

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y TEXTIL**



**“EVALUACIÓN DE TECNOLOGÍAS PARA EL
TRATAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RÍO SURCO EN EL
DISTRITO DE SANTA ANITA, PARA SU USO COMO AGUAS
DE REGADÍO”**

TESIS

PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO QUÍMICO

PRESENTADO POR:

**REYES CARBAJAL, LILIAN
VARGAS MELÉNDEZ, LOURDES GIULIANA**

LIMA – PERÚ

2005

DEDICATORIA

Lilian :

A mis padres que con su infinito amor y sacrificio hicieron de mi una mujer profesional, con muchos valores personales y con metas en la vida.

Y a ese ser que vive en mi y que me acompañará durante toda mi existencia, Dios.

Lourdes:

Dedico esta tesis a Dios, por la vida que me da.

A mi madre, a mi esposo y a mi hija por ser mi apoyo e inspiración.

A mis familiares y profesores que colaboraron de alguna forma con la realización de este documento.

ÍNDICE GENERAL

RECONOCIMIENTOS

PROLOGO	II
RESUMEN.	III
ENUNCIADO DE LA TESIS	IV

CAPITULO I GENERALIDADES

I.1	CONCEPTOS GENERALES.....	1-11
I.1.1.	Aguas Superficiales	1-2
I.1.2.	Contaminantes de Aguas Superficiales.....	6
I.1.3.	Procesos Unitarios para el tratamiento de aguas superficiales	9
I.1.3.1.	Coagulación	7-8
I.1.3.2.	Floculación	8
I.1.3.3.	Sedimentación	8
I.1.3.4.	Filtración	9
I.1.3.5.	Desinfección	9
I.2.	DATOS GENERALES SOBRE EL RÍO SURCO	10-13
I.2.1.	Breve reseña histórica del río Surco.....	10-11
I.2.2.	Características generales del río Surco	12-11
I.2.3.	Usuarios del río Surco.....	12
I.2.4.	Sistema de riego en el distrito de Santa Anita.....	13

CAPITULO II CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS DEL RÍO SURCO

II.1	RECORRIDO Y RECONOCIMIENTO VISUAL DE LOS FOCOS DE CONTAMINACIÓN DE LAS AGUAS EN EL TRAMO SANTA ANITA.....	14-15
II.2.	PARÁMETROS A CONTROLAR en el agua.....	16-18
II.2.1.	Las exigencias de La Ley General de Aguas.....	16-17
II.2.2.	Exigencia de la Organización Mundial de la Salud OMS).....	17
II.2.3.	Parámetros que influyen en los procesos unitarios de tratamiento.....	18
II.3.	PROCEDIMIENTO GENERAL DE MUESTREO	18-21
II.4.	ANÁLISIS REALIZADOS	22-23
II.4.1	Resultados Obtenidos.....	22-23
II.4.2	Interpretación de los Análisis realizados.....	23
II.5.	MONITOREO DE LAS AGUAS	24-28
II.5.1.	Resultado del monitoreo de las aguas.....	26-28

CAPITULO III

ESTUDIO Y EVALUACIÓN TÉCNICA DE LOS TIPOS DE PLANTAS DISPONIBLES PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS DE RÍO

III.1. TIPOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO.....	29-34
III.1.1. Por el tipo de Tecnología procesos.....	29-34
III.1.1.1. Plantas de Filtración Lenta	30-31
III.1.1.2. Plantas de Filtración Rápida	31-33
III.1.1.3. Comparación técnicas de proceso entre las Plantas de Tratamiento de Filtración Rápida y Filtración y Lenta.....	34
III.1.2. Por la tecnología de Equipos	35-40
III.1.2.1. Plantas Convencionales.....	35-38
III.1.2.1.1 Sistema Convencional Clásico.....	35
III.1.2.1.2 Tecnología CEPIS.....	35-38
III.1.2.2. Plantas Patentados o Paquete.....	39
III.1.2.3. Ventajas y desventajas técnicas entre las Plantas Convencionales y Patentadas..	40
III.2. FACTORES DETERMINANTES PARA LA EVALUACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DISPONIBLES.....	41-42
III.2.1. Calidad del agua por tratar.....	41
III.2.2. Calidad del agua tratada.....	42
III.2.3. Capacidad Socioeconómica del distrito.....	42
III.2.4. Sistema de riego a usar.....	42
III.2.5. Área disponible para la planta.....	42
III.3. EVALUACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DISPONIBLES SEGÚN LOS FACTORES ENCONTRADOS EN EL DISTRITO EN ESTUDIO.....	43-45
III.4. ANÁLISIS DE LA TECNOLOGÍA SELECCIONADA.....	46-51
III.4.1 Sedimentador.....	47
III.4.2 Filtro.....	48-49
III.4.3 Unidad de Desinfección.....	50-51

CAPITULO IV

INGENIERÍA CONCEPTUAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA

IV.1.DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO.....	52-66
IV.1.1. Caudal de diseño.....	52-53
IV.1.2. Velocidad de sedimentación.....	53-61
IV.1.3. Velocidad de Filtración	62-63
IV.1.4. Dosis óptima de desinfectante	33-66
IV.2.DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES.....	67-101
IV.2.1.Diseño de la Zona de Ingreso del agua cruda a la planta de tratamiento.....	71-74
IV.2.1.1.Canal General de Distribución.....	71-73
IV.2.1.2.Cámaras de Repartición a los Sedimentadores.....	74
IV.2.2. Diseño del Sedimentador Laminar de Alta Tasa....	75-86
IV.2.2.1.Zona de ingreso al Sedimentador.....	75-79
IV.2.2.2.Zona de sedimentación.....	80-82
IV.2.2.3.Colector múltiple de tolvas separadas.....	83-84
IV.2.2.4.Canaletas de recolección de c/Sedimentador..	85-86
IV.2.3. Diseño del Canal general de recolección de agua sedimentada.....	87
IV.2.4. Diseño del Filtro Hidraulico mutuo.....	88-89
IV.2.4.1. Zona de Drenaje y Medio filtrante	88-93
IV.2.4.2. Zona de Filtración.....	94-99
IV.2.5. Diseño de la Zona de Desinfección.....	100-101
IV.2.5.1. Bomba Dosificadora.....	101
IV.2.6. Diseño de Cisterna y Unidades Accesorias.....	101

CAPITULO V

FUNCIONAMIENTO Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

V.1.FUNCIONAMIENTO.....	102-106
V.2 MANTENIMIENTO	107-109

CAPITULO VI

ESTIMACIÓN ECONÓMICA

VI.1. COSTOS DE OPERACIÓN.....	110-111
VI.2. COSTOS DE INFRAESTRUCTURA.....	111-116
VI.2.1. Consideraciones en la elaboración de precios unitarios generales.....	111-112
VI.2.2. Consideraciones en la elaboración de precios unitarios en la planta de tratamiento.....	112-116

CONCLUSIONES.....	117-118
RECOMENDACIONES.....	119-121
BIBLIOGRAFÍA.....	122-123
PLANOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO.....	124

ANEXOS

ANEXO N°1: PROCESO DE COAGULACIÓN	1A-4A
ANEXO N°2: PROCESO DE FLOCULACIÓN	5A
ANEXO N°3: PROCESO DE SEDIMENTACIÓN	6A-11A
ANEXO N°4: PROCESO DE FILTRACIÓN	12A-27A
ANEXO N°5: PROCESO DE DESINFECCIÓN	28A-34A
ANEXO N°6: REGLAMENTO DE LOS TÍTULOS I, II Y III DEL DECRETO LEY N° 17752 LEY GENERAL DE AGUAS.....	35A-38A
ANEXO N°7: DIRECTRICES SANITARIAS PARA EL USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA	39A
ANEXO N°8: NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-AA-3-1980, AGUAS RESIDUALES.- MUESTREO	40A-45A
ANEXO N°9: MÉTODOS USADOS PARA LOS ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS..	46A-57A
ANEXO N°10: LISTADO DE LAS ÁREAS VERDES DEL DISTRITO DE SANTA ANITA	58A-61A
ANEXO N°11: PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN Y CAUDAL DE LODOS..	62A-63A
ANEXO N°12: DATOS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS DE SEDIMENTACIÓN ...	64A
ANEXO N°13: INFORMACIÓN SOBRE LAS PLACAS USADAS EN EL SEDIMENTADOR LAMINAR DE ALTA TASA	65A-66A
ANEXO N°14: INFORMACIÓN SOBRE EL MEDIO FILTRANTE USADO EN LOS FILTROS HIDRÁULICOS DE TASA DECLINANTE.....	67A
ANEXO N°15-A: INFORMACIÓN SOBRE LA BOMBA DOSIFICADORA	68A
ANEXO N°15-B: TIEMPOS DE PRESERVACIÓN DE MUESTRA	69A
ANEXO N°16: MAPA DEL DISTRITO DE SANTA ANITA - PUNTOS DE MUESTREO EN EL RÍO SURCO	
ANEXO N°17: FORMULARIO USADO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO - FUENTE CEPIS	70A-80A

RECONOCIMIENTOS

Este documento es producto del esfuerzo y apoyo de muchas personas, profesionales e instituciones, quienes a través de su asesoría, donación de tiempo y buena voluntad, hicieron posible su realización.

Agradecemos a nuestro asesor Gilberto García Gayoso, quien con su calidad profesional supo guiarnos de principio a fin durante la elaboración de la tesis, orientando eficazmente su culminación.

Damos las gracias a la Municipalidad Distrital de Santa Anita, que nos dio un gran aporte económico, nos brindó sus instalaciones y demás apoyo para la realización de la primera parte del proyecto tesis.

También expresamos mucha gratitud a los catedráticos y personal de la Facultad de Ingeniería Ambiental de la UNI, que nos permitieron el acceso a sus laboratorios y nos dieron todas las facilidades necesarias para la ejecución de las pruebas experimentales; además de una desinteresada asistencia profesional durante el desarrollo de la tesis.

En especial agradecemos al ingeniero Víctor Maldonado Yactayo, de quien resaltamos su valiosa asesoría y colaboración profesional como especialista en el tema de “Diseño de Plantas de Tratamiento de Agua”.

Finalmente, agradecemos el aporte profesional del ingeniero Ricardo Rojas Vargas del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS.

PROLOGO

La tesis enfoca el tema del tratamiento de una fuente de Agua Superficial, cuyo uso será para el riego de áreas verdes como parques y bermas, que suelen estar en contacto con las personas.

El estudio se realizó en el distrito de Santa Anita - Lima; por donde atraviesa el río Surco, que es un ramal del río Rimac.

El planteamiento de este documento es parte del anteproyecto de construcción de una Planta de Tratamiento de las Aguas del río Surco para su uso en el Riego de Áreas Verdes del distrito de Santa Anita; establecida en la administración correspondiente del año 2002.

Consideramos que el estudio realizado en esta tesis es un gran aporte para ese municipio, pues representa la base del anteproyecto, cuya importancia es de carácter Ambiental.

Por otro lado, la naturaleza de este proyecto tesis, demuestra la factibilidad de "Articulación de la Universidad con la Comunidad", mostrando la existencia de una variedad de temas y necesidades que pueden ser planteadas y desarrolladas por las universidades, mediante la participación activa de sus estudiantes, con lo cual aprenderán y desarrollaran su capacidad de contribución en los problemas trascendentales de la sociedad.

Para nosotras esta tesis representó un reto, que nos llevó a ahondar más allá de nuestra propia especialidad y experiencia profesional y sin lugar a duda contribuyó a nuestro desarrollo personal y profesional.

Gracias a Dios, a nuestro esfuerzo y a la contribución de muchas personas, podemos decir hoy misión cumplida.

RESUMEN

El proyecto tesis, surgió de una iniciativa conjunta de parte nuestra y de la administración municipal del distrito de Santa Anita.

Luego de analizar las necesidades y posibilidades mutuas, se concibió el anteproyecto “Diseño de una Planta de Tratamiento de las Aguas del Río Surco para su uso en el riego de Áreas Verdes”; el mismo que serviría para el municipio como un estudio de base para un futuro proyecto y a nosotras como el tema central, para la elaboración de una tesis.

El proyecto tesis consistió en dos etapas, la primera en donde se realizaron todos los trabajos de investigación teórica, caracterización del río Surco y pruebas experimentales. Al término de esta, se elaboró un documento técnico que fue entregado a la Municipalidad.

La segunda etapa consistió netamente en la elaboración del documento tesis, la cual se complemento con investigación teórica adicional, asesoría con especialistas y algunas pruebas de laboratorio necesarios para la obtención de datos experimentales.

La Municipalidad facilitó sus instalaciones y personal de apoyo operativo para la realización de la primera etapa del estudio; asimismo contribuyó económicamente, supliendo muchas necesidades como los análisis de laboratorio necesarios luego del Muestreo General del río Surco, los mismos que fueron encargados a los laboratorios : Inspectorate Griffth del Perú S.A.C. y al Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria CEPIS.

Las pruebas de laboratorio para el Monitoreo frecuente del río Surco y las investigaciones experimentales de la primera y segunda etapa del proyecto, fueron realizados en los ambientes de la Facultad de Ingeniería Ambiental de la UNI.

De este modo y superando muchas dificultades, se hizo posible la culminación del proyecto tesis cuyo contenido se resume en el presente documento.

ENUNCIADO DE LA TESIS

En vista que era necesario dar al anteproyecto el carácter de un estudio de tesis y analizando el tipo de investigaciones y evaluaciones que debíamos realizar para sentar las bases de un futuro proyecto de construcción de una Planta de Tratamiento, consideramos apropiado titular la tesis como

“ EVALUACIÓN DE TECNOLOGÍAS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS DEL RÍO SURCO EN EL DISTRITO DE SANTA ANITA, PARA SU USO COMO AGUAS DE REGADÍO ”.

