad total de la caja del filtro y se limitan mediante vertederos.

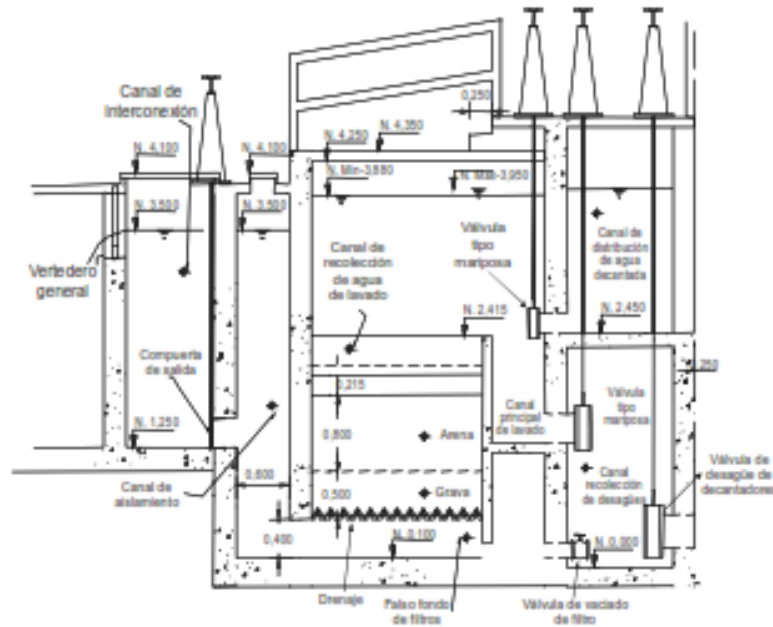


Figura 3.54. Corte de un filtro para plantas de medianas a grandes

2) **Canal de distribución de agua decantada.** Alimenta las cajas de los filtros a través de las válvulas de entrada de cada unidad. En la parte superior de este canal se ubica el vertedero que limita la carga hidráulica máxima disponible para la operación con tasa declinante de la batería de filtros.

3) **Canal de desagüe de agua de retrolavado.** Ubicado debajo del anterior, recibe el agua del retrolavado de los filtros. En este canal se acostumbra reunir también los desagües de los decantadores (véase la válvula al lado derecho del canal de la figura 3.54 y floculadores, por lo que constituye el canal emisor de la planta.

4) **Canal de aislamiento.** Recibe este nombre porque tiene la función de aislar una unidad del resto de la batería, cerrando la válvula de entrada y la compuerta de salida que comunica con el canal de interconexión ubicado a su izquierda. Este canal se localiza contiguo a la caja del filtro y se comunica con ella a través del canal del falso fondo en toda su sección, lo cual permite una distribución pareja del agua de lavado a todo lo ancho del drenaje.

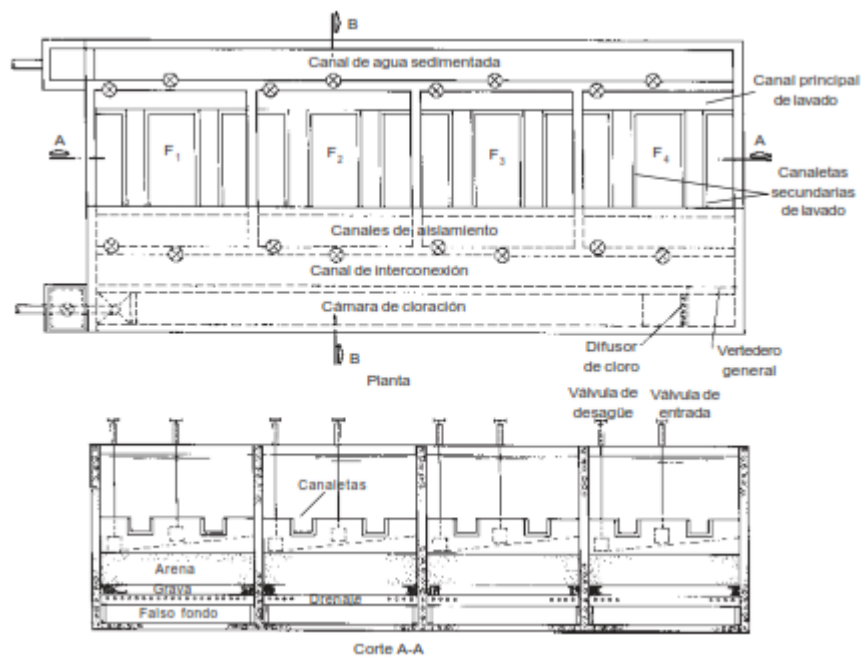


Figura 3.55. Vista en planta de una batería grande de filtros de tasa declinante

- 5) **Canal de interconexión de la batería.** Cumple dos funciones importantes:
- Durante la operación normal de filtración, reunir el efluente de todos los filtros y sacarlo a través del vertedero que controla la carga hidráulica de lavado.
 - Durante la operación de lavado de una unidad, al bajar el nivel del agua por debajo del vertedero de salida facilita que se derive automáticamente el agua filtrada producida por las otras unidades en operación (por lo menos tres) hacia el filtro que se encuentra en posición de lavado.

3.5.3 Criterios generales de diseño

Los criterios expuestos a continuación son comunes a las baterías que filtran agua decantada y coagulada o floculada, con excepción de las recomendaciones relativas a los medios filtrantes, que corresponden a las baterías que reciben agua decantada.

3.5.3.1 Geometría de la batería

a) Área de cada filtro y número de filtros

- El número mínimo de filtros en una batería de tasa declinante y lavado mutuo es de cuatro unidades, de tal manera que tres toman el caudal de toda la batería al momento de lavar una unidad.
- El área de la caja de un filtro debe ser tal que al pasar todo el caudal de la batería por un filtro, se produzca la velocidad ascensional (VL) apropiada para expandir en 30% el lecho filtrante.

b) Área de un filtro (Af) = Q / VL

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

c) Área total de filtración (At) = Q / Vf

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

d) Número de filtros (N) = At / Af

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

3.5.3.2 Tasas de filtración

- La tasa de filtración depende de varios factores como el tipo de suspensión afluente (agua decantada, coagulada, prefloculada, con o sin uso de polímero auxiliar, color verdadero, turbiedad, número de microorganismos, etcétera), granulometría y espesor del medio filtrante, método de operación de los filtros, eficiencia del lavado, uso del agua filtrada, etcétera.

Tabla 3.8. Tasas usuales de filtración en función del nivel de operación

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

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

- Es usual adoptar un valor conforme muestra la Tabla 3.8. No obstante, cuando fuera posible, es deseable que se realice una investigación experimental a fin de optimizar el diseño y la operación de los filtros.

3.5.3.3 Drenaje, capa soporte de grava y falso fondo

- El drenaje más durable y factible de ser construido en obra, sin requerir importaciones, es el constituido por viguetas prefabricadas de concreto de forma triangular (ver Figura 3.56).

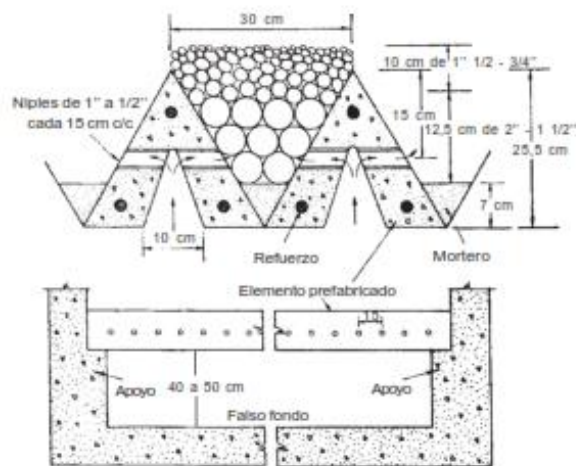


Figura 3.56. Drenaje de viguetas prefabricadas de concreto

- En filtros grandes las viguetas se construyen de 0,30 metros de ancho; y en los pequeños, de 0,15 metros de ancho. Los orificios se ubican a ambos lados de la vigueta espaciados entre 0,10 y 0,15 metros centro a centro. Los orificios se establecen con niples de PVC de $\frac{1}{2}$ a 1" de diámetro.
- Las viguetas no deben tener una longitud mayor de 4 metros para evitar el pandeo. Con longitudes mayores, deberán proyectarse apoyos intermedios.
- Se debe proyectar un número entero de viguetas, para lo cual se tendrá en cuenta que la dimensión del filtro transversal a la posición de las viguetas debe ser un múltiplo de 0,15 metros si el filtro es pequeño o de 0,30 metros si el área del filtro es grande.
- Se denomina falso fondo al canal ubicado debajo del drenaje, por donde sale el agua filtrada o asciende el agua para el retrolavado. En las baterías de filtros pequeñas el falso fondo también tiene la función de canal de interconexión (Figura 3.58.).

La velocidad de la sección de paso por el falso fondo (V_{ffo}) debe guardar relación con la velocidad de paso por los orificios (V_o), de tal modo que el caudal se distribuya de manera uniforme en todo el lecho filtrante: $V_{ffo} / V_o \leq 0,46$

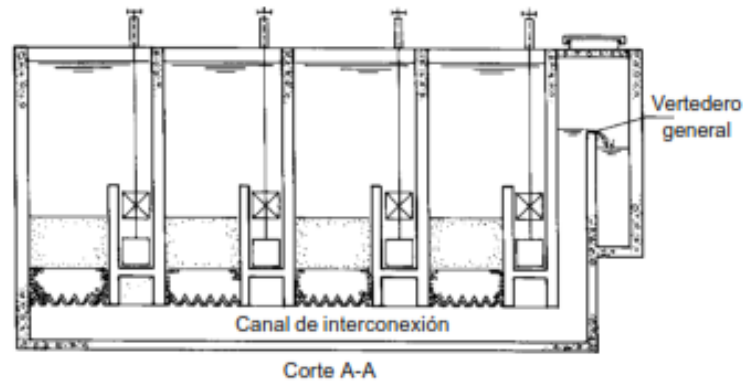


Figura 3.57. Batería de filtros pequeña. El falso fondo es el canal de interconexión

- Se consigue una buena distribución (desviación de caudal (δ) < 5%) y baja pérdida de carga en los orificios —otro detalle que se debe buscar— con una altura mínima del falso fondo de 0,40 metros y orificios de $\frac{3}{4}$ " de diámetro.
- El soporte de grava está conformado por grava graduada de acuerdo con las especificaciones del Tabla 3.9.

Tabla 3.9 Capa soporte de grava para viguetas prefabricadas

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

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

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

$$h_o = \frac{q^2}{2 C d^2 \cdot A_o^2 \cdot g} \quad (4)$$

Donde:

- q = caudal en un orificio (m^3/s)
- Cd = coeficiente de descarga (0,60 – 0,65)
- Ao = área de un orificio
- g = aceleración de la gravedad (m/s^2)
- ho = pérdida de carga en el orificio (m)

3.5.3.4 Lecho filtrante

- El lecho filtrante es la parte más importante de esta unidad, donde se realiza el proceso. Todos los demás componentes son accesorios para poder operar y mantener adecuadamente la unidad.
- El lecho filtrante puede ser simple o doble; esto es, de arena sola o de antracita y arena. Con el primero, la inversión es menor, pero al tener un lecho de arena sola se requiere una velocidad de lavado mayor para obtener la misma expansión que cuando el lecho es doble, por lo que resulta un número de filtros mayor.
- Las tasas de filtración, en el caso de lechos de arena sola, varían en promedio entre 120 y 150 $m^3/m^2/d$. Solo con arena gruesa, muy buena calidad de agua y nivel de operación y empleo de polímeros, es posible aplicar tasas mayores.
- La Tabla 3.10. indica las características del lecho de arena que se recomiendan cuando los filtros van a operar con las dos alternativas, filtración rápida completa y filtración directa.
- Cuando se seleccionan lechos dobles de antracita y arena, se puede usar una tasa promedio de 240 $m^3/m^2/d$, lo cual reduce mucho el área filtrante total necesaria para

Tabla 3.10 Lecho filtrante simple de arena sola

Características	Símbolo	Criterio
Espesor (cm)	L_1	60 – 80
Tamaño efectivo (mm)	D_{10}	0,50 – 0,80
Coefficiente de uniformidad	CU	$\leq 1,5$
Tamaño más fino (mm)		0,42
Tamaño más grueso (mm)	D_{90}	2,0

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

el mismo caudal, en comparación con un lecho de arena sola, y el número de filtros de la batería resulta menor.

Tabla 3.11. Lecho filtrante doble de arena y antracita

Características	Símbolo	Arena	Antracita
Espesor (cm)	L	15 – 30	45 – 60
Tamaño efectivo (mm)	D_{10}	0,50 – 0,60	0,80 – 1,10
Coefficiente de uniformidad	CU	$\leq 1,5$	$\leq 1,5$
Tamaño más fino (mm)		0,42	0,59
Tamaño más grueso (mm)	D_{90}	1,41	2,0

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

- 1) La antracita debe seleccionarse en función de las características de la arena, por lo que esta actividad debe iniciarse con la búsqueda y caracterización de la arena más conveniente, tanto por sus características como por el costo del material y del flete. Será necesaria una muestra de la arena y el análisis granulométrico correspondiente.
 - Una vez conocidas las características de la arena, se definirán las de la antracita de acuerdo con los criterios indicados en la Tabla 3.11. Estos criterios han sido formulados con la finalidad de que la entremezcla entre la antracita y la arena, en el nivel en que se unen la arena más fina y la antracita más gruesa, no sea mayor de 3.
 - Conocido el tamaño efectivo de la arena (D_{10}), a través de la curva granulométrica levantada, el tamaño correspondiente al D'_{90} de la antracita será igual a tres veces el tamaño efectivo de la arena (D_{10}). El tamaño efectivo de la antracita (D'_{10}) será igual a la mitad del tamaño correspondiente al D'_{90} de la antracita.

Tabla 3.12. Criterios para seleccionar la antracita en función de las características de la arena

Características	Símbolo	Criterio
Tamaño correspondiente al 90% que pasa la malla	D'_{90}	$D'_{90} = 3 D_{10}$
Tamaño efectivo (mm)	D'_{10}	$D'_{10} = D_{90} / 2$
Espesor de la arena (cm)	L_1	$L_2 = 2 L_1$
Tamaño correspondiente al 60% que pasa la malla	D'_{60}	$D'_{60} = 1,5 D'_{10}$

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

- La altura que corresponde a la arena en un lecho doble es $1/3$ de la altura total, y la altura correspondiente a la antracita, $2/3$ de la altura total del lecho filtrante.

3.5.3.5 Canal de distribución de agua decantada, coagulada o prefloculada

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

3.5.3.6 Canal de aislamiento

- Este canal recibe un ancho mínimo de 0,60 metros debido a que no hay ninguna válvula o compuerta que deba operarse o recibir mantenimiento en esta sección del filtro.

3.5.3.7 Canal de interconexión

- Este canal recibe un ancho mínimo de 0,80 metros a un metro. En su interior se encuentra la compuerta de aislamiento de cada filtro. Deben proyectarse un ingreso y unos escalines para ingresar y dar mantenimiento a las compuertas.

3.5.3.8 Válvula de entrada de agua decantada

- Esta válvula es de operación constante, debe accionarse cada vez que se efectúa el retrolavado de la unidad, por lo que se recomienda el uso de válvulas tipo mariposa, porque la duración, estanqueidad y facilidad de accionamiento son muy
- El caudal de diseño de esta válvula (Q_c) debe ser igual al caudal de la batería (Q_d) dividido por el número de filtros (N) y multiplicado por 1,5, que es el mayor caudal con el que puede operar un filtro recién lavado.

$$Q_c = 1,5 [Q_d / N] \quad (5)$$

- Se debe diseñar con una velocidad (V_c) de alrededor de un m/s, buscando redondear a un diámetro comercial. La pérdida de carga en esta válvula debe ser compensada con la carga hidráulica disponible en la unidad. El impacto de una pérdida de carga demasiado alta en este punto acortaría la carrera del filtro o bien incrementaría la altura total de la unidad. Tampoco se recomiendan velocidades muy bajas, porque resultarían áreas (A) y diámetros muy grandes de válvulas.

$$A = Q_c / V_c \quad (6)$$

3.5.3.9 Válvula de salida de agua de retrolavado

- Esta válvula también debe ser de tipo mariposa, por las mismas razones que en el caso anterior. Se puede diseñar con velocidades (V_c) menores de 2 m/s.
- El caudal de diseño de esta válvula (Q_c) es el caudal de diseño de la batería (Q_d).

$$A_1 = Q_d / V_c \quad (7)$$

3.5.3.10 Válvula de desagüe de fondos

- Esta válvula permite vaciar íntegramente el filtro en el caso de que sea necesario inspeccionar el lecho filtrante, la capa soporte o el drenaje, o bien cambiarlos.
- Esta válvula es de accionamiento muy esporádico, por lo que normalmente se coloca una válvula de tipo compuerta, de 8 a 10 pulgadas. En este caso, la diferencia entre un diámetro y otro solo impactará en el tiempo que demorará en vaciarse el filtro.

- En las baterías en que se proyecten canal de aislamiento y canal de interconexión deberá colocarse una válvula por filtro. En los sistemas pequeños en que el falso fondo opere como canal de interconexión, será suficiente una para toda la batería.

3.5.3.11 Compuerta de aislamiento o de salida de agua filtrada

- Esta compuerta se diseña con velocidades (V_c) de 1 a 1,5 m/s. La pérdida de carga producida influye tanto en la altura del vertedero que da la carga para la operación de lavado como en la carga hidráulica durante el proceso normal de operación, por lo que impacta doblemente en la altura total del filtro.
- El caudal de diseño (Q_c) de esta compuerta es el caudal de diseño de toda la batería (Q_d), que pasa a través de esta compuerta durante la operación de retrolavado, salvo el caso de filtros grandes lavados con aire y agua, en solo se utilice parcialmente el caudal producido. En este último caso, el lecho solo necesita expandir 10% durante el retrolavado, por lo que no se requiere la totalidad del caudal producido.

$$A_2 = Q_d / V_c \quad (8)$$

3.5.4 Hidráulica del lavado

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

3.5.4.1 Canaletas de recolección de agua de lavado

- La recolección de agua de lavado se hace a través de un canal principal (frontal, lateral o central), en el cual descargan las canaletas recolectoras secundarias (ver



Figura 3.58. Canaletas secundarias de recolección

Figura 3.58). El caso de la Figura 3.59. es apropiado para un filtro pequeño. Las canaletas secundarias se han adosado a las paredes del filtro para no obstaculizar el acceso al lecho filtrante.

- Las canaletas secundarias pueden ser de concreto o de materiales especiales (resinas) y presentan diferentes cortes transversales. En general, en las canaletas ejecutadas in situ se da una pendiente del orden de 1% en dirección longitudinal. La capacidad de las canaletas de recolección se calcula mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

Q_c = caudal escurrido por una canaleta (m^3/min)

b = ancho de la canaleta (m)

h = altura útil de la canaleta (m)

La ecuación (9) solo es válida cuando la descarga es libre (véase la figura 3.59.).

- Para canaletas con sección transversal no rectangular, se puede admitir la misma altura h y hacer la equivalencia de la sección de escurrimiento. La figura 3.60. presenta las secciones comúnmente usadas en la práctica.



Figura 3.59. Canal principal frontal y canaletas secundarias

- La mejor sección es la que tiene el fondo inclinado hacia el centro. Esta modificación evita que el lodo se apelmace contra el fondo plano de la canaleta.
- La distancia entre las canaletas y la posición de ellas en relación con el medio filtrante puede determinarse sobre la base del esquema de la figura 3.62 y a partir de las siguientes ecuaciones propuestas por Kawamura (5).

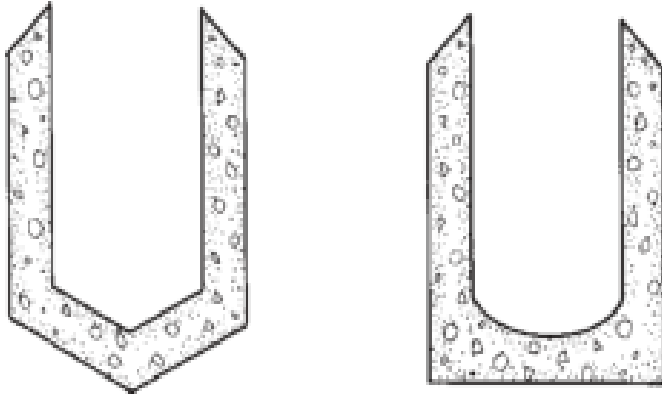


Figura 3.60. Secciones de canaletas más comunes

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

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



Figura 3.61. Canal principal central y canaletas secundarias laterales

3.5.1.2 Ubicación del vertedero de salida

Para determinar la posición del vertedero de salida, es necesario conocer la velocidad con la cual el lecho filtrante seleccionado produce la expansión adecuada. Luego, con esta velocidad, se calculan las pérdidas de carga que se producirán durante la operación de lavado y, con la suma total de estas pérdidas, que viene a ser la totalidad de la carga disipada a lo largo del proceso,

se ubica el vertedero.

- Como las pérdidas de carga se calculan matemáticamente y los modelos matemáticos no son exactos, este vertedero debe poder ser regulado mientras el filtro permanece en operación. Debe calibrarse durante la puesta en marcha de la planta,

incrementando o bajando su nivel hasta que la expansión del lecho filtrante sea de 30%. Véase un vertedero calibrable en la Figura 3.63.

3.5.1.3 Expansión del medio filtrante durante la operación de lavado

- Los ábacos de las Figuras 3.64.y 3.65 corresponden a la solución gráfica del modelo de Cleasby y Fan (3) para granos no esféricos y lecho uniforme. Los ábacos presentan las curvas que relacionan el número de Reynolds en función del número de Galileo para diferentes coeficientes de esfericidad (C_e) y porosidad del medio filtrante expandido. Generalmente, se fija una velocidad ascendente entre 0,7 y 1,0 m/min para filtros de flujo descendente y de entre 0,9 y 1,3 m/min para filtros de flujo ascendente. Con la velocidad ascendente seleccionada, las curvas granulométricas que componen el medio filtrante, la temperatura del agua y el coeficiente de esfericidad, se determina la expansión total del medio filtrante, que deberá resultar entre 25 y 30%.

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

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

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

Donde:

G_{ai} = número de galileo para subcapa i

Re_i = número de Reynolds para subcapa i

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

ρ_s = peso específico del material filtrante (kg/m^3)

ρ_a = peso específico del agua (kg/m^3)

μ = viscosidad absoluta del agua ($kg / s \times m$)

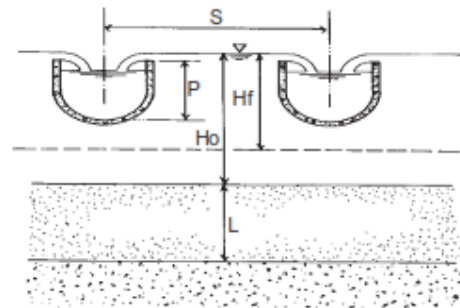


Figura 3.62. Distancia entre las canaletas y su posición respecto al medio filtrante

g = aceleración de la gravedad (m/s²)



Figura 3.63 Vertedero calibrarle de salida de la batería

Características	Arena silice	Carbón de antracita	Carbón activado granular	Granate Idaho
Densidad del material (ρ_s) (g/cm ³)	2,65	1,45 – 1,73	1,3 – 1,5*	4,0 – 4,2
Porosidad perdida del lecho (ϵ_0)	0,42 – 0,47	0,56 – 0,60	0,50	0,45 – 0,65
Esfericidad (C_s)	0,7 – 0,8	0,46 – 0,60	0,75	0,60

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

Tabla 3.13 Propiedades típicas de medios filtrantes comunes para filtros de lecho granular

Fuente : Ing. Lidia Vargas OMS

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

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

Donde:

ϵ_e = porosidad del medio filtrante expandido

ϵ_i = porosidad de la subcapa expandida (i)

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

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

$$E = (\epsilon_e - \epsilon_0) / (1 - \epsilon_e) \quad (15)$$

Donde:

ϵ_0 = porosidad inicial del lecho estático

3.5.1.4 Pérdida de carga en el lecho filtrante expandido

- La pérdida de carga en el medio filtrante expandido (hL_1) resulta igual al peso de los granos de cada material que compone el medio filtrante.

$$hL_1 = (1 - \epsilon_o) \cdot l_o \cdot (\rho_s - \rho_a) / \rho_a \quad (16)$$

Donde:

l_o = espesor del material filtrante no expandido (m)

ϵ_o = porosidad del material filtrante no expandido

ρ_a = peso específico del agua

ρ_s = peso específico del material filtrante

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

3.5.1.5 Pérdida de carga en las canaletas

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

$$hL_2 = [Qd / 1,84 (2nLc)]^{2/3} \quad (17)$$

n = número de canaletas

Lc = longitud de cada canaleta

Qd = caudal de diseño de la batería

3.5.1.6 Pérdida de carga en el drenaje de viguetas prefabricadas

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

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

$$hL_3 = q_o^2 / 2 Cd^2 Ao^2 g \quad (18)$$

q_o = caudal por cada orificio (m^3/s)

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

Ao = área de cada orificio (m^2)

g = aceleración de gravedad (m/s^2)

3.5.1.7 Pérdida de carga en canales y orificios de compuertas

$$hL4 = K V / 2g \quad (19)$$

K = coeficiente de pérdida de carga

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

3.5.1.8 Cálculo del nivel del vertedero

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

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

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

Nivel del ver tadero de salida de la batería = Nivel borde de las canaletas de lavado + $\sum hf$ durante el lavado

3.5.5 Hidráulica del proceso de filtración

- En este punto es necesario definir la carga hidráulica a fin de que los filtros estén preparados para operar con tasa declinante. La tasa declinante debe instalarse durante la operación, para lo cual se requiere que el proyectista incluya en su proyecto las instrucciones para la puesta en marcha de la batería.
- La carga hidráulica disponible en el sistema debe calcularse de tal manera que la relación entre la tasa de filtración promedio (VF) y la máxima (VF máx), que se produce en el momento en que el filtro limpio o recién lavado comienza la carrera, no sea mayor de 1,5.

$$V_F \text{ máx} \leq 1,5 V_F \quad (20)$$

- Para el cálculo de la carga hidráulica del sistema, se dispone de los modelos matemáticos de Cleasby (7), Arboleda (8) , Di Bernardo (9, 10) y del método gráfico de Richter (11). Es necesario un cálculo cuidadoso de las pérdidas de carga en el filtro para definir esta altura, ya que si es insuficiente, se obtendrán carreras de filtración muy cortas, y si se exagera su dimensión, se producirán velocidades iniciales muy altas en el filtro recién lavado, lo que deteriorará la calidad del efluente.
- Para la aplicación de los modelos matemáticos o gráficos, se requiere de- terminar la ecuación de la pérdida de carga en función de la tasa de filtración, que en este caso es de la siguiente forma:

$$H = A (V_F)^2 + E(V_F) + G \quad (21)$$

Donde:

H = pérdida de carga total durante la carrera o carga hidráulica necesaria (m)

VF = tasa de filtración promedio ($m^3/m^2 \times d$)

A = igual a la suma de las constantes correspondientes a las pérdidas de carga calculadas para la compuerta de entrada y los orificios del drenaje.

E = constantes correspondientes al cálculo de la pérdida de carga en la arena y/o antracita.

G = constante correspondiente a la altura de agua en el vertedero de salida de la batería.

Para obtener esta ecuación, se calculan todas las pérdidas de carga inicia- les durante el proceso de filtración mediante los siguientes criterios:

3.5.5.1 Compuerta de entrada

$$hf1 = K V^2 / 2g \quad ; \quad V = V_F A_F / AC \quad (22)$$

AC = sección de la compuerta

$$hf_1 = K (V_F A_F / AC)^2 / 2g \quad (23)$$

Ecuación de la forma $hf_1 = A(V_F)^2$

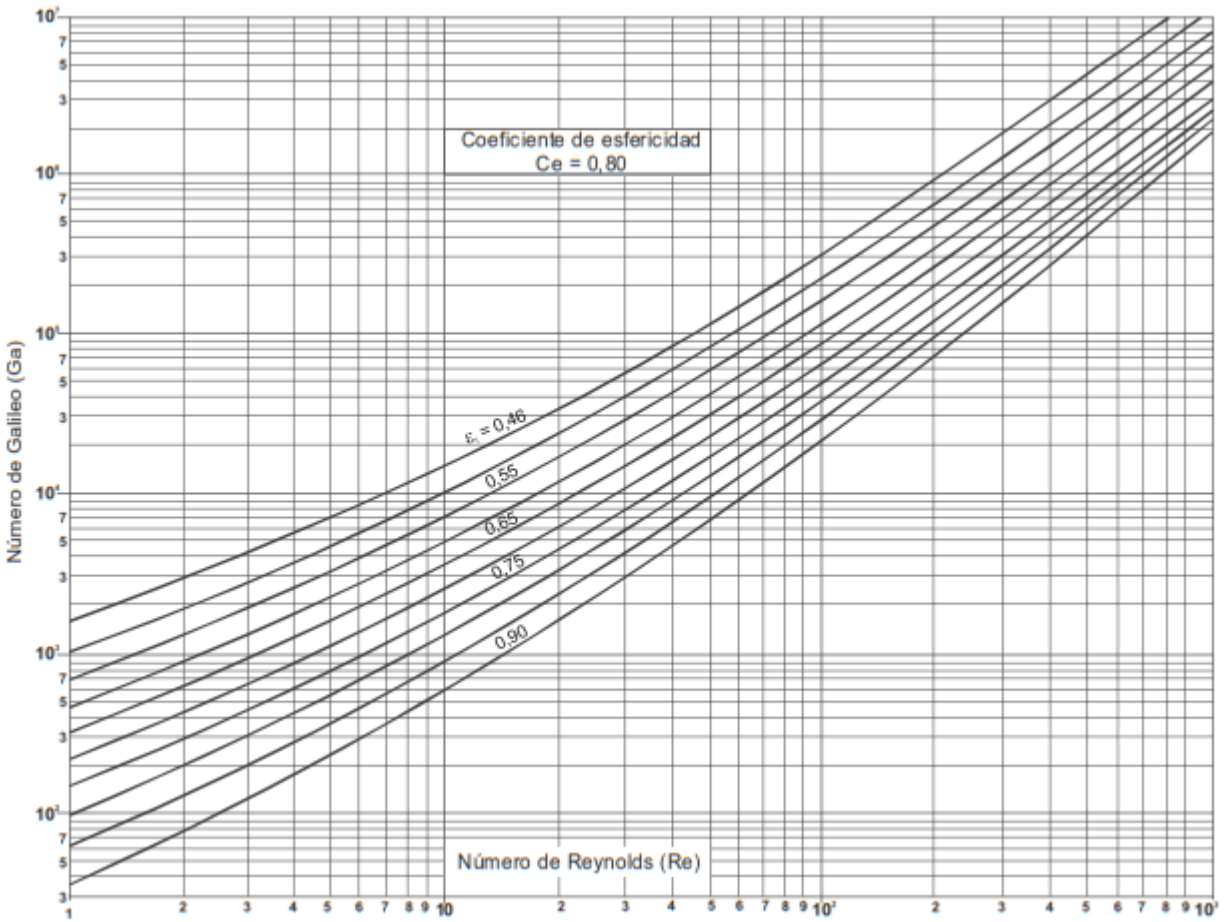


Figura3.64. Porosidad del lecho expandido (ϵ) en función del número de Galileo (Ga) y del número de Reynolds (Re) para $Ce = 0,80$

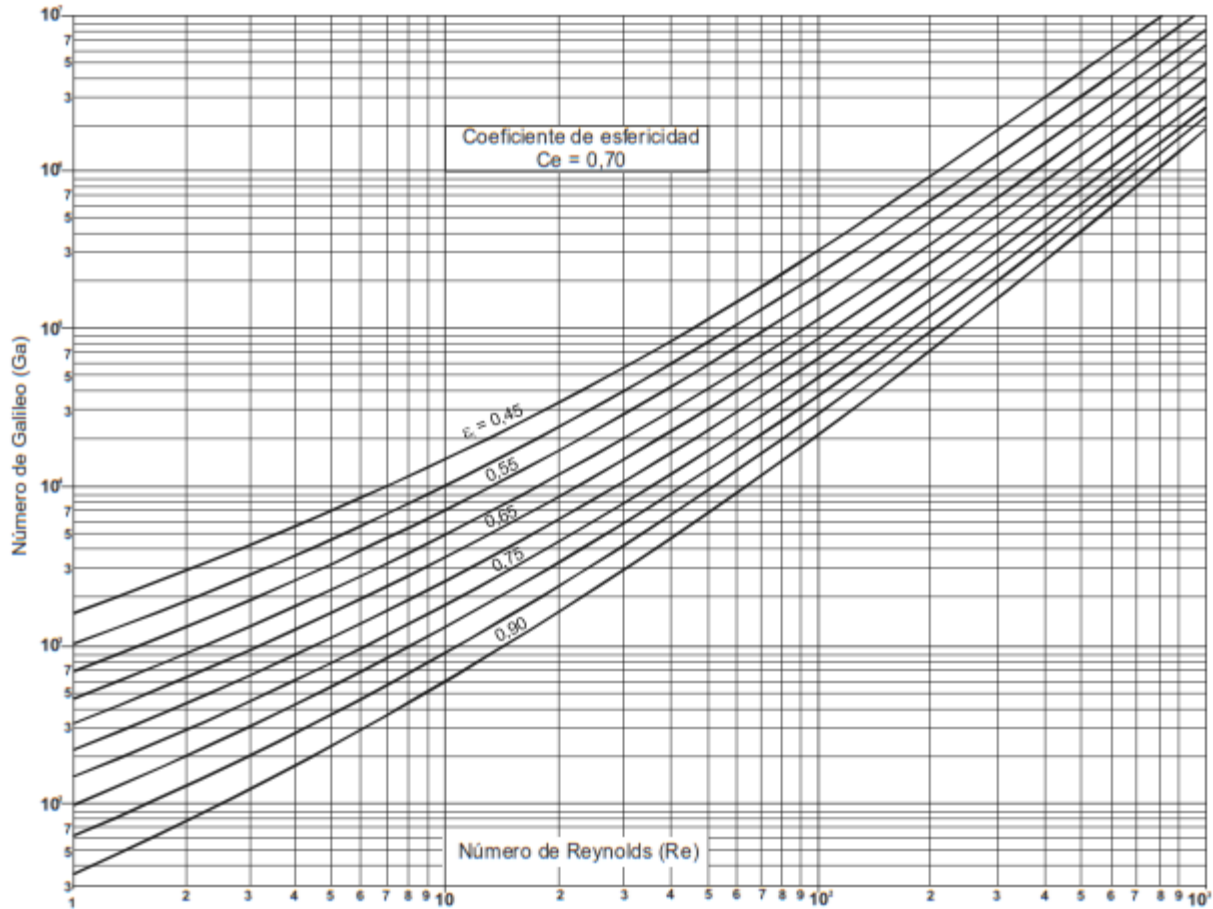


Figura 3.65. Porosidad del lecho expandido (ϵ) en función del número de Galileo (Ga) y del número de Reynolds (Re) para $Ce = 0,70$

3.5.5.2 Drenaje

$$hf_2 = q_0^2 / (2 C_d^2 A_0^2 g) \quad (24)$$

Ecuación de la forma $hf_2 = A (VF)^2$

3.5.5.3 Medio filtrante: arena y/o antracita

$$hf_3 = 150 \nu / g \cdot [(1 - \epsilon_0 / \epsilon_0^3) \cdot (1 / Ce^2) \cdot Xi / di^2 \cdot L \cdot V_F] \quad (25)$$

Donde:

ν = viscosidad cinemática (m²/s)

Ce = coeficiente de esfericidad

L = espesor del medio filtrante (m)

Ecuación de la forma $hf_3 = E (V_F)$

3.5.5.4 Vertedero de salida

$$hf_4 = (Q d / 1,84 Lr)^{2/3} \quad (26)$$

Donde:

Qd = Caudal de operación de la batería de filtros

Lr = longitud de cresta del vertedero general

- Obtenida la ecuación de pérdida de carga del filtro, se puede determinar la carga hidráulica que se debe asignar a la batería de filtros, de modo que, cuando un filtro recién lavado entre en funcionamiento, la velocidad máxima que se dé en estas condiciones, no sea mayor de 1,5 veces la velocidad de filtración promedio. Esta medida de control es para evitar que la calidad del efluente producido en estas condiciones se deteriore.
- Este cálculo se efectúa por interacciones, asumiendo diferentes valores de carga y comprobando cuál es la relación de tasa máxima/tasa promedio que se obtiene para cada caso, hasta obtener la relación recomendada.
- La carga hidráulica calculada se fija en la instalación por encima del vertedero de salida y se limita colocando un aliviadero en el canal de entrada a la batería. El nivel de la cresta del aliviadero debe coincidir con el nivel máximo de operación calculado.

3.6 Sala de cloración

Las estaciones de cloración merecen mucha atención desde la etapa de diseño, por la importancia que este proceso tiene en la producción de agua segura y por los riesgos que involucran la operación y mantenimiento de las estaciones.

En el proceso de diseño de las estaciones de cloración, podemos considerar cuatro etapas:

- almacenamiento del cloro;
- sistemas de medición y control;
- sistemas de inyección;
- sistemas de seguridad.

3.6.1 Criterios generales de diseño

- El cloro es proporcionado en cilindros metálicos resistentes, de 50 a 1.000 kilogramos, en contenedores. Puede ser utilizado en forma líquida o gaseosa. Los cilindros tienen las siguientes características:
 - a) Son de acero.
 - b) La máxima densidad de llenado es 125%. Se define así a la razón de porcentaje entre el peso del gas en el cilindro o contenedor y el peso del agua que puede contener a una temperatura de 15,6 °C (70 °F).
 - c) Se equipan con sistemas de seguridad (válvulas, protectores).
 - d) Se someten a pruebas de presión a intervalos regulares, de acuerdo con las normas correspondientes.
- De acuerdo con la capacidad de los cilindros, se puede extraer mayor o menor cantidad de cloro de cada uno de ellos. Véase la Tabla 3.14.

Tabla 3.14. Características de los cilindros de cloro

Peso del contenido		Peso del cilindro		Peso total del cilindro lleno		Máximo flujo de cloro que se puede extraer de un cilindro	
kg	lb	kg	lb	kg	lb	kg	lb
50	100	33	73	83	173	11,7	26
75	150	40-59	90-130	115-134	240-280	18,2	40
1.000	2.000	680	1.500	1.680	3.500	182	400

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

- El consumo de cloro necesario para la desinfección del agua se estima en 5 mg/L, con un mínimo de 1,0 mg/L. Para la oxidación y preparación de compuestos, se estima de acuerdo con las necesidades de tratamiento.

- Instalaciones con un consumo superior a 50 kg/d deben prever el uso de cilindros de una tonelada y para el traslado de los cilindros deben considerarse dispositivos que permitan hacer esta tarea bajo condiciones de seguridad.



Figura 3.66. Contenedores de cloro expuestos al Sol

- Debe preverse un almacenamiento de cloro suficiente para atender por lo menos 10 días de consumo máximo. En instalaciones con capacidad inferior a 10.000 m³/d o 100 l/s debe preverse un almacenamiento para periodos mínimos de 30 días.
- El número de envases de cloro en uso dependerá básicamente del máximo flujo que se pueda obtener de cada cilindro. La Tabla 3.15 indica la cantidad mínima de cilindros que debe haber en servicio, vacíos y de reserva, a fin de mantener un suministro continuo de cloro en la planta.

Tabla 3.15. Número de cilindros necesarios según la capacidad requerida

Cilindro de 75 kg				Cilindros de 1.000 kg			
Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacios	Reserva mínima	Capacidad requerida kg/día	En servicio	Vacios	Reserva mínima
0-18	1	2	3	54-180	1	1	2
18-36	2	4	6	180-360	2	2	4
36-54	3	6	9	360-540	3	3	6
54-72	4	8	12	540-720	4	4	8
72-90	5	10	15	720-900	5	5	10
90-100	6	12	18	900-1.000	6	6	12
				>1.000	Usar evaporador		

Fuente: Ing. Lidia Vargas. OMS. Cap.6 .Sala de Cloración

- En instalaciones situadas en localidades distantes de los centros productores de cloro, el almacenamiento debe tener en cuenta las dificultades para la compra y transporte del producto.

- En instalaciones con consumo de hasta 50 kg/día, los cilindros y los equipos de cloración pueden instalarse en la misma área.
- En instalaciones de consumo mayor, deben instalarse en áreas separadas.

- El área de almacenamiento de cloro debe ser abierta (figura 3.67). Si se proyectara cerrada, con paredes en todo el contorno (figura 3.68.), la habitación debe ser ventilada mediante.



Figura 3.67. Almacén de cloro abierto para cilindros de una tonelada

- a) Ventilación natural por medio de aberturas que deben llegar hasta el piso. Figura 3.67. Almacén de cloro abierto para cilindros de una tonelada.

- b) Además de ventilación natural, debe haber ventilación forzada, producida por un extractor o insuflador, dispuesto de modo de obligar al aire a atravesar a nivel del piso todo el ambiente y con capacidad para renovar todo el aire del recinto en un tiempo máximo de 4 minutos.



Figura 3.68. Almacén de cloro cerrado con ventilación artificial

- c) Las llaves o interruptores de los equipos deben quedar del lado de afuera del recinto.

d) Las salidas de ventilación deben ubicarse de tal modo que disipen las eventuales fugas de cloro a la parte externa de la casa de química (si la sala de cloración ha sido incorporada a esta estructura). Esta ventilación no debe incidir sobre la ventilación de otras áreas ni sobre áreas externas confinadas, aunque solo sea parcialmente.



Figura 3.69. Forma de almacenar cilindros de una tonelada

e) Los cilindros deben estar protegidos de la incidencia de la luz solar.

- El área de localización de los equipos cloradores debe contar con los medios de seguridad previstos para la sala de almacenamiento de cloro.



Figura 3.70. Almacén de cilindros pequeños

- El área de almacenamiento de cloro y la de instalación de los cloradores deben tener puertas que se abran hacia afuera, con vidrio en la parte superior, y estar dotadas de aberturas de ventilación sobre el pórtico.

- Los cilindros de cloro de una tonelada deben ser almacenados o utilizados en posición horizontal, en una sola hilera, fijados por medios adecuados, con un espaciamiento mínimo de 0,20 metros entre los cilindros y un ancho mínimo de un metro

entre los corredores de circulación.

- Los cilindros con capacidad igual o inferior a 75 kilogramos de cloro deben ser almacenados o utilizados en posición vertical, directamente sobre una balanza. Deben contar con una cadena o barra de seguridad que evite el volteo en caso de una explosión o sismo (Figura 3.70).



Figura 3.71. El almacén de cloro utilizado como depósito

- El control de la cantidad de cloro disponible debe ser hecho por pesaje continuo o por un dispositivo que indique la presión de los cilindros en uso.
- Las áreas utilizadas para depósito o dosificación de cloro deben contar solamente con productos químicos y equipos relacionados con la cloración. No deben utilizarse para almacenar otro tipo de materiales (Figuras 3.71y 3.72).
- El uso de hipoclorito de calcio o sodio, por ser 10 veces más caro que el cloro líquido envasado a presión en cilindros, debe quedar restringido a instalaciones de capacidad inferior a 10 L/s, o solo cuando se demuestre que es la mejor alternativa.

- El almacenamiento de hipoclorito de sodio debe hacerse en un lugar techado, ventilado, seco y libre de materiales combustibles. Este producto es muy inestable; el periodo de almacenamiento no debe ser mayor de un mes.



Figura 3.72. El almacén de cloro utilizado como depósito

- El hipoclorito de sodio debe utilizarse directamente del recipiente en que es transportado.

- El hipoclorito de calcio se expende en forma granular en tambores de 45 a 50 kilogramos. Debe ser disuelto previamente en agua para ser dosificado por vía húmeda, tomando en cuenta lo siguiente:

La concentración máxima de la solución debe ser inferior a 10 %.

Deben existir dos tanques de disolución, con capacidad mínima individual para 12 horas de operación.

3.6.2 Almacenamiento

3.6.3 Criterios para el dimensionamiento

Es necesario conocer el consumo del producto de acuerdo con la capacidad de la planta. La información necesaria es la siguiente:

- caudal del proyecto (Q en L/s);
- dosificación esperada (dosis mínima y máxima en mg/L);
- tiempo de almacenamiento seleccionado. Ver en la Tabla 3.16 criterios basados en la experiencia.

Tabla 3.16. Criterios para el almacenamiento de productos desinfectados

Producto	Tiempo de almacenamiento (meses)	Dosis en mg/L		Concentración de la solución (mg/L)
		Mínima	Máxima	
Cloro en cilindros a presión	3 – 6	1	3	3.500
Hipoclorito de calcio	3 – 6	1,4	4,3	10.000 – 50.000
Hipoclorito de sodio	< 1 mes	1,7	23,1	10.000 – 50.000

Fuente: Ing. Lidia Vargas. OMS. Cap.6 .Sala de Cloración

- Las dosis mínima y máxima se basan en un porcentaje de cloro disponible de 70% para el hipoclorito de calcio y de 13% para el hipoclorito de sodio.
- Las dosis indicadas corresponden a la práctica usual; para la determinación precisa de la dosificación, se requiere efectuar el ensayo de demanda de cloro o curva al punto de quiebre (figura 3.74).

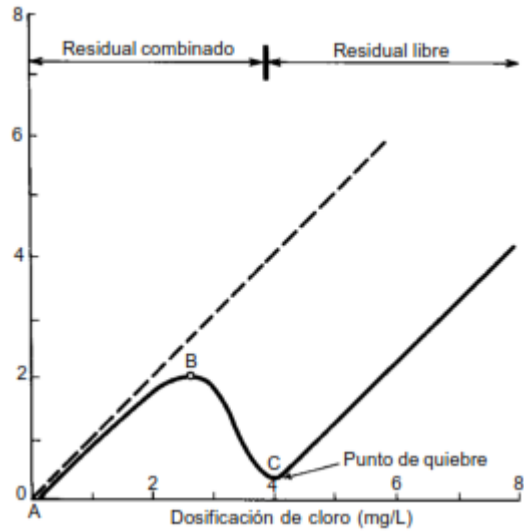


Figura 3.73. Curva al punto de quiebre

La ecuación de balance de masas permite diseñar, evaluar y operar estos sistemas:

$$Q \cdot D = q \cdot C = P \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal máximo de diseño en L/s.

D = dosis promedio de desinfectante =

$$(D_M + D_m)/2 \text{ (mg/L)} \quad (2)$$

D_M = dosis máxima (mg/L)

D_m = dosis mínima (mg/L)

q = caudal de solución de cloro (L/s)

P = peso requerido del desinfectante (mg/s o kg/d)

C = concentración de la solución (mg/L)



Figura 3.74. Sistema de grúa para cilindros grandes

3.7 tanques de almacenamiento de agua

Los tanques de almacenamiento son estructuras civiles destinadas al almacenamiento de agua. Tienen como función mantener un volumen adicional como reserva y garantizar las presiones de servicio en la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

3.7.1 Generalidades

Los tanques de almacenamiento deben cumplir los siguientes propósitos fundamentales:

- Suministrar agua potable a la red en la cantidad y calidad necesarias.
- Almacenar suficiente agua para atender situaciones de emergencia tales como incendios en cualquier punto del sistema, interrupciones por daños de tuberías de aducción o de estaciones de bombeo.
- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener presiones de servicio adecuadas en la red de distribución.

3.7.2 Tipos de tanques de almacenamiento

3.7.2.1 Considerando la ubicación sobre el terreno

a) Tanques superficiales

Se asientan directamente sobre el terreno, pueden ser superficiales o semienterrados dependiendo de las condiciones del terreno y su forma constructiva.

Deben ser utilizados cuando la topografía del terreno permita una ubicación tal que garantice la presión mínima en todos los puntos de la red de distribución.

Los tanques superficiales pueden construirse en hormigón armado, hormigón simple, hormigón ciclópeo, ferrocemento, mampostería y otros.

b) Tanque elevados

Se encuentran por encima del nivel del terreno natural y soportado por una estructura.

La altura a la cual se encuentra el tanque elevado debe ser tal que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red de distribución.

Los tanques elevados pueden construirse de acero, hormigón armado, pretensado, postensado, ferrocemento, fibra de vidrio y otros.

3.7.2.2 Considerando el tipo de alimentación

a) Tanques de cabecera (regulación)

Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo.

b) Tanques de compensación (cola)

Se ubican en la parte más alejada de la red de distribución con relación a la obra de captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo. Almacenan agua en las horas de menor consumo y auxilian al abastecimiento de la red de distribución en las horas de mayor consumo.

3.7.2.3 Capacidades del tanque de almacenamiento

La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones:

- a) Volumen de regulación
- b) Volumen contra incendios
- c) Volumen de reserva

3.7.2.3.1 Volumen de regulación

El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

El volumen necesario de regulación debe ser determinado por métodos analíticos o gráficos en base a las curvas de demandas propias de cada población o zona abastecida y a las curvas de suministro de agua.

El cálculo del volumen puede ser realizado de dos formas:

a) Curvas de consumo

En la que se toma en cuenta la curva de variaciones horarias de la demanda en el día de máximo consumo, la curva de consumos acumulados y el tipo de sistema (gravedad, bombeo).

b) Coeficientes empíricos

Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.

Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15 a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C * Q_{\text{máx.d}} * t$$

Donde: V_r = Volumen de regulación en m^3 .
 C = Coeficiente de regulación.

Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30.

$Q_{\text{máx.d}}$ = Caudal máximo diario en m^3/d .

t = Tiempo en días.

1 día como mínimo.

3.7.2.3.2 Volumen contra incendios

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

El volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

El volumen contra incendios debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y tiempo de duración del incendio.

Se debe considerar los siguientes casos:

- a) Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- b) Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- c) Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendios (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendio debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguiente expresión:

$$V_i = 3,6 * Q_i * t$$

Dónde: V_i = Volumen para lucha contra incendios en m^3 .

Q_i = Caudal contra incendio en l/s.

t = Tiempo de duración del incendio en horas.

3.7.2.3.3 Volumen de reserva

Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{re} = 3,6 * Q_{m\acute{a}x.} * t$$

Dónde: V_{re} = Volumen de reserva en m^3 .

$Q_{m\acute{a}x.d}$ = Caudal máximo diario en l/s.

T =Tiempo en horas.

3.7.2.4 Cotas o niveles de instalación

La ubicación y nivel de los tanques de almacenamiento deben ser fijados de manera tal de garantizar que las presiones dinámicas mínimas en la red de distribución se hallen dentro de los límites aceptables de servicio.

Las presiones estáticas y dinámicas en la red deben estar referidas: la primera al nivel de agua máximo y la segunda al nivel de agua mínimo de los tanques de distribución.

Cuando una zona de emplazamiento para un tanque de almacenamiento no presente cota suficiente para garantizar las condiciones de presión necesarias para el funcionamiento de la red, la distribución debe ser realizada a partir de un tanque elevado.

3.7.2.5 Requerimiento de diseño

La implementación del tanque debe obedecer a los siguientes criterios:

a) Profundidad

El fondo del tanque de almacenamiento debe ubicarse por lo menos 0,50 m por encima del nivel de agua máximo del nivel freático o de la cota de inundación máxima.

b) Distancia a otros servicios

La distancia mínima entre un tanque de almacenamiento enterrado o semienterrado y una tubería de alcantarillado debe ser mayor a 30 m cuando el terreno fuera impermeable. Cuando el terreno fuera permeable, la distancia mínima será de 45 m.

c) Emplazamiento

En general, razones económicas llevan a fijar como criterios recomendables para la ubicación de los tanques los siguientes:

- a) Proximidad de la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento.
- b) Dentro o en las cercanías de la zona de mayores consumos.
- c) En las zonas altas de la localidad.

El o los tanques de almacenamiento deben localizarse lo más cerca posible de la red de distribución teniendo en cuenta la topografía del área de proyecto y el mantenimiento de presiones adecuadas en la misma.

El área para el emplazamiento del tanque no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

d) Sistema de drenaje inferior

Por debajo del fondo del tanque de almacenamiento debe construirse un sistema de drenaje destinado a captar fugas a través de su fondo y de otras partes de su estructura no expuesta.

El sistema de drenaje debe ser subdividido de modo que cada subdivisión corresponda a un área máxima de 500 m² de fondo de tanque.

e) Número de unidades

El almacenamiento total correspondiente a cada zona de presión, debe ser subdividido en por lo menos dos unidades independientes, situadas próximas o adyacentes.

Cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea superior a 50 m³, se debe considerar en el diseño dos o más tanques de manera que se faciliten las tareas de operación y mantenimiento.

3.7.2.6 Aspectos constructivos

Los tanques de almacenamiento pueden ser contruidos de los siguientes materiales: ferrocemento, hormigón armado, hormigón ciclópeo, mampostería de piedra o ladrillo, metálicos, fibra de vidrio y otros.

3.7.2.6.1 Accesorios

a) Tubería de entrada

La entrada de agua en cada una de las unidades, cuando tienen salida independiente, debe ser dimensionada para un caudal máximo diario que alimenta al conjunto de tanques de almacenamiento, dividida por el número de unidades menos uno, tomando en cuenta que por razones de mantenimiento una de las unidades esté fuera de servicio.

La entrada de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula y será maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

La distancia entre la generatriz inferior de la tubería de ingreso y la generatriz superior de la tubería de rebose no debe ser inferior a 0,05 m.

b) Tubería de paso directo (by-pass)

En tanques de un solo compartimiento, debe colocarse un paso directo (by-pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque, con la debida

consideración de la sobre presión que pueda presentarse, en caso que el tanque trabaje como cámara rompe presión.

Se debe considerar el uso de by pass cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea menor a 50 m³. Para volúmenes menores el proyectista justificará la necesidad del by-pass. La tubería de paso directo estará provista de una válvula compuerta.

c) Tubería de salida

La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m.

La tubería de salida de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante una válvula compuerta, que debe ser maniobrada por medio de un dispositivo situado en la parte externa del tanque.

El diámetro de la tubería de salida será correspondiente al diámetro de la tubería de distribución o tubería de conducción.

La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de 1/3 a 1/2 del diámetro (D) de la misma, entre la parte inferior de la tubería o criba (colador) y el fondo del pozo, con un mínimo de 0,10 m.

La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a D/2, con un mínimo de 0,10 m.

d) Tubería de rebose

La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal máximo diario que podrá alimentar al tanque.

Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

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

Dónde: Q = Caudal máximo diario o caudal de bombeo en m³/s.

C_d = Coeficiente de contracción. C_d = 0.60.

A = Área del orificio de desagüe en m².

g = Aceleración de la gravedad en m/s².

h = Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m.

El diámetro de la tubería de rebose no debe ser inferior al diámetro de la tubería de ingreso. La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, permitiendo la descarga en cualquier momento, para lo cual no se proveerá de válvula.

e) Tubería de limpieza

Todo tanque de almacenamiento debe estar provisto de una tubería de limpieza.

La limpieza del tanque será realizada a través de una tubería de descarga de fondo situada por debajo de su nivel mínimo.

Los tanques con capacidad mayor a 50 m³ deben contar con una cámara de limpieza ubicada por debajo del nivel de piso y que permita drenar toda el agua del tanque. El volumen de dicha cámara no será considerado en el cálculo del volumen útil del tanque.

El fondo del tanque debe contar con una pendiente no menor al 1% hacia la tubería de limpieza.

Debe proveerse una tubería cuyo diámetro debe ser tal que facilite el vaciado del tanque en un período no mayor a 4 horas.

Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

pluvial.

$$A_0 = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

Donde:	T	Tiempo de vaciado en segundos.
	S	Área superficial del tanque en m.
	h	Carga hidráulica sobre la tubería en m ² .
	C _d	Coficiente de contracción. C _d = 0,60 a 0,65
	A ₀	Área del orificio de desagüe en m ² .
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ² .

Las aberturas de salida de agua del tanque así como de la limpieza, deben ser protegidas con un colador o con una rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

f) Coladores

Las aberturas de salida de agua del tanque así como de la limpieza, deben ser protegidas con un colador o con una rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

3.7.2.7 Aspectos complementarios

a) Altura de revancha

El tanque de almacenamiento debe estar provisto de una altura de revancha o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado. La altura de revancha no debe ser menor a 0,20 m.

b) Revestimiento interior

El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

c) Protecciones

Todas las áreas que existieran al interior del tanque y situadas por debajo del nivel mínimo de agua, cuya profundidad fuera superior a 1,0 m, deben ser protegidas con una rejilla constituida de material a prueba de corrosión, con aberturas menores de 0,01 m².

d) Cubierta

La cubierta del tanque, será impermeable y continua, se considerará una cubierta continua a aquella constituida por elementos unidos por juntas flexibles empotrados en los elementos que conforman la cubierta.