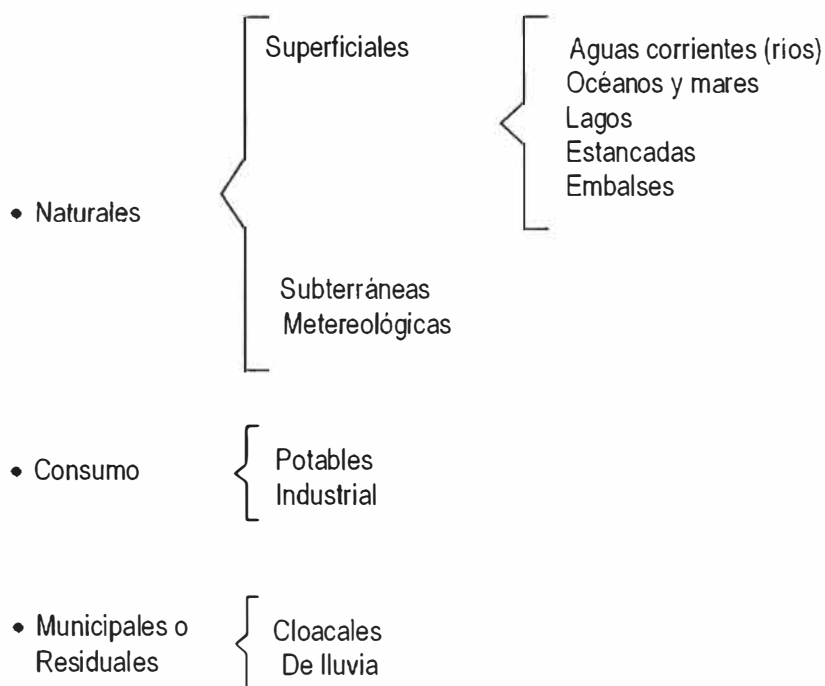
El asesoramiento de la tesis estuvo a cargo del ingeniero Gilberto García Galloza y contó con la importante colaboración profesional del ingeniero Victor Maldonado Yactayo, perteneciente a la Facultad de Ingeniería Ambiental, UNI.

CAPITULO I GENERALIDADES

I.1 CONCEPTOS GENERALES:

I.1.1 Aguas Superficiales:

Se denomina así a todas las aguas naturales que se encuentran ocupando los ríos, océanos y mares, lagos, estancadas y embalses. Para la mejor comprensión de los tipos de agua según su origen presentamos el siguiente diagrama de clasificación:



Las características de las aguas superficiales están sujetas a cambios, ya sea por condiciones naturales que producen mayor a menor concentración (lluvias, sequías, calidad mineral de los terrenos atravesados por las aguas, etc) o por alteraciones producidas por el hombre (descarga de desechos domésticos e industriales en los ríos, lagos y demás fuentes de aprovisionamiento de aguas). La proliferación

de organismos puede también contribuir a realizar grandes cambios en las características de las aguas. Estos cambios pueden ir desde el color y olor, hasta convertir las aguas en peligrosas para la salud, debido a la presencia de organismos patógenos. Por otro lado, la capacidad de autopurificación de las corrientes de agua es debida a la acción de organismos vivos, entre los cuales las bacterias y algas juegan un papel importantísimo.

Las aguas superficiales son las fuentes de agua que en general están sujetas a mayores variaciones de sustancias contaminantes y teniendo en cuenta que por pequeña que sea la cantidad de impurezas, ya es suficiente para considerarla inapropiada para el consumo humano. Los contaminantes de las aguas podemos clasificarlas en: (ver cuadro N° 1)

CONTAMINANTES DE LAS AGUAS SUPERFICIALES

CUADRO N° 1

FÍSICAS	QUÍMICAS	BACTERIOLÓGICAS
Turbiedad Color Olor Sabor	Potencial de Hidrógeno (PH) Acidez Alcalinidad Dureza Hierro y Magnesio Cloruros Nitrógeno Fluor Sulfatos Sodio Potasio Sustancias toxicas: • Plomo • Selenio • Arsénico • Cromo Hexavalente • Cianuro • Cadmio • Bario	Grupo coliforme • Escherichias: E. Coli E. Freundii E. Aurescens E. Intermedia • Aerobacter: A. Aerogena A. Cloacal

I.1.2 Contaminantes de Aguas Superficiales

A continuación definiremos algunos elementos contaminantes de las aguas superficiales:

- ✓ **Turbiedad:** El término turbio se aplica a las aguas que contienen materia en suspensión o coloides (Arcilla, limo, plancton, etc) que interfiere con el paso de la luz a través del agua. Se puede afirmar que la turbiedad es una forma de medir la concentración de las partículas coloidales y suspendidas en un líquido. En sí puede considerarse que la turbiedad no tiene efectos sobre la salud, pero afecta la calidad estética del agua y al presentarse puede ocasionar el rechazo de los consumidores. La turbiedad se determina en el laboratorio por medio de turbidímetros. Si sobrepasa las 5 UNT⁽¹⁾ suele ser perceptible y por consiguiente desagradable para los consumidores.
- ✓ **Color:** El color que presentan las aguas pueden ser de origen mineral o vegetal; este puede deberse también a desechos industriales. No existe una correlación directa entre el color de un agua y su contaminación, pero un agua altamente coloreada despertará sospechas en los consumidores.
- ✓ **Olor y Sabor:** Los olores y sabores desagradables que se presentan en algunas aguas son debidas a sustancias tales como organismos microscópicos vivos, vegetación (semillas, hongos, algas, etc) y materia orgánica en estado de descomposición.
- ✓ **PH:** Es de suma importancia debido a su tremenda influencia en los procesos de coagulación, desinfección, corrosión, etc. Tiene también influencia en los tratamientos biológicos. Existe una relación entre el PH, la alcalinidad y el contenido de CO₂.

(1) : UNT: Unidades Nefelométricas de Turbiedad.

- ✓ **Acidez:** Puede definirse como su capacidad para neutralizar el OH^- . La acidez en las aguas naturales es generalmente debida a la presencia de CO_2 el cual tiende a combinarse con el agua dando H^+ ; también se debe a la acidez mineral. El CO_2 y la acidez mineral le comunican al agua un alto poder corrosivo e interfiere en procesos como el ablandamiento del agua.
- ✓ **Alcalinidad:** Puede definirse como la presencia de OH^- y su capacidad para neutralizar la acidez. Tiene poca importancia sanitaria a no ser por el sabor que presentan las aguas con alcalinidades muy altas. También son indeseables porque pueden producir precipitación de sales de calcio en tuberías y artefactos. Una alcalinidad alta puede producir un PH inadecuado para ciertos tratamientos biológicos.
- ✓ **Dureza:** Se debe a la presencia de cualquier catión polivalente (Ca^{+2} , Mg^{+2} , Al^{+3} , Fe^{+2} , etc), pero se considera generalmente solo el Calcio y Magnesio por ser los más abundantes. No se ha demostrado ninguna correlación entre las aguas con alto contenido de dureza y daños al organismo. Los problemas son más bien del tipo doméstico e industrial. La presencia de estos cationes impide la formación de espuma de jabón además causa la formación de precipitados dentro de las tuberías y accesorios.
- ✓ **Cloruros:** Se diferencia del cloro que actúa con valencia negativa, uno de los más comunes es el cloruro de sodio o sal común. Aunque estos no son perjudiciales para la salud, imparten al agua un sabor salobre.
- ✓ **Nitrógeno:** Los compuestos nitrogenados son índices químicos de contaminación. Un contenido alto de nitrito o nitrógeno amoniacal sugiere una actividad biológica grande. En cambio un alto contenido de nitratos y bajo de nitritos y amoniaco es indicio de una etapa mayor

de desmineralización que los compuestos nitrogenados. La ausencia o baja concentración de amoníaco en el agua es evidencia de que existe poco material proteínico en estado de descomposición.

- ✓ **Fluor:** Cuando su presencia en el agua es alta puede causar fluorosis (manchas marrones en los dientes), cuando la cantidad es baja no confiere protección contra las caries.
- ✓ **Sulfatos:** Estos causan varios problemas como: malos olores al ser reducidos por las bacterias reductoras, ya que forman H_2S , esta acción produce una baja en el PH del agua, agravando los problemas de corrosión. Si el contenido de sulfatos es mayor a 200 ppm se nota un efecto toxico en las plantas y si es mayor a 500 ppm es toxico para los animales; en combinación con la materia orgánica causan problemas de corrosión; en combinación con el Ca y Mg son responsables de las incrustaciones duras que se encuentran en los artefactos donde se conduce, calienta o evapora agua.
- ✓ **Sodio:** Aunque en los alimentos diarios ingerimos cantidades mayores de las que puedan haber en las aguas de consumo, este es perjudicial, para las personas que sufren de enfermedades del corazón o riñones. También puede ser perjudicial para las plantas y los terrenos de cultivo ya que estos últimos las aguas de regadío que contienen Na producen un efecto acumulativo por el fenómeno de la evaporación
- ✓ **Potasio:** En concentración de alrededor de 2 ppm tiene acción laxante. También tiene efecto perjudicial sobre las plantas.
- ✓ **Sustancias tóxicas:** Ocasionalmente el agua puede contenerlas, y puede causar daño específico a la salud. Los más comunes son: Pb,

Se, As, Cr^{6+} , CN^- , Cd y Ba. Algunas sustancias pueden encontrarse naturalmente en las aguas que pasan por suelos o formaciones seleniosas, otras en cambio como el Pb rara vez se encuentran en aguas naturales.

- ✓ **Grupo Coliforme:** Si bien no está constituido por organismos patógenos (excepto la E. Coli) pertenece a la misma familia de las enterobacterias a la que pertenecen las Salmonellas, productoras de Tifoideas y Shigellas productoras de disentería bacilar. Como no se ha encontrado métodos para detectar estas últimas, se escogió un grupo bacterial afín y cuya presencia pueda detectarse fácilmente y considerarse por tanto como índice de contaminación, este es el llamado grupo Coliforme.

Este último, esta formado por todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas, gramnegativas, no formadoras de esporas y con forma de bastón que fermentan la lactosa, produciendo gas y ácido en 48 horas a 35° C.

Estos organismos son característicos del hombre y todos los animales de sangre caliente.

Su presencia confirmada en el agua indica que esta ha sido contaminada con materiales fecales.

El grupo coliforme se subdivide en Escherichias y Aerobacters.

Cabe decir que las primeras constituyen el 90% de los coliformes de las heces, son las que más comúnmente se hallan en el tracto intestinal, mientras que las otras se originan más frecuentemente en el suelo y las plantas.

I.1.3. Procesos unitarios para el tratamiento de aguas superficiales:

Tratar el agua es realizar un conjunto de procesos con la finalidad de ocasionar cambios físicos, químicos y biológicos necesarios para acondicionarla de acuerdo a los diferentes requerimientos de la misma.

El tratamiento de aguas superficiales, se realiza con la finalidad de obtener agua para consumo humano, para el riego de vegetales comestibles o para el riego de áreas verdes como parques y jardines.

Las plantas de tratamiento de agua pueden considerarse como grandes fábricas que reciben una materia prima siempre cambiante (agua cruda) y que tienen que entregar un producto manufacturado (agua tratada), cuyas características físicas, químicas y bacteriológicas estén enmarcadas dentro de las normas aprobadas y además, entregar agua de calidad suficiente, en todo momento, para satisfacer las necesidades de la población servida.

Es de importancia para nuestro estudio definir los siguientes Procesos Unitarios utilizados para el tratamiento de aguas de río:

I.1.3.1 Coagulación:

Este proceso transforma las pequeñas partículas en grandes aglomerados, de manera que se facilite la sedimentación. El proceso global de coagulación incluye las etapas de desestabilización y floculación, que es la etapa de transporte provocando el crecimiento de las partículas aglomeradas. Las impurezas presentes en el agua en forma de partículas en estado coloidal, tienen carga negativa, pero la dispersión coloidal (agua + coloides), no tiene una carga eléctrica única. Las cargas originales de las partículas son equilibradas con las cargas de la fase acuosa, resultando una doble capa eléctrica en cada interfase entre el sólido y el agua. Las Fuerzas de difusión y atracción electrostática dispersan la carga en el agua alrededor de cada partícula en una capa difusa. Las fuerzas eléctricas de repulsión y las fuerzas de atracción de

Van Der Waals interaccionan con las partículas en la solución produciendo una barrera potencial que previene la aglomeración. Al proceso de vencer la barrera de repulsión para permitir que ocurra la aglomeración se le denomina desestabilización. Una información más completa sobre este proceso se encuentra en el Anexo N° 1.

I.1.3.2 Floculación:

El objetivo principal de la floculación es reunir a las partículas desestabilizadas para formar aglomeraciones de mayor peso y tamaño que sedimentan con mayor eficiencia. Esta se realiza por tres mecanismos: La floculación Pericinética o Browniana debida a la energía térmica de fluido, la floculación Ortocinética o gradiente de velocidad producida en la masa del fluido en movimiento y la Sedimentación diferencial. En el Anexo N° 2, se amplía esta definición.

I.1.3.3 Sedimentación:

Se denomina así al proceso mediante el cual se asientan los sólidos suspendidos en un fluido, bajo la acción de la gravedad. La sedimentación puede ser simple cuando no se pretende alterar las características de las partículas por asentar. Se le denomina inducida cuando se modifica el diámetro o el peso específico de las partículas mediante fenómenos de aglomeración. Se sabe que la sedimentación obra sobre partículas dispersas mayores de las correspondientes a dispersiones iónicas, moleculares y coloidales finas. En éstas últimas su remoción está caracterizada por fenómenos adicionales de precipitación química, adsorción y coagulación. La descripción de este proceso se encuentra en detalle en el Anexo N° 3.

I.1.3.4 Filtración:

La filtración consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que se escurre a través de un medio poroso. Este se realiza por dos mecanismos distintos, pero complementarios que son: transporte y adherencia.

De acuerdo a la velocidad con que escurre el agua cruda a través del medio filtrante (Velocidad de Filtración), se presentan dos tipos de filtración: La Filtración Rápida, en la cual el proceso de filtración se lleva a cabo por los mecanismos antes mencionados y la Filtración Lenta. Esta última es también llamada filtración Biológica porque además de los mecanismo anteriores ocurre en esta un contacto del agua con microorganismos (algas y bacterias) que forman una capa en la superficie del medio filtrante. Estos microorganismos ayudan a purificar el agua porque degradan la materia orgánica contenida en ella.