Además de la impermeabilidad intrínseca de la cubierta, su superficie superior, debe ser revestida con capas de materia asfáltica o de otro material impermeabilizante que sea capaz de adherirse a la cubierta.

La cubierta debe tener una pendiente mínima del 2%.

e) Descargas de agua

Las descargas de agua provenientes de uno o más tanques deben ser conducidas hasta un curso receptor mediante un conducto dimensionado para un caudal por lo menos igual al máximo caudal conducido hasta los tanques.

f) Facilidades para mantenimiento

Los dispositivos para el cierre de las tuberías de entrada, salida y de limpieza, deben ser instalados de tal manera que puedan ser reparados aun cuando el tanque se encuentre lleno de agua, de modo que su remoción pueda ser hecha sin que sea necesario cortar o destruir parte de las instalaciones.

g) Previsiones contra rupturas

Cuando las tuberías de entrada, salida o limpieza fueran instaladas por debajo del fondo del tanque, deben ser previstos dispositivos para impedir la ruptura de las mismas y para no perjudicar la fundación del tanque.

h) Limitadores de nivel

En tanques elevados, debe disponerse de un dispositivo limitador del nivel máximo de agua, destinado a impedir la pérdida de agua a través del rebosadero.

i) Ventilación

Los tanques deben contar con dispositivos para ventilación, que permitan la entrada y salida de aire de su interior.

Los orificios o tuberías para ventilación deben ser protegidos con malla milimétrica para evitar la penetración de insectos y pequeños animales.

j) Acceso de inspección

Cada tanque debe contar por lo menos con una abertura para inspección ubicada en su cubierta, con una dimensión mínima igual a 0,60 m x 0,60 m o igual a la necesaria para posibilitar el paso de equipos o dispositivos previstos en su interior.

Los bordes de las aberturas para inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de cubierta del tanque.

k) Indicador de nivel

Los tanques deben ser dotados de un dispositivo indicador de la posición del nivel de agua. No deben ser empleados dispositivos que sean capaces de dañar la calidad del agua.

l) Medidor de caudal

Se debe colocar un medidor registrador de caudal en la tubería de salida del tanque, que permita determinar los volúmenes suministrados en forma diaria, así como las variaciones de los caudales.

El medidor de caudal debe ser considerado para poblaciones superiores a 10 000 habitantes. Para poblaciones menores el proyectista debe justificar su uso.

m) Protección contra la luz natural

No será permitida la entrada de luz natural al interior del tanque de forma permanente a fin de evitar la formación de algas en el interior del mismo.

n) Cerco de protección

Los tanques de almacenamiento deben estar protegidos mediante un cerco o muro con una altura y resistencia necesarias, para evitar el acceso directo de personas no autorizadas o animales.

o) Escaleras de acceso

Los tanques elevados deben contar con escaleras de acceso provistas con jaula de protección. La escalera permitirá el acceso hasta la losa de cubierta del tanque.

La parte superior del tanque elevado debe contar con un barandado de protección.

p) Escaleras interiores

Se proveerán escaleras interiores en caso que la altura del tanque exceda de 1,2 m, con las protecciones necesarias.

Las escaleras en el interior de los tanques, deben tener las siguientes características:

- Serán verticales y formadas por dos largueros que sustenten los peldaños espaciados
- 0,30 m como máximo.
- Los largueros se apoyarán en el fondo y se sujetarán a la losa de cubierta junto a una abertura de inspección.
- Serán construidas de material resistente a la corrosión, como el aluminio u otros.

q) Señalización

En la parte superior del tanque elevado deben ser instaladas luces de señalización de obstáculo elevado, conforme a las reglas del Ministerio de Aeronáutica.

3.8 Instructivo de puesta en marcha y operación normal

3.8.1 Recomendaciones para la operación de puesta en marcha

Es necesario realizar una serie de operaciones antes de la puesta en marcha de la planta. Para que ello se pueda concretar rápida y exitosamente, es muy importante reunir todos los recursos necesarios y seguir un estricto orden en las actividades que se proponen a continuación:

- Inspección preliminar del sistema.
- Operaciones iniciales: calibración de los dosificadores y del medidor de caudal.

- Llenado de la planta, simultáneamente con la desinfección de las estructuras y el inicio de la dosificación.
- Inicio de la dosificación: preparación de las soluciones de coagulante, cal, polímero e hipoclorito de calcio; medición del caudal; caracterización del agua cruda; selección e implantación de las dosis óptimas de cada sustancia química requerida.
- Lavado de los filtros, simultáneamente con la medición de la expansión de la arena, la calibración del vertedero de salida de la batería y la determinación del tiempo óptimo de lavado.
- Instalación de la tasa declinante y control de la calidad del agua producida.
- Inicio del abastecimiento al sistema de distribución. La puesta en marcha ha concluido.

A continuación, una breve explicación de cómo orientar cada uno de estos pasos dentro del instructivo de operación.

3.8.2 Inspección preliminar

Tiene como objetivo evaluar el estado de las obras. Debe ponerse especial atención en los siguientes aspectos:

- Presencia visual de daños.
- Funcionamiento de válvulas, compuertas y equipos.
- Existencia de reactivos, materiales y personal requerido para iniciar la operación del sistema.
- Se realizará una reunión con el personal que va a intervenir en la operación, se revisarán las instrucciones previamente distribuidas y durante la reunión se asignarán responsabilidades. Se recomienda que durante la puesta en marcha de la planta estén presentes el ingeniero encargado de la supervisión del sistema, el proyectista, el químico o el auxiliar de laboratorio que controlará la planta y los operadores.

3.8.3 Operaciones iniciales

Antes del llenado de la planta, deben efectuarse las siguientes labores:

- Limpieza general de la planta, que debe quedar libre de polvo, residuos de construcción y cualquier otra impureza que signifique peligro de contaminación.
- Calibración y revisión detallada de todos los equipos dosificadores.
- Preparación de la solución de coagulante, cal, polímero, hipoclorito de calcio y cualquier otra sustancia química requerida en cada caso específico, de acuerdo con el procedimiento descrito posteriormente.
- Medición de los parámetros básicos para control de procesos: pH, turbiedad y caudal.

3.8.4 Preparación de soluciones y dosificación de productos químicos

Se indicará detalladamente el uso de las sustancias químicas que se van a aplicar. Trataremos sobre la preparación de los productos más comúnmente utilizados:

- Sulfato de aluminio (o alumbre, coagulante principal).
- Cal.
- Hipoclorito de calcio.

Sulfato de aluminio. Por lo general, es el principal reactivo usado en las plantas. Su dosificación produce el fenómeno denominado coagulación, que es la base del funcionamiento de las plantas de filtración rápida.

a) Preparación de la solución

El proyecto debe considerar dos tanques para preparar la solución de sulfato de aluminio, de tal manera que uno esté operando mientras que el otro está en preparación. Para llenar los tanques de solución, se ha considerado que el llenado se efectúe a partir de un tanque elevado (o mediante bombeo directo desde el tanque de agua filtrada). La altura de llenado en el tanque de solución deberá marcarse con pintura de acuerdo con lo calculado en el proyecto. Esto no será necesario si el tanque tiene un tubo de rebose que coincida con la altura útil calculada.

En los casos en que la concentración del coagulante se haya calculado en un monto mayor que el óptimo, previendo diluirla antes del punto de aplicación, debe disponerse de un

rotámetro para ajustar bien el caudal de agua de dilución que debe inyectarse en la tubería de conducción de la solución. Finalmente, se debe obtener una solución de 1 a 2% de sulfato de aluminio, antes de la llegada al punto de aplicación en la unidad de mezcla rápida.

Cada tanque debe llenarse hasta la altura útil marcada y luego se agregará un número entero de bolsas de sulfato de aluminio, de tal manera que se obtenga la concentración seleccionada. La solución se obtiene encendiendo el agitador de turbina por un lapso de una a dos horas, dependiendo de la dificultad para disolver el producto disponible. Se debe determinar el tiempo en el que se diluye totalmente el sulfato para indicarlo en el manual de operación.

Mientras un tanque está en operación, el tanque alternativo debe estar preparándose, de tal manera que el paso del uno al otro sea instantáneo y la coagulación no se interrumpa.

b) Selección de la dosis óptima de coagulante

La dosis óptima que se va a aplicar al agua se debe seleccionar a partir de la turbiedad de agua cruda en una curva de correlación de turbiedad del agua versus dosis óptima de sulfato de aluminio, realizada por medio de la prueba de jarras modificada. Cuando no se dispone de dicha correlación, se debe ir levantando esta información en el laboratorio.

El procedimiento para iniciar la dosificación es el siguiente:

1. Leer la turbiedad del agua cruda (el proyecto debe incluir la adquisición de un turbidímetro).
2. Con el dato sobre la turbiedad del agua cruda, buscar la dosis en la curva de correlación de turbiedad del agua cruda versus dosis óptima de sulfato de aluminio en mg/L. En el caso de que esta curva no se haya elaborado durante el estudio de la fuente y la determinación de los parámetros óptimos para el proyecto, se debe determinar la óptima en el equipo de prueba de jarras. Véase la Figura 3.75.
3. Con la dosis seleccionada, entrar la Tabla 4.16 y determinar el caudal q por

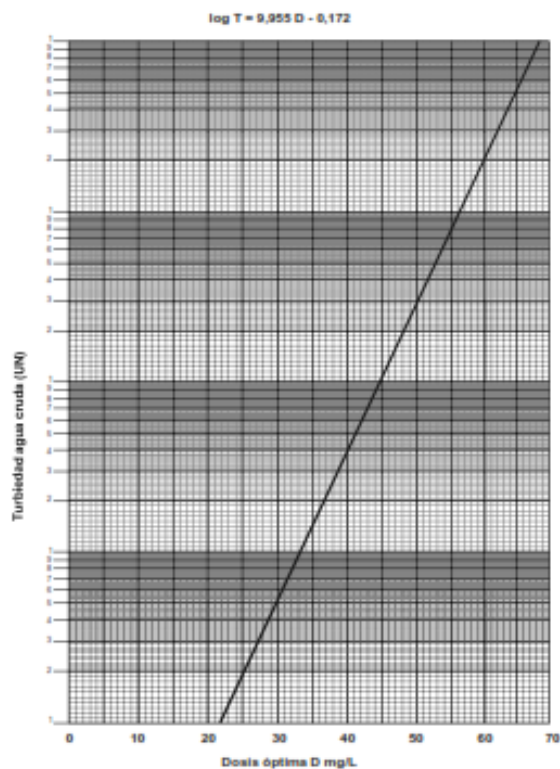


Figura 3.75 Dosificación del sulfato de aluminio concentración al 2% (20000 mg/L)
Caudal de operación = 100 l/s

aplicar en L/h. En el medidor de caudal determinar el caudal de operación de la planta. Leer la altura del agua en el medidor y comprobar el caudal en la curva de calibración (Figura 3.76.). Si el caudal es diferente del caudal de proyecto, instalar este último.

Tabla 3.17 cuadro de dosis Vs Solución

Dosis (mg/L)	Caudal de solución q (L/h)
5	90
10	180
15	270
20	360
25	450
30	540

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS. Cap. 7

Nota: El caudal de solución q puede calcularse para otras condiciones de concentración, caudal o dosis con la siguiente ecuación:

$$q = Q \cdot D/C$$

Donde:

Q = caudal de la planta (L/s)

D = dosis (mg/L) C = concentración de la solución (mg/L)

q = caudal de solución L/h.

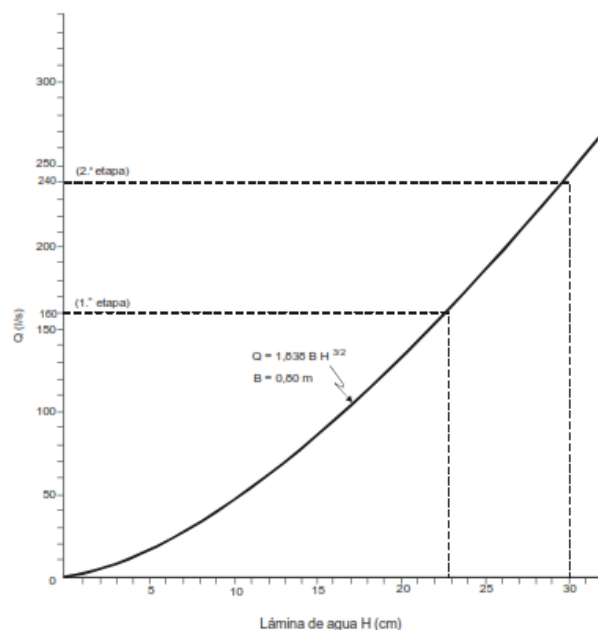


Figura 3.77. Curva de dosificación

4. Con la caudal q , ir a la curva de calibración del dosificador y determinar la abertura para ajustarlo, de tal modo que proporcione el caudal deseado (figura 3.77). la tabla 3.17 debe elaborarse de acuerdo con el caudal de operación de la planta (el ejemplo corresponde a un caudal de 100 L/s).

El dosificador debe haber sido calibrado previamente, de manera que se disponga de una curva de abertura de la válvula contra el caudal producido. Normalmente, los dosificadores vienen con una escala de 0% a 100%, por lo que la curva será porcentaje de abertura versus caudal de solución (q) en L/h.

3.8.4.1 Hidróxido de calcio o cal apagada.

En el proyecto se deben haber considerado dos tanques adicionales, para el caso de que sea necesario corregir el pH de coagulación o el pH del efluente de la planta, a fin de reducir la agresividad del agua tratada. Las dosis adecuadas deberán establecerse en cada caso mediante pruebas de laboratorio.

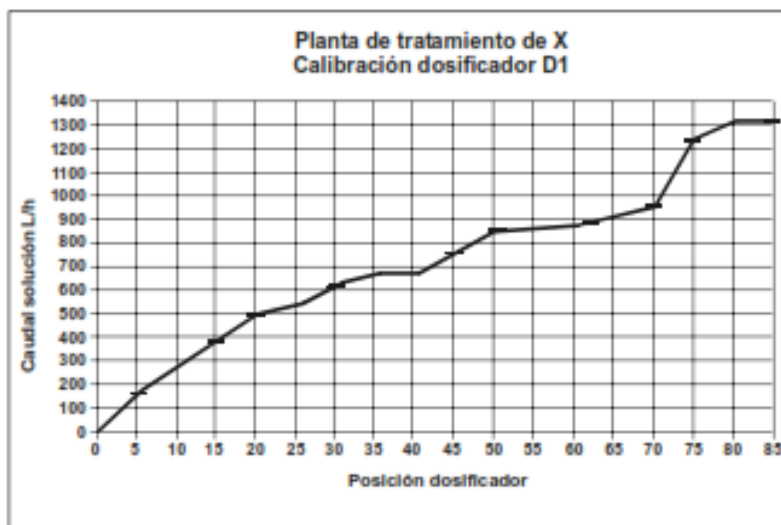


Figura 3.77. Curva de calibración del dosificador

a) Preparación de la suspensión

La solubilidad de la cal en el agua es muy baja. Por esto, es poco práctico tratar de preparar una solución debido al gran volumen de tanque requerido. Es más usual preparar una suspensión con una concentración de hasta 5%. El procedimiento es el siguiente:

1. Llenar el tanque de agua hasta la altura útil calculada.
2. Agregar el número de bolsas calculadas para obtener la suspensión al 5%.
3. Mantener la cal en suspensión mientras se dosifica. Se requiere agitación mecánica para mantener la suspensión homogénea. Si no se agita, la cal se deposita en el fondo del tanque y se estaría aplicando agua sola.
4. Colocar el dosificador en la posición apropiada, de acuerdo con su curva de calibración, para obtener el caudal de solución requerido (ver el ejemplo de la Tabla 3.18 , elaborado para un caudal de proyecto de 100 L/s)

Tabla 3.18 Dosificación de cal en suspensión Concentración al 5% (50.000 mg/L)

(Caudal de operación = 100 L/s)

Dosis (mg/L)	Caudal de solución q (L/h)
3,0	21,6
5,0	36,0
7,0	50,4
9,0	64,8
11,0	79,2
13,0	93,6

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS. Cap.

b) Operación

La aplicación de cal provoca, en la práctica, gran cantidad de dificultades, por la obstrucción de tuberías y dosificadores. Asimismo, las suspensiones de cal no pueden dejarse mucho tiempo en contacto con el aire, ya que reaccionan con el dióxido de carbono formando carbonato de calcio, que precipita.

Por lo anterior, se requiere un cuidadoso mantenimiento para conservar el sistema de dosificación en buenas condiciones.

3.8.4.2 Dosificación de hipoclorito de calcio.

El hipoclorito de calcio es bastante más costoso y menos eficiente que el cloro gaseoso, ya que se descompone fácilmente y pierde su capacidad desinfectante. Su uso se justifica cuando no es factible disponer de cloro gaseoso por falta de medios de transporte adecuados. Por lo general, se lo emplea como alternativa en casos de emergencia.

a) Preparación de la solución

1. Llenar el tanque con agua hasta la altura útil indicada en el proyecto y señalar este nivel con pintura.
2. Agregar los kilogramos de hipoclorito de calcio calculados. Pesar previamente el reactivo con una balanza. Tapar bien el recipiente de hipoclorito de calcio para que el producto remanente no se deteriore y guardarlo en un ambiente fresco y de preferencia oscuro.
3. Agitar la solución con una pieza de madera en forma de remo o mediante agitador mecánico hasta que el polvo se disuelva por completo. Operar con el tanque alternativo mientras se prepara la solución.

b) Operación

La solución desinfectante se aplica directamente en la cámara de agua tratada de la planta, aprovechando la turbulencia producida por el vertedero de salida.

También es posible hacer una precloración, que se utiliza para controlar el crecimiento de algas en las unidades de tratamiento y para reducir contaminaciones microbiológicas graves. Normalmente, la precloración no se hace en forma continua sino de acuerdo con las condiciones de la fuente.

La dosis usual de cloro en la cámara de salida de la planta es de 1,0 a 1,5 mg/L. Debe tomarse en cuenta que el hipoclorito de calcio (HTH) tiene un porcentaje de cloro utilizable de 60 a 70%. Por lo tanto:

Tabla 3.19 Dosificación de hipoclorito de calcio al 1%

de concentración (10.000 mg/L) (Caudal de operación = 100 L/s)

Dosis (mg/L)	Caudal de solución <i>q</i> (L/h)
0,50	18,00
1,00	36,00
1,50	54,00
2,00	72,00
2,50	90,00
3,00	108,00
3,50	126,00

Fuente: Ing. Lidia Vargas Cap. 7

Dosis de HTH usual = $1,5/0,60 = 2,5$ mg HTH/L

La Tabla 3.18. Contiene los caudales de solución (*q*) que se deben aplicar por medio del dosificador de orificio de carga constante. Al igual que en los casos anteriores, el dosificador debe haber sido calibrada.

3.8.5 Llenado de la planta

Al iniciar el llenado de la planta y para evitar empujes indeseables contra las pantallas de los floculadores cuando estos se encuentran vacíos, es recomendable llenarla con un caudal inferior al caudal de diseño, digamos en 50%. Sería ideal poder llenar la unidad simultáneamente por ambos extremos, para lo cual sería necesario disponer de una electrobomba. La situación más crítica sucede cuando las placas son de asbesto-cemento. En este caso, debe advertirse bien a los operadores sobre la forma correcta de llenado de la unidad y el riesgo existente de romper todas las pantallas si no se siguen las instrucciones fielmente.

3.8.5.1 Procedimiento

Para iniciar esta operación, deben numerarse consecutivamente todos los filtros de la batería. Guardar un orden estricto es muy importante en la operación de este tipo de filtros. Deben tomarse en cuenta los siguientes pasos:

- Las válvulas de desagüe de los floculadores, sedimentadores y desagües de canales intermedios, si los hubiere, deben estar bien cerradas.

• En los filtros, las válvulas deben estar de la siguiente manera:

1. Todos los filtros, menos el primero, deben tener:
 - la válvula de admisión abierta;
 - la válvula de desagüe cerrada.
2. El primer filtro o filtro N.º 1 debe tener:
 - válvula de admisión cerrada;
 - válvula de desagüe abierta.

Con la operación anterior, todos los filtros menos uno serán llenados por la parte superior y el primero por la parte inferior. Al llenarse la caja de los filtros, automáticamente el agua que se está filtrando tenderá a salir por el desagüe del primer filtro. Luego se procederá en forma similar con el segundo filtro y así sucesivamente, se efectuará el lavado consecutivo de todas las unidades. Al finalizar este proceso, todas las unidades estarán limpias y se habrá expulsado el aire retenido en los filtros que inicialmente se habían llenado por la parte superior.

Simultáneamente al proceso de llenado, debe aplicarse una dosis inicial alta de hipoclorito de calcio para desinfectar la planta (~ 7 mg/L) por espacio de dos horas. De la misma manera, debe aplicarse la dosis estimada de coagulante.

Es muy importante tener en cuenta que el agua inicialmente producida no debe suministrarse a la población hasta que su calidad haya sido revisada. El volumen inicial debe ser evacuado por los canales de lavado de filtros.

Normalmente se requiere suministrar el agua a la población en el menor tiempo posible. Cuando no se pueda esperar resultados de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos para iniciar el abastecimiento, las siguientes condiciones se consideran suficientes para autorizar el uso del agua tratada:

- turbiedad no mayor de 5 unidades nefelométricas de turbiedad (UNT);
- color aparente no mayor de 15 unidades de color (UC);
- pH entre 7,0 y 8,5;
- cloro residual a la salida de la planta igual o mayor de un mg/L.

3.5.8.2 Lavado de filtros

Al entrar en operación la planta, el medio filtrante no se encuentra en condiciones adecuadas para el tratamiento y requiere una buena limpieza para eliminar el polvo y las impurezas presentes. Además, el lecho filtrante es activado por el coagulante (sulfato de aluminio) y demora algunos días para alcanzar su nivel óptimo.

3.5.8.2.1 Procedimiento para el lavado

Para poner en condiciones óptimas los lechos filtrantes, se recomiendan las siguientes acciones:

- Lavados sucesivos (tres o cuatro lavados por filtro) para eliminar impurezas. El lavado se efectúa de la siguiente manera:
 1. Se cierra la válvula de admisión al filtro.
 2. Se abre la válvula de salida de agua de lavado.
 3. Se espera un lapso de 7 a 8 minutos aproximadamente.
 4. Se cierra la válvula de salida del agua de lavado.
 5. Se abre lentamente la válvula de admisión (en un lapso de 2 a 3 minutos aproximadamente).
- Durante esta operación se debe calibrar el vertedero general de la batería, dándole la altura necesaria para producir una expansión de 25 a 30%. También se debe determinar experimentalmente el tiempo de lavado (véase Tratamiento de agua para consumo humano).
- Una vez que todos los filtros están limpios y se ha eliminado el aire retenido por el lecho filtrante, llenándolos por la parte inferior, se ha calibrado el vertedero de salida, se ha determinado el tiempo de lavado específico y se ha comprobado que la calidad del agua tratada se encuentra dentro de límites aceptables, todas las unidades se ponen en posición de operación (válvulas de entrada abiertas y válvulas de descarga de agua de lavado cerradas).

3.5.8.2.2 Instalación de la tasa declinante

La tasa declinante es una condición de operación que se debe establecer en esta etapa, cuando se está iniciando la operación normal de la planta. Cuando no se instala la tasa declinante y

los filtros han sido proyectados para operar de este modo, las carreras de operación que se obtienen son muy cortas, porque la carga hidráulica disponible para operar es muy pequeña.

3.5.8.2.2.1 Procedimiento

Esta operación se realiza en un lapso de 24 horas. Si la batería consta de n filtros, se procede a lavarlos de manera sucesiva (es decir, primero el filtro N.º 1, después el filtro N.º 2, luego el filtro N.º 3, etcétera), cada $24/n$ horas. Esto es, suponiendo que tenemos 4 filtros y empezamos esta operación a las 6.00 de la mañana lavando el filtro 1, a las 12.00 se lavará el filtro 2, a las 18.00 el filtro 3 y, finalmente, a las 24.00, el filtro 4. A partir de este momento, la tasa declinante está instalada y la batería de filtros iniciará la etapa de operación normal. Después de esto, el filtro 1 solo se volverá a lavar cuando el nivel del agua en el canal de distribución a la batería llegue al máximo y el agua empiece a rebosar por el vertedero de alivio. Para evitar errores en la operación de los filtros, se recomienda emplear el formulario de control de filtros indicado en la Tabla 3.20.

El empleo de este formulario facilita al operador la rápida determinación de cuál es el filtro que le toca lavar.

Tabla 3.20. Formulario de control de la operación de los filtros (ejemplo de batería de cuatro filtros)

Fecha	Hora	Filtro	Carrera (horas)	Observaciones
01/03/04	06.00	1	0	Inicio de la instalación de la tasa declinante.
	12.00	2	0	
	18.00	3	0	
	24.00	4	0	
				Se concluyó la instalación.
03/03/04	12.00	1	54	La batería alcanzó el nivel máximo de operación y empezó a caer agua por el aliviadero.
	16.00	2	52	
	23.00	3	53	
05/03/04	04.00	4	52	
		1		

Fuente: Ing. Lidia Vargas Cap. 7

Nota: Los filtros de tasa declinante correctamente proyectados y operados proporcionan carreras de filtración bastante largas. En los lugares cálidos o tropicales no deben admitirse carreras de más de 72 horas, para evitar que el sedimento retenido en el lecho filtrante adquiera condiciones sépticas, porque entonces los filtros, en lugar de remover la contaminación del agua, van a incrementarla.

3.8.6 Medición de caudal

En la entrada a la planta se ha proyectado una rampa de alta pendiente con la doble función de servir de unidad de aforo y de mezcla rápida de reactivos.

La medición precisa del caudal de operación de la planta reviste gran importancia, ya que sobre la base del caudal se define todo el proceso de dosificación tratado previamente.

El caudal del vertedero rectangular, situado en la coronación de la rampa, se calcula teóricamente con la fórmula de Francis:

$$Q = 1,838 B \times H^{3/2}$$

Donde:

B = 0,70 m (ancho de la rampa y del vertedero).

H = lámina vertiente medida en la cresta de la rampa (a una distancia no menor de 1,50 metros aguas arriba de la cresta).

Para obtener el caudal en litros por segundo:

$$Q = 1.470 H^{3/2}$$

En la práctica, normalmente se miden variaciones apreciables de la anterior ecuación. Por esto, es altamente recomendable la calibración de la unidad de medición. Dos técnicas se encuentran disponibles:

- Calibración por trazadores.
- Calibración por pitometría.

Esta operación usualmente se practica durante el proceso de evaluación preliminar de la planta. Para medir la lámina de agua H, se ha dispuesto la instalación de un flotador que señala una regla graduada en centímetros.

3.8.7 Mezcla rápida

Se proyecta la rampa para que al pie de ella se genere un resalto hidráulico. En el caso de la canaleta Parshall, se selecciona el ancho de garganta apropiado para que se produzca el gradiente de velocidad deseado. El resalto hidráulico se produce en la garganta de la canaleta. Este resalto se utiliza para generar una mezcla homogénea de los reactivos químicos con el agua, operación muy importante para alcanzar un tratamiento eficiente.

Debido a que el mezclador fue diseñado para operar dentro de un rango de caudales, no operará satisfactoriamente con caudales inferiores al caudal de proyecto.

Las soluciones de reactivos se deben aplicar en el punto de mezcla (donde se ubica el resalto), mediante tuberías perforadas de PVC conectadas a los dosificadores.

Si al operar la planta con el caudal de proyecto, el resalto no se produce en el lugar indicado en los planos, la aplicación del coagulante deberá desplazarse al lugar donde se está generando.

3.8.8 Operación normal

Una vez concluidas las operaciones de puesta en marcha, la planta entra en la etapa denominada operación normal.

La operación normal incluye una serie de actividades que se indican a continuación:

a) Control de los procesos:

Medición de caudal, medición de parámetros básicos como turbiedad y/o color, pH, alcalinidad y cloro residual. Este control de los procesos debe efectuarse por lo menos cada cuatro horas. En los anexos B y C se presentan ejemplos de formularios de registro diario y resumen mensual de la información sobre el control de los procesos.

b) Preparación de soluciones:

- ajuste de dosificación;
- lavado de filtros;
- limpieza de la casa de operaciones y mantenimiento de las áreas verdes adyacentes;
- control de calidad.