El proceso de filtración es influenciado por las características que posee el agua cruda, el tipo de medio filtrante, así como las características hidráulicas del filtro.

Todo esto se presenta con mayor detalle en el Anexo N° 4

I.1.3.5 Desinfección:

La desinfección tiene como objetivo garantizar la potabilidad del agua desde el punto de vista microbiológico, asegurando la ausencia de microorganismos patógenos. Se considera fundamental este proceso porque los otros procesos de tratamiento como la sedimentación y la filtración, no remueven al 100% los microorganismos patógenos presentes en las aguas. El Anexo N°5, menciona los contaminantes usualmente presentes en el agua, tipos de desinfectantes, los factores que inciden en el proceso de desinfección, las estaciones de cloración, etc.

I.2. DATOS GENERALES SOBRE EL RÍO SURCO:

I.2.1. Breve reseña histórica del río Surco:

Quinientos años antes de Cristo, la civilización Wari, provenientes de Ayacucho, dominaron buena parte de los andes centrales, ocupando también la comarca de Lima. En Cajamarquilla construyeron: centros administrativos militares, de acopio, y un gran templo en Pachacamac. A ellos se debe la construcción del canal llamado río Surco.

El canal de Surco cruzaba e irrigaba el área media del valle del Rímac. Se sobrepuso a parte del antiguo canal Huatica, arrebatándole las áreas de Miraflores, Barranco y Chorrillos. Esta basta campiña constituyó el señorío de Sulco, un pueblo agrícola y artesanal, cuyos sembríos convirtieron a este pueblo en centro de vida, alimento y descanso, tanto para el pueblo como para las tropas de paso.

El Canal Surco, con una longitud cercana a los 20Km entre Vitarte y Villa, es el más perfecto en cuanto a su trazo e ingeniería. Para demostrarlo, basta citar que para su mantenimiento y limpieza anual se empleaba menos mano de obra que en los demás canales que regaban la mitad del valle.

En el período republicano, hasta fines de la primera mitad del siglo veinte, todavía se pudo apreciar que el poblador agrícola, conciente de la importancia del agua, se establecía lejos de las orillas del canal. Así, controlaban la erosión de los suelos con bosques de especies nativas, lo que permitía mejorar el régimen hidrológico actuando como un mecanismo regulador hídrico y apostando en las tasas de evapotranspiración de la cuenca. Así mismo, hasta hace poco contaron con un sistema de organización social de base comunal muy fuerte que permitía la propiedad social del recurso y por tanto, su manejo ordenado, justo, equitativo y compartido.

La expansión urbana a expensas de las áreas agrícolas, que se remonta a la década de los cuarenta, inicia un proceso de urbanización propiciada

por el proceso de migración rural, desconociendo y subvalorando factores funcionales y ambientales del canal de Surco.

Se tiende muy poco a caracterizar o enfatizar la función social, cultural, económica o ecológica que cumple el canal de Surco y sus reducidos espacios ribereños que se encuentran amenazados por la expansión urbana y su desvalorización por un río contaminado e irregular.

1.2.2. Características Generales del río Surco:

El río Surco nace del río Rimac, de una bocatoma llamada “Compuerta Ate – Vitarte”, ésta pertenece al distrito de Ate Vitarte y es controlada por Sedapal. El río Surco cruza los distritos de Santa Anita, La Molina, San Borja, Santiago de Surco y termina en el distrito de Chorrillos.

A continuación se presenta en el Cuadro N° 2 datos referentes al río Surco:

DIMENSIONES (*)	CAUDAL (**)	ANOTACIONES GENERALES (**)
<ul style="list-style-type: none"> ▪ La longitud desde la bocatoma del río Rimac (en el distrito de Ate Vitarte) hasta el punto de captación actual para riego (Intersección Av. Huancaray y Ruiseñores en Santa Anita) es de 4 Km. ▪ El ancho promedio en todo ese tramo es aproximadamente 2,5 m. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Caudal máximo: 900 l/s (en verano) ▪ Caudal en el día: 500 l/s a 600 l/s ▪ Caudal en la noche: 100 l/s a 150 l/s ▪ Caudal en invierno: 300 l/s a 350 l/s aproximadamente 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Los caudales proporcionados pertenecen a la descarga, en la bocatoma del río Rimac. ▪ Otros usuarios cercanos al río Rimac son: SEDAPAL que capta alrededor de 100 l/s y otro usuario en la zona de la Encalada (Vitarte) que consume la misma cantidad aproximadamente, con una periodicidad de una a dos veces por semana. ▪ La polución va en aumento a medida que el río atraviesa poblados, entre urbanizaciones y asentamientos humanos, a lo largo de todo el distrito.

(*) Datos aproximados proporcionados en la Municipalidad de Santa Anita.

(**) Información suministrada por Sedapal (Compuerta de Ate – Vitarte)



Vista General de un tramo del Canal Surco en el distrito de Santa Anita

I.2.3. Usuarios del río Surco:

En la actualidad, existe una comisión de regantes, la cual es dirigida por el Ministerio de Agricultura, quien controla el aprovechamiento de los ríos a nivel nacional. En lo que respecta al río Surco, la comisión de usuarios es la denominada "Comisión de Regantes Surco", la cual está compuesta por los distritos de Santa Anita, San Borja y Santiago de Surco, quienes coordinan el consumo de las aguas, la limpieza de las riberas y el cauce del río dentro y aguas arriba de su distrito.

Cabe resaltar que el distrito de Surco en la actualidad es el único que acondiciona el agua para su uso en riego, eliminando los desechos arrojados en el tramo previo a su planta de tratamiento. Los demás usuarios incluyendo el distrito de Santa Anita, toman directamente las aguas del río para el riego de sus áreas verdes.

I.2.4. Sistema de riego en el distrito de Santa Anita:

El procedimiento de riego de parques y bermas es realizado por cisternas. La captación se lleva a cabo por medio de una motobomba, que succiona el agua desde una poza construida para su almacenamiento. Esta última posee una reja dispuesta de tal forma que la captación es por ladera, permitiendo así, el ingreso del agua a la poza sin sólidos gruesos; los mismos que siguen el curso del río.



Sistema de Captación para riego realizado actualmente en el distrito de Santa Anita

CAPITULO II CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS DEL RÍO SURCO

II.1 RECORRIDO Y RECONOCIMIENTO VISUAL DE LOS FOCOS DE CONTAMINACIÓN DE LAS AGUAS EN EL TRAMO SANTA ANITA:

Se realizaron dos inspecciones generales, las cuales sirvieron para hacer un reconocimiento visual del cause del río, así como para identificar las descargas de contaminantes a lo largo de éste.

De los datos obtenidos en las inspecciones y otros proporcionados por la policía municipal del distrito de Santa Anita se confeccionó el Cuadro N° 3, que se presenta a continuación:

DESCARGAS CONTAMINANTES EN EL RÍO SURCO

CUADRO N° 3

Se reconocieron tres puntos de descarga:

- Desagüe doméstico que desemboca en:
Altura de la Mz E It 7 Asoc. Nuevo Sol del distrito de Ate Vitarte.
- Desagüe doméstico que desemboca en:
Costado de la Mz G de la Asoc. De Vivienda El Acuario del distrito de Ate Vitarte.
- Desagüe Industrial que desemboca en:
Asoc. De Vivienda El Acuario , entre los dos puntos anteriores.

Sobre la contaminación en las riveras : Se observó que las zonas de mayor polución con basura son:

- A.A.H.H San Marcos y Coop. de Viv. Pachacutec, ambos pertenecientes al distrito de Santa Anita.



Contaminación ribereña en el río Surco



Contaminación por desagüe doméstico - se observa la existencia de viviendas en la rivera del río

II.2. PARÁMETROS A CONTROLAR EN EL AGUA:

La calidad requerida para un agua de riego (agua tratada), es la que determina cuales son los parámetros que deberán controlarse en el río Surco (agua fuente). Las exigencias de la Ley General de Aguas y las de la Organización mundial de la salud (OMS) son las que nos dan las referencias sobre la calidad y los límites máximos permisibles de los parámetros involucrados en el agua usada para riego de áreas verdes.

Por otro lado, es necesario tener en cuenta que, existen parámetros que influyen en los procesos unitarios de tratamiento y por tanto, también se hace necesario controlarlos. A continuación se detallan las exigencias antes mencionadas:

II.2.1. Exigencias del La Ley General de Aguas:

De las disposiciones del Reglamento de los títulos I, II y III de dicha Ley, el artículo 81º clasifica a las aguas como sigue:

- I. Aguas de abastecimiento doméstico con simple desinfección
- II. Aguas de abastecimiento doméstico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulación sedimentación, filtración y cloración, aprobados por el ministerio de salud.
- III. Aguas para riego de vegetales de consumo crudo y bebida animales.
- IV. Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares).
- V. Aguas de zona de pesca de mariscos bivalvos.
- VI. Aguas de zona de preservación de fauna acuática y pesca recreativa o comercial.

La Clasificación III se refiere explícitamente a las aguas de riego de vegetales, mientras que la Clasificación IV se refiere a las aguas de playas, piscinas y similares. Considerando que los parques constituyen espacios en contacto directo con el público y no se regará ningún tipo de vegetales de consumo, concluimos que el presente estudio está comprendido en la clasificación IV.

Sobre esta base los parámetros por analizar son solamente los exigidos para aguas dentro de la clasificación IV, los que se detallan en el Cuadro N° 4. (mas detalles del reglamento se muestran en el Anexo N° 6)

PARÁMETROS Y LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA AGUAS DE RIEGO DE PARQUES SEGÚN LA LEY GENERAL DE AGUAS

CUADRO N° 4

PARÁMETROS	LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE PARA AGUAS PERTENECIENTES A LA CLASE IV
Coliformes Totales (NMP/100ml)	5000
Coliformes Fecales (NMP/100ml)	1000
D.B.O (mg/l)	10
O.D (mg/l)	3,0
Sustancias activas en azul de metileno (mg/l)	0,5

II.2.2. Exigencia de la Organización Mundial de la Salud (OMS):

Según la OMS en sus Directrices Sanitarias para el uso de Aguas Residuales en Agricultura, se deberá tener en cuenta también la contaminación ocasionada por parásitos (ver detalle de la ley en el Anexo N° 7). Luego de muchas experiencias realizadas por los investigadores de la organización, tomaron como referencia un tipo de parásito que son los huevos de helmintos, cuyo límite máximo permisible es el que se anota en el Cuadro N° 5:

LÍMITE MÁXIMO PERMISIBLE DE PARÁSITOS EN AGUAS DE RIEGO SEGÚN LA ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD

CUADRO N° 5

PARAMETRO	LIMITE
Parásitos en aguas : Helmintos (Huevos / litro)	1

II.2.3. Parámetros que influyen en los procesos unitarios de tratamiento:

Los parámetros que suelen influir en los diferentes tipos de tratamiento son los que se muestran en el Cuadro N° 6:

PARÁMETROS EN LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO

CUADRO N° 6

PARÁMETROS
Turbiedad
PH
Sólidos Disueltos
Sólidos totales
Alcalinidad

Es importante aclarar que, debido a que en esta etapa todavía no está determinado el tipo de tratamiento a otorgarle a las aguas, se analizarán todos los parámetros indicados en el cuadro anterior.

II.3. PROCEDIMIENTO GENERAL DE MUESTREO:

Para la realización del muestreo general, se tuvo en cuenta los procedimientos de identificación y conservación de muestras, así como otras precauciones indicadas en los *Métodos Normalizados para el análisis de aguas y aguas residuales* de la "American Public Health Association (APHA)", "American Water Works Association (AWWA)" y "Water Pollution Control Federation (WPCF)", y en la *Norma Oficial Mexicana "Aguas Residuales. Muestreo"*, (ver detalle de esta última en el Anexo N° 8).

Los métodos normalizados indican que se puede dejar a juicio del analista la elección de la técnica idónea para conseguir muestras representativas, ya que no es práctico proporcionar reglas que abarquen todas las situaciones. Sobre esta base se presenta a continuación el procedimiento para la toma y conservación de las muestras simples y

compuestas; estas últimas con el objetivo de lograr un ahorro substancial de gastos de laboratorio:

1. Las muestras compuestas se obtuvieron a partir de muestras simples obtenidas en tres puntos distintos y a lo largo de un determinado periodo.
2. Los tres puntos muestreados se encuentran ubicados en el tramo comprendido entre la **Bocatoma del río Rimac**, ubicada en el distrito de Ate Vitarte y el **Punto actual de captación de agua para riego, conocido como Torre 1**, ubicada en la intersección de la Av. Huancaray y la Av. Ruiseñores, frente a la Municipalidad.

Los puntos de muestreo fueron seleccionados cuidando que se encuentren aguas abajo de los puntos de descarga de desagüe domésticos o posteriores a la zona de mayor polución con basura. Estos puntos se presentan en el Cuadro N° 7, los cuales se han graficado en el mapa-croquis del Anexo N° 16.

CUADRO N° 7

PUNTOS DE MUESTREO

- Punto 1: A.A.H.H 29 de Enero , intersección con la Av. El Ferrocarril – Santa Anita
- Punto 2: A.A.H.H San Marcos , intersección con la Av. La Encalada – Santa Anita
- Punto 3: Punto de Captación actual (Servicios Comunes) Av. Huancaray – Santa Anita

3. Las tomas de muestras se realizaron en periodos de tiempo menores a los estándares que es de 24 horas. Con estos tres horarios se cubrieron los momentos de menor y mayor descarga de contaminantes hacia el río. Estos horarios fueron: (ver Cuadro N° 8):

HORARIO DE MUESTREO

CUADRO N° 8

Hora 1	4:30 AM
Hora 2	8:00 AM
Hora 3	1:00 PM

4. El tipo de envase a utilizar así como los volúmenes para cada análisis, dependen del parámetro a analizar, esto se detalla en el Cuadro N° 9
5. Antes de llenar el envase con la muestra se lavó tres veces con el agua que se recogió. La toma se hizo en el centro de la corriente a una profundidad media (de 15 a 20 cm desde la superficie, aproximadamente).
6. Algunos parámetros exigían una muestra simple para su análisis, pues una muestra compuesta podría afectar su medición. Este es el caso del Oxígeno Disuelto (O.D), en los cuadros N° 9 y 10, se designa su procedimiento con la letra A.
7. Por razones de tiempos cortos de preservación de la muestras, para la medición de algunos parámetros como: coliformes fecales, coliformes totales y PH, fue necesario realizar los muestreos en las últimas horas. (hora 2 y/o hora 3, según lo indicado en el cuadro de muestreo N° 10). Los procedimientos de muestreo de estos parámetros se indican con las letras B y C en el Cuadro N° 10.
8. Se identificó cada envase pegando una etiqueta debidamente señalada indicando el número de muestra, la fecha, hora y el punto del cual se muestreó.
9. Para la preservación de las muestras fue necesario mantener los frascos refrigerados a 4°C aproximadamente. En nuestro caso durante el muestreo y transporte hacia los laboratorios se conservaron las muestras en coolers. En algunos casos fue necesario adicionar preservante.

Sobre la base del procedimiento de muestreo y los parámetros por medir se procedió a elaborar el programa de muestreo general indicado en el Cuadro N° 9, el cual se realizó el lunes 17 de diciembre del 2001. El tipo de procedimiento de muestreo que requirió cada parámetro (designado con letras A, B, C y D) se presenta con más detalle en el Cuadro N° 10.

Parámetro	Tipo de frasco	Volumen	Procedimiento de muestreo	Reactivo de Preservación	Laboratorio
Turbiedad	P	1 lt	D	Ninguno	Inspectorate
PH	P	1 lt	B	Ninguno	Inspectorate
Sólidos Disueltos	P	1 lt	D	Ninguno	Inspectorate
Sólidos Totales	P	1 lt	D	Ninguno	Inspectorate
Alcalinidad	P	1 lt	D	Ninguno	CEPIS
Oxígeno Disuelto	V	300ml	A	Reactivos desconocidos	CEPIS
D.B.O.	P	1 lt	D	Ninguno	CEPIS
Sustancias activas en Azul de metileno	P	1 lt	D	Ninguno	CEPIS
Coliformes Fecales	P	0.5 lt	C	Ninguno	Inspectorate
Coliformes Totales	P	0.5 lt	C	Ninguno	Inspectorate
Parásitos en agua	P	4 lt	D	Ninguno	CEPIS

P = plástico V = vidrio

PROCEDIMIENTO DE MUESTREO

CUADRO N° 10

TIPO DE PROCEDIMIENTO	TIPO DE MUESTRA	CONDICIONES DEL MUESTREO
A	Simple	Se tomaron 3 m.s.: en el punto 1 a la hora 3, en el punto 3 a la hora 3 y en el punto 2 a la hora 2.
B	Compuesta	Se tomaron 3 m.s.: en los puntos 1,2 y 3 a la hora 3
C	Compuesta	Se tomaron 6 m.s.: 3 m.s. a la hora 2 en los puntos 1,2 y 3; 3 m.s. a la hora 3 en los puntos 1, 2 y 3.
D	Compuesta	Se tomaron 9 m.s.: 3 m.s a la hora 1 en los puntos 1,2 y 3; 3 m.s a la hora 2 en los puntos 1, 2 y 3; 3 m.s a la hora 3 en los puntos 1,2 y 3.

m.s = muestra simple

II.4. ANÁLISIS REALIZADOS:

Los parámetros que se analizaron pertenecían a los del tipo fisicoquímicos, indicadores de contaminación bioquímica e indicadores de contaminación microbiológica. Para la realización de los análisis se contactó con dos laboratorios de análisis de aguas:

- Inspectorate Griffith del Perú S.A.C.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente CEPIS.

El laboratorio CEPIS se rige por los *Métodos Standard Para el Análisis de Aguas y Aguas Residuales* 19° edición 1995, de la APHA/ AWWA/ WEF. El laboratorio Inspectorate Griffith se rige por los *Métodos Standard Para el Análisis de Aguas y Aguas Residuales* 20° edición 1998, de la Agencia de Protección Ambiental (EPA).

II.4.1 Resultados Obtenidos:

A continuación se muestran en los cuadros N° 11, 12 y 13 los resultados de los análisis realizados.

PARÁMETROS FISICOQUÍMICOS

CUADRO N° 11

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDAD
Turbiedad	69,0	UNT
PH	7,94	
Sólidos Disueltos	432	mg/L
Sólidos Totales	620	mg/L
Alcalinidad	108,8	mg/L

PARÁMETROS DE CONTAMINACIÓN BIOQUÍMICA

CUADRO N° 12

PARÁMETRO	RESULTADO	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES	UNIDAD
Oxígeno disuelto (3 puntos de muestreo)	2,1 – 2,6 – 2,6	3,0	mg/L
DBO	3	10	mg/L
Sustancias Activas en Azul de Metileno	0,1	0,5	mg/L

PARÁMETROS DE CONTAMINACIÓN MICROBIOLÓGICA

CUADRO N° 13

PARÁMETRO	RESULTADO	LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES	UNIDAD
Coliformes Fecales	500000	1000	NMP/100 ml
Coliformes Totales	2400000	5000	NMP/100 ml
Parásitos en Aguas : Total 160			
Helmintos : Enterobius SP (Huevos)	30	1	Parásitos / Litro
Protozoarios : Entamoeba Coli	10		
Larvas de Nemátodos	120		

Estos resultados corresponden al muestreo general realizado en la estación de verano, que es una época representativa en la cual el río Surco contiene y arrastra la mayor cantidad de contaminantes, además se tiene conocimiento que no existen descargas de relaves. Los mayores caudales también se presentan en esta época.

II.4.2 Interpretación de los Resultados Obtenidos:

Análisis de los parámetros fisicoquímicos: En el Cuadro N° 11, se puede apreciar que la turbiedad es relativamente baja; los demás parámetros como PH, sólidos totales, disueltos y alcalinidad. Muestran valores típicos de un agua de río en esa época del año.

Análisis de los indicadores de contaminación bioquímica: Los valores obtenidos no exceden los límites permisibles, esto lo podemos observar en el Cuadro N° 12.

Análisis de los indicadores de contaminación microbiológica: El Cuadro N° 13, nos muestra, que esta ocasión, los valores obtenidos si exceden los límites permisibles, lo que ameritó un seguimiento más amplio.

II.5 MONITOREO DE LAS AGUAS:

Puesto que el muestreo general nos dio valores representativos, pensamos que era necesario llevar un control mas prolongado de los parámetros que excedieron los límites permisibles, que en este caso fueron los de contaminación microbiológica: **Coliformes Fecales, Coliformes Totales y Parásitos**. Esto con la finalidad de obtener una "Data " mas confiable.

Por otro lado, se consideró que también era importante monitorear los parámetros fisicoquímicos, pues suelen influir en los diferentes procesos unitarios. De esta manera podríamos obtener mayor información que amplíen nuestros criterios, para la selección y/o dimensionamiento adecuado de los procesos unitarios de tratamiento.

Teniendo en cuenta la existencia de registros recientes, de análisis de parámetros como: Sólidos Totales y Alcalinidad; realizados a las aguas del río Rimac, en zonas cercanas al nacimiento del río Surco (este último es un ramal del primero) y debido a la similitud entre estos dos cuerpos de agua, se decidió tomar como referencia dichos datos; con el objetivo de obtener ahorros sustanciales en gastos de laboratorio. Por tanto se procedió a monitorear solamente, los parámetros: **Turbiedad y PH**.

En el Cuadro N° 14, se muestran los datos de los análisis realizados al río Rimac.

CUADRO N° 14

DATA DE ANÁLISIS REALIZADOS AL RÍO RIMAC

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Prom
Sólidos Totales (mg/l)	906	834	360	422	486	412	558	374	386	456	695	601	721,1
Alcalinidad	115	121	104	121	160	121	108	110	122	109	111	119	118,4

Este cuadro fue proporcionado por el equipo de operación de planta de la gerencia de producción de SEDAPAL. La data corresponde al año de 2001.

Para este monitoreo se determinó un punto de muestreo y dos horarios diferentes, estos se muestran en el siguiente cuadro:

PUNTO Y HORARIO DE MUESTREO PARA EL MONITOREO

CUADRO N° 15

PUNTO DE MUESTREO	HORARIOS
Punto de captación actual Av. Huancaray – Santa Anita (Puesto de Servicios Comunales de la municipalidad)	10 : 00 am
	2 : 00 pm

Cabe aclarar, que este procedimiento difiere del presentado para el muestreo general, solamente porque es más específico, puesto que se analizaran solamente dos parámetros (PH y Turbiedad). De este modo tenemos por ejemplo, que el análisis del PH requiere un tiempo mínimo de preservación de muestra y por el contrario el análisis de la Turbiedad si brinda tiempos de muestreo más flexibles. Por tanto se optó por el uso de dos horarios durante el día, estos además son los más representativos en cuanto a horarios de descarga y contaminación del río. Este punto se eligió por encontrarse aguas abajo de las zonas más críticas en cuanto a contaminación; igualmente, los horarios son los más representativos.

Los análisis fueron realizados por las tesisistas en el laboratorio de microbiología de la Facultad de Ingeniería Ambiental, los equipos usados para estos análisis fueron: Turbidímetro, Potenciómetro y demás material requerido para análisis microbiológicos. Los métodos que se usaron para los análisis microbiológicos se describen en el Anexo N° 9.

NOTA: Estos parámetros fueron monitoreados teniendo en cuenta el tiempo de preservación de las muestras tomadas, para evitar posibles variaciones en los resultados de las mediciones. Ver anexo N° 15-B

II.5.1 Resultado del monitoreo de las aguas:

A continuación se presentan los resultados del monitoreo que se realizó en el periodo de enero a abril para parámetros fisicoquímicos y de febrero a setiembre para parámetros microbiológicos (ver cuadros N° 16 y 17).

RESULTADO DEL MONITOREO DE PARÁMETROS FISICOQUÍMICOS

CUADRO N° 16

FECHA	TURBIEDAD (NTU)	PH
30/01/02	43,0	7,085
01/02/02	33,0	7,192
04/02/02	66,8	7,695
06/02/02	302,0	7,148
08/02/02	91,7	7,503
09/02/02	88,9	7,755
11/02/02	35,7	7,742
25/02/02	107,0	7,951
26/02/02	212	7,841
27/02/02	78,9	8,213
01/03/02	43,1	7,892
05/03/02	57,7	8,012
11/03/02	47,0	7,125
14/03/02	198,0	8,226
18/04/02	49,6	7,942
PROMEDIO	96,9	7,688

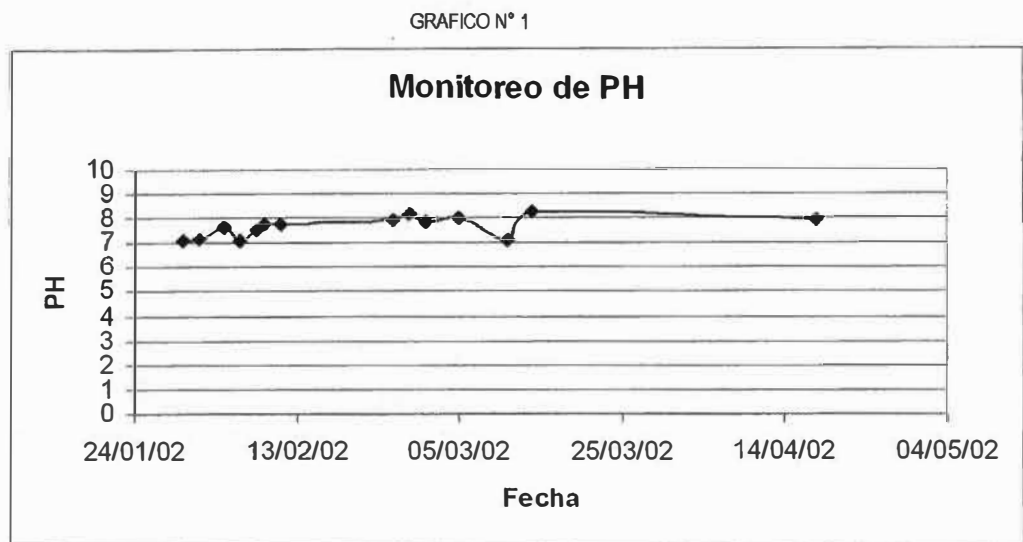
Para el análisis de los parásitos, se consideró como válido la presencia o ausencia de tales organismos, sin realizar el recuento. Esto por recomendación de especialistas en el tema, que indican que lo que se busca es la total ausencia de estos microorganismos.