En general, la operación normal comprende todas las actividades destinadas a que la planta produzca el caudal para el cual fue diseñada con la calidad estipulada por las normas correspondientes. Esto excluye cualquier actividad que deba desarrollarse en caso de reducción parcial o total del caudal de diseño.

3.8.8.1 Operación normal del sistema de filtración

Los filtros de la planta son del tipo denominado de tasa declinante, lo cual significa que la velocidad de filtración declina desde un valor alto cuando el filtro está limpio hasta un valor

bajo cuando se encuentra colmatado, que es cuando requiere ser puesto fuera de operación para lavarlo. Durante este lapso, el nivel del agua en los filtros varía desde un nivel inicial hasta el máximo de operación, limitado mediante un vertedero de alivio en el canal de distribución.

Los filtros deben lavarse en secuencia numérica para evitar confusiones. Es necesario anotar en la bitácora de la planta la hora y fecha del lavado. Después de establecida la tasa declinante, se seguirán lavando en orden numérico cada vez que se alcance el nivel máximo de operación en el canal de distribución de agua sedimentada. Cada lavado toma un tiempo aproximado de 8 a 10 minutos.

Agitación adicional (lavado superficial). Para mantener el medio filtrante en buenas condiciones, es recomendable aplicarle, junto con el lavado normal, un proceso de agitación adicional que evita la formación de bolas de barro en el lecho. El proceso puede ser ejecutado manualmente por el operador de la siguiente manera:

1. El filtro se pone a lavar normalmente.
2. Con una escoba larga o rastrillo de jardín, de extremo a extremo del filtro, se rasga la superficie del lecho filtrante con un movimiento de vaivén durante tres o cuatro minutos.
3. Se concluye el lavado normalmente.

CAPÍTULO IV

4. Aplicación y Diseño

4.1 Estimación de caudales de diseño y parámetros de básicos de diseño

4.1.1 Definición

Los estudios y parámetros básicos de diseño, son un conjunto de procedimientos y valores necesarios para el desarrollo del proyecto, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

4.2 Estudios básicos de diseño

Los estudios básicos deben ser realizados en el lugar del proyecto y con participación de la población beneficiaria, organizaciones e instituciones involucradas.

Se deben considerar en términos generales, sin ser limitativos los siguientes estudios básicos de diseño:

- Técnico
- Socio-económico y cultural.
- Ambiental.

Los parámetros básicos de diseño deben ser establecidos considerando el área del proyecto y el período de vida útil del proyecto. Entre los parámetros de básicos se deben conceptualizar:

- Población del proyecto.
- Consumo de agua.
- Caudales de diseño.
- Período de diseño.

4.2.1 Población del proyecto

Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

Como se manifestó se tiene una población para año 2013 un población de 29.314 habitantes de los cuales se tiene una cobertura del 92 %, sin embargo el diseño de la dotación de agua potables se realizara para el 65% de la población debido a que la presa de Tampinta tiene una

capacidad en su obra de toma de 180 l/s y las demás 35% son abastecidas por otro proyecto de presa de Caigua y pozos en la zona alta de Villa Montes.

Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

a) Población inicial, referida al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico.

Se aplicarán los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de **1%**.

b) Población futura, referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe ser estimada en base a la población inicial, el índice de crecimiento poblacional y el período de diseño.

4.2.2 Métodos de cálculo

Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socio-económicas.

a) Aritmético:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i * t}{100}\right)$$

b) Geométrico:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

c) Exponencial:
$$P_f = P_o * e^{\left(\frac{i * t}{100}\right)}$$

Dónde: Pf = Población futura en habitantes

Po=Población inicial en habitantes

i= Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje

t= Número de años de estudio o periodo de diseño

4.2.1.2 Población inicial

Censo INE 2012 población = 30228 hab.

Al 65% = Villa Montes 19648.2 [habitantes]

Tabla 4.1 Datos de población de la ciudad de Villa Montes

DESCRIPCION	POBLACION	HOMBRES	MUJERES	VIVENDAS	AREA
BOLIVIA	10.027.254	4.998.989	5.028.265	3.149.736	
TARIJA	482.196	240.275	241.921	145.007	
GRAN CHACO	147.164	75.424	71.74	40.635	
VILLAMONTES	30.228	15.235	14.993	8.995	Urbana

Fuente: INE censo 2012

Tabla 4.2 Datos de población de la tercera Sección de Villa Montes

DEPARTAMENTO DETARIJA	Población censo 2001	Tasa anual de crecimiento intercensal 1992-2001 %	Población Censo 2012	Tasa anual de crecimiento intercensal 2001-2012 %
Provincia Gran Chaco	116,318	4.8	147,164	1.88
Primera Sección - Yacuiba	83,518	6.16	91,998	0.83
Segunda Sección - Carapari	9,035	1.57	15,366	3.69
Tercera Sección – Villa Montes	23,765	2.1	39,800	3.61

Fuente: INE censo 2012

4.2.1.3 Población Futura

Referida al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe ser estimada en base al Po, el índice de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socioeconómicas.

4.2.1.4 Período de diseño

El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

El periodo de diseño está comprendido entre 20 y 30 años para instalaciones con capacidades de tratamiento mayores a $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ y podrá ser de 5 a 10 años para aquellas

instalaciones en las cuales se requieren bajas inversiones y corresponden al concepto de tecnología apropiada y pueden ser ampliadas una vez el periodo haya transcurrido; rara vez se adoptará 15 a 20 años.

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia, desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando éstas no estén funcionando a su plena capacidad.

El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en la Tabla 4.3

Tabla 4.3 Parámetros de periodo de diseño

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de Bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
Equipos de combustión interna	5	5

Fuente: NB 689 Criterios de diseño

El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en Tabla 2.4, siempre que el ingeniero proyectista lo justifique.

Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobredimensionamiento de las distintas unidades del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se podrán definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

Tabla 4.4 Aplicación de métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Mayores a 100
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

Fuente: NB 689 Criterios de diseño

4.2.1.5 Calculo de la población futura

a) Crecimiento Aritmético:

$$P_f = P_o (1 + i * (\frac{t}{100})) = \mathbf{40.927 \text{ hab.}}$$

c) Método de Wappaus:

$$P_f = P_o \frac{(200 + i * t)}{(200 - i * t)} = \mathbf{66.058 \text{ hab.}}$$

b) Crecimiento Geométrico:

$$P_f = P_o (1 + (\frac{i}{100}))^t = \mathbf{56.934 \text{ hab.}}$$

d) Método Exponencial

$$P_f = P_o * e^{i*t/100} = \mathbf{58.031 \text{ hab.}}$$

Se adopta la recomendación de la Norma Boliviana 689, cuando se tiene poblaciones mayores de 20001 hasta 100000 habitantes el método aceptable para la determinación de la población futura es el método geométrico.

Pf = 56.934 Habitantes

El método a utilizar será Geométrico, con estos datos Se asume un periodo de diseño de 30 años para una Planta de tratamiento. Los datos son asumidos de la NB 689.

4.2.1.6 Consumo de agua

La dotación mínima a adoptarse debe ser suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo doméstico, comercial, industrial y público, considerando las pérdidas en la red de distribución.

La dotación de agua depende de los siguientes factores:

- Oferta de agua (capacidad de la fuente).
- Clima.
- Aspectos económicos y socio-culturales.
- Opción técnica y nivel de servicio (piletas públicas, conexiones domiciliarias y uso de bombas manuales).
- Tipo de consumo (medido, irrestricto y uso de limitadores de caudal).
- Servicio de alcantarillado.
- Condiciones de operación y mantenimiento.

4.2.1.6.1 Dotación futura.

Consumo anual total previsto de una ciudad por centro poblado dividido entre la población abastecida y el número de días del año es decir es una cantidad de agua expresada en litros por habitantes por día [l/hab/día] la dotación mínima a adoptarse será la suficiente para abastecer los requerimientos domésticos públicos y aquellas necesidades propias del tipo de población ya sean consumos comerciales, institucionales, industriales, riego de parques y jardines públicos la dotación dependerá también de factores tales como los aspectos socio económicos y culturales de la población además de tener en cuenta el tipo de consumo es decir su consumo es medido o irrestricto.

Tabla 4.5. Dotación media diaria (l/hab/día)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más de 100 000
Del Altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 -90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
Notas:	(1)			(2)		

Fuente: NB 689 Criterios de diseño

$$D_f = D_i * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n$$

Df =	---	[l/hab/día]	Dotación Futura.
Di =	200	[l/hab./día]	Dotación Inicial.
d =	2	[-----]	Variación anual de la dotación en porcentaje
n =	30	[Años]	Periodo de diseño

Di = la dotación media inicial para esta zona de los llano de 200 lt/seg. Este valor se adopta de tablas según NB 689 Tabla 4.5.

d = se adopta un valor de 2 porque supondremos que la red es nueva y además tenemos que ver que la población cuenta con variación de la Población. “d” Varía entre 0.5 – 2.0 %

n = 30 años que es el periodo de retorno.

$$D_f = D_i * \left(1 + \frac{d}{100}\right)^n$$

$$D_f = 200 * \left(1 + \frac{0.5}{100}\right)^{30}$$

$$D_f = 232 \text{ l/hab/día}$$

La Adopción de la dotación inicial de 200 l/hab/día se justifica desde el punto social y climatológico del lugar y las necesidades de los habitantes.

4.2.1.7 Caudales de diseño

4.2.1.7.1 Consumo medio diario

Es el consumo durante las 24 hrs. Obtenido como promedio de los consumos diarios observados en un periodo de un año.

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86400}$$

Dónde: Qmd = Consumo Medio Diario.

Pf = 56934 [hab.] Población Futura.
 Df = 232 [l/hab./día] Dotación Futura.

los

$K1 = \frac{\text{Consumo máximo diario obtenido en un año}}{\text{Consumo medio diario obtenido en un año}}$

Qmd = 153.06 [l/s]

Sustituyendo valores se tiene:

4.2.1.7.2 Consumo máximo diario

Es el consumo máximo durante 24 hrs. Observado en el periodo de un año sin tener en cuenta los gastos o consumos producidos por incendios.

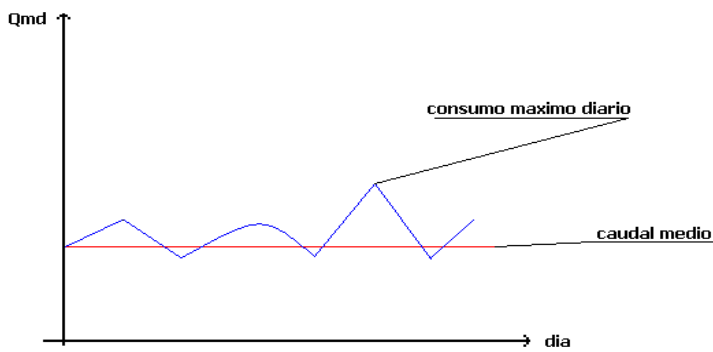


Figura4.1 Variación del caudal medio vs días

$$Q_{\max \text{ diario}} = Q_{\text{medio diario}} * k1$$

Tal como se indica en el fundamento teórico existe un caudal o consumo máximo diario, que es el consumo máximo durante 24 horas observado durante el periodo de un año. Este caudal se calcula con la expresión siguiente:

$$Q_{max\text{diario}} = 153.06 * 1.2 \text{ [l/s]}$$

Donde:

$Q_{max\text{diario}}$ = [l/s] Consumo máximo diario.

Q_{md} = 153.06 [l/s] Consumo medio diario.

K_1 = 1,2 Coeficiente de variación diaria. $1.2 \leq k_1 \leq 1.5$

Para la ciudad de Villa Montes, tomando en cuenta la temperatura elevada en verano, las necesidades de los habitantes, se estima que las variaciones diarias son considerables, por lo tanto se adopta:

$Q_{max\text{diario}}$: 183.67 [l/s]

Adoptamos = 180 l/s

El caudal Max diario es mayor al caudal de estiaje por lo que cumple con la demanda requerida y trabajamos con el caudal Calculado.

Caudal de diseño para la aducción y planta de tratamiento

4.2.1.7.2 Caudal máximo horario

Es el consumo máximo obtenido durante un día, observado en el periodo de un año, sin tomar en cuenta los consumos producidos por incendios.

$$K_2 = \frac{\text{Consumo máximo horario observado en un día}}{\text{Consumo medio horario observado en un día}}$$

Los valores de K_2 son muy importantes, además cuando el sistema es nuevo no sabemos cuánto consume horaria mente. Para esto tenemos una tabla que nos da la Norma Boliviana 689 en función de la cantidad de habitantes.

$$Q_{\max_{\text{horario}}} = Q_{\text{med}_{\text{diario}}} * K_2$$

Donde:

$Q_{\max_{\text{horario}}} = [l/s]$ Consumo máximo diario.

$Q_{\text{med}_{\text{diario}}} = 183.67 [l/s]$ Consumo medio diario.

$K_2 = 1.5$ Coeficiente de variación horaria.

Tabla 4.6 Coeficiente de K_2

Población (habitantes)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 – 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 – 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 – 1,50
Más de 100 000	1,50

Fuente: NB 689 Criterios de diseño

$$Q_{\max_{\text{horario}}} = 183.656 * 1.5 [l/s]$$

$$Q_{\max_{\text{horario}}} = 275.51 [l/s]$$

4.3 Cálculos de Diseño

4.3.1 Calculo de la aducción de la Presa a la Planta de Tratamiento

1.- Calculo del Nudo 1 :

Cota de entrada de la aducción	Cota Entrada	=	442,00	m
Cota de tanque de Salida	Cota Salida	=	438,50	m

Perdida de carga por **HAZEN WILLANMS**

$$H_f = \frac{10.643 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.871}} * L$$

$$D = 4.871 \sqrt[1.852]{\frac{10.643 * Q^{1.852}}{C^{1.852} * H_f} * L}$$

- L: Longitud de la tubería
- Q: Caudal max. Diario
- D: Diámetro de la tubería
- C: Coeficiente de rugosidad de la tubería

Si $\Delta Z =$ es la pérdida de carga que podemos asumir para calcular el diámetro D

$$\Delta Z = H_f$$

Perdida Unitario

0,004 m/m

$\Delta Z = \text{Cota Entrada} - \text{Cota Salida}$

$\Delta Z = 3,50$

Hf =	3,5	m			
C =	130				
L =	50,1	m			
Q =	0,1800	m³/s			
			Velocidad		Vmax NB689
D =	0,14	m	1,39	m/s	< 1,5 m/s
					Evitar Golpe de Ariete
D =	5,3	plg.	Calculado		
D =	16	plg.	Asumido		Fuente: REGLAM.vol.01- pag144

2.- Perdidas de carga con el diámetro calculado

Hf	=	0,22	m.
----	---	------	----

3.-Resumen del cálculo de la Aducción de la Planta de Tratamiento

Caudal de Diseño: **180** [l/s]
Longitud Tubería : **367** m

NUDO	PROGRESIVAS		Long. [m]	Long. Inclin. [m]	Longitud Acum. [m]	Caudal [l/s]
	INICIO	FIN				
1	0,+000	0+50,00	50,0	50,1	50,00	180,0
2	0+50,00	0+100,00	50,0	50,0	100,00	180,0
3	0+100,00	0+150,00	50,0	50,0	150,00	180,0
4	0+150,00	0+200,00	50,0	50,0	200,00	180,0
5	0+200,00	0+250,00	50,0	50,0	250,00	180,0
6	0+250,00	0+300,00	50,0	50,0	300,00	180,0
7	0+300,00	0+350,00	50,0	50,0	350,00	180,0
8	0+350,00	0+367,00	17,0	17,0	367,00	180,0

Nivel Mínimo de Embalse:	442	[m.s.n.m.]
Diametro comercial	400	mm

Diám. [pulg]	Veloc. [m/s]	Perdidas de Carga [m]				Cota Radier [m.s.n.m.]
		Coef.	Unit.	Parcial	Acum.	Entrada
16	1,388	130,0	0,004	0,22	0,22	442,00
16	1,388	130,0	0,004	0,22	0,43	438,50
16	1,388	130,0	0,004	0,22	0,65	437,29
16	1,388	130,0	0,004	0,22	0,87	436,57
16	1,388	130,0	0,004	0,22	1,08	437,22
16	1,388	130,0	0,004	0,22	1,30	436,65
16	1,388	130,0	0,004	0,22	1,52	435,28
16	1,388	130,0	0,004	0,07	1,59	433,28

	Presión estática [m.c.a.]		Presión dinámica [m.c.a.]		Cota Piezom. m.s.n.m.	CLASE TUBERÍA
	Salida	Entrada	Salida	Entrada		
438,5	0,00	3,50	0,00	3,28	442,00	PVC CLASE 6
437,29	3,50	4,71	3,28	4,28	438,50	PVC CLASE 6
436,57	4,71	5,43	4,28	4,78	437,29	PVC CLASE 6
437,22	5,43	4,78	4,78	3,91	436,57	PVC CLASE 6
436,65	4,78	5,35	3,91	4,27	437,22	PVC CLASE 6
435,28	5,35	6,72	4,27	5,42	436,65	PVC CLASE 6
433,28	6,72	8,72	5,42	7,20	435,28	PVC CLASE 6
433,1	8,72	8,90	7,20	7,31	433,28	PVC CLASE 6

4.3.2 Calculo del almacén del Sulfato de aluminio

1.- *Calculo de la dosis promedio:*

Datos			
Dm=	10	mg/L	Dosis mínima
DM=	30	mg/L	Dosis máxima

$$D = (Dm + DM)/2$$

D =	20	mg/L	Dosis promedio
------------	-----------	-------------	-----------------------

2.- *Calculo del Volumen de almacenamiento requerido*

Datos			
δ=	964	kg/m ³	Peso específico del aluminio
T=	90	Días	Tiempo en el que se provisionara nuevamente el almacén
Q=	180	l/s	
Q=	15552	m ³ /d	Caudal de diseño

$$V = \frac{D * Q * T}{\delta * 1.000}$$

V=	29,0	m³	Volumen del almacén requerido
-----------	-------------	----------------------	--------------------------------------

3.- *Calculo de Área neta de almacenamiento*

Datos			
H=	1,8	m	Altura (asumida) para el almacenamiento

$$A = \frac{V}{H}$$

A=	16,1	m ²	área neta de almacenamiento
----	------	----------------	-----------------------------

4.- *Calculo de Largo de la ruma o pila*

Datos			
N=	3		Numero de tarimas
B=	1,8	m	Ancho de cada tarima (asumido)

$$L = A / (N * B)$$

L=	3,0	m	Largo de apilar las bolsa
----	-----	---	---------------------------

5.- *Calculo del Dimensiones finales del almacén*

Datos			
P=	1	m	Tamaño de la bolsa

Ancho=	$N*B+4*P$	9,4	m
Largo=	$L+2*p$	5	m

Tabla de resultados:

almacén de sulfato de aluminio

D =	20	mg/l	<i>Dosis promedio</i>
V=	29,04	m ³	<i>Volumen del almacén requerido</i>
A=	16,1	m ²	<i>Área neta de almacenamiento</i>
L=	3,0	m	<i>Largo de apilar las bolsa</i>
Ancho=	9,4	m	<i>Dimensionamiento del almacén</i>
Largo=	5	m	

4.3.3 Calculo del dosificador

1.- Calculo de solución Concentración al 10%

Datos			
Q =	180	(l/s)	Caudal de diseño
DM=	30	(mg/l)	Dosis máxima
Dm=	10	(mg/l)	Dosis mínima
C=	10	(%)	Concentración de solución %
C=	100000	(mg/l)	Concentración de solución mg/L

$$q = \frac{Q * (Dmax + Dmin)}{2 * C}$$

q=	0,036	l/s	<i>Solución al 10%</i>
q=	3,1104	m3/día	

2.- Calculo del Caudal de solución Concentración al 2%

datos			
C=	2	(%)	Concentración de solución %
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/L

$$q = \frac{Q * (Dmax + Dmin)}{2 * C}$$

q=	0,18	l/s	<i>Solución al 2%</i>
q=	15,552	m3/día	

3.- Volumen del tanque de solución para C = 2%

datos			
T=	8	hrs	Tiempo el mantenimiento y operación
C=	2	(%)	Concentración de solución %
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/l

$$V = Q * T$$

V 2% =	5,18	m3	Volumen del tanque C=2%
--------	------	----	-------------------------

4.- Volumen del tanque de solución para C = 10%

datos			
T=	8	horas	Tiempo de operación

$$V = Q * T$$

V 10 % =	1,0368	m3	Volumen del tanque C=10%
----------	--------	----	--------------------------

Se adopta el volumen de 5.1 m3 para el dimensionamiento de la tanque de solución

nota : Se adopta un borde libre de 0.1 m.

Dimensionamiento = 1.7*1.5*2.05 m. = 5.2 m3

5.- Consumo Promedio diario

datos			
Q=	180	l/s	Caudal de diseño
Qmd=	20	mg/l	Dosis media

$$P = Q * D$$

P=	3600	mg/s	<i>Cantidad de Sulfato solución diario</i>
P=	311,04	Kg/día	

6.- Consumo Por Tanque

Datos			
T=	8	hrs	Tiempo de operación
P=	311,04	kg/día	Cantidad de Sulfato solución diario

$$P0 = P * \frac{T}{24}$$

P0=	103,68	Kg	Consumo para cada tanque
------------	---------------	-----------	---------------------------------

7.- Numero de tanque que se adopta

Datos			
P=	311,04	kg/día	Cantidad de Sulfato solución diario
Po=	103,68	kg	Consumo para cada tanque

$$N_t = \frac{P}{P_o}$$

Nt=	3	unidad	Tanque de solución
------------	----------	---------------	---------------------------

El número de tanque a diseñar será de 3 en el cual 2 funcionarán con la solución de sulfato de aluminio y el tercero para realizar la limpieza, también

Nota : se dará uso para la preparación de cal hidratada.

8.- Numero de bolsas

datos			
Po=	3	kg	Cantidad de Sulfato solución diario
Pb=	25	kg	(Peso d cada bolsa)

$$N = P_o / P_b$$

N=	4,1	adimensional	bolsas
-----------	------------	---------------------	---------------

9.- Caudal de agua adicional que se debe aplicar a la salida del dosificador

Datos			
V 10% =	1,04	m ³	Volumen del tanque al 10 %
V 2 % =	3,456	m ³	Volumen del tanque al 2%

$$Q_{agua} = \frac{V_2 - V_{10}}{T}$$

Qagua=	0,144	l/s	<i>caudal adicional al dosificador</i>
--------	-------	-----	--

10.- Caudal máximo por dosificador

Datos			
Q =	180	(l/s)	Caudal de diseño
DM=	30	(mg/l)	Dosis máxima
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/l 2%

$$qM = Q \frac{D}{C}$$

qM=	0,27	l/s	<i>caudal máximo por dosificador</i>
qM=	972	l/hr	

Nº 11.- Caudal mínimo por dosificador

Datos			
Q =	180	(l/s)	Caudal de diseño
DM=	10	(mg/l)	Dosis mínima
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/l 10%

$$qm = Q \frac{D}{C}$$

qm=	0,09	l/s	<i>Caudal mínimo por dosificador</i>
qm=	324	l/hr	

Nº 12.- Rango del dosificador

Datos			
qM=	972	l/hr	Caudal máximo por dosificador
qm=	324	l/hr	Caudal mínimo por dosificador

$$R = qM - qm$$

R=	324-972	l/hr	rango para elección de dosificador
----	---------	------	------------------------------------

N° 13.- Cuadro para seleccionar la capacidad del dosificador por gravedad de orificio de carga constante (medidas en milímetros)

Tamaño	Capacidad	A	B	C	D	E	Diametro F	Diametro G
1	0-400 l/hr	760	200	400	140	340	3/4 Pulg	1 1/2 Pulg
2	0-1000 l/hr	760	200	400	140	340	1 Pulg	1 1/2 Pulg
3	0-2500 l/hr	880	310	530	250	470	1 1/2 Pulg	2 Pulg
4	0-4000 l/hr	880	310	530	250	470	2 Pulg	2 1/2 Pulg

Diametro F= Diametro de entrada

Diametro G= Diametro de salida

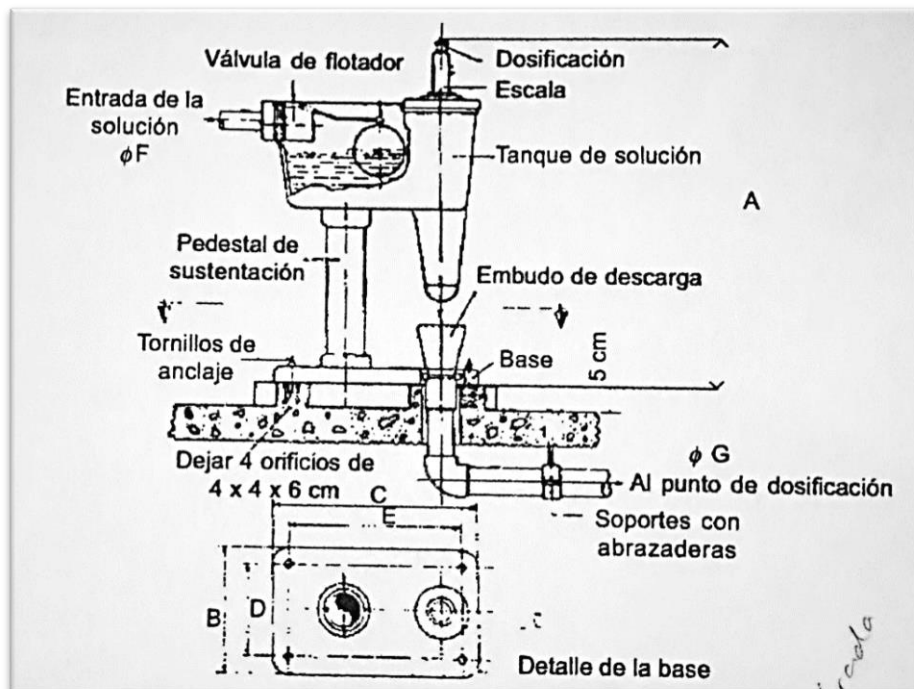


Figura 4.2 Dosificador

N° 14.- Tabla de resultados:

Sistema de dosificación en solución

q=	0,036	l/s	Solución al 10%
q=	3,1104	m3/día	
q=	0,18	l/s	Solución al 2%
q=	15,552	m3/día	
V 10% =	1,0368	m3	Volumen del tanque C=10%
V 2 % =	5,18	m3	Volumen del tanque C=2%
P=	3600	mg/s	cantidad de Sulfato solución diario
P=	311,04	kg/día	
P0=	103,68	kg	Consumo para cada tanque
Nt=	3	kg	Tanque de solución
N=	4,1	adimensional	Bolsas
Qagua=	0,084	l/s	Caudal adicional al dosificador
qM=	0,27	l/s	Caudal máximo por dosificador
qM=	972	l/hr	
qm=	0,09	l/s	Caudal mínimo por dosificador
qm=	324	l/hr	
R=	324-972	l/h	Rango para elección de dosificador

NOTA : Como se puede observar en los resultados obtenidos el volumen del tanque para una solución al 2% es de 5,18 m3 y al 10% el volumen es 1,03 m3 , por lo que se adopta la alternativa con un diseño de tanque de 5,2 m3 y borde libre de 10 cm. Y así se obtendrán 3 tanques. Según la NB 689 se debe tener 2 tanques como mínimo uno para el funcionamiento y otra para la preparación del coagulante (Sulfato de aluminio).

4.3.4 Calculo del saturador de Cal

1.- Calculo del caudal de operación del saturador:

Datos			
Q =	180	l/s	caudal de diseño
D =	30	mg/l	dosificación
C =	0,2	%	concentración de cal

$$q = \frac{Q * D}{C}$$

$q =$	2,7	l/s	Caudal de operación del saturador
-------	------------	------------	--

$q =$	233,28	m³/día	Caudal de operación del saturador
-------	---------------	--------------------------	--

2.- Cálculo del Caudal de solución Concentración al 2%

datos			
C=	0.2	(%)	Concentración de solución %
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/L

$$q = \frac{Q * (D_{max} + D_{min})}{2 * C}$$

$q=$	0,1359	l/s	Solución al 0.2%
$q=$	11,74176	m³/día	

3.- Volumen del tanque de solución para C = 0.2%

datos			
T=	8	hr	Tiempo el mantenimiento y operación
C=	0.2	(%)	Concentración de solución %
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/L

$$V = Q * T$$

V 2% =	3,91	m³	Volumen del tanque C=0.2%
---------------	-------------	----------------------	----------------------------------

5.- Cálculo del consumo diario de cal:

Datos			
$Q =$	180	l/s	Caudal de diseño
$D =$	20	mg/l	Dosificación

criterio:

$$P = 0,0864 * D * Q$$

$P =$	311,04	kg	<i>Consumo diario de cal</i>
-------	---------------	-----------	------------------------------

6.- Calculo del consumo con impurezas:

Datos			
$I =$	20	%	Porcentaje de impurezas presentes en la cal

criterio:
$$P' = \frac{P}{(1 - I)}$$

$P' =$	388,8	kg	<i>consumo con impurezas</i>
--------	--------------	-----------	------------------------------

Nº7.- Tabla de resultados:

Saturador de cal

$q =$	2,7 233,28	l/s m³/día	<i>Caudal de operación del saturador</i>
Vol. =	3,91	m³	<i>Volumen de saturador</i>
P =	311,04	kg	<i>Consumo diario de cal</i>
P' =	388,8	kg	<i>Consumo con impurezas</i>

Nota: Para la el diseño del tanque de saturador se tiene un volumen de 3,91 m3 el cual viene a ser mucho menor que el tanque dosificador de sulfato de aluminio, lo cual por recomendación por la Norma Boliviana 689 para que no exista sobre dimensionamiento se diseñara solo 3 tanques de dosificadores.

4.3.5 Calculo de la mezcla rápida con en una canal rectangular con cambio de pendiente o mezclador tipo rampa

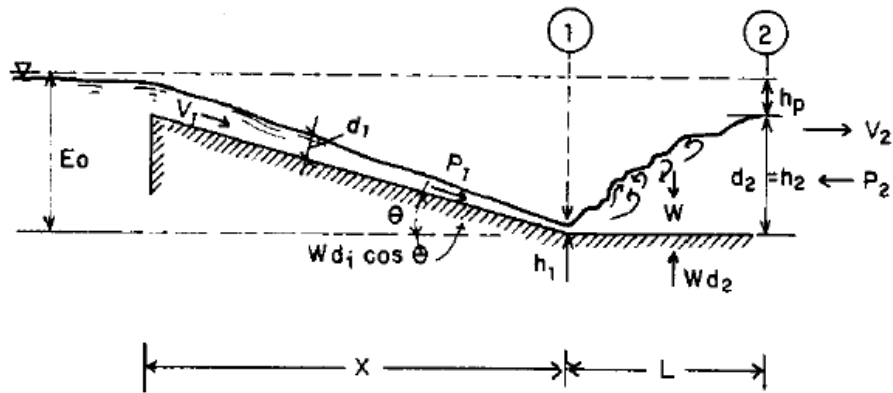


Figura 4.3 Mezclador Tipo rampa

1.- Calculo del caudal unitario

Datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
B =	0,8	m	Ancho del vertedero datos asumidos

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

q =	0,225	m ³ /s/m	Caudal unitario
-----	-------	---------------------	-----------------

2.- Inclinación de la Rampa

Datos			
P =	1,2	m	Paramento datos asumidos según la OMS – NB 689
Eo =	0,8	m	Altura de la Rampa sobre el nivel del suelo

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{Eo}{P} \right]$$

$\theta =$	33,69	grados	Angulo de inclinación de la rampa
------------	-------	--------	-----------------------------------

3.- Factor de resolución de la ecuación

Datos

F=	5,5	-	Numero de Froude 4,5-9 asumido OMS- NB689
$\theta =$	33,69	grados	Ángulo de inclinación de la rampa

$$K = \cos\theta \left(F + \left(\frac{\cos\theta}{2F} \right) \right)$$

$K =$	4,639	-
-------	-------	---

$$\phi = \cos^{-1} \left[\frac{F^2}{\left(\frac{2FK}{3} \right)^{3/2}} \right]$$

$\phi =$	64,456	grados
----------	--------	--------

4.- Relación de altura antes y después del resalto

Datos

F=	5,5	-	Numero de Froude 4,5-9 asumido OMS- NB689
$\phi =$	64,456	grados	-
K=	4,639	-	datos resolución de la ecuación momento

$$a = \frac{d_2}{d_1}$$

$$a = \left(8 * F * \frac{K}{3} \right)^{0,5} * \left(\cos \frac{\phi}{3} \right)$$

a=	8.09	-	<i>Relación de altura antes y después del resalto</i>
-----------	-------------	---	---

5.- Altura antes del resalto

Datos			
q=	0,225	m ³ /s/m	caudal unitario
F=	5,5	-	Numero de Froude 4,5-9 asumido OMS- NB689
g=	9,81	m/s	gravedad

$$d_1 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{F^2 g}}$$

d1=	0,055	m	<i>Altura antes del resalto</i>
------------	--------------	----------	---------------------------------

6.- Profundidad antes del resalto

Datos			
d1=	0,055	m	Altura antes del resalto
$\theta =$	33,69	grados	Angulo de inclinación de la rampa

$$h_1 = \frac{d_1}{\cos\theta}$$

h1=	0,067	m	<i>Altura inicio del resalto</i>
------------	--------------	----------	----------------------------------

7.- Velocidad al inicio del resalto

Datos			
q=	0,225	m ³ /s/m	Caudal unitario
h1=	0,067	m	Altura antes del resalto

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

V1=	3,4	m/s	Velocidad inicio del resalto
------------	------------	------------	-------------------------------------

8.-Numero de Froude (comprobación)

Datos			
a=	8,09	-	Relación de altura antes y después del resalto

$$F = \sqrt{\frac{(2a+1)^2 - 1}{8}}$$

F=	6.19	-	Numero de Froude 4,5-9 (comprobación) !cumple!
-----------	-------------	----------	---

9.- Profundidad después del resalto

Datos			
d1=	0,0554	m	altura antes del resalto
a=	8,09	-	relación de altura antes y después del resalto

$$h_2 = d_2 = ad_1$$

h2=	0,45	m	profundidad h2 del tirante de agua
------------	-------------	----------	---

10.- Longitud del resalto

Datos			
h1=	0,067	m	altura inicio del resalto
h2=	0,45	m	profundidad después del resalto

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

L=	2,3	m	longitud del resalto hidráulico
-----------	------------	----------	--

11.- Perdida de carga

Datos			
h1=	0,052	m	Altura inicio del resalto
h2=	0,45	m	Profundidad después del resalto

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

hp=	0,7	m	Perdida de carga en el resalto
------------	------------	----------	---------------------------------------

12.- Volumen del resalto

Datos			
h1=	0,067	m	Altura inicio del resalto
h2=	0,45	m	Profundidad después del resalto
B=	0,8	m	(Ancho del vertedero) datos asumidos
L=	2,3	m	Longitud del resalto hidráulico

$$V = \left[\frac{(h_1 + h_2)}{2} \right] LB$$

V=	0,5	m3	Volumen del resalto
-----------	------------	-----------	----------------------------

13.- Gradiente de velocidad

Datos			
$\sqrt{\gamma/\mu} =$	3114,64	-	Relación entre el peso específico del agua y la viscosidad absoluta, tabla que se encuentra en función de la temperatura.
T =	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
Q =	0,18	m3/s	Caudal de diseño
hp=	0,7	m	Perdida de carga en el resalto
V=	0,5	m3	Volumen del resalto hidráulico

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \sqrt{\frac{Q h_p}{V}}$$

G=	1572,2	-	recomendación gradiente de velocidad 1000-2000 S⁻¹ según la OMS-NB689 cumple
-----------	---------------	----------	--

14.- Tiempo de mezcla

Datos			
V=	0,5	m3	Volumen del resalto
Q=	0,18	m3/s	Caudal de diseño

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

T=	2,6	s	Recomendación tiempo de retención es 1-7 s según la OMS-NB689 cumple
-----------	------------	----------	---

15.- Grada al final del resalto

Datos			
h2=	0,45	m	Profundidad después del resalto

$$h = \frac{h_2}{6}$$

h=	0,1	m	Altura de la grada al final del dissipador
-----------	------------	----------	---

16.- Altura de agua del vertedero

Datos			
Q=	0,18	m3/s	Caudal de diseño
B=	0,8	m	Ancho del vertedero

$$h_3 = \left(\frac{Q}{1.84B} \right)^{\frac{2}{3}}$$

h3=	0,26	m	Altura del agua en el vertedero
------------	-------------	----------	--

17.- Números de orificios del difusor

Datos			
e =	0,05	m	Espacio entra cada orificio
B=	0,8	m	Ancho del vertedero

$$N = \frac{B}{e}$$

N=	16	-	Numero de orificios
-----------	-----------	----------	----------------------------

18.- Sección del orificio

Datos			
do=	0,5	plg	Diámetro del orificio

$$A_o = \pi \frac{d^2}{4}$$

Ao=	0,197	plg²	Área del orificio
------------	--------------	------------------------	--------------------------

19.- Caudal promedio de solución a aplicar

datos			
C=	2	(%)	Concentración de solución %
C=	20000	(mg/l)	Concentración de solución mg/L
D=	20	(mg/l)	Dosis promedio de sulfato de aluminio
Q =	0,180	m ³ /s	Caudal de diseño

$$q_o = Q \frac{D}{C}$$

qo=	0,180	l/s	Caudal del orificio a adicionar
------------	--------------	------------	--

20.- Velocidad del orificio

datos			
qo=	0,180	l/s	Caudal del orificio a adicionar
Ao=	0,196	plg ²	Área del orificio
N=	16	Unidades	Numero de orificios

$$V_o = \frac{q_o}{A_o * N}$$

Vo=	0,057	m/s	Velocidad en el orificio
------------	--------------	------------	---------------------------------

21.- Diametro del difusor antes Calculado

d=	1 1/2"	plg	Diametro del difusor
-----------	---------------	------------	-----------------------------

21.- Diametro del difusor antes Calculado

datos			
Eo=	0,8	m	Altura de la Rampa sobre el nivel del suelo
h3=	0,25	m	Altura del agua en el vertedero
hp=	0,59	m	Perdida de carga en el resalto
h2=	0,43	m	Profundidad después del resalto

$$E_o + h_3 = h_p + h_2$$

1,10 = 1,10

22.- Calculo de la pendiente del canal de conducción a los floculadores

Datos			
V=	0,25	m/s	Velocidad de llegada a los floculadores
g=	9,81	m/s	Gravedad
B=	0,8	m	Ancho del vertedero

P=	1,89	m	Perímetro entre las placas
h=	0,55	m	Tirante de agua
n=	0,013	-	Coefficiente de rugosidad
A=	0,44	m ²	Área del canal

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} J^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$J = \left[\frac{V n}{R_H^{2/3}} \right]^2 =$$

J =	7,46E-05	m/m	<i>Pendiente de conducción</i>
------------	-----------------	------------	---------------------------------------

4.3.6 Dimensionamiento de un floculador hidráulico del flujo Horizontal

Datos.-

Se utilizaran como baffles o tabiques placas de madera de 3 m. x 1,3 m. x 1 pulg.

Colocado sobre guías.

Recomendaciones según la OMS- y el libro de la Universidad Nacional - Facultad de minas					
Ing. Arturo Pérez P. Tratamiento de aguas					
a)	20	$\leq G \leq$	60	S-1	Gradiente de Velocidad
b)	15	$\leq td \leq$	20	min	Tiempo de retención
c)	0,1	$\leq vel \leq$	0,6	m/s	Velocidad del flujo en el canal
d)	1	$\leq S \leq$	1,5	-	Luz libre tabique y canal principal

Tabla 4.7 Parámetros óptimos de Floculación

Tramos	Gradientes de velocidad (s ⁻¹)	Tiempos de retención (min.)
1	80	5
2	60	10
3	50	15
4	45	20

Fuente: Ing. Lidia Vargas OMS.

Tabla 4.8 Rango de gradientes hidráulico para cada compartimiento o cámara

Compartimiento o cámara	Gradiente (s ⁻¹)
1	50 – 100
2	20 – 50
3	10 – 40

Fuente: NB 689 Reglamento técnico de diseño. Volumen II.

El método es por tanteo y error a partir de unas suposiciones iniciales

Suposiciones.	datos asumidos			
1.-	3 =	zonas	-	Separación en 3 zonas de los floculadores
2.-	S =	0,6	m	Espaciamiento entre placas
3.-	td =	15	min	Tiempo óptimo de retención para lugares cálidos
4.-	Vel =	0,25	m/s	Velocidad asumida según OMS

Nota: Las condiciones de diseño son especificadas en la tabla de datos el cual se tomaron en cuenta el libro de OMS, NB689 y el Libro del Ing. Jorge Pérez de la Universidad de Medellín Colombia.

$$\text{zonas} = \begin{cases} 1^{\circ} \text{ zona } 5 \text{ min} \\ 2^{\circ} \text{ zona } 5 \text{ min} \\ 3^{\circ} \text{ zona } 5 \text{ min} \end{cases}$$

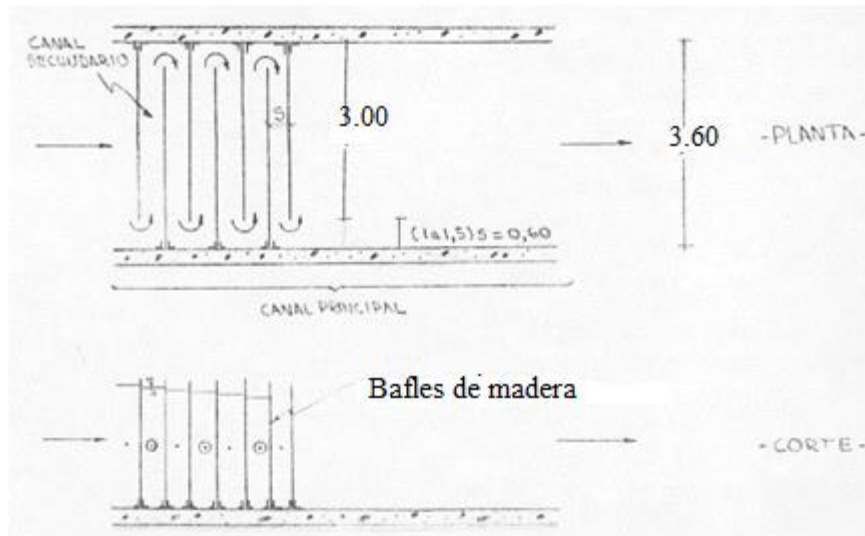


Figura 4.4 Dimensiones de los floculadores

1.- Calculo del área de la sección del flujo

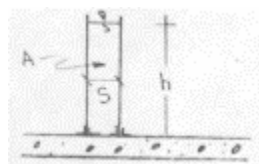
Datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
V =	0,25	m/s	Velocidad del flujo en la sección

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

A =	0,72	m²	área de la sección del flujo
------------	-------------	----------------------	-------------------------------------

2.- Profundidad del agua

Datos			
A =	0,7	m ²	Área de la sección del flujo
S =	0,6	m	Espaciamiento entre placas



$$h = \frac{A}{S}$$

h=	1,2	m	altura del agua
-----------	------------	----------	------------------------

3.- Longitud de recorrido del agua

Datos			
V=	0,25	m/s	Velocidad al inicio
td=	5	min	Tiempo de floculación en la zona 1 (retención)

$$Lc = V * td * 60$$

L=	75,0	m	Longitud de recorrido
-----------	-------------	----------	------------------------------

4.- Numero de Tabiques

Datos			
L	75,0	m	Longitud de recorrido
B	3,6	m	Ancho de canal principal

$$N = N^{\circ} \text{ de canales secundario} + 1$$

$$N^{\circ} = \frac{L}{B} + 1$$

N° =	22	m	Numero de Bafles
-------------	-----------	----------	-------------------------

5.- Perdida de carga total

Datos			
N°=	21,8	m	Numero de bafles
v=	0,25	m/s	Velocidad del flujo
g=	9,81	m/s	Gravedad

J=	-	m/m	Pendiente calculado
L=	75,0	m	Longitud de recorrido
P=	3,000	m	Perímetro entre las placas
h=	1,2	m	Tirante de agua
n=	0,012	-	Coefficiente de rugosidad

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} J^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$J = \left[\frac{V n}{R_H^{2/3}} \right]^2 =$$

J =	6,03431E-05	m/m	<i>Pendiente del canal principal</i>
------------	--------------------	------------	---

$$\Delta h = N^{\circ} \text{ de tabiques} \times \frac{3V^2}{2g} + JL$$

$\Delta h =$	0,31	m	<i>Perdida de carga en la zona 1</i>
--------------------------------	-------------	----------	---

6- Gradiente de velocidad

Datos			
$\sqrt{\gamma/\mu} =$	3114,64	-	Relación entre el peso específico del agua y la viscosidad absoluta, tabla que se encuentra en función de la temperatura.
T =	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
$\Delta h =$	0,3	m	Perdida de carga en la Zona 1
td=	5	min	Tiempo de floculación en la zona 1 (retención)

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

$$V = Q \times td$$

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

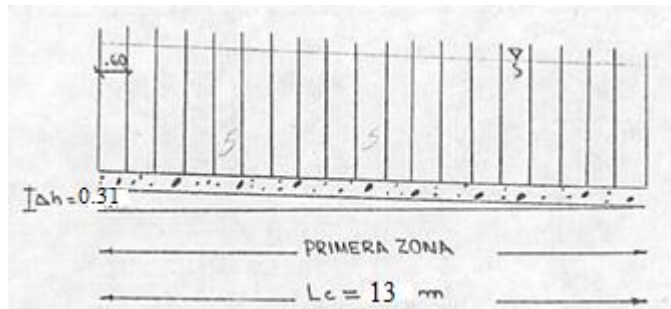
G=	99,7	-	<i>Parámetros óptimos de floculación varían entre 50-100 S⁻¹ para la cámara 1 NB689 , para td= 5 min la gradiente de velocidad 80 S⁻¹ según la OMS-NB689</i>
-----------	-------------	----------	--

7.- Calculo de la longitud del canal Principal

Datos			
Nº=	21,8	m	Numero de baffles
S=	0,6	m	Espaciamiento entre placas
td=	0,025	m	Espesor de los baffles o tabiques madera

$$L = (N * e) + ((N - 1) * S)$$

L=	13	m	<i>Longitud del canal principal</i>
-----------	-----------	----------	-------------------------------------



8.- Zona 2 se adopta la velocidad

Datos			
V=	0,15	m/s	Velocidad al inicio de la cámara 2

9.- Se conserva la profundidad

Datos			
h=	1,2	m	Altura del tirante calculado

10.- Calculo del espaciamento cámara 2

Datos			
h=	1,2	m	Altura del tirante calculado
Q=	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
V=	0,15	m/s	Velocidad del flujo en la sección

$$A = h \times s$$

$$Q = V \times h \times s$$

$$S = \frac{Q}{V \times h}$$

S=	1,0	m	<i>Espaciamento en la Zona II</i>
-----------	------------	----------	--

11.- Calculo del área de la sección del flujo

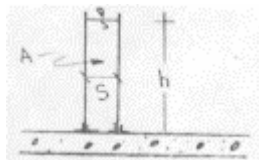
Datos			
Q=	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
V=	0,15	m/s	Velocidad del flujo en la sección

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

A=	1,20	m²	<i>Área de la sección del flujo</i>
-----------	-------------	----------------------	--

12.- Profundidad del agua

Datos			
A =	1,2	m ²	Área de la sección del flujo
S=	1,0	m	Espaciamento entre placas



$$h = \frac{A}{S}$$

h=	1,2	m	Altura del agua
-----------	------------	----------	------------------------

13.- Longitud de recorrido del agua

Datos			
V=	0,15	m/s	Velocidad al inicio zona II
td=	5	min	Tiempo de floculación en la zona II (retención)

$$Lc = V * td * 60$$

L=	45,0	m	Longitud de recorrido
-----------	-------------	----------	------------------------------

14.-Numero de Tabiques

Datos			
L=	45,0	m	Longitud de recorrido
B=	3,6	m	Ancho de canal principal

$$N = N^{\circ} \text{ de canales secundario} + 1$$

$$N^{\circ} = \frac{L}{B} + 1$$

N° =	14	m	Numero de Bafles
-------------	-----------	----------	-------------------------

15.- Perdida de carga total

Datos			
N°=	14	m	Numero de bafles
V=	0,15	m/s	Velocidad de flujo

g=	9,81	m/s	Gravedad
J=	-	m/m	Pendiente calculado
L=	45,0	m	Longitud de recorrido
P=	3,400	m	Perímetro entre las placas
h=	1,2	m	Tirante de agua
n=	0,012	-	Coefficiente de rugosidad

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} J^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$J = \left[\frac{V n}{R_H^{2/3}} \right]^2 =$$

J =	1,299E-05	m/m	<i>Pendiente del canal principal</i>
------------	------------------	------------	---

$$\Delta h = N^{\circ} \text{ de tabiques} \times \frac{3V^2}{2g} + JL$$

$\Delta h =$	0,05	m	<i>perdida de carga en la zona2</i>
--------------------------------	-------------	----------	--

16.-Gradiente de velocidad

Datos			
$\sqrt{\gamma/\mu} =$	3114,64	-	Relación entre el peso específico del agua y la viscosidad absoluta, tabla que se encuentra en función de la temperatura.
T =	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
Q =	0,12	m ³ /s	Caudal de diseño
$\Delta h =$	0,1	m	perdida de carga en la Zona II
td=	5	min	tiempo de floculación en la zona II (retención)

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

$$V = Q \times td$$

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

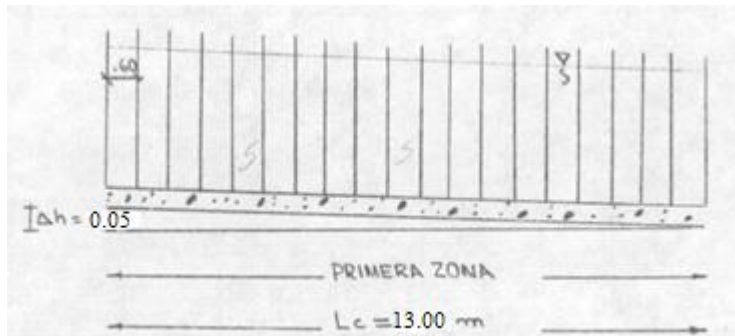
G=	41,9	-	<i>Parámetros óptimos de floculación varían entre 20-50 s⁻¹ para la cámara 2 NB 689</i>
-----------	-------------	----------	--

17.- Calculo de la longitud del canal Principal

Datos			
Nº=	14	m	Velocidad al inicio
S=	1,0	m	Espaciamiento entre placas
e=	0,0254	m	Espesor de los baffles o tabiques de madera

$$L = (N * e) + ((N - 1) * S)$$

L=	13	m	<i>longitud del canal principal</i>
-----------	-----------	----------	-------------------------------------



18.- Zona 3 se adopta la velocidad

Datos			
V=	0,14	m/s	Velocidad al inicio de la cámara III

19.- Se conserva la profundidad

Datos			
h=	1,2	m	Altura del tirante calculado

20.- Calculo del espaciamiento cámara 3

Datos			
h=	1,2	m	Altura del tirante calculado
Q=	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
V=	0,14	m/s	Velocidad del flujo en la sección

$$A = h \times s$$

$$Q = V \times h \times s$$

$$S = \frac{Q}{V \times h}$$

S=	1,1	m	Espaciamiento en la Zona III
-----------	------------	----------	-------------------------------------

21.- Calculo del área de la sección del flujo

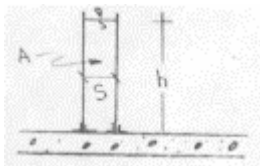
Datos			
Q=	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
V=	0,14	m/s	velocidad del flujo en la sección

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

A=	1,29	m²	área de la sección del flujo
-----------	-------------	----------------------	-------------------------------------

22.- Profundidad del agua

Datos			
A =	1,5	m ²	Área de la sección del flujo
S=	1,3	m	Espaciamiento entre placas



$$h = \frac{A}{S}$$

h=	1,2	m	Altura del agua
-----------	------------	----------	------------------------

23.- Longitud de recorrido del agua

Datos			
V=	0,14	m/s	Velocidad al inicio Zona III
td=	5	min	Tiempo de floculación en la zona 3 (retención)

$$Lc = V * td * 60$$

L=	42,0	m	Longitud de recorrido
-----------	-------------	----------	------------------------------

24.-Numero de Tabiques

Datos			
L=	36,0	m	Longitud de recorrido
B=	3,6	m	Ancho de canal principal

$$N = N^{\circ} \text{ de canales secundario} + 1$$

$$N^{\circ} = \frac{L}{B} + 1$$

N° =	13,0	-	Numero de Bafles
-------------	-------------	----------	-------------------------

25.- Perdida de carga total

Datos			
N°=	11,0	m	Numero de Bafles
V=	0,14	m/s	Velocidad del flujo
g=	9,81	m/s	gravedad

J=	-	m/m	pendiente calculado
L=	42,0	m	longitud de recorrido
P=	3,471	m	perímetro entre las placas
h=	1,2	m	tirante de agua
n=	0,012	-	coeficiente de rugosidad

$$V = \frac{1}{n} R_H^{2/3} J^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$J = \left[\frac{V n}{R_H^{2/3}} \right]^2 =$$

J =	6,78673E-06	m/m	<i>Pendiente del canal principal</i>
------------	--------------------	------------	---

$$\Delta h = N^{\circ} \text{ de tabiques} \times \frac{3V^2}{2g} + JL$$

$\Delta h =$	0,04	m	<i>perdida de carga en la zona 1</i>
--------------------------------	-------------	----------	---

26.-Gradiente de velocidad

Datos			
$\sqrt{\gamma/\mu} =$	3114,64	-	Relación entre el peso específico del agua y la viscosidad absoluta, tabla que se encuentra en función de la temperatura.
T =	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
Q =	0,12	m ³ /s	Caudal de diseño
$\Delta h =$	0,03	m	perdida de carga en la Zona III
td =	5	min	tiempo de floculación en la zona 3 (retención)

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

$$V = Q \times td$$

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

G=	37,6	-	Parámetros óptimos de floculación varían entre 10-40 S -1 para la cámara III NB689
-----------	-------------	----------	---

17.- Calculo de la longitud del canal Principal

Datos			
Nº=	11,0	m	Velocidad al inicio
S=	1,3	m	Espaciamiento entre placas
td=	0,0254	m	Espesor de los baffles o tabiques de madera

$$L = (N * e) + ((N - 1) * S)$$

L=	13	m	longitud del canal principal
-----------	-----------	----------	-------------------------------------

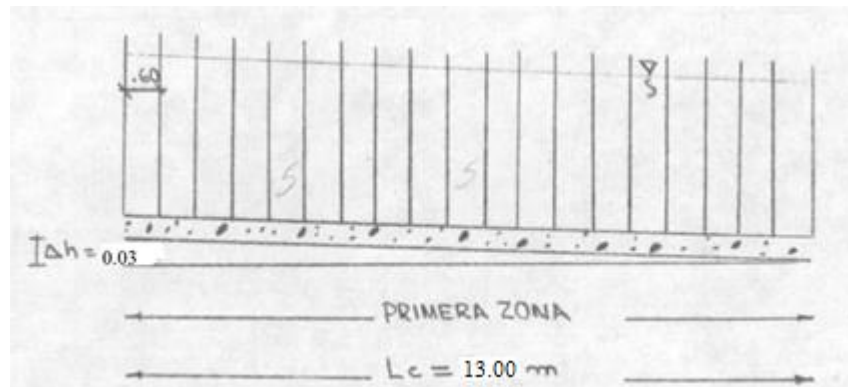


Figura 4.4 longitud de los floculadores

4.3.7 Diseño de sedimentado de flujo ascendente o de alta tasa

4.3.7.1 Zona de Entrada

Se proyectan canales de sección variables, donde se consigue distribuir el caudal de manera uniforme a varias unidades, para que la velocidad se mantenga constante. Se puede admitir una variación de caudal de 15% entre la primera y la última compuerta u orificio lateral de distribución OMS.