RESULTADO DEL MONITOREO DE PARÁMETROS BACTERIOLÓGICOS

CUADRO N° 17

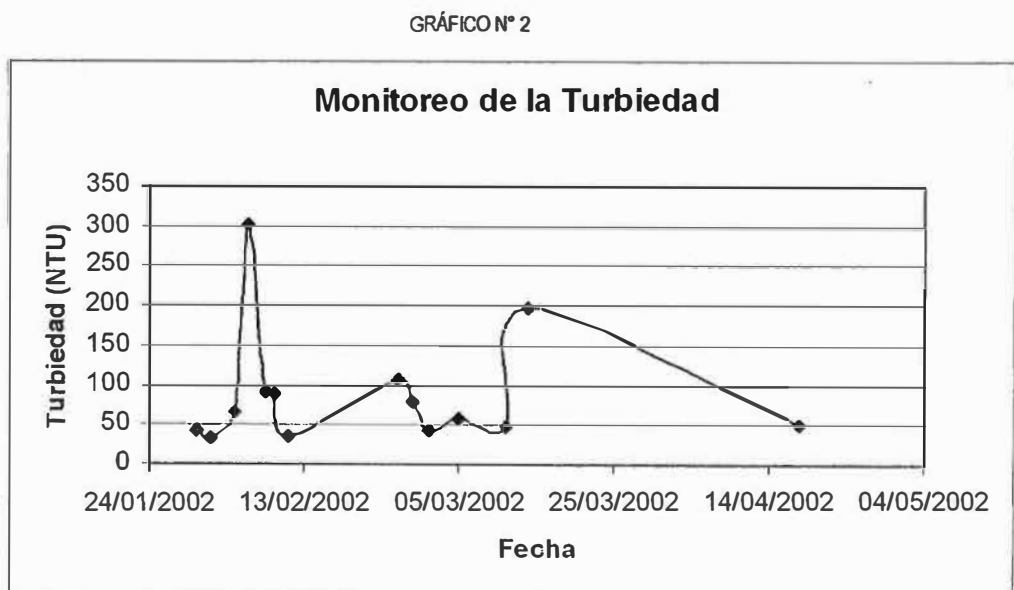
FECHA	COLIFORMES FECALES (NMP/100ml)	COLIFORMES TOTALES (NMP/100ml)	HUEVOS DE HELMINTOS
15/02/02	$3,3 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$	---
14/03/02	$4,0 \cdot 10^5$	$1,4 \cdot 10^6$	---
04/04/02	$9,0 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$	---
08/08/02	$1,1 \cdot 10^4$	$1,4 \cdot 10^5$	Presencia
13/08/02	$1,7 \cdot 10^5$	$1,6 \cdot 10^6$	Presencia
09/09/02	$3,0 \cdot 10^5$	$3,0 \cdot 10^6$	Presencia
PROMEDIO	$1,67 \cdot 10^5$	$1,08 \cdot 10^6$	---

De las tablas anteriores se obtienen los gráficos N° 1, 2, 3 y 4.



Se aprecia que el PH se mantiene en un rango de 7 a 8, esto indica que a lo largo del canal no existen contaminantes que afecten considerablemente el PH.

El PH influye en algunas de las operaciones unitarias tales como: coagulación, floculación y desinfección. Esta data será tomada en cuenta de usarse algunas de las operaciones mencionadas.



Del gráfico N° 2 que registra la turbiedad se aprecia que algunos días se obtuvo turbiedades más arriba del promedio, esto debido a que eran épocas de verano y de huaycós en la sierra.

De nuestra data se obtuvo una turbiedad promedio de **96,9** NTU

GRÁFICO N° 3

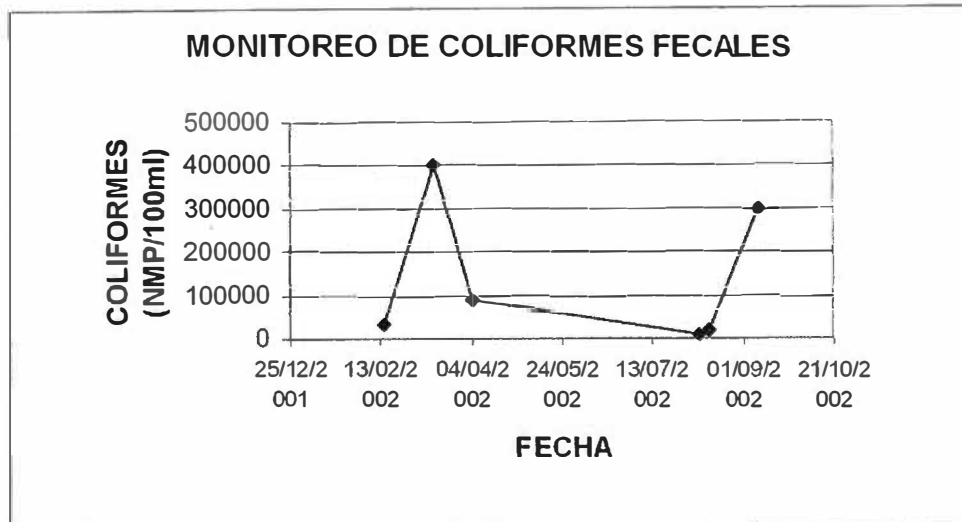
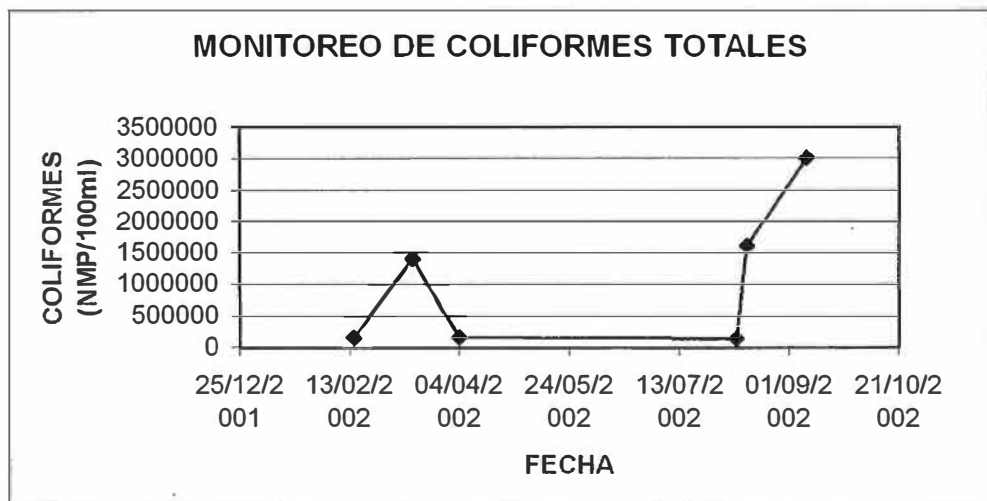


GRÁFICO N° 4



En los gráficos 3 y 4 se aprecia las altas concentraciones de coliformes. El promedio de coliformes totales es $1,08 \cdot 10^6$ NMP/100ml y de coliformes fecales es $1,67 \cdot 10^5$ NMP/100ml, esto confirma los resultados arrojados por el muestreo general. Obtenida una data más amplia, se evalúa el procedimiento para reducir estas concentraciones.

CAPITULO III

ESTUDIO Y EVALUACIÓN TÉCNICA DE LOS TIPOS DE PLANTAS DISPONIBLES PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS DE RÍO

III.1. TIPOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO:

Una planta de tratamiento es una secuencia de operaciones, o procesos unitarios, convenientemente seleccionados para tratar determinada calidad de agua cruda. Estas plantas se pueden clasificar bajo dos criterios: por el tipo de procesos involucrados y por la clase de tecnología empleada en su concepción.

III.1.1 Por el tipo de Tecnología de procesos:

Desde la antigüedad el hombre ha considerado el agua cristalina, como pura y ha tratado por eso de remover la turbiedad que ella suele contener, en este sentido la filtración ha jugado un papel importante. Los filtros inicialmente tuvieron carácter domestico, difundiéndose su uso desde el siglo XVIII y XIX, desde entonces tuvo un proceso evolutivo pasando por la primera Planta de Filtración Lenta (Londres 1829) hasta el primer diseño de Filtros Rápidos (EEUU 1855). Con el afán de contrarrestar algunos inconvenientes presentados como obstrucción por altas turbiedades se introdujeron tratamientos preparatorios y/o complementarios (sedimentación, coagulación, desinfección, etc), fue así como a partir de los filtros como proceso único se fueron creando las plantas de tratamiento modernas.

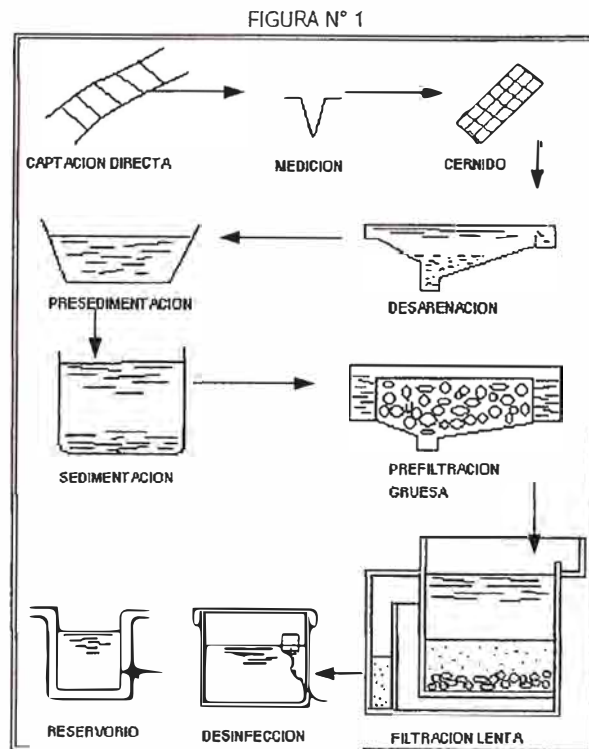
De acuerdo a este criterio, las plantas de tratamiento se pueden clasificar en:

- Plantas de filtración lenta y
- Plantas de filtración rápida

III.1.1.1 Plantas de Filtración Lenta:

Simulan los procesos de tratamiento que se realizan en la naturaleza en forma espontánea, al percolar el agua proveniente de las lluvias, ríos, lagunas, etc, a través de los estratos de la corteza terrestre, atravesando capas de arcilla, arena y grava. Al igual que en la naturaleza se utilizan procesos cuyos mecanismos de remoción son solamente Físicos y Biológicos. Como es de esperarse funcionan con velocidades de filtración muy bajas. Una planta de filtración lenta completa comprende los procesos de desarenado, sedimentación, prefiltración en grava, filtración lenta propiamente dicha y la desinfección. Los procesos previos al filtro lento tienen la función de acondicionar la calidad del afluente a los límites aceptables por este (fig. N° 1). El cuadro N°18 muestra las alternativas en las unidades de tratamiento para una Planta de Filtración Lenta, de acuerdo a la calidad de agua fuente.

SECUENCIA DE PROCESOS EN UNA PLANTA TÍPICA DE FILTRACIÓN LENTA COMPLETA



ALTERNATIVAS DENTRO DE UNA PLANTA DE FILTRACIÓN LENTA

CUADRO N° 18

TIPO DE PLANTA	ALTERNATIVAS Y UNIDADES DE TRATAMIENTO COMPRENDIDAS	LIMITES ACEPTABLES DE TURBIEDAD DE AGUA CRUDA 90% del tiempo
FILTRACIÓN LENTA (PROCESOS FISICOS Y BIOLÓGICOS)	1) Filtro lento solamente + desinfección	≤ 50 UNT
	2) Prefiltro de grava + Filtro lento + desinfección	≤ 100 UNT
	3) Sedimentador + Prefiltro de grava + Filtro lento + desif	≤ 300 UNT
	4) Presedimentador + Sedimentador + Prefiltro de grava + Filtro lento + desinfección	≤ 500 UNT

III.1.1.2 Plantas de Filtración Rápida:

Se denominan así, porque funcionan con velocidades altas, pero como consecuencia de esto se colmatan también muy rápidamente, son denominados también como “filtros americanos”. Los procesos que normalmente comprende una planta de filtración rápida completa son: coagulación, sedimentación o decantación, filtración rápida y desinfección (ver figura N° 2). El proceso de coagulación se realiza en dos etapas: una agitación rápida para la dispersión y homogenización instantánea del coagulante, denominada mezcla rápida, seguida de una agitación lenta para promover la rápida aglomeración y crecimiento del flóculo, 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, por lo tanto, sólo está haciendo una labor de pulimento, usualmente no recibe, más de 10 UT, otra razón por la que puede operar a altas velocidades. Finalmente, se aplica la desinfección, proceso común a los dos tipos de plantas, con el fin de completar la remoción de microorganismos patógenos presentes en las aguas crudas. En síntesis, este tipo de plantas de tratamiento, está compuesto por procesos cuyos mecanismos de remoción son físicos y químicos que emplean altas tasas de velocidad en los procesos de decantación y filtración, gracias a la aplicación del proceso de coagulación y al retrolavado, o lavado ascensional. Las alternativas en las unidades de tratamiento dentro de una planta de

filtración rápida de acuerdo a la calidad de agua fuente, se presenta en el Cuadro N° 19.

- **Filtración directa:** Es una alternativa de la filtración rápida, constituida solamente por los procesos de mezcla rápida y filtración. Normalmente, son ideales para este tipo de solución, las aguas provenientes de embalses o represas, las cuales funcionan como grandes presedimentadores, proporcionando aguas constantemente claras y poco contaminadas.

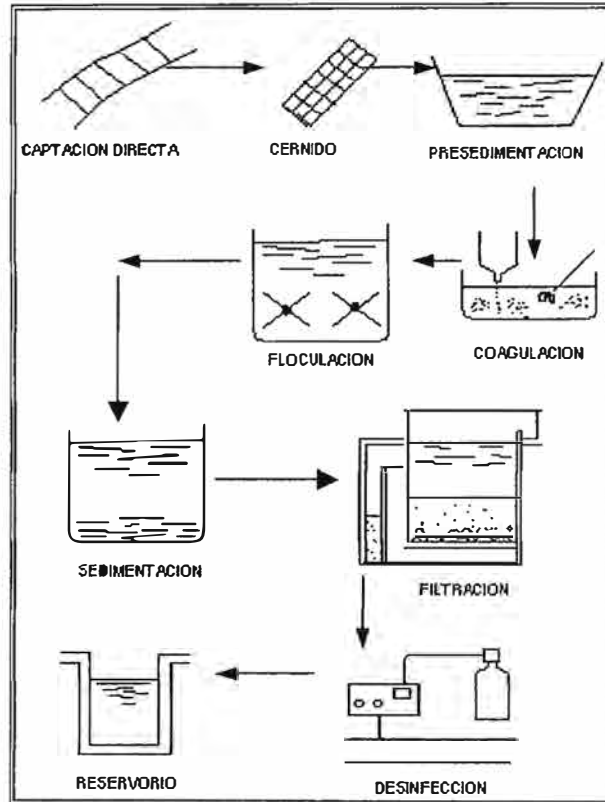
ALTERNATIVAS DENTRO DE UNA PLANTA DE FILTRACIÓN RÁPIDA

CUADRO N° 19

TIPO DE PLANTA	ALTERNATIVAS Y UNIDADES DE TRATAMIENTO COMPRENDIDAS		LIMITES ACEPTABLES DE TURBIEDAD DE AGUA CRUDA 90% del tiempo
FILTRACIÓN RÁPIDA (PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS)	1) Filtración rápida completa:	Coagulación + sedimentación + Filtración rápida descendente+ desinfección	≤ 1000 UNT
	2) Filtración directa descendente:	Mezcla rápida + Filtración rápida descendente + desinfección	≤ 30 UNT
	3) Filtración directa ascendente:	Mezcla rápida + Filtración rápida ascendente + desinfección	≤ 100 UNT
	4) Filtración directa ascendente – descendente:	Mezcla rápida + Filtración ascendente + Filtración descendente + desinfección	≤ 250 UNT

SECUENCIA DE PROCESOS EN UNA PLANTA TÍPICA DE FILTRACIÓN RÁPIDA COMPLETA

FIGURA N° 2



III.1.1.3. Comparaciones técnicas de proceso entre las plantas de Tratamiento de Filtración Rápida y Filtración Lenta:

En el Cuadro N° 20 se presentan las principales características de proceso de los dos tipos de plantas de tratamiento.

CUADRO N° 20

PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA	
FILTRACIÓN LENTA	
<ol style="list-style-type: none"> 1. La filtración lenta opera con tasas de 0,10 a 0,3 m/h estos es, entre 35 y 1000 veces menores que los empleados en la filtración rápida, razón por la cual se le denomina filtro lento. 2. Una planta de filtración lenta completa puede remover hasta 500 UT, teniendo en cuenta que el contenido de material coloidal no debe ser mayor de 50 UT, es decir que la mayor parte de la turbiedad debe estar en suspensión. 3. Dado que se emplean tasas de filtración tan bajas, una planta de este tipo necesita de grandes áreas de terreno para su construcción, siendo este el mayor limitante para su uso. 4. La operación y el mantenimiento de este tipo de plantas son sumamente económicos y sencillos de efectuar. Por estas características, es que la filtración lenta en América Latina se utiliza casi exclusivamente en el medio rural. 5. Es muy eficiente en la remoción de turbiedad y microorganismos patógenos (10^2 a 10^4 coliformes fecales/100 ml de muestra y 10^3 a 10^4 quistes de <i>Giardia lamblia</i> / litro de muestra), razón por la cual a pesar de las grandes extensiones que requiere su instalación, se le ha utilizado interrumidamente desde hace más de un siglo en Europa. (Inglaterra, Holanda, Alemania, etc) 	
FILTRACIÓN RÁPIDA	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Operan normalmente en un rango de velocidades de 3,5 a 12,5 m/h, dependiendo la tasa óptima de las características del lecho filtrante y de la suspensión. 2. Para un mismo caudal tratado, estos sistemas requieren de un área de terreno, que puede ser de 80 a 100 veces menor que la necesaria para una planta de filtración lenta. 3. Se lavan aplicando un flujo ascensional de agua para expandir el lecho filtrante, método denominado de "retrolavado" y que toma de 8 a 15 minutos como máximo, por lo que esta operación se puede ejecutar muy frecuentemente cada 50 a 70 horas. 4. Las altas tasas de velocidad con las que funciona y el empleo de coagulación, proceso que requiere sumo cuidado en su operación, demandan un recurso humano calificado y mayores recursos económicos y materiales para su operación y mantenimiento, por lo que debe estudiarse detenidamente su posibilidad de utilización fuera de las zonas urbanas, o en zonas urbano marginales, muy deprimidas. En los casos que las características del agua crudo y/o el terreno disponible, obliguen a adoptar este tipo de sistema, se debe desarrollar las condiciones locales necesarias para asegurar una buena eficiencia en cantidad y calidad. 5. Cuando la fuente abastecimiento es confiable (cuenca virgen) y no presenta más de 10 a 20 UT el 80% del tiempo, no llegando a sobrepasar 30 UT el tiempo restante, se puede emplear la Filtración Rápida Descendente (F.D.D). Pero si presenta algunas variaciones de turbiedad puede ser necesaria una prefloculación o floculación breve de 8 a 10 min, para obtener un efluente de calidad, aunque con carreras de filtración más cortas. 6. En el caso de aguas que el 90% del tiempo no sobrepasa de 100 UT, pudiendo llegar esporádicamente hasta 200 UT, podría utilizarse la Filtración Directa Ascendente (F.D.A) 7. Para aguas que el 90% del tiempo no sobrepasa de 250 UT, se puede usar la doble filtración o Filtración Ascendente-Descendente. (F.D.A.D) 	

III.1.2 Por la tecnología de Equipos:

Las características tecnológicas del sistema deben estar de acuerdo con los recursos humanos, económicos y materiales disponibles en la localidad, para que se puedan cumplir los objetivos de tratamiento previstos. En caso contrario, hasta el más completo estudio de caracterización del afluente y selección de procesos puede fracasar. De acuerdo a este criterio podemos tener dos tipos de plantas de tratamiento:

III.1.2.1 Plantas Convencionales

III.1.2.1.1 Sistema Convencional Clásico:

Se ha venido diseñando y construyendo desde principios de este siglo. Se caracterizan por las grandes superficies que ocupan sus unidades, principalmente el decantador rectangular de flujo horizontal, el cual normalmente se diseña con tasas comprendidas entre 10 y 60 m/d. Normalmente son sistemas mixtos, constituidos por unidades de funcionamiento mecánico e hidráulico. Este tipo de sistemas, debido al estado del conocimiento sobre tratamiento de aguas en esa época, se diseñaban prácticamente en forma empírica, razón por la cual en raras ocasiones están operando eficientemente.

III.1.2.1.2 Tecnología CEPIS:

La antigüedad de esta tecnología data de 20 a 25 años atrás, es una mejora del Sistema Convencional Antiguo. La mezcla rápida generalmente se efectúa mediante un salto hidráulico, el floculador puede ser de pantallas o de medios porosos, el decantador es de alta tasa (80 a 200 m/d), ocupa un área que es el 25% a 30% de la que necesita un decantador rectangular de flujo horizontal. La reducción

del área del decantador se debe al empleo de módulos de decantación o pantallas paralelas espaciadas de 5 a 10 cm e inclinados a 60°, de tal modo que el área de decantación real es la suma de las áreas de todas las pantallas o módulos. Los filtros se diseñan para ser operados con tasa declinante y altura variable, es decir que, operan con velocidades decrecientes entre la primera y la última unidad, debido a que se lavan en forma escalonada. De esta manera cada filtro esta tomando el caudal que puede tratar de acuerdo al grado de colmatación en que se encuentra. El retrolavado se efectúa por el método de "lavado mutuo" es decir que cada unidad de una batería de filtros, se lava con el flujo que producen las restantes, no necesitándose de sistemas de bombeo, ni de tanque elevado. Utiliza menos de la mitad del área usada en lo sistemas convencionales antiguos y su costo de instalación es menor en la tercera parte aproximadamente.

Estas unidades mejoradas de sedimentación y filtración son llamadas: Sedimentador Laminar de Alta Tasa y Filtro Hidráulico respectivamente. En los Cuadros N° 21 y 22, se muestra de manera resumida y esquemática, la comparación en el Sistema Clásico y en el sistema CEPIS, de estas dos unidades.

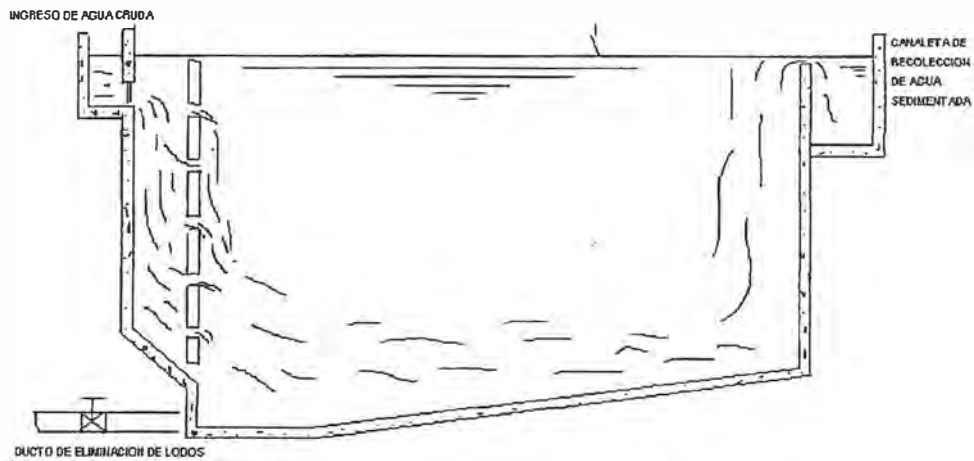
COMPARACIÓN DEL SEDIMENTADOR SEGÚN EL SISTEMA CONVENCIONAL CLÁSICO Y LA NUEVA TECNOLOGÍA CEPIS

CUADRO N° 21

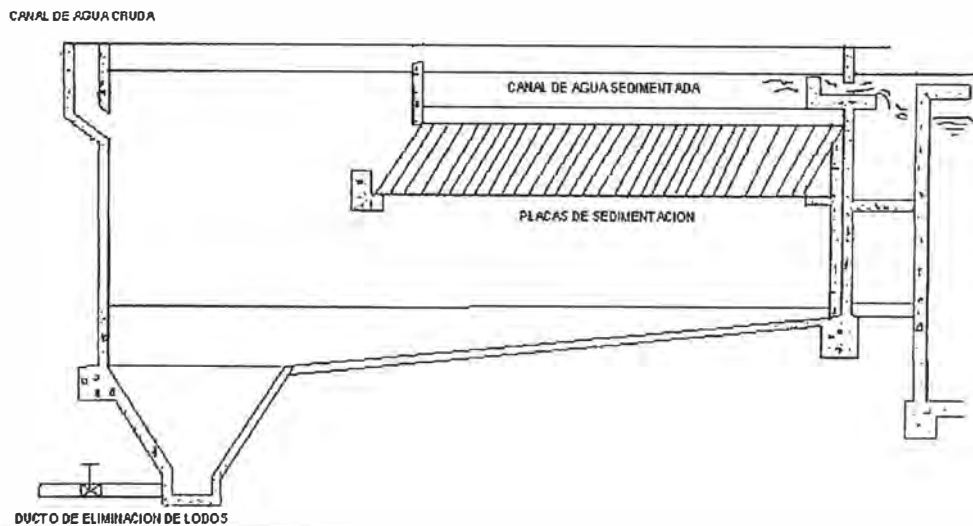
SEDIMENTADOR RECTANGULAR	SEDIMENTADOR LAMINAR O DE ALTA TASA
<p>La superficie donde se depositan los sedimentos es el fondo del mismo, por tal motivo requieren de grandes dimensiones y un tiempo de retención largo para que todos los sólidos sedimentables se recolecten en el fondo de la unidad.</p> <p>En las plantas de tratamiento modernas, su diseño esta siendo reemplazado por el sedimentador Laminar.</p>	<p>Se le ha añadido placas paralelas e inclinadas que aumentan el área de contacto para la deposición de los sólidos sedimentables, lográndose disminuir apreciablemente el área superficial de los tanques, y el tiempo de retención, alcanzando de este modo una mejor eficiencia de tratamiento (Eficiencia de remoción 80 a 90%).</p>

- **ÁREA sedim. Laminar = 1/3 ÁREA sed Rectangular**
- **TIEMPO RETENCIÓN sedim. Laminar \approx 15% TIEMPO RETENCIÓN sedim. Rectangular**

MODELO DE SEDIMENTADOR CONVENCIONAL O RECTANGULAR

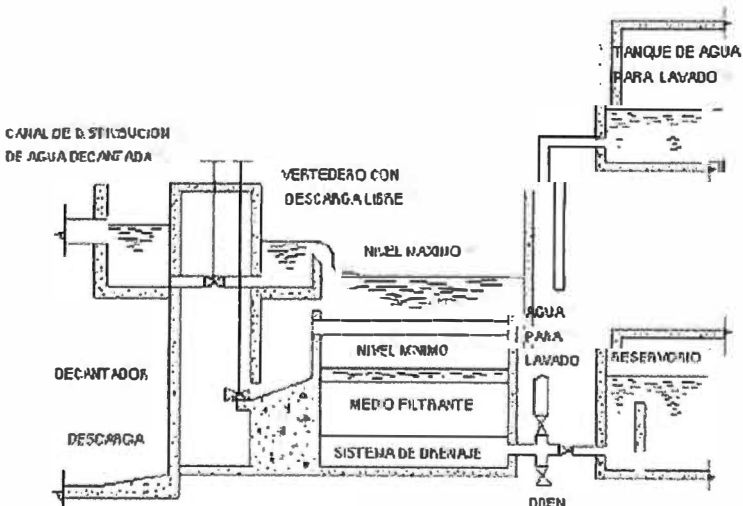
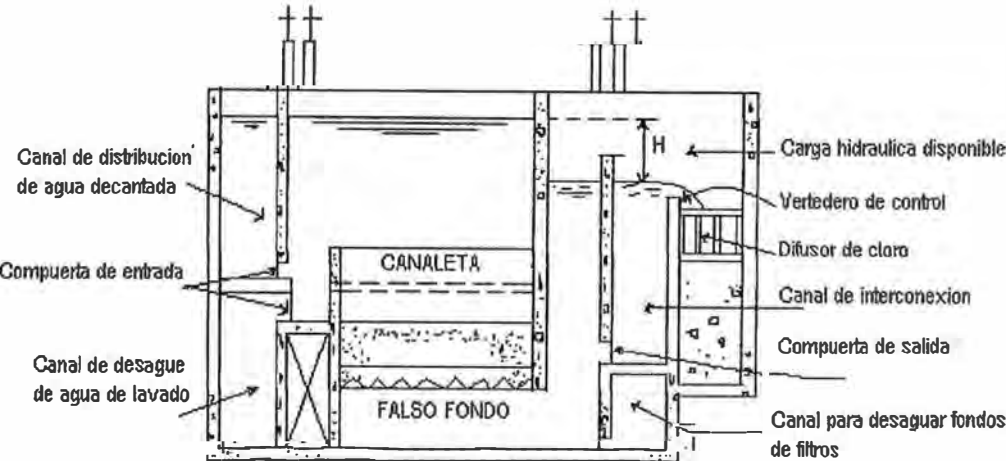