1.- Cálculo de caudal al ingreso por cada compuerta al decantador

Datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
N°=	4	-	Numero de compuertas

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

q =	0,045	m³/s	<i>Caudal al ingreso de decantador</i>
-----	--------------	------------------------	---

2.- Área de la sección final de canal

Datos			
B=	1,3	m	Base del canal principal
H _{canal} =	0,6	m	Altura mínima

$$A_v = H_v * B$$

A _{canal} =	0,78	m²	<i>Área de la sección del canal final</i>
----------------------	-------------	----------------------	--

NOTA : Área de la sección final será de b= 1,3 m. ; h= 0,6 m.

3.- Velocidad en la sección final del canal

Datos			
q=	0,045	m ³ /s	Base del canal con agua floculada
Ac=	0,78	m/s	Área en la sección final del canal

$$V_c = \frac{q}{A_c}$$

V_c =	0,058	m/s	Velocidad en la sección final del canal
------------------------	--------------	------------	--

4.- Área de sección inicial del canal

Datos			
Q=	0,18	m ³ /s	Base del canal con agua floculada
V _i =	0,14	m/s	Velocidad asumida del final del floclador

$$A_{canal} = \frac{Q}{V_i}$$

A_c =	1,286	m²	Sección inicial del canal
------------------------	--------------	----------------------	----------------------------------

5.- Altura inicial del canal

Datos			
B=	1,3	m	Base del canal con agua floculada
A _{canal} =	1,286	m	Área inicial del canal

$$H_i = A_i / B$$

H_i =	0,989	m	Altura inicial del canal
------------------------	--------------	----------	---------------------------------

NOTA : Área de la sección inicial será de b= 1,3 m. ; h= 1.00 m.

6.- Calculo de la sección útil de la compuerta

Datos			
q=	0,045	m3/s	Base del canal con agua floculada
Vcomp=	0,14	m/s	Velocidad adoptada en la entrada de compuerta

$$A_{canal} = \frac{Q}{V_i}$$

Acomp =	0,32	m2	sección de cada compuerta
---------	------	----	---------------------------

7.- Coeficiente de perdida de carga total en las compuertas

Área de la sección útil compuerta será de b= 0,5; h= 0,65 m.

Longitud de entrada es: 11.00 mt.

$$\beta = 1 + \theta + (V_c / VL)^2 \cdot \phi$$

Tabla 4.9 Comprobación de la desviación del caudal en el canal de distribución del agua floculada a decantador en paralelo

Nº	Q (m3/s)	X(m)	Hx(m)	Ax (m2)	Vcanal(m/s)	Vcanal/Vcomp	$\sqrt{\beta}$	$\frac{1}{\sqrt{\beta}}$	Vcomp (m/s) real
1	0,180	1,83	0,933	1,213	0,148	1,06	1,8907	0,5289	0,12
2	0,135	3,66	0,867	1,127	0,120	0,86	1,7096	0,5849	0,13
3	0,090	7,53	0,726	0,944	0,095	0,68	1,5730	0,6357	0,14
4	0,045	9,36	0,660	0,858	0,052	0,37	1,3909	0,7190	0,16

Fuente: Elaboración propia

$$\sum \frac{1}{\sqrt{\beta}} = 2.469$$

Se tiene una desviación de velocidad de 15 % de la primera y la última compuerta

Datos			
$\theta =$	0,7	-	Coeficiente de perdida de entrada en la compuerta
$\phi =$	1,67	-	Perdida de carga por el cambio de dirección
Acomp=	0,32	m2	Área compuerta de cada uno
Acanal =	1,286	m2	área del canal de entrada a sedimentado

Vi canal =	0,14	m/s	velocidad inicial del canal entrada al sedimentador
------------	------	-----	---

8.- Perdida de carga en la compuerta

Datos			
$\beta =$	1,93	-	Coficiente de perdida de carga
Vcomp=	0,16	m/s	Velocidad asumida del final del floculador

$$hf = \frac{\beta * Vc^5}{2g} = 0,0000141 \text{ m.}$$

hf=	0,1	m	<i>perdida de carga en la compuerta</i>
-----	-----	---	---

Nota: Perdida de carga adoptada es : 10 cm.

9.- Gradiente de velocidad

Datos			
$\sqrt{\gamma/\mu} =$	3114,64	-	Relación entre el peso específico del agua y la viscosidad absoluta, tabla que se encuentra en función de la temperatura.
T	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
γ	1	kg/cm3	Densidad del agua
RH	0,18	m	Radio hidráulico de la compuerta
Vcanal	0,14	m/s	Velocidad adoptado del final del floculador
b	0,5	m	Base de la compuerta
h	0,65	m	Altura de la compuerta
f	0,02	m	Coficiente de Darcy OMS. (0,015-0,02)

$$G = (\bar{\alpha}/2ig)^{0.5} \cdot (f/4 R_H)^{0.5} \cdot VL^{1.5}$$

G=	6,1	-	<i>Gradiente de velocidad a entrada menor 15 S-1 OMS. para evitar la ruptura de los floculos a las entrada de la compuerta</i>
----	-----	---	--

4.3.7.2 Zona de sedimentación

Nota: Para el cálculo se debe realizar ensayo de sedimentación, cuando no se tiene el ensayo de sedimentación se adopta las siguientes velocidades sedimentación, los floculos de sulfato de aluminio (cuando se utiliza alumbre en la planta, que es caso general) se sedimentan con una velocidad comprendida entre 0.015cm/s – 0.07cm/s).

Fuente: Ing. Jorge Arturo Pérez. Tratamiento de aguas

Se utilizaran como baffles o tabiques placas de fibra de vidrio de 2,4 m. x 6mm. 1,2 m. colocado sobre guías.

1.- Calculo espaciamiento entre placas

Datos			
x=	12	cm	Separación de la placas en el plano horizontal
e=	0,06	cm	Espesor de placas de asbesto cemento
θ	60°	°	Angulo de inclinación de las placas recomendación OMS-NB689 Reglamento.II

$$d = x - \text{sen}\theta - e$$

d=	10,33	cm	<i>Espaciamiento entre placas</i>
-----------	--------------	-----------	--

2.- Calculo longitud útil dentro las placas

Datos			
l=	1,2	m	Longitud del módulo de placas
x=	12	cm	Separación de la placas en el plano horizontal

$$lu = l - x\text{sen}\theta$$

lu=	114,00	cm	<i>Longitud útil dentro las placas</i>
------------	---------------	-----------	---

3.- Calculo longitud relativa del módulo de placas

Datos			
d=	10,33	cm	Espaciamiento entre placas
lu=	114	cm	Longitud útil dentro placas

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

L=	11,04	m	Longitud relativa
-----------	--------------	----------	--------------------------

4.- Calculo coeficiente de módulos de placas

Datos			
S	1	-	valor de S según el tipo de modulo
θ	60	-	Angulo de inclinación de las placas recomendación OMS-NB689 Reglamento.II

Tabla 4.10 valores de S según el tipo de modulo

Tipo de módulo	S
Placas planas paralelas	1
Tubos circulares	4/3
Tubos cuadrados	11/8
Placas onduladas paralelas	1,30
Otras formas tubulares	1,33 –1,42

Fuente: OMS. Cap. 7 Sedimentación

$$f = [\text{sen}\theta (\text{sen}\theta + L\text{cos}\theta)] / S$$

f=	5,53	-	coeficiente del módulo de placas
-----------	-------------	----------	---

5.- Calculo área superficial de la unidad

Datos			
Q=	0,18	m ³ /s	Caudal del diseñador del decantador
V _{sc}	0,0004	m/s	Velocidad de sedimentación de las partículas asumida del libro de Ing. Jorge Pérez. Tratamiento de agua , Para agua floculado con sulfato de aluminio de 1,5x10 ⁻⁴ m/s --- 7x10 ⁻⁴ m/s
f=	5,53	--	Coefficiente de módulo de placas

$$As = Q / f V_s$$

As=	73,98	m²	Área superficial de la unidad
------------	--------------	----------------------	--------------------------------------

6.- Calculo Número de canales formados por placas

Datos			
d=	10,33	cm	Espaciamiento entre placas
B=	7,2	m	Ancho total neto de la zona de sedimentación (adoptado en función a ancho total de los floculadores)
Sen θ	60° =	0,866	Angulo de inclinación de las placas recomendación OMS-NB689 Reglamento .II
As	73,98	m ²	Área superficial de la unidad

$$N = As \text{ sen}\theta / B.d$$

N=	86,14	--	Número de canales de formados por las placas
	87+1	88 placas	

se utilizara 88*3 = 264 placas

7.- Longitud total del decantador

Datos			
N=	86,14	--	Número de canales de formados por las placas
d=	0,1033	m	Espaciamiento entre placas
e=	0,0006	m	Espesor de placas de asbesto cemento

Sen θ	60° =	0,866	Angulo de inclinación de las placas recomendación OMS-NB689 Reglamento .II
l=	1,2	m	Longitud del módulo de placas

$$L = \frac{l * \cos\theta + (N * d + ((N + 1) * e))}{\text{sen}\theta}$$

L=	11,03	--	Longitud de los decantadores
-----------	--------------	-----------	-------------------------------------

Adoptamos las dimensiones constructivas: Lfec = 11.2 y Bfec = 7,6m. Donde se tendrá 3 placas de 2,4 de ancho paralela a longitud efectiva y 2 vigas de espesor de 0,2m, cada uno.

8.- *Calculo de la velocidad media del flujo*

Datos			
Q=	0,18	m3/s	Caudal del diseñador del decantador
As	73,98	m2	Área superficial de la unidad
sin θ	60° =	0,866	Angulo de inclinación de las placas recomendación OMS-NB689 Reglamento II

$$V_o = \frac{Q}{A_s * \text{sen}\theta}$$

V_o=	0,28	cm/s	Velocidad media del flujo ≤ 0,5 cm/s. OMS
-----------------------	-------------	-------------	--

9.- *Numero de Reynolds*

Datos			
T =	20	°C	Temperatura Villa Montes 18-25 °C
v=	0,013	cm2/s	Viscosidad cinemática del agua (tablas)
b=	2,4	m	Ancho del módulo de placas
d=	0,10	m	Espaciamiento entre placas
RH=	4,95	cm	Radio hidráulico del módulo de placas
V _o =	0,28	cm/s	Velocidad media del flujo

$$Nr = 4 * RH * \frac{V_o}{v}$$

Nr=	428,10	--	numero de Reynolds ≤ 500 para ser flujo laminar - OMS
------------	---------------	-----------	--

10.- Velocidad longitudinal máxima

Datos			
Vsc	0,04	cm/s	Velocidad de sedimentación de las partículas asumida del libro de Ing. Jorge Pérez. Tratamiento de agua , Para agua floculado con sulfato de aluminio de $1,5 \times 10^{-4}$ m/s --- 7×10^{-4} m/s
NR=	428,10	--	Numero de Reynolds ≤ 500 para ser flujo laminar - OMS

$$V_o = \left[\frac{NR^{1,5}}{8} \right] * V_{sc}$$

Vo=	0,32	cm/s	Velocidad máxima longitudinal (0,16-0,416 cm/s) OMS.
------------	-------------	-------------	---

4.3.7.3 Zona de salida

1.- Longitud de la tubería de recolección

Datos			
Q=	180	l/s	caudal del diseñador del decantador
qr=	3,30	L/s.m	Tasa de recolección de (1,1 L/s.m -- 3,3 L/s.m) . OMS

$$L = \frac{Q}{qr}$$

L=	54,55	m	Longitud de recolección de la tubería
-----------	--------------	----------	--

N ° 2 Numero de tubos de recolección

Datos			
L=	54,55	m	Longitud de recolección de la tubería
B=	7,60	m	Ancho total de cada modulo

$$N^{\circ} = \frac{L}{B}$$

N°=	7,18	--	<i>Longitud de recolección de la tubería</i>
-----	-------------	----	--

Numero de tubos asumidos es = 8

3.- Numero de orificios por cada tubo

Datos			
e=	0,10	m	Espaciamiento entre orificios
B=	7,60	m	Ancho total del Decantador

$$n^{\circ} = \frac{B}{e}$$

n°=	76,00	--	<i>Numero de orificios por tubos</i>
-----	--------------	----	--------------------------------------

4.- Área de los orificios

Datos			
do=	0,50	pulg	Diámetros de los orificios OMS
	0,0127	m.	

Para que la colección sea uniforme, el diametro de los orificios y del tubo se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_c/V_o = nA_o/A_c \leq 0,15$$

Donde:

- n = número de orificios. Se calcula de acuerdo con la longitud del tubo, con un espaciamiento de 0,10 metros
- A_o = área de los orificios, normalmente $\frac{1}{2}$ "
- A_c = área del tubo
- V_o = velocidad en los orificios en m/s
- V_c = velocidad en la tubería en m/s

Esta relación de velocidades o de secciones asegura una desviación $\leq 5\%$

Se recomienda además , una altura de agua de 5 a 15 cm sobre los orificios

$$A_o = d_o^2 \pi / 4$$

Ao=	0,000127	m2	Área de los orificios
------------	-----------------	-----------	------------------------------

4.- Área de tubos de recolección principal

Datos			
Ao=	0,00013	m2	Área de los orificios
n=	76,00	--	Numero de orificios por tubos

$$nA_o/A_c \leq 0,15$$

Ac=	0,064183	m2	Área de tubos de recolección principal
------------	-----------------	-----------	---

5.- Diametro del tubo principal

$$D = (4 A_c / \pi)^{0,5}$$

D=	0,286	m	Diametro del tubo principal
D=	11,0	pulg	Diametro del tubo principal

Se adopta un diametro de 12 pulg.

4.3.7.4 Zona de lodos

Diseño de la Tolva de colector de múltiples

1.- Longitud de la base mayor en cada tolva

Se adoptara 3 decantadores cada uno de 2,4 metros de longitud

Datos			
L=	7,60	m	Longitud base de la tolva del decantador
Nº=	3,00	--	Numero de tolvas por decantador

$$x = \frac{L}{N}$$

x=	2,53	m	<i>Longitud de la base de cada tolva</i>
-----------	-------------	----------	---

2.- Sección máxima de la tolva

Datos			
x=	2,53	m	Longitud de la base de cada tolva
B=	11,00	m	Ancho total del decantador

Cada decantador tendrá un ancho de 3,6 metros

$$A = B * x$$

A=	28,37	m2	<i>Sección del área de cada tolva</i>
-----------	--------------	-----------	--

3.- Volumen de la parte recta de la tolva

Datos			
h=	0,50	m	Asumido según las OMS.
A	28,37	m2	Sección del área de cada tolva
N°=	4,00	--	Numero de tolvas por decantador

$$V_{T1} = A \times h \times N$$

VT1=	56,75	m3	<i>Volumen de la parte recta de la tolva</i>
-------------	--------------	-----------	---

4.- Volumen del tronco del pirámide de la tolva

h=	1,00	m	Asumido según las OMS.
A	28,37	m2	Volumen de la parte recta de la tolva
N°=	3,00	--	Numero de tolvas por decantador

$$V_{T2} = [1/3 A h] N$$

VT2=	28,37	m3	<i>Volumen del tronco del pirámide de la tolva</i>
-------------	--------------	-----------	---

5.- Caudal de los lodos producidos por unidad en época de lluvia

Datos			
qL=	0,005	l*/l/s	Tasa de producción de lodos (dato que se obtiene en lab.)
Q=	180	l/s	Caudal de diseño del decantador

$$Q_L = qL \cdot Qd$$

Ql=	0,90	--	<i>caudal de lodos producidos por unidad en época de lluvia</i>
------------	-------------	-----------	--

6.- Frecuencia de descarga

Datos			
VT1=	56,75	m3	Volumen de la parte recta de la tolva
VT2=	28,37	m3	Volumen del tronco del pirámide de la tolva
Ql=	0,90	--	Caudal de lodos producidos por unidad en época de lluvia

$$F = V_T / q_L (86,4)$$

F=	1,02	d	<i>Frecuencia de descarga</i>
-----------	-------------	----------	--------------------------------------

7.- diametro de los orificios de descarga

Datos			
x=	2,40	m	Separación de orificios de descarga
Va=	1,50	cm/s	Velocidad de arrastre del lodo recomendación de 1-3 cm/s OMS.
H=	3,60	m	Altura de carga hidráulica

NOTA: la altura de carga desde la tubería de fondo hasta las placas se tiene 1,5m de profundidad la altura de la placa de fibra de cemento tiene una altura de 1,14 proyección

vertical y la altura desde el borde la placa hasta la tubería de recolección tendrá 0,7 más 0,35m de altura de carga encima de la tubería la altura de carga total será de 3,7 m.

$$d = x / [1,162(H^{0.5}/V_a)^{0.5}]$$

d=	0,21	m	Diametro de los orificios de descarga
d=	8.23	pulg	Diametro de los orificios de descarga

Diametro comercial adoptado es de 10 Pulg

N ° 8 Diametro del colector múltiple

Datos			
d=	0,21	m	Diametro de los orificios de descarga
R=	0,42	--	Relación de velocidad para una desviación de 10 % OMS
Nº=	3,00	--	Número de tolvas o de orificios

$$D = d / (R/N)^{0.5}$$

D=	0,56	m	<i>Diametro de los orificios de descarga múltiple</i>
D=	21,9	pulg	<i>Diametro de los orificios de descarga múltiple</i>

asumido 24 pulg diametro comercial

Se puede asumir 6 tolvas de 5,6 *2,4 los orificios de descarga en cada tolva tendrán un diametro de 12 pulg. Y diametro de los orificios múltiples de 2 es de 300 mm. O de 12 pulg.

4.3.8 Batería de filtro de tasa declinante y lavado mutuo

4.3.8.1 Datos y parámetros de Diseño

Recomendación: El número mínimo en una Batería de Filtros y de tasa declinante y lavado mutuo es de 4 unidades, de tal manera que tres toman el caudal de toda la Batería al momento de lavar una unidad.

Tabla 4.11 Tasas usuales de filtración en función del nivel de operación

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

Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Nº1 Área de cada filtro

Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
Va =	0,9	m/min	Velocidad ascensional recomendado OMS. 0,9-0,13 m/min

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

AF =	12	m ²	Área de cada filtro
------	----	----------------	---------------------

Dimensiones adoptados es B= 2,05 m.; A = 5,85 m

Nº2 Área total de filtros

Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
Vf =	324	m ³ /m ² /día	Velocidad de filtración promedio 240-360 m ³ /m ² /día OMS. Doble capa de antracita y espesor inferior a 80cm.para buena operación y mantenimiento.

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

AT =	48	m2	Área total de filtros
------	----	----	-----------------------

Nº3 Numero de filtros

AT =	48	m2	Área total de filtros
AF =	12	m2	Área de cada filtro

$$N = \frac{AT}{AF}$$

N =	4	-	Numero de filtros
-----	---	---	-------------------

Nº4 Criterios para la Selección del Tipo de material para los Filtros

Tabla 4.12 Lecho filtrante doble de arena y antracita

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

Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Nota: Conocido el tamaño efectivo de la arena (D10), a través de la curva granulométrica levantada, el tamaño correspondiente al D'90 (Tamaño máximo) de la antracita será igual a tres veces el tamaño efectivo de la arena (D10). El tamaño efectivo de la antracita (D'10) será igual a la mitad del tamaño correspondiente al D'90 (Tamaño máximo) de la antracita.

Tabla 4.13 Criterios para seleccionar la antracita en función de las características de la arena

Características	Símbolo	Criterio
Tamaño correspondiente al 90% que pasa la malla	D'90	D'90 = 3 D10
Tamaño efectivo (mm)	D'10	D'10 = D90 / 2
Espesor de la arena (cm)	L1	L2 = 2 L1
Tamaño correspondiente al 60% que pasa la malla	D'60	D'60 = 1,5 D'10

Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

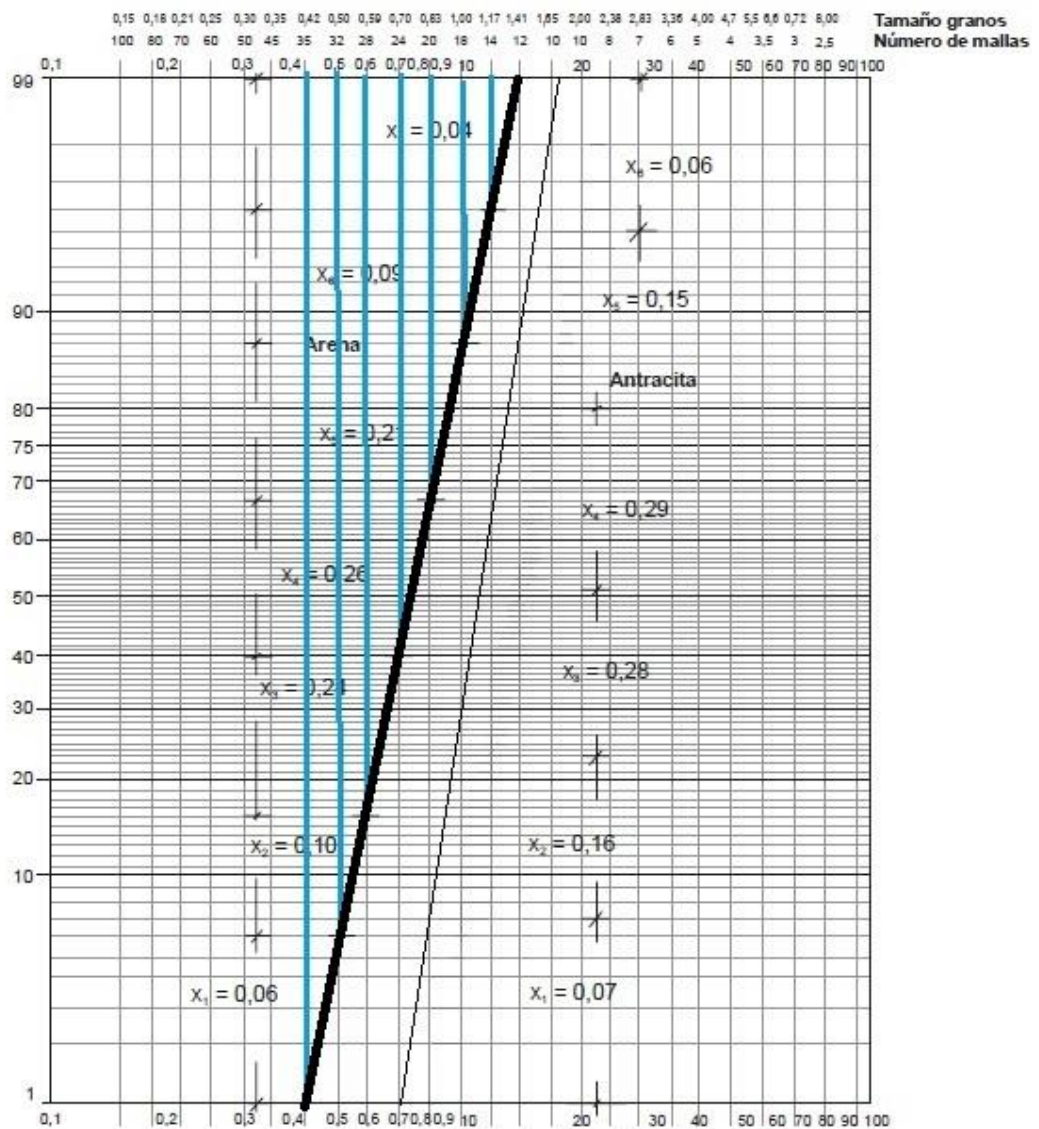
Nº5 Datos Levantados de arena y Criterio para la Selección de la Arena y la Antracita

Tabla 4.14 Lecho Filtrante Seleccionado

Características de la arena		Características de la antracita	
Espesor de la capa (m)	0,30	Espesor de la capa (m)	0,50
Tamaño efectivo (mm)	0,56	Tamaño efectivo (mm)	0,84
Coefficiente de uniformidad	1,4	Coefficiente de uniformidad	1,50
Tamaño máximo (mm)	1,41	Tamaño máximo (mm)	1,68
Tamaño mínimo (mm)	0,42	Tamaño mínimo (mm)	0,70

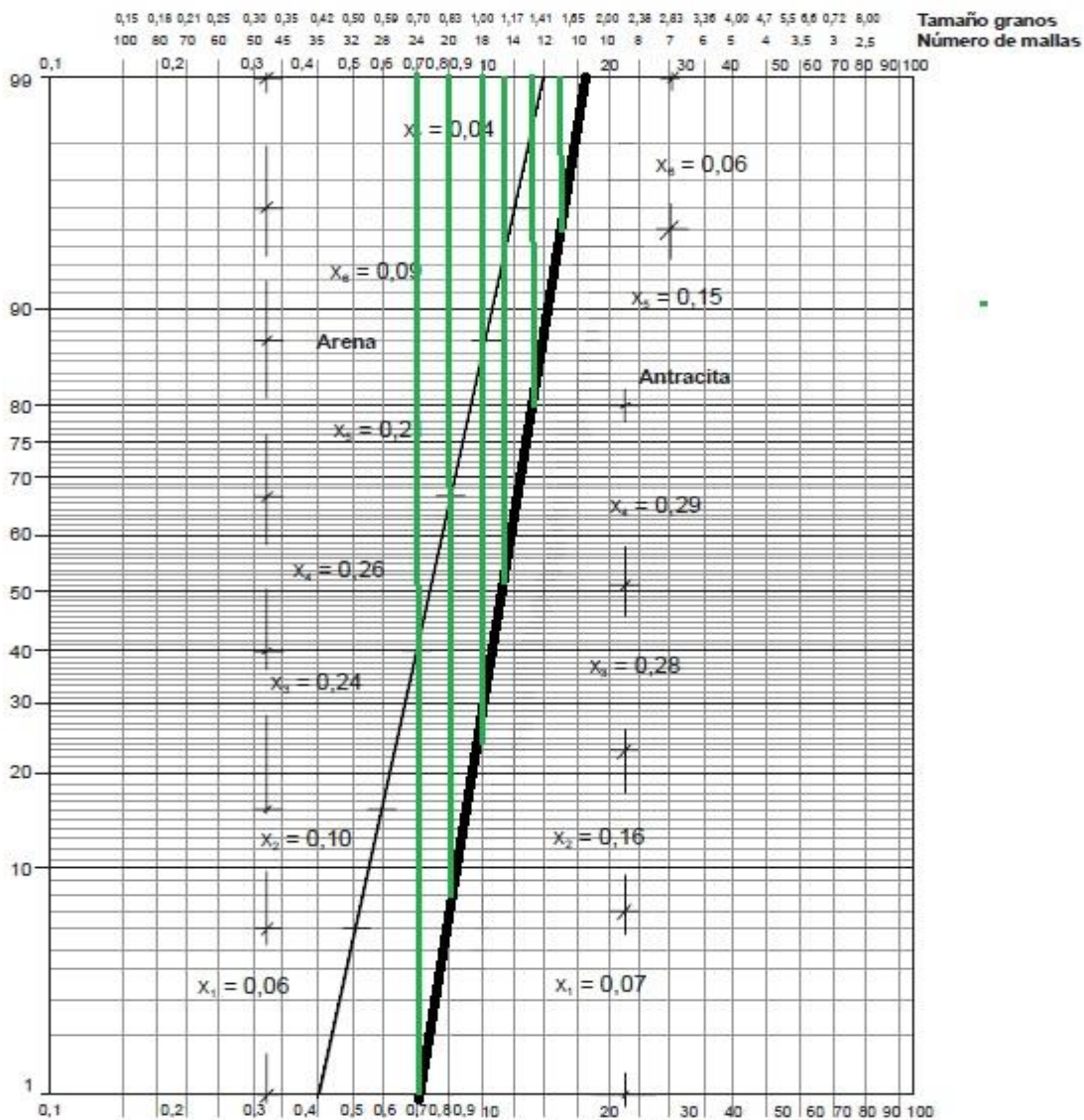
Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Tabla 4.15 Granulometría del medio filtrante seleccionado Arena



Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Tabla 4.16 Granulometría del medio filtrante seleccionado Antracita



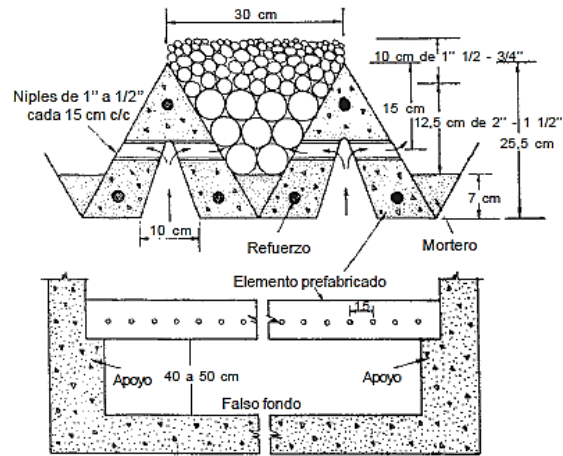
Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Tabla 4.17 Capa soporte de grava para viguetas prefabricadas