MODELO DE SEDIMENTADOR LAMINAR O DE ALTA TASA



COMPARACIÓN DEL FILTRO SEGÚN EL SISTEMA CONVENCIONAL CLÁSICO Y LA NUEVA TECNOLOGÍA CEPIS

CUADRO N° 22

FILTRO CLÁSICO	FILTRO HIDRAÚLICO
<ul style="list-style-type: none"> • Su funcionamiento puede ser con tasa y nivel constante, el nivel de agua será diferente entre los diversos filtros de una batería, dependiendo solamente del grado de colmatación del medio filtrante de uno de ellos. • Requieren de equipos, galería de tubos, tanque elevado o estación de bombeo para el lavado, por tanto se hace más costoso. • Es necesario tener cuidado en la operación del filtro, para evitar problemas de operación, pues no funciona automáticamente. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se requiere un mínimo de cuadro unidades para su operación, lo que formarían una batería de filtros. • Se diseñan de forma tal que una unidad se lava con el flujo que producen los filtros restantes de la batería que continúan el la operación, lo cual significa que no es necesario instalar un tanque elevado o una estación de bombeo específicamente para este fin. • La tasa declinante es considerada la forma de operación más racional y esta se establece en función de toda la batería. • Funcionan casi en forma automática evitándose los errores de operación. • Son más económicos que los filtros clásicos de tasa y nivel constante, pues no requieren de equipos, galería de tubos, tanque elevado o estación de bombeo para el lavado. • Son muy eficientes dado que con la tasa declinante cada filtro toma lo que puede de acuerdo al grado de colmatación del medio filtrante.
<p>MODELO DE UN FILTRO CLÁSICO DE TASA CONSTANTE</p> 	
<p>MODELO DE UN FILTRO HIDRAÚLICO DE TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO</p> 	

III.1.2.2 Plantas Patentadas o Paquete:

Esta tecnología es importada de países desarrollados y se caracteriza por su gran equipamiento y alto grado de complejidad. Son sistemas totalmente mecanizados.

Estos recursos que son corrientes en Europa o en Estados Unidos de Norteamérica, no están disponibles en los países de América Latina. En nuestro medio es usual encontrar plantas de este tipo, con todos los equipos malogrados porque nunca se les dio mantenimiento preventivo y finalmente tampoco el correctivo, porque carecen de los recursos necesarios y así están varios años esperando que la empresa pueda disponer la importación de los repuestos.

Es muy común también, que aunque la planta lleva poco tiempo operando y los equipos todavía funcionan, la falta de energía eléctrica paraliza totalmente el sistema de 6 a 8 horas diarias, quedando la planta como un punto de paso del "agua cruda". Esta situación se hizo evidente en el interior del país, durante la epidemia del cólera.

III.1.2.3. Ventajas y desventajas técnicas entre las Plantas Convencionales y Patentadas:

CUADRO N°23

	PLANTA CONVENCIONAL-TECNOLOGÍA CEPIS	PLANTA PATENTADO
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>Es eficiente:</i> esta tecnología ha sido concebida en base a las mejores investigaciones realizadas en los países desarrollados. Encierra bajo un aspecto sencillo procesos sumamente complejos y eficientes. ▪ <i>Es muy fácil de construir, operar y mantener:</i> El equipamiento ha sido reducido al mínimo imprescindible; los procesos se generan mediante energía hidráulica, el 100% de las estructuras son simplemente obras civiles. Por tanto es fácil de construir con los recursos disponibles de nuestro medio, sencilla de operar por no tener un mecanismo complicado y por consiguiente, el mantenimiento también es fácil, económico y rápido. ▪ <i>Es económica:</i> La sencillez y el alto grado de compactación logrado en las estructuras, hace que el costo inicial de instalación sea 1/3 de la tecnología patentada. ▪ <i>Es muy confiable:</i> No requiere de energía eléctrica para su funcionamiento, por lo tanto, puede trabajar en forma continua a pesar de la escasez de este recurso, pudiendo garantizarse las metas de calidad y cantidad. ▪ El costo de operación y mantenimiento es menor. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ En la mayoría de las veces no es necesario contar con un proyectista para el diseño, porque es una tecnología que se adquiere ya lista y se instala rápidamente. ▪ Suelen ser muy eficientes ▪ Por lo general no necesita de mucha remoción de tierras. ▪ El riesgo de algún tipo de contaminación es baja por ser unidades compactas. ▪ El tiempo de instalación es menor. ▪ El área necesaria para la ubicación de la planta es menor.
DESVENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> ▪ <i>No es fácil de diseñar:</i> Demanda mayor esfuerzo del proyectista. Requiere ser diseñada hasta el mínimo detalle para que el comportamiento hidráulico sea casi perfecto y se obtenga la máxima eficiencia de remoción. Debe compactarse el diseño para facilitar la labor del operador, economizar mano de obra, evitar errores humanos y negligencia operacional. ▪ El tiempo de construcción e instalación suele ser mayor. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Para cumplir sus objetivos de calidad y cantidad, requieren por lo menos de : <ul style="list-style-type: none"> - Personal calificado para operación y mantenimiento - Programa de mantenimiento preventivo para los equipos y existencia permanente de repuestos - Alimentación constante de energía eléctrica. ▪ Los costos de instalación, operación y mantenimiento son muy altos. ▪ En algunos casos no se adaptan bien a las necesidades de la comunidad. Al ser estas Know How de países avanzados, muchas veces no se ajustan a las condiciones críticas que suelen presentarse en países subdesarrollados (ej: altos índices de turbiedad de las aguas y alto contenido de desechos en los mismos).

III.2. FACTORES DETERMINANTES PARA LA EVALUACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO DISPONIBLES:

III.2.1. Calidad del agua por tratar:

La caracterización general y el monitoreo realizado a las aguas del río Surco, nos mostraron los tipos de contaminantes que este posee: Fisicoquímicos, Bioquímicos y Bacteriológicos. Las tecnologías de tratamiento estudiadas en este capítulo son adecuadas para tratar este tipo de contaminantes, sin embargo será preciso tener en cuenta el nivel o la cantidad en que estos se hallaron, para la elección más adecuada del tipo de tecnología a usar.

III.2.2. Calidad del agua tratada:

Es un factor determinante para la selección de la tecnología adecuada, porque limita cumplir con ciertos parámetros de contaminación. Según esto se hizo necesario acudir a la Ley General de Aguas y a las Guías Internacionales de la Organización Mundial de la Salud. Los cuadros N° 4 y 5 muestran las restricciones estipuladas por estas instituciones para las aguas a ser usadas en riego de áreas verdes públicas.

Según este factor deberíamos enfocarnos a tratar todos los parámetros indicados en dichos cuadros, pero de los resultados obtenidos en la caracterización (cuadros 11, 12 y 13) sólo los parámetros de contaminación microbiológicas excedían a los valores permisibles (ver cuadro N° 13).

Por tanto según este factor, el tipo de tratamiento que se seleccione deberá estar enfocado a acondicionar hasta los límites permisibles los : Coliformes Totales, Coliformes fecales y Parásitos, siendo las unidades de desinfección y filtración las que pueden tratar este tipo de contaminantes.

III.2.3. Capacidad Socioeconómica del distrito:

La capacidad socioeconómica es un factor a considerar en la toma de decisión, del tipo de tecnología de equipos, de la planta de Tratamiento a diseñarse.

Según esto es importante resaltar que las Plantas Compactas con unidades patentadas tienen una tecnología muy sofisticada, cuya operación y mantenimiento requieren de personal calificado; además sus costos de instalación y operación son significativamente altos. En cambio las Plantas con Tecnología Convencional, presentan costos bajos en relación a las primeras, adaptándose mejor a la realidad de nuestros países.

III.2.4. Sistema de riego a usar:

El sistema de riego que se realizaría es por "Inundación" con el uso de cisternas distribuidoras de agua, a través de mangueras a los diferentes parques y bermas. Este sistema de riego permite una cierta flexibilidad en los niveles de turbiedad del agua, pues las mangueras no son accesorios que podrían obstruirse y/o desgastarse rápidamente. Sin embargo por razones estéticas, el agua tratada incluso para riego, deberá tener cierta calidad, que a simple vista los sólidos presentes en el agua (turbiedad) no sean perceptibles; estos se consiguen mediante sedimentación y/o filtración.

III.2.5. Área disponible para la planta:

Un factor que deberá tenerse en cuenta es el área que se dispone para la instalación de la planta de tratamiento.

Siendo está de aproximadamente 500 m²; la tecnología por seleccionar no deberá exigir un área mayor a la anotada. Las plantas convencionales o compactas de Filtración Rápida, son las que generalmente no requieren extensas áreas para su instalación.

NOTA: El caudal de agua a tratar, no es un factor que determine el tipo de tecnología a usar para el tratamiento. Su importancia recae en que es considerado como un parámetro de dimensionamiento de la unidad o unidades que formarán parte de la planta de tratamiento seleccionada.

III.3. EVALUACIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DISPONIBLES SEGÚN LOS FACTORES ENCONTRADOS EN EL DISTRITO EN ESTUDIO:

En el presente capítulo, se realizará la selección del tipo de Planta de Tratamiento más adecuada para el acondicionamiento de las aguas del río Surco; analizando el comportamiento de los factores identificados versus las tecnologías disponibles.

En los siguientes cuadros (N° 24 y 25) se presenta la evaluación de las diferentes alternativas de tratamiento, de acuerdo a las exigencias y/o restricciones de cada factor. Estas alternativas pertenecen a la clasificación presentada en el ítem III.1, es decir: Plantas de Tratamiento según Tecnología de Procesos y Plantas de Tratamiento según Tecnología de Equipos.

La evaluación se plantea de la siguiente manera:

*“Según el factor x , la alternativa de tratamiento y : **SI es apropiada o NO es apropiada**”.*

La alternativa seleccionada será aquella que se encuentre apropiada para todos los factores presentados.

**COMPORTAMIENTO DE LOS FACTORES IDENTIFICADOS VERSUS LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO :
TIPO DE PLANTAS SEGÚN LA TECNOLOGÍA DE PROCESO**

CUADRO N° 24

ALTERNATIVAS		FACTORES	FACTOR I	FACTOR II	FACTOR III	FACTOR IV	FACTOR V	RESULTADO	
			CALIDAD DE AGUA POR TRATAR	CALIDAD DE AGUA TRATADA	CAPACIDAD SOCIOECONÓMICA DEL DISTRITO	SISTEMA DE RIEGO A USAR	ÁREA DISPONIBLE PARA LA PLANTA		
PLANTAS DE TRATAMIENTO SEGÚN LA TECNOLOGÍA DE PROCESOS	FILTRACIÓN LENTA	1.	Filtro lento solamente + desinfección	NO es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	NO se acepta
		2.	Prefiltro de grava + Filtro lento + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	NO se acepta
		3.	Sedimentador + Prefiltro de grava + Filtro lento + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	NO se acepta
		4.	Presedimentador + Sedimentador + Prefiltro de grava + Filtro lento + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	NO se acepta
	FILTRACIÓN RÁPIDA	1.	<i>Filtración rápida completa :</i> Coagulación + sedimentación + Filtración rápida descendente + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	✓ SI se acepta
		2.	<i>Filtración directa descendente :</i> Mezcla rápida + Filtración rápida descendente + desinfección	NO es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO se acepta
		3.	<i>Filtración directa ascendente :</i> Mezcla rápida + Filtración rápida ascendente + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO se acepta
		4.	<i>Filtración directa ascendente – descendente :</i> Mezcla rápida + Filtración ascendente + Filtración descendente + desinfección	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	NO se acepta

OBSERVACIONES:

- La alternativa N°1 en Filtración Lenta no es apropiada según el factor I, porque el nivel de turbiedad promedio del agua por tratar (96,9 UNT) es mayor al límite máximo aceptable de turbiedad para este tipo de alternativa de tratamiento (ver cuadro de alternativas N° 18).
- Todas las alternativas de tratamiento en Filtración Lenta no son apropiadas según el factor V, porque exceden el área disponible para la construcción de la planta.
- La alternativa N°2 en Filtración Rápida no es apropiada según el factor I, por las mismas razones expuestas en la observación N° 1 (ver cuadro de alternativas N° 19).
- La alternativa N°3 en Filtración Rápida no es apropiada según el factor III; porque su diseño, operación y mantenimiento es complejo y costoso, requiriendo personal altamente calificado para que su funcionamiento sea eficiente.
- La alternativa N°4 en Filtración Rápida no es apropiada según el factor III, por las mismas razones expuestas en la observación N° 4. Además su construcción requiere también superficies que excederían al área disponible para tal fin, por lo que también resulta inapropiada según el factor V.

**COMPORTAMIENTO DE LOS FACTORES IDENTIFICADOS VERSUS LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO :
TIPO DE PLANTAS SEGÚN LA TECNOLOGÍA DE EQUIPOS**

CUADRO N° 25

FACTORES ALTERNATIVAS		FACTOR I	FACTOR II	FACTOR III	FACTOR IV	FACTOR V	RESULTADO
		CALIDAD DE AGUA POR TRATAR	CALIDAD DE AGUA TRATADA	CAPACIDAD SOCIOECONÓMICA DEL DISTRITO	SISTEMA DE RIEGO A USAR	ÁREA DISPONIBLE PARA LA PLANTA	
PLANTAS DE TRATAMIENTO SEGÚN LA TECNOLOGÍA DE EQUIPOS	1 PLANTA CONVENCIONAL	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	✓ SI se acepta
	2 PLANTA PATENTADA	SI es apropiada	SI es apropiada	NO es apropiada	SI es apropiada	SI es apropiada	NO se acepta

OBSERVACIÓN:

Las Plantas Patentadas no son apropiadas según el factor III, porque los costos involucrados en su instalación, operación y mantenimiento son muy altos, para la capacidad socioeconómica del distrito en estudio.