Capa	Espesor (cm)	Tamaño
1	7,5	1/8"-1/4"
2	7,5	1/4"-1/2"
3	8,5	1/2"-3/4"
4	10	3/4"-1 1/2"
Fondo	18,5	1 1/2"-2"
Total	52	

Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

Figura 4.5 Drenaje de viguetas prefabricadas de concreto



Fuente: OMS. Ing. Lidia Vargas. Cap. 5

N°6 Calculo de la Expacion de la Arena para $C_e = 0,8$

Dmin (mm)	Dmax (mm)	De (mm)	Xi (tabla 4.15)	Ga	Re	$\epsilon_i =$	$\sum xi/(1-\epsilon_i)$
1,17	1,41	1,28	0,04	28316,01	17,51	0,47	0,08
1,00	1,17	1,08	0,09	16912,33	14,75	0,51	0,18
0,83	1,00	0,91	0,21	10105,13	12,42	0,53	0,45
0,70	0,83	0,76	0,26	5918,19	10,39	0,59	0,63
0,59	0,70	0,64	0,24	3546,91	8,76	0,66	0,71
0,50	0,59	0,54	0,10	2141,20	7,41	0,70	0,33
0,42	0,50	0,46	0,06	1286,04	6,25	0,73	0,22
			$\Sigma = 1,00$				$\Sigma = 2,60$

Fuente: Elaboración Propia

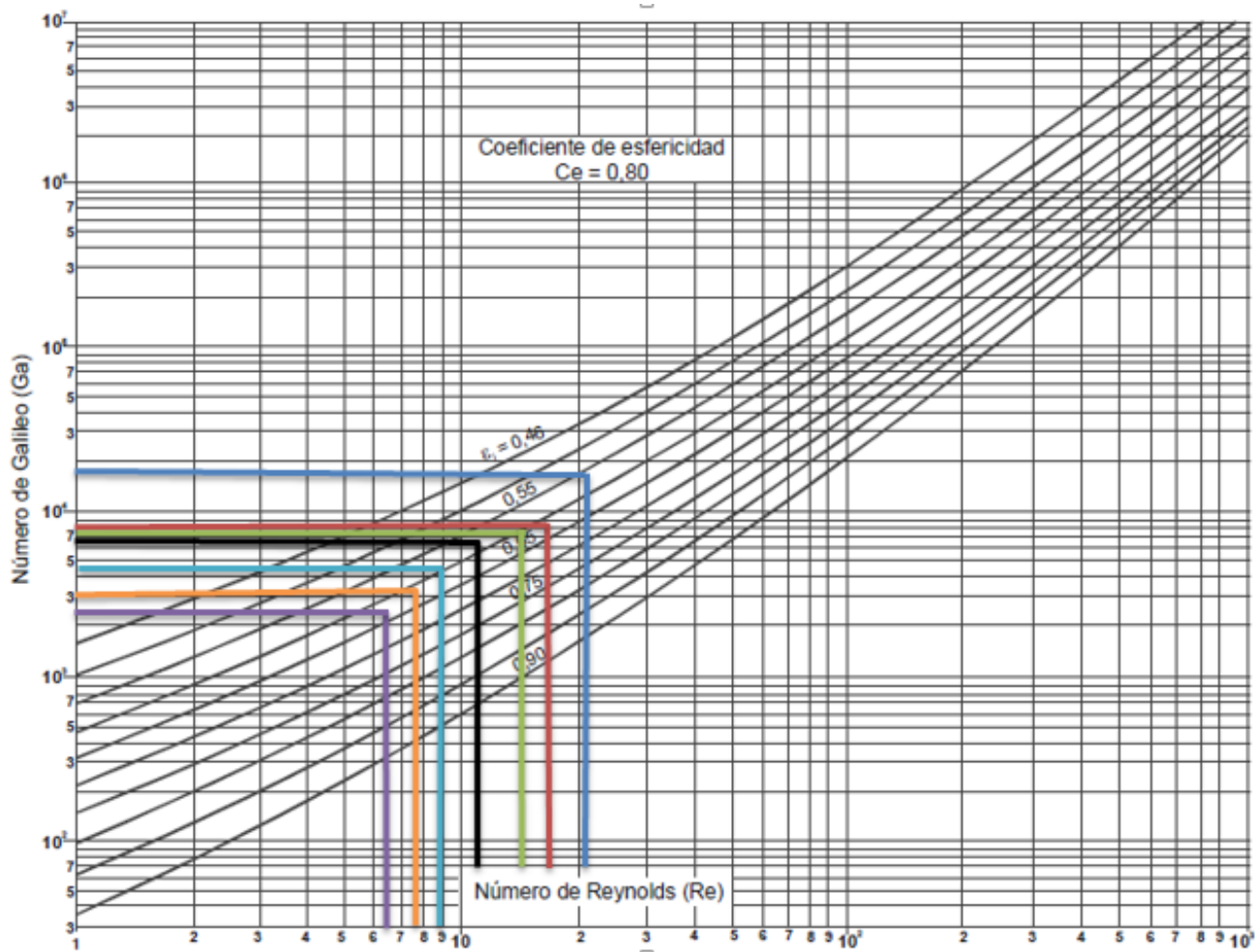


Figura 4.6 Porosidad del lecho expandido de la Arena (ϵ_i) en función del número de Galileo (Ga) y del número de Reynolds (Re) para $C_e = 0,80$.

N7º *Calculo de la Expansión de la Antracita para $C_e = 0,7$*

Dmin (mm)	Dmax (mm)	De (mm)	Xi (tabla 4.16)	Ga	Re	ϵ_i (tabla)	$\sum xi/(1-\epsilon_i)$
1,53	1,68	1,60	0,05	55071,35	21,86	0,20	0,06
1,29	1,53	1,40	0,15	37054,96	19,16	0,25	0,20
1,10	1,29	1,19	0,29	22589,06	16,24	0,46	0,64
1,00	1,10	1,05	0,28	15417,49	14,30	0,50	0,76
0,83	1,00	0,91	0,16	10105,13	12,42	0,52	0,39
0,70	0,83	0,76	0,07	5918,19	10,39	0,62	0,18
			$\Sigma = 1,00$				$\Sigma = 2,24$

Fuente: Elaboración Propia

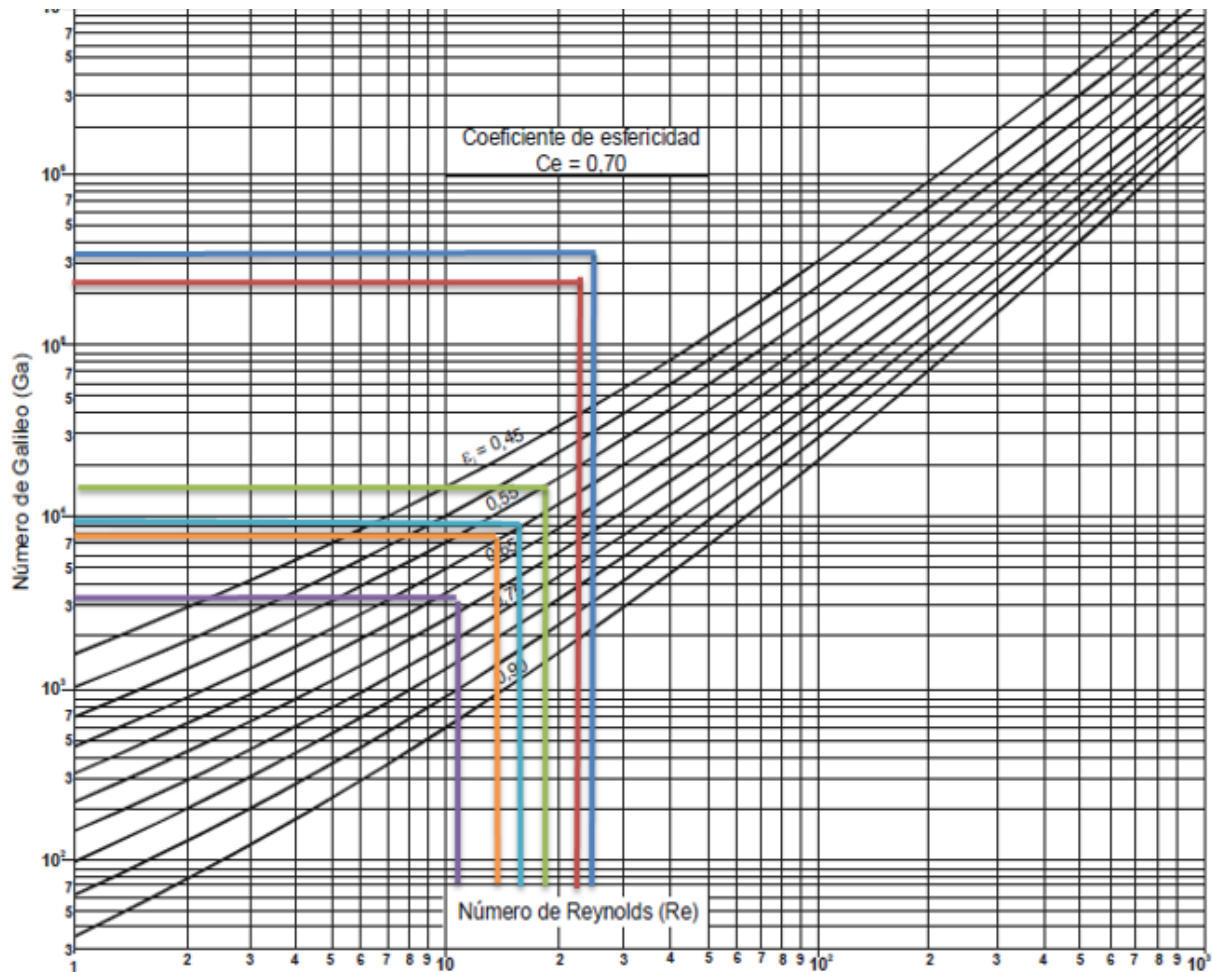


Figura 4. 7 Porosidad del lecho expandido (ϵ_i) de la Antracita en función del número de Galileo (Ga) y el número de Reynolds (Re) para $C_e = 0.7$

Tabla 4.18 Propiedades típicas de medios filtrantes comunes para filtros de lecho granular

Características	Arena sílice	Carbón de antracita	Carbón activado granular	Granate Idaho
Densidad del material (ρ_s) (g/cm ³)	2,65	1,45 – 1,73	1,3 – 1,5*	4,0 – 4,2
Porosidad perdida del lecho (ϵ_0)	0,42 – 0,47	0,56 – 0,60	0,50	0,45 – 0,65
Esfericidad (C_e)	0,7 – 0,8	0,46 – 0,60	0,75	0,60

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

4.3.8.2 Calculo de la expansión del lecho filtrante

Datos			
d1 =	0,42	mm	Diametro más fino de la capa de arena
d2 =	0,50	mm	Diametro más grueso de la capa de arena
ρa =	1000,00	kg/m3	Peso específico del agua
ρs =	2650,00	kg/m3	Peso específico de la arena
μ =	0,0011	kg/s * m	Viscosidad dinámica a temperatura 20 °c
g =	9,81	m/s2	Gravedad terrestre
Ce =	0,80	-	Coefficiente de esfericidad de Tabla OMS. (Arena)
εi =	0,73	-	Porosidad de la subcapa expandida arena
xi =	0,06	-	Fracción , en peso , entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica
Σxi/(1-εi) =	2,33	-	Sumatoria de fracción de peso / 1- porosidad de sub capa expandida de Arena
Σxi/(1-εi) =	2,30	-	Sumatoria de fracción de peso / 1- porosidad de sub capa expandida de Antracita
εo =	0,42	-	Porosidad perdida del lecho
ε'o =	0,45	-	Porosidad de la antracita
N3 =	4,00	-	Número de canales por encima de los filtros
ho =	0,35	m	Altura útil de las canaletas de lavado
H1 =	0,40	m	Altura del falso fondo
H2 =	0,62	m	Altura de drenaje de grava
H3 =	0,80	m	Altura de drenaje de lecho filtrante 0,3m arena-0,5 m antracita.

Nº1 Diametro equivalente de la capa más fina

Datos			
d1 =	0,42	mm	Diametro más fino de la capa de arena
d2 =	0,50	mm	Diametro más grueso de la capa de arena

$$De = \sqrt{d_1 * d_2}$$

De =	0,46	mm	<i>Diametro equivalente de la capa más fina</i>
-------------	------	-----------	--

Nº2 Numero de galileo para la capa más fina

Datos			
$\rho_a =$	1000,00	kg/m ³	Peso específico del agua
$\rho_s =$	2650,00	kg/m ³	Peso específico de la arena
$\mu =$	0,0011	kg/s * m	Viscosidad dinámica 20 °C
$g =$	9,81	m/s ²	Gravedad
$De =$	0,46	mm	Diametro equivalente de la capa más fina

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

Ga =	1287,35	-	<i>Número de galileo para la capa más fina</i>
-------------	---------	---	---

Nº3 Numero de Reynolds modificado

Datos			
$V_a =$	0,9	m/min	Velocidad ascensional recomendado OMS. 0,9-0,13 m/min
$De =$	0,46	mm	Diametro equivalente de la capa más fina
$\rho_a =$	1000,00	kg/m ³	Peso específico del agua
$\mu =$	0,0011	kg/s * m	Viscosidad dinámica a temperatura de 20 °C
$\xi_i =$	0,06	-	Fracción , en peso , entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica
$\epsilon_i =$	0,73	-	Porosidad de la subcapa expandida arena

$$Re = \frac{V_a * De_i * \rho_a}{\mu}$$

Re =	6,249	-	<i>Numero de Reynolds modificado</i>
-------------	-------	---	---

$$\frac{x_i}{1 - \varepsilon_i}$$

$x_i/(1-\varepsilon_i) = 0,222$

N° 4 Porosidad expandida promedio de la capa de arena

Datos			
$\sum x_i/(1-\varepsilon_i) =$	2,33	-	Sumatoria de fracción de peso / 1-porosidad de sub capa expandida de Arena

$$\varepsilon_e = 1 - \frac{1}{\sum x_i/(1 - \varepsilon_i)}$$

$\varepsilon_e =$	0,57	-	Porosidad expandida promedio de la capa de arena
-------------------	------	---	---

N°5 Porosidad expandida promedio de la capa de antracita

Datos			
$\sum x_i/(1-\varepsilon_i) =$	2,30	-	Sumatoria de fracción de peso / 1-porosidad de sub capa expandida de Antracita

$$\varepsilon'_e = 1 - \frac{1}{\sum x_i/(1 - \varepsilon_i)}$$

ε'_e	0,56	-	Porosidad expandida promedio de la capa de antracita
------------------	------	---	---

N°6 Porcentaje de expansión promedio de la arena

Datos			
$\varepsilon_e =$	0,57	-	Porosidad expandida promedio de la capa de arena
$\varepsilon_o =$	0,42	-	porosidad perdida del lecho

$$E = \frac{\varepsilon_e - \varepsilon_o}{1 - \varepsilon_e}$$

$E=$	0,259	-	<i>Porcentaje de expansión promedio de la arena</i>
$E=$	25,9	%	<i>Porcentaje de expansión promedio de la arena</i>

Nº7 Porcentaje de expansión promedio de la antracita

Datos			
$\varepsilon^e=$	0,56	-	Porosidad expandida promedio de la capa de antracita
$\varepsilon^o=$	0,45	-	Porosidad de la antracita

$$E^e = \frac{\varepsilon^e - \varepsilon^o}{1 - \varepsilon^e}$$

$E^e=$	0,26	-	<i>Porcentaje de expansión promedio de la antracita</i>
$E^e=$	26,32	%	<i>Porcentaje de expansión promedio de la antracita</i>

Nº8 Altura del lecho filtrante expandido

Datos			
$H3=$	0,80	m	Altura de drenaje de lecho filtrante 0,3m arena-0,5 m antracita.
$L=$	0,3	m	Altura de drenaje de lecho filtrante 0,3m. Arena
$L^e=$	0,5	m	Altura de drenaje de lecho filtrante 0,5m. Antracita
$E=$	0,259	-	Porcentaje de expansión promedio de la arena
$E^e=$	0,26	-	Porcentaje de expansión promedio de la arena

$$Le = L(1 + E) + L^e(1 + E^e)$$

Le=	1,01	m	<i>Altura del lecho filtrante expandido</i>
------------	------	----------	---

Nº9 Caudal que recolecta cada canaleta

Datos			
N3=	4,00	-	Número de canales por encima de los filtros
Q=	0,18	m3/s	Caudal de diseño

$$Q_c = \frac{1,3Q}{N_3}$$

Qc=	3,51	m3/min	<i>Caudal que recolecta cada canaleta</i>
------------	------	---------------	---

Nº10 Anchos de canaletas de lavado

Datos			
ho=	0,35	m	Altura útil de las canaletas de lavado adoptado
Qc=	3,51	-	Altura del lecho filtrante expandido

$$W = \frac{Q_c}{82,5 * ho^{\frac{3}{2}}}$$

w=	0,21	m	<i>Anchos de canaletas de lavado</i>
-----------	------	----------	--------------------------------------

Nº11 Altura total de canaletas de lavado más losa de fondo

Datos			
ho=	0,35	m	Altura útil de las canaletas de lavado adoptado

$$H_3 = 1,5ho + 0,1$$

H3=	0,625	m	<i>Altura total de canaletas de lavado más espesor más losa de fondo</i>
------------	-------	----------	--

N°12 Altura del borde de la canaleta de lavado con respecto al fondo del filtro

Datos			
H1=	0,40	m	Altura del falso fondo
H2=	0,62	m	Altura de drenaje de grava
Le=	1,01	m	Altura del lecho filtrante expandido
H3=	0,625	m	Altura total de canaletas de lavado más espesor más losa de fondo

$$H_c = H_1 + H_2 + Le + H_3$$

Hc=	2,65	m	<i>Altura del borde de la caleta de lavado con respecto al fondo del filtro</i>
-----	------	---	---

4.3.8.3 Calculo de las pérdidas de cargas durante el lavado de un filtro y ubicación del vertedero de salida

Datos			
$\rho_s =$	2,65	g/cm ³	Densidad de la arena
$\rho_a =$	1	g/cm ³	Densidad del agua
L =	0,3	m	Espesor de la capa de arena
$\epsilon_o =$	0,42		Porosidad de la arena
$\rho_{ant} =$	1,5	g/cm ³	Densidad de la antracita
$\epsilon^o =$	0,45		Porosidad de la antracita
L` =	0,5	m	Espesor de la capa de antracita
L =	4,5	m	Largo de cada filtro
b =	0,3	m	Ancho de cada viga
e =	0,1	m	Espaciamiento entre orificios
c =	2,05	m	Longitud de cada vigueta
do =	0,019	m = 3/4 "	Diametro de orificio de los filtros
Cd =	0,65		Coefficiente de descarga en los orificios
g =	9,81	m/s ²	Gravedad
Ancho canal	1,85	m	Ancho libre del fondo del canal
K =	1		Coefficiente de perdida de carga en el falso fondo
Vc2 =	1,5	m/s	Velocidad en la salida de la compuerta

Nº1 Perdida de carga en la arena durante el lavado

Datos			
$\rho_s =$	2,65	g/cm ³	Densidad de la arena
$\rho_a =$	1	g/cm ³	Densidad del agua
$L =$	0,3	m	Espesor de la capa de arena
$\varepsilon_o =$	0,42		Porosidad de la arena

$$h_f = (1 - \varepsilon_o) * \left(\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \right) * L$$

hf	0,29	m	<i>Perdida de carga en la arena durante el lavado</i>
-----------	------	----------	--

Nº2 Perdida de carga en la antracita durante el lavado

Datos			
$\rho_{ant} =$	1,5	g/cm ³	Densidad de la antracita
$\rho_a =$	1	g/cm ³	Densidad del agua
$\varepsilon'_o =$	0,45		Porosidad de la antracita
$L' =$	0,5	m	Espesor de la capa de antracita

$$h'f = (1 - \varepsilon'_o) * \left(\frac{\rho_{ant} - \rho_a}{\rho_a} \right) * L'$$

h'f=	0,14	m	<i>Perdida de carga en la antracita durante el lavado</i>
-------------	------	----------	--

Nº3 Perdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado

Datos			
hf=	0,29	m	<i>Perdida de carga en la arena durante el lavado</i>
h'f=	0,14	m	<i>Perdida de carga en la antracita durante el lavado</i>

$$hf1 = hf + h`f$$

hf1=	0,42	m	<i>Perdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado</i>
-------------	------	----------	--

N°4 Numero de viguetas del drenaje

Datos			
B =	2,05	m	Ancho de cada filtro
b =	0,3	m	Ancho de cada vigueta

$$N_1 = \frac{B}{b}$$

N1=	7	Pza.	<i>Número de viguetas de drenaje</i>
------------	---	-------------	---

Nota: se adopta 7 vigas de 5,85 m de largo

N°5 Numero de orificios en cada vigueta

Datos			
L=	5,85	m	Largo de cada filtro
e=	0,1	m	Espaciamiento entre orificios

$$N_2 = \frac{2c}{e}$$

N2	117	pza	<i>Número de orificio en cada vigueta</i>
-----------	-----	------------	--

N°6 Número total de orificios en el drenaje

Datos			
N1=	7	pza	Número de viguetas de drenaje
N2=	117	pza	Número de orificio en cada vigueta

$$NT = N_1 * N_2$$

NT=	800	pza	Número total de orificios en el drenaje
------------	-----	------------	--

Nº7 Caudal de lavado por orificio

Datos			
Q =	0,18	m3/s	Caudal de diseño
NT	800	pza	Número total de orificios en el drenaje

$$qo = \frac{Q}{NT}$$

qo	0,000225	m3/s	Caudal de lavado por orificio
-----------	----------	-------------	--------------------------------------

Nº8 Área de los orificios del drenaje

Datos			
do =	0,019	m = 3/4 "	Diametro de orificio de los filtros

$$Ao = \frac{\pi * do^2}{4}$$

Ao=	0,00028	m2	Área de los orificios del drenaje
------------	---------	-----------	--

Nº9 Perdida de carga en los orificios del drenaje

Datos			
Cd =	0,65		Coficiente de descarga en los orificios
g =	9,81	m/s2	Gravedad
qo=	0,000225	m3/s	Caudal de lavado por orificio
Ao=	0,00028	m2	Área de los orificios del drenaje

$$hf_2 = \frac{qo^2}{2g(Cd * Ao)^2}$$

hf2	0,076066	m	<i>Perdida de carga en los orificios del drenaje</i>
------------	----------	----------	--

N°10 Sección transversal del falso fondo

Datos			
H1=	1,95	m	Ancho libre del fondo del canal
C=	0,40	m	Altura del falso fondo

$$AFF = H_1 * C$$

AFF=	0,78	m2	<i>Sección transversal del falso fondo</i>
-------------	------	-----------	--

N°11 Velocidad en el falso fondo durante el retro lavado

Datos			
Q =	0,18	m3/s	Caudal de diseño
AFF=	0,78	m2	Sección transversal del falso fondo

$$VFF = \frac{Q}{AFF}$$

VFF=	0,23	m/s	<i>Velocidad en el falso fondo durante el retro lavado</i>
-------------	------	------------	--

N°12 Perdida de carga en el falso fondo durante el retro lavado

Datos			
VFF=	0,23	m/s	Velocidad en el falso fondo durante el retro lavado
K =	1	-	Coficiente de perdida de carga en el falso fondo
g =	9,81	m/s2	Gravedad

$$hf_3 = \frac{K * VFF^2}{2g}$$

hf3=	0,0027	m	<i>Perdida de carga en el falso fondo durante el retro lavado</i>
-------------	--------	----------	---

Nº13 Perdida de carga en la compuerta de salida durante el retro lavado

Datos			
K =	1		Coficiente de perdida de carga en la compuerta
Vc =	1,5	m/s	Velocidad en la salida de la compuerta
g =	9,81	m/s ²	Gravedad

$$hf_4 = \frac{K * Vc^2}{2g}$$

hf4=	0,11	m	<i>Perdida de carga en la compuerta durante el retro lavado</i>
-------------	------	----------	---

Nº14 Altura de agua sobre las canaletas de recolección

Datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
L =	5,85	m	Largo de cada filtro
N3 =	4,00	-	Número de canales por encima de los filtros

$$hf_5 = \left(\frac{1,3 * Q}{1,84 * 2 * N_3 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

hf5=	0,019	m	<i>Altura de agua sobre la canaleta de recolección</i>
-------------	-------	----------	--

N°15 Perdida de carga total durante el retro lavado

Datos			
hf1=	0,42	m	Perdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado
hf2=	0,076066	m	Perdida de carga en los orificios del drenaje
hf3=	0,0027	m	Perdida de carga en el falso fondo durante el retro lavado
hf4=	0,11	m	Perdida de carga en la compuerta durante el retro lavado
hf5=	0,019	m	Perdida de carga en la compuerta durante el retro lavado

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

hfL=	0,64	m	<i>Perdida de carga total durante el retro lavado</i>
-------------	-------------	----------	--

N°16 Nivel de vertedero que controla la hidráulica del lavado, con respecto al fondo del filtro

Datos			
hfL=	0,64	m	Perdida de carga total durante el retro lavado
Hc=	2,65	m	Altura del borde de la caleta de lavado con respecto al fondo del filtro

$$hv = hc + hf \text{ lavado}$$

hv=	3,29	m	<i>Nivel del vertedero que controla la hidráulica del lavado, con respecto al fondo del filtro</i>
------------	-------------	----------	---

Tabla 4.19 Calculo de $\sum xi/di^2$ para la capa de arena

Dmin (mm)	Dmax (mm)	di ²	Xi (tabla 4.15)	xi/di ²
1,17	1,41	1,66	0,04	24037,02
1,00	1,17	1,18	0,09	76450,98
0,83	1,00	0,84	0,21	250828,63
0,70	0,83	0,59	0,26	444273,57
0,59	0,70	0,42	0,24	576888,41
0,50	0,59	0,30	0,10	336672,00
0,42	0,50	0,21	0,06	283553,88
Fuente: Elaboración Propia			$\Sigma = 1,00$	1992704,47

Tabla 4.20 Calculo de $\sum xi/di^2$ para la capa de antracita

Dmin (mm)	Dmax (mm)	di ²	Xi (tabla 4.16)	xi/di ²
1,53	1,68	2,58	0,05	19409,75
1,29	1,53	1,99	0,15	75448,92
1,10	1,29	1,43	0,23	161061,61
1,00	1,10	1,10	0,25	226757,37
0,83	1,00	0,84	0,16	191107,53
0,70	0,83	0,59	0,16	273399,12
Fuente: Elaboración Propia			$\Sigma = 1,00$	947184,29

4.3.8.4 Determinación de la ecuación para calcular la carga hidráulica que requiere la batería para operar con tasa declinante

Datos			
CE =	0,8		Coefficiente de esfericidad
$\sum xi/di^2 =$	1992704,47		Sumatoria de Fracción, en peso, entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica dividido entre la sumatoria de diametro mínimo Arena.
v =	0,000001	m ² /s	Viscosidad
CE =	0,7		Coefficiente de esfericidad
$\sum xi/di^2 =$	947184,29		Sumatoria de Fracción, en peso, entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica dividido entre la sumatoria de diametro mínimo Antracita.
μ =	0,001	kg/m-s	Viscosidad
Vc1 =	1,28	m/s	Velocidad de la compuerta de entrada
K =	1		Coefficiente de perdida de carga en la compuerta
L2 =	1	m	Longitud del vertedero de la cresta de salida asumido OMS

Nº1 Perdida de carga inicial en la capa de arena en función de la velocidad de filtración

Datos			
Ce=	0,8	-	Coefficiente de esfericidad
$\sum xi/di^2 =$	1992704,47	-	Sumatoria de Fracción, en peso, entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica dividido entre la sumatoria de diametro mínimo Arena.
v =	0,000001	m ² /s	Viscosidad
εo=	0,42	-	Porosidad de la arena
g =	9,81	m/s ²	Gravedad

$$hf_1 = \frac{150v}{g} * \frac{(1 - \epsilon o)^2}{\epsilon o^3} * \frac{1}{Ce^2} * L * VF * \frac{\sum Xi}{di^2}$$

$$hf1 = 0,00075 \text{ VF m}$$

Nº2 Perdida de carga inicial en la antracita en función de la velocidad de filtración

Datos			
Ce=	0,7	-	Coefficiente de esfericidad
$\sum xi/di^2$	947184,29	-	Sumatoria de Fracción, en peso , entre dos tamices consecutivos de la serie granulométrica dividido entre la sumatoria de diametro mínimo Arena.
v=	0,000001	m2/s	Viscosidad
ϵ^o =	0,45	-	Porosidad de la antracita
g =	9,81	m/s2	Gravedad

$$hf_2 = \frac{150v}{g} * \frac{(1 - \epsilon o)^2}{\epsilon o^3} * \frac{1}{Ce^2} * L * VF * \frac{\sum Xi}{di^2}$$

$$hf2 = 0,00057 \text{ VF m}$$

Nº3 Caudal por orificio de drenaje durante el proceso de filtración, en función de la velocidad de filtración

datos			
AF =	12	m2	Área de cada filtro
NT=	800	pza	Número total de orificios en el drenaje

$$qo = \frac{Vf * Af}{86400} * Nt$$

$$qo = 1,736E-07 \text{ VF m}^3/\text{s}$$

Nº4 perdida de carga en drenaje durante el proceso en función de la velocidad de filtración

datos			
Ao=	0,00028	m2	Área de los orificios del drenaje

g=	9,81	m/s ²	gravedad
Cd=	0,65		Coficiente de descarga en los orificios

$$hf_3 = \frac{qo^2}{2g(Cd * Ao)^2}$$

$hf_3 = 4,52E-08$ VF2 m

N°5 Sección de la válvula de entrada

datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
N3 =	4,00	und	Número de filtros
Vc1=	1,28	m/s	Velocidad de la compuerta de entrada

$$Ac_1 = \frac{1,3 * Q}{N * Vc_1}$$

$Ac_1 = 0,05 \text{ m}^2$

N°7 Perdida de carga en la válvula de entrada

datos			
AF=	12	m ²	Área de cada filtro
K =	1	-	Cofiente de perdida de carga en el falso fondo
g =	9,81	m/s ²	Gravedad
Ac1=	0,046	m ²	Sección de la compuerta de entrada

$$hf_4 = \frac{K * Vc_1^2}{2g}$$

$hf_4 = 4,71E-07 \text{ VF2 m}$

Nº8 Altura de agua en el vertedero de salida en función de Vf

datos			
Q =	0,18	m ³ /s	Caudal de diseño
L2 =	1	m	Longitud del vertedero de la cresta de salida adoptado OMS

$$hf_7 = \left(\frac{Q}{1.84 * L_2} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$hf_7 = 0,21 \text{ m}$

Nº8 Carga hidráulica disponible para el proceso

datos			
Vf =	324	m ³ /m ² /día	Velocidad de filtración promedio 240-360 m ³ /m ² /día OMS. Doble capa de antracita y espesor inferior a 80cm. para buena operación y mantenimiento.

Aplicando el programa de cálculo de Di Bernardo (9, 10) a la ecuación $H_t = 5,508 (10)^{-7} VF^2 + 1,494 (10)^{-3} VF + 0,21$ reemplazando VF en la ecuación obtenemos la carga hidráulica disponible

$$HT = \Sigma Hf$$

$HT = 0,694 \text{ m}$

datos			
h _v =	3,19	m	nivel del vertedero que controla la hidráulica del lavado, con respecto al fondo del filtro
H _t =	0,69	m	carga hidráulica disponible para el proceso

Por lo tanto, la altura total del filtro será igual a:

H_v = 3,29 m altura del vertedero de salida,

H_t = 0,0.69 m de carga hidráulica

BL = 0,22 m, borde libre

Σ total:	4,2	m.	altura total de la caja del filtro
-----------------	------------	-----------	---

4.3.9 Calculo de almacenamiento de cloro

Nº1 Dosis Promedio (D)

Dosis Máxima (DM)=	30	mg/l
Dosis Mínima (Dm)=	10	mg/l

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

D= 20 mg/l

Nº2 Peso de cloro requerido en el periodo de almacenamiento (W)

Tiempo de almacenamiento (T)=	30	d
Caudal de Diseño (Q)=	180	l/s
Caudal de Diseño (Q)=	15552	

$$W = Q * T * D$$

W= 9331,2 Kg

Nº3 Números de cilindros que se almacenaran (N)

Peso de un cilindro (P)=	67	kg
--------------------------	----	----

$$N = \frac{W}{P}$$

N= 139

Nº4 Área ocupada por los cilindros (AT)

Área que ocupa cada cilindro (Ac)=	0,071	m ²
------------------------------------	-------	----------------

$$AT = 1,25 * Ac * N$$

$AT = 12 \text{ m}^2$

4.3.10 Diseño de tanque de almacenamiento

La Capacidad del tanque de almacenamiento, debe ser mayor o igual que el volumen de regulación, volumen contra incendios, o volumen de reserva, es decir

$$\text{Capacidad} > \left\{ \begin{array}{l} \text{Volumen de Regulación} \\ \text{Volumen contra incendios} \\ \text{Volumen de Reserva} \end{array} \right.$$

4.3.10.1 Volumen de regulación

El sistema de almacenamiento previsto como regulación, está destinado a proveer:

*Suministro de agua en las horas de demanda máxima
Presiones adecuadas en la red de distribución.*

El volumen previsto deberá ser el suficiente, para regular y compensar las variaciones entre el gasto con el que las fuentes alimentan al servicio y el gasto de consumo en cada instante.

$$V_r = C * Q_{\text{máx.d}} * t$$

Donde :

V_r = Volumen de regulación en m³

C = Coeficiente de regulación

Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30

$Q_{\text{máx.d}}$ = Caudal máximo diario en m³/d

t = Tiempo en días (t = 1 día como mínimo)

C asumido = 0,15

$Q_{\text{máx.d}}$ = 15.552,00 [m³/día]

$V_r = 2.332,80 \text{ [m}^3\text{]}$

4.4.10.2 Volumen contra incendios

Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

- a) Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- b) Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- c) Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha a, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendios debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguientes expresión:

$$V_i = 3.6 \times Q_i \times t$$

Donde:

V_i = Volumen para lucha contra incendios en m^3

Q_i = Caudal para lucha contra incendio en l/s

t = Tiempo de duración del incendio en horas

$$Q_i = 16 \quad [l/s]$$

$$t = 2 \quad [hr]$$

$$V_i = 115,20 \quad [m^3]$$

5.4.10.3 Volumen de reserva

Esta consideración prevé el abastecimiento de agua durante los periodos de reparación de los sistemas de toma, conducción, tratamiento

Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento, para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al consumo máximo diario

$$V_{re} = 3.6 \times Q_{\text{máx.d}} \times t$$

$$V_{re} = 2.592,00 \text{ [m}^3\text{]}$$

5.4.10.4 Volumen del tanque de almacenamiento adoptado

Vol. Regulación	2.332,80
Vol. Incendios	115,20
Vol. Reserva	2.592,00

Debido a la magnitud del tanque de almacenamiento, se asumirá como volumen total únicamente y el volumen de regulación NB689

El volumen de almacenamiento del tanque será igual a:

$$V = 2.300 \text{ m}^3$$

Nº1 Diseño del tanque de almacenamiento:

Tanque Rectangular:

$$\begin{aligned} \text{Cuadrada} \quad b &= 24,00 \text{ m} \\ a &= 31,00 \text{ m} \end{aligned}$$

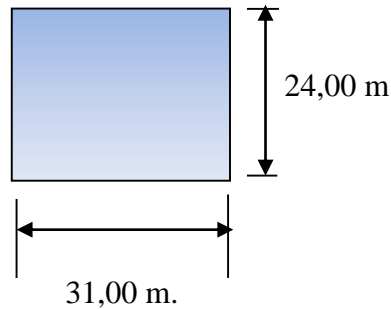
$$\text{adoptamos } h = 3,1 \text{ m}$$

Despejando valores:

$$\begin{aligned} A &= 744 \text{ m}^2 \\ h_e &= 3,6 \text{ m} \end{aligned} + 0,50 \text{ Borde libre}$$

V = 2306 m³ Volumen de almacenamiento

V = 372 m³ Volumen cámara de aire



Nº2 Tiempo de vaciado del tanque:

Como no es muy conveniente que el tanque quede fuera de funcionamiento un largo periodo de tiempo se recomienda que el tiempo de vaciado no exceda de 2 a 4 horas.

Para el cálculo usaremos la siguiente formula:

$$T = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{m * w * \sqrt{2g}}$$

Donde:

S = Superficie del tanque en m².

h = Carga sobre el desagüe en m.

m = Coeficiente de Contracción (0,60 - 0,65)

w = Área del dispositivo de desagüe, en m².

g = Aceleración de la gravedad: 9,81 m/s².

T = Tiempo de vaciado en seg. (24 hr)

T asumido = **24**

W = **0,031746 m²**

D = **20,10 cm**

D = **8,00 pulg**

Adoptamos diámetro comercial :

$$D = \boxed{10 \text{ "}}$$

CAPITULO V

5. Presupuesto y estructura financiera

5.1 Precios unitarios

Se ha efectuado el análisis de los precios unitarios directos y la incidencia de las cargas sociales, utilidades, gastos generales e impuestos de ley con los cuales se ha obtenido el precio de aplicación. Para este análisis se ha tomado en cuenta el precio de los materiales puestos en obra con referencia a los precios vigentes en el mercado de la ciudad de Tarija y Santa Cruz, para los materiales no locales; los precios de los materiales locales (Agregados y piedra) se han calculado de acuerdo al costo real en el área del proyecto.

El presupuesto del proyecto ha sido elaborado en base a la cubicación de los volúmenes de obra para cada uno de los ítems (partidas) que lo conforman (ver detalles en cómputos métricos en anexos).

Los costos de materiales no locales han sido determinados en Tarija y Santa Cruz que son las ciudades de donde el Contratista se proveerá de estos materiales.

Los costos de materiales no locales han sido determinados considerando las distancias de banco – obra, tecnologías de explotación de áridos y de construcción de obras.

Sus respectivos precios unitarios han sido analizados siguiendo procedimientos regulares de ingeniería, considerando los costos de mano de obra, materiales, equipos, la incidencia en ellos por costos indirectos y utilidades.

Se han asumido los siguientes valores de GG, U, IVA, IT y BS para el cálculo de los Precios Unitarios:

Tabla 5.1 Descripción de Precios Unitarios

Cód.	Descripción	Porcentaje %	Fórmula
L	Gastos Generales	10	$0.1*(J)$
M	Utilidad	5	$0.05*(J+L)$
O	IVA	14.94	$0.1494*(E+F)$
P	IT	3.09	$0.309*(N)$
F	Cargas Sociales	55	$0.55*(E)$

Fuente: Elaboración propia en base a precios unitarios, Octubre 2015.

Los precios unitarios del presente proyecto se presentan en detalla en el Anexos, del presente proyecto, los mismos han sido planteados de acuerdo a precios del mercado actual.

5.2 Presupuesto de la obra

El presupuesto de las obras de infraestructura fue elaborado a partir de los cálculos métricos de las obras a ejecutarse, y los precios consignados para cada actividad específica. En anexos, se presentan los precios unitarios, volúmenes y el presupuesto de las obras. El presupuesto general de las obras se presenta en el siguiente cuadro:

Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL (Bs.)
MÓDULO 1.- TRABAJOS PRELIMINARES PLANTA					122632,07
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	GLB	1,00	30.594,26	30594,26
2	PROV. Y COL. DE LETRERO DE OBRA	PZA	1,00	1.499,65	1499,65
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	Ha	1,12	4.611,89	5165,32
4	NIVELACIÓN DEL TERRENO	m ³	1673,72	34,55	57824,29
5	TERRAPLÉN COMPACTADO	m ³	725,24	37,99	27548,55
MÓDULO 2.- ADUCCIÓN PLANTA DE TRATAMIENTO					1003586,61
6	EXCAVACIÓN 0-2 m. (T. SEMIDURO)	m ³	264,20	61,25	16182,90
7	CAMA DE APOYO PARA TUBERIA	m ³	29,36	101,14	2969,58
8	RELLENO Y COMPACTACION	m ³	322,96	80,81	26099,72
9	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA 16"	m	367	692,16	254024,12
10	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS 16"	und	11,00	5.730	63033,79
11	INSTALACION Y COLOCADO DE VALVULAS 16"	GBL	6,00	106.879	641276,50
MÓDULO 3.- CASA DE OPERACIÓN					329127,22
12	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	112,31	4	424,69
13	EXCAVACION ZAPATAS Y CIMENTOS	m ³	24,69	61	1512,32
14	CIMENTOS DE H°C° DOSIF 1:2:4 60 %PD	m ³	12,69	1.042	13224,71
15	SOBRECIMENTOS DE H°C° 1:3:4	m ³	3,525	1.119	3944,99
16	IMPERMEABILIZACIÓN SOBRECIMENTOS	m ²	11,2	34	385,16
17	COLUMNAS de HoAo	m ³	1,73	4.461	7695,55
18	VIGAS de HoAo	m ³	1,47	4.322	6353,16
19	MURO DE LADRILLO 6H(E=18CM)	m ²	105,09	177	18552,27
20	MURO DE LADRILLO 6H(E=12CM)	m ²	31,25	123	3843,55
21	CUBIERTA DE CALAMINA GALV. N°28 c/ MADERAMEN	m ²	220,68	239	52704,46
22	PROV. Y COLOC. PUERTAS DE MAD. C/ QUINCALLERIA	m ²	9,495	1.196,81	11363,68

23	PROV. Y COLOC. VENT. DE MAD. C/ QUINCALLERIA	m ²	10,5	1.033	10848,94
24	CELOSIA CERAMICA	m ²	3	215,60	646,81
25	CIELO FALSO C/ MADERAMEN	m ²	97,17	239	23212,59
26	ALERO	ml	25,5	249	6342,52
27	BOTAGUAS DE LADRILLO	ml	10,3	111,89	1152,45
28	LOSA DE H°A°	m ³	94,825	479,36	45455,04
29	PISO DE MOSAICO	m ²	96,765	341,36	33031,46
30	ZOCALO DE MOSAICO	ml	68	79,63	5414,51
31	REVESTIMIENTO DE AZULEJO	m ²	29,57	309,36	9147,63
32	PROV. E INSTALACIÓN LAVAPLATOS	PZA	1	1.137,82	1137,82
33	PROV. E INSTALACIÓN DUCHA	PZA	1	1.313,41	1313,41
34	PROV. E INSTALACIÓN INODORO	PZA	1	1.373,39	1373,39
35	PROV. E INSTALACIÓN LAVAMANOS	PZA	1	1.004,89	1004,89
36	ILUMINACIÓN INCANDESCENTE	PTO	10	561,11	5611,13
37	TOMACORRIENTES DOBLE	PTO	8	258,32	2066,55
38	REVOQUE EXTERIOR CAL CEMENTO	m ²	110,345	89,49	9874,89
39	REVOQUE INTERIOR CAL CEMENTO	m ²	169,545	70,85	12013,11
40	REVOQUE INTERIOR YESO	m ²	169,745	98,17	16664,52
41	PINTURA INTERIOR LATEX	m ²	197,35	46,49	9174,78
42	PINTURA EXTERIOR LATEX	m ²	105,175	39,65	4170,65
43	PINTURA AL ACEITE	m ²	19,78	48,59	961,19
44	PROV. Y COLOCADO VIDRIOS DOBLES	m ²	10,58	183,14	1937,63
45	PISO DE CEMENTO FROTACHADO ACERA	m ²	13,6	171,97	2338,79
46	GRADAS DE H°C°	m ³	0,37	957,03	354,10
47	PROV. Y TENDIDO TUBERIA 1/2"	ml	6	99,39	596,36
48	CAMARA DE REGISTRO 0.6X0.6 m2	PZA	2	550,84	1101,67
49	PROV. Y TENDIDO TUBERIA 4"	ml	12	119,49	1433,83
50	PROV. Y TENDIDO TUBERIA 2"	ml	6	123,67	742,01
MÓDULO 4.- TANQUE DE SOLUCIÓN					62929,53
51	TANQUE DE SOLUCION DE H°A°	m ³	7,6275	2.946	22466,84
52	DOSIFICADORES	pza	3	10.419	31255,60
53	PROV. Y TENDIDO TUBERIA FFD de 25mm	ml	12	31	368,38
54	PROV. Y TENDIDO TUBERIA FFD de 65 mm	ml	6	60,69	364,17
55	PROV. Y TENDIDO TUBERIA FFD de 100 mm	ml	50	119	5974,31
56	PROV Y COLOCADO PERSIANA METÁLICA	m2	4	625,06	2500.2

MÓDULO 5.- TANQUES DE FLOCULACIÓN Y SEDIMENTACIÓN					1513125,39
57	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	376,42	4	1423,47
58	EXCAVACIÓN 0-2 m. (T. SEMIDURO)	m³	775,97	61	47529,93
59	EXCAVACIÓN 0-4 m. (T. SEMIDURO)	m³	516,13	71	36565,90
60	RELLENO Y COMPACTADO	m³	23,72	80,81	1917,30
61	HORMIGÓN ARMADO PARA MUROS	m³	270,91	2.946	797962,27
62	RELLENO DE HORMIGÓN (simple)	m³	20,30	2.148	43592,28
63	LOSA LLENA DE H°A°	m³	15,22	3.825	58227,64
64	ESCALERA DE H°A°	m³	0,81	3.834	3105,33
65	REVOQUE INTERIOR DE TANQUES	m²	947,06	99	93639,31
66	REVOQUE EXTERIOR	m²	234,46	89	20982,07
67	PROV. Y COL. TUBERIA FG.D=350 mm.	ml	1,20	2.213,86	2656,63
68	PROV. Y COL. TUBERIA FG. D=300 mm	ml	54,60	1.607	87720,55
69	PROV. Y COL. TUBERIA FG.D=250 mm.	ml	13,80	1.357,14	18728,59
70	PROV. Y COL. DE TUBERIA F.G. D=200 mm.	ml	4,10	1.162,10	4764,59
71	PROV. Y COL. BAY-PASS D=400mm.	GBL	1,00	59.606,20	59606,20
72	PROV. Y COL. VÁLVULA MARIPOSA D=350 mm.	PZA	4,00	12.951	51803,17
73	PROV. Y COL. VALVULA MARIPOSA D=300 mm.	PZA	4,00	11.748	46992,78
74	PROV. Y COL. VALVULA MARIPOSA D=250 mm	PZA	2,00	7.307	14613,85
75	PROV. Y COL. VALVULA MARIPOSA D=200 mm	PZA	2,00	6.116,23	12232,47
76	PROV. Y COL. BARANDA METÁLICA H=1,5m	ml	35,98	274	9861,25
77	SEPARADORES DE MADERA (3.90X2.45X1.06)	PZA	4,00	883	3533,88
78	SEPARADORES DE MADERA (4.70X2.45X1.06)	PZA	2,00	1.057	2113,73
79	PANTALLA DE MADERA E=1"	m²	176,40	187,07	32999,54
80	COMPUERTA METÁLICA TIPO 1 (0,8X1,00)	PZA	1,00	187	187,07
81	COMPUERTA METÁLICA TIPO 2 (0,65x0,5)	PZA	4,00	478	1912,35
82	COMPUERTA METÁLICA TIPO 3 (0,5x1,05)	PZA	4,00	538	2150,49
83	ESCALERA METÁLICA TUBULAR ANCHO 45 cm	ml	12,20	213	2598,85
84	REJILLA METÁLICA (0.7X0.9) m.	PZA	4,00	119,37	477,48
85	TAPAS DE REGISTRO METÁLICO (60x60) cm.	PZA	8,00	277,69	2221,49
86	FILTROS (ANTRACITA)	m³	24,12	1.113	26832,74
87	ARENA GRADUADA PARA FILTRO	m³	14,47	244	3527,45
88	GRAVA GRADUADA PARA FILTRO	m³	25,08	231,29	5800,70
89	FONDO FALSO DE VIGUETAS DE H°A°	m²	60,00	247,40	14844,03

MÓDULO 6.- SISTEMA DE DESAGÜE					130519,63
90	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	75,24	4	284,53
91	EXCAVACIÓN 0-2 m. (T.SEMIDURO)	m³	77,60	61	4753,25
92	EXCAVACIÓN 2-4 m. (T.SEMIDURO)	m³	49,10	70,85	3478,82
93	RELLENO Y COMPACTADO	m³	124,11	81	10029,43
94	PROV. Y COL. DE TUBERIA DE PVC D=250 mm	ml	72,80	290	21092,43
95	PROV. Y COL. DE TUBERIA DE PVC D=100 mm	ml	50,60	239	12098,32
96	PROV. Y COL. DE TUBERIA DE PVC D=80 mm	ml	42,60	165	7016,60
97	PROV. Y COL. VALVULA DE COMP D=250 mm	PZA	2,00	1.066	2131,05
98	PROV. Y COL. VALVULA DE COMP D=100 mm	PZA	3,00	762	2285,70
99	PROV. Y COL. VALVULA DE COMP D=80 mm	PZA	1,00	545	544,60
100	ACCESORIOS DE TUBERIA (CODOS Y TEE)	GBL	1,00	24.730	24729,86
101	TAPAS DE Ho Ao CANAL DE DESFOGUE	m³	15,16	2.589,86	39262,34
102	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CÁMARA DE LLAVES DESFOGUE	m³	1,15	2.350,13	2690,89
103	ACERO ESTRUCTURAL CÁMARA DE LLAVES	kg	15,00	8,12	121,81
MÓDULO 7.- SALA DE CLORACIÓN					223730,03
104	REPLANTEO Y TRAZADO	m²	27,74	5,99	166,19
105	EXCAVACION (T. SEMIDURO)	m³	17,52	60,99	1068,67
106	CIMENTOS DE H°C°	m³	3,19	850,37	2712,67
107	SOBRECIMENTOS DE H°C°	m³	0,96	1.119,15	1071,02
108	MURO DE LADRILLO 6H(E=18CM)	m²	71,37	176,54	12599,18
109	REVOQUE INTERIOR CAL CEMENTO + YESO	m²	64,49	70,85	4569,40
110	REVOQUE EXTERIOR CAL CEMENTO	m²	61,49	89,49	5502,63
111	CUBIERTA DE CALAMINA # 28	m²	89,49	238,83	21372,68
112	ESCALERA DE H°A°	m³	0,49	3.833,74	1881,66
113	LOSA DE H°A°	m³	1,20	3.825,23	4605,58
114	PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO FROTACHADO	m²	9,10	171,97	1564,93
115	PROV. Y COL. DE PUERTAS + QUINCALLERIA	m²	2,79	1.196,81	3339,09
116	CAMARA DE SALIDA H°A°	m³	2,90	2.945,50	8547,85
117	PROV. Y COL. DE VENTANAS + QUINCALLERIA	m²	1,80	645,85	1162,53
118	CELOSIA CERAMICA	m²	1,80	215,60	388,09
119	PINTURA LATEX EXTERIOR	m²	61,49	39,65	2438,27
120	PINTURA LATEX INTERIOR	m²	90,29	46,49	4197,55

121	ILUMINACION INCANDESCENTE	Pto	2,00	561,11	1122,23
122	TOMA CORRIENTE	Pto	2,00	1.115,98	2231,96
123	CIELO FALSO CON MADERAMEN	m ²	26,00	238,89	6211,05
124	ALERO	m ²	15,25	248,73	3793,07
125	PROV. Y COL. DE VIDRIOS DOBLES	m ²	1,80	183,14	329,65
126	PROV Y COL. DE TUBERIA F.G. D=400 mm.	ml	6,50	1.576,81	10249,28
127	TANQUE DE HORMIGON ARMADO	m ³	4,0725	2.945,50	11995,57
128	DOSIFICADORES	PZA	2	10.418,53	20837,07
129	TENDIDO TUB/PVC A.P. 3/4 E-40	ml	12	30,69	368,24
130	TENDIDO TUB/PVC A.P. 1	ml	6	60,69	364,17
131	MEZCLADORES	PZA	5	6.906,00	34530,00
132	MEDIDOR DE CAUDAL	PZA	1	54.509,77	54509,77
MÓDULO 8.- CASETA PARA BOMBA					20753,58
133	REPLANTEO Y TRAZADO	m ²	4,41	5,99	26,43
134	CIMENTOS DE H°C°	m ³	1,34	850,37	1142,89
135	MURO DE LADRILLO 6H(E=18CM)	m ²	20,94	176,54	3696,68
136	CUBIERTA CALAMINA(EST.SIMPLE.MADERA)	m ²	6	238,83	1432,97
137	REVOQUE INTERIOR CAL CEMENTO +YESO	m ²	19,26	70,85	1364,67
138	REVOQUE EXTERIOR CAL CEMENTO	m ²	11,49	89,49	1028,25
139	PISO DE CEMENTO + EMPEDRADO FROTACHADO	m ²	4,41	171,97	758,39
140	CELOSIA CERAMICA	m ²	1,50	215,60	323,41
141	PROV. Y COL. DE PUERTAS + QUINCALLERIA	m ²	1,26	1.196,81	1507,98
142	PROV. Y COL. DE VENTANAS + QUINCALLERIA	m ²	0,48	1.033,23	495,95
143	ILUMINACION INCANDESCENTE	PTO	1,00	561,11	561,11
144	TOMA CORRIENTES	PTO	1,00	258,32	258,32
145	PROV. Y COL. DE VIDRIO DOBLE	m ²	0,48	183,14	87,91
146	PINTURA INTERIOR LATEX	m ²	19,26	46,49	895,40
147	PINTURA EXTERIOR LATEX	m ²	19,26	39,65	763,74
148	PROV. E INSTALACION DE BOMBA ELECTRI.CENTRIFUGA	PZA	1,00	5.386,83	5386,83
149	TANQUE PLASTICO DE AGUA 500LT C/ACC	PZA	1,00	1.022,65	1022,65
MÓDULO 9.- TANQUE DE ALMACENAMIENTO					2225595,99
150	REPLANTEO TANQUE DE ALMACENAMIENTO	m ²	778,88	3,78	2945,41
151	EXCAVACIÓN 0-2 M TERRENO SEMIDURO TANQUE	m ³	273,82	61,25	16772,14
152	ZAMPEADO DE PIEDRA	m ²	762,6	171,08	130466,49
153	Ho Ao TANQUE DE ALMACENAMIENTO	m ³	458,59	0. 3	1723681,87

154	Ho Co 1:3:3 (50% P.D.) CÁMARAS	m³	7,12	953,68	6793,99
155	REVOQUE INTERIOR IMPERMEABILIZANTE	m²	1245,00	98,87	123097,73
156	REVOQUE EXTERIOR	m²	509,76	89,49	45618,96
157	ACCESORIOS DE ENTRADA	GBL	1,00	45.532,32	45532,32
158	ACCESORIOS DE SALIDA	GBL	1,00	105.680,84	105680,84
159	ACCESORIOS DE REBOSE Y LIMPIEZA	GBL	1,00	17.864,49	17864,49
160	ACCESORIOS DE VENTILACIÓN	GBL	1,00	1.498,65	1498,65
161	ACCESORIOS DE DRENAJE	GBL	1,00	621,85	621,85
162	TAPA METÁLICA SOBRE TANQUE ALMACENAMIENTO	GBL	2,00	701,50	1403,00
163	TAPA METÁLICA CÁMARA 1 [REBOSE Y LIMPIEZA]	GBL	1,00	1.393,76	1393,76
164	TAPA METÁLICA CÁMARA 2 [ENTRADA Y SALIDA]	GBL	2,00	1.112,25	2224,50
MÓDULO 10.- ACCESOS A LA PLANTA Y CERRAMIENTO					522362,59
165	REPLANTEO	m²	4233,00	4	16007,50
166	ACERA	m²	125,18	155	19371,35
167	CUNETA DE H°S°	ml	182,50	103	18761,21
168	CERRAMIENTO PERIMETRAL	ml	440,00	1.057	465033,11
169	ACOMETIDA DE ELECTRICIDAD	GBL	1,00	3.189,41	3189,41
TORAL PRESUPUESTO				Bs	6154362,6

Fuente: Elaboración propia, Octubre 2015

El costo total de obras del proyecto asciende a un monto de **Bs. 6154362,6** correspondiente a la construcción de la planta de tratamiento de agua potable.