III.4. ANÁLISIS DE LA TECNOLOGÍA SELECCIONADA:

De la evaluación realizada anteriormente, se seleccionó como alternativa más apropiada para la obtención de un agua de riego a partir del río Surco; la ***“Planta de Tratamiento de Filtración Rápida Completa del tipo Convencional”***. Dicha planta, esta conformada por las siguientes operaciones unitarias: Coagulación, Sedimentación, Filtración Rápida Descendente y Desinfección.

En esta parte del estudio, cabe mencionar y tomar en cuenta las recomendaciones brindadas por los especialistas en el tema, quienes indican que es factible prescindir de la primera operación unitaria que viene a ser la “Coagulación”, porque existe flexibilidad en las exigencias de tratamiento; al ser nuestro requerimiento agua para riego, cuya calidad puede ser conseguida solamente con la Sedimentación, Filtración y Desinfección. Esto por supuesto representaría una gran ahorro económico.

Por otro lado cabe recordar, que dentro de las Plantas Convencionales, se optará por la tecnología CEPIS en lugar de los Sistemas Clásicos, por las diversas ventajas que ofrecen, las mismas que han sido mencionadas en el ítem (III.1.2.1). Las unidades de tratamiento mejoradas, que la nueva tecnología CEPIS presenta son: el “Sedimentador Laminar de Alta Tasa” y el “Filtro Hidráulico”. Las ventajas comparativas de estas dos unidades respecto a sus similares Clásicos se presentaron en los cuadros N° 21 y 22. A continuación realizaremos un análisis de las unidades que conformaran la Planta de Tratamiento a diseñarse.

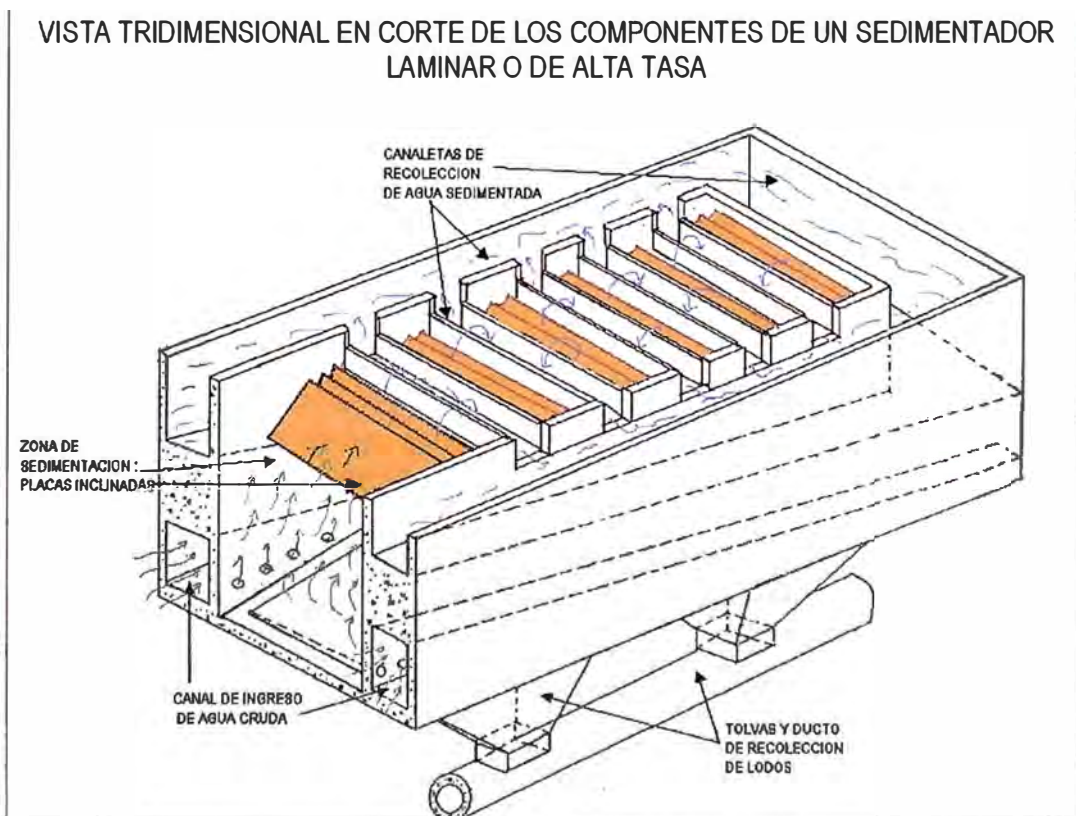
III.4.1 Sedimentador:

Su función primordial será acondicionar los niveles altos de turbiedad del agua del río, a niveles adecuados para su ingreso a la siguiente unidad (el Filtro) y de esta manera asegurar la eficiencia de tratamiento de este último. A continuación describiremos sus componentes (ver Cuadro N° 26).

CUADRO N° 26

SEDIMENTADOR LAMINAR

- 1) *Zona de Ingreso al Sedimentador* : Son dos ductos o canales longitudinales, que van por debajo y a los costados de la zona de sedimentación, provisto de orificios circulares por donde ingresa el agua cruda y asciende hacia las placas de sedimentación.
- 2) *Zona de Sedimentación*: Esta compuesto por las láminas o placas de lona de vinilo, colocadas en forma paralela inclinadas con un ángulo de 60° y empotradas por sus extremos a las paredes de la unidad. Es sobre estas que los sólidos sedimentables van depositándose.
- 3) *Zona de Salida de agua decantada*: Son canaletas que recolectan el agua clarificada que asciende desde las placas de sedimentación. Estas están conformadas por canaletas transversales a la zona de sedimentación y que dirigen a su vez al agua a dos canaletas laterales.
- 4) *Zona de Recolección de Lodos*: Esta conformado por tolvas y un sistema de evacuación de "Lodos" , que vienen a ser todos los sólidos sedimentables, que por gravedad van cayendo desde las placas hacia las tolvas, en donde se recolectan para ser evacuados or un canal central colector.



III.4.2 Filtro:

La Filtración es una operación unitaria determinante en una planta de tratamiento de agua. Es la unidad donde se eliminan los sólidos y parásitos presentes en el agua hasta límites permisibles para agua de riego, para luego proceder a su tratamiento de desinfección.

En el Cuadro N° 27 se describe los componentes del Filtro Hidráulico (tasa declinante y lavado mutuo)

CUADRO N° 27

FILTRO HIDRAULICO

- 1) **Canal de Reparto de agua a los Filtros:** Es el mismo Canal General de Recolección de agua sedimentada, este conecta a las dos unidades. Se encarga de repartir equitativamente el agua a todos los filtros a través de las compuertas de acceso, además es requisito para operar con tasa declinante porque dichas compuertas se ubican por debajo del nivel mínimo de operación (nivel de agua).
- 2) **Compuerta de Ingreso de Agua Sedimentada:** Es por donde ingresa el agua sedimentada a cada filtro, esta se ubica dentro de la canaleta de lavado, y de esta se reparte homogéneamente sobre el lecho de arena, pues si el flujo que ingresara directamente por la compuerta de ingreso, podría formar hoyos y perjudicar el lecho filtrante.
- 3) **Canaleta de Lavado:** Como se mencionó líneas arriba, aquí es donde se capta el agua sedimentada y por rebose se reparte homogéneamente al lecho de arena. A la vez en ella se recibe el agua de lavado del lecho filtrante para luego expulsarlo por la compuerta de salida de agua de lavado.
- 4) **Lecho Filtrante:** Esta compuesto por el lecho de Arena y la capa soporte que es la Grava.
- 5) **Sistema de Drenaje:** Esta formado por las Vigas Prefabricadas, provistas de orificios que es por donde sale el agua ya filtrada hacia el canal de recolección común.
- 6) **Canal Común de Recolección de Agua Filtrada:** Es la canaleta principal y común a toda la batería de filtros, es aquí donde se recibe el agua filtrada de cada unidad y de esta se deriva hacia el vertedero general de salida.
- 7) **Vertedero general de Salida de Agua Filtrada:** Es por donde se deriva el agua filtrada hacia otra unidad, la cual en la mayoría de los casos pasa a ser la cámara de Cloración. Este vertedero sirve además para el control de nivel de cada filtro.
- 8) **Compuerta de Salida de Agua de lavado:** Es por donde se drena el agua de lavado del lecho filtrante, desde la canaleta de lavado hacia el Canal de recolección de agua de Lavado.
- 9) **Canal de Recolección de Agua de Lavado:** Es aquella donde se capta todo el agua de lavado y de donde se expulsa hacia el desagüe.

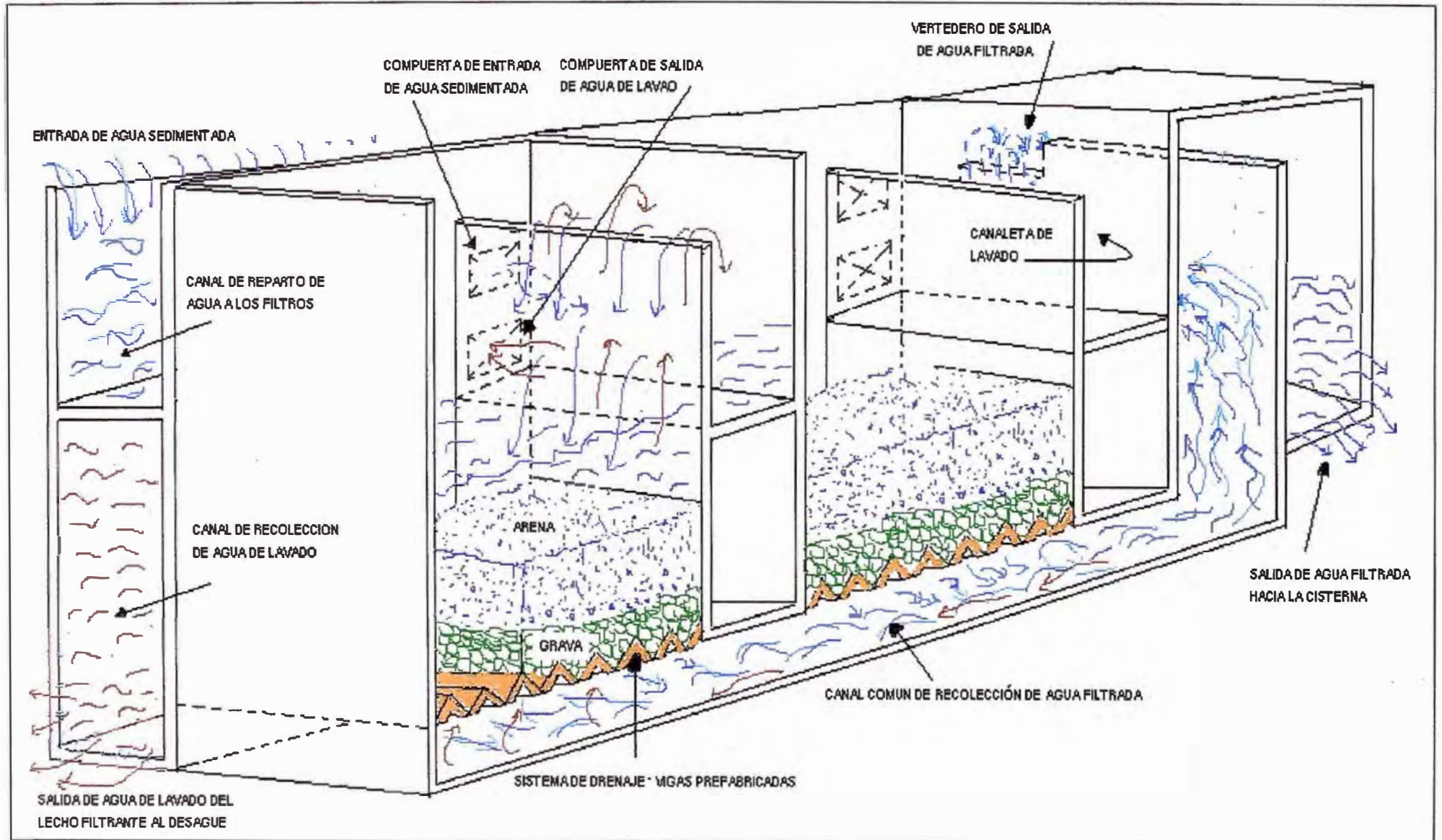
NOTA:

- A) Durante el proceso de filtración el agua sigue el flujo indicado por las flechas azules del esquema de abajo; la compuerta superior de ingreso de agua sedimentada se mantiene abierta, y la otra permanecerá cerrada.
- B) Durante el proceso de lavado, el agua sigue el flujo indicado por las líneas marrones; la compuerta inferior de salida de agua de lavado permanece abierta y la otra cerrada.

La representación que se presenta a continuación es solo un esquema, en el se muestra una Batería de 2 Filtros de Tasa Declinante y Lavado Mutuo (las baterías reales tienen mínimo 4 filtros).

REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UNA BATERÍA DE DOS FILTROS DE TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO

CONTINUACIÓN DEL CUADRO N°27



III.4.3 Unidad de Desinfección:

La desinfección es el último proceso unitario de tratamiento, mediante el cual se disminuirán los parámetros de contaminación microbiológica: Coliformes Fecales y Coliformes Totales hasta los límites permisibles para el agua de riego. El cloro es indudablemente el mejor desinfectante por sus múltiples ventajas. Este tiene varias presentaciones en el mercado, tenemos así el Cloro Gaseoso, la Cal Clorada (CaOCl_2), el Hipoclorito de Sodio (NaOCl), el Hipoclorito de Calcio (CaOCl_2). En el Anexo N° 5, se detalla más sobre estos productos.

Para nuestro caso seleccionamos el Hipoclorito de Calcio, (designado también HTH) por los siguientes criterios:

- Es uno de los compuestos de más alta concentración de Cloro (aprox. 90) % en peso.
- Es uno de los más económicos en el mercado nacional.
- Es de fácil almacenamiento por presentarse en forma sólida pudiendo apilarse en sacos.
- Además por ser de fácil disolución en agua, requiere métodos simples para su dosificación, por ejemplo: Bombas Dosificadoras. Otros desinfectantes necesitan sistemas más complejos.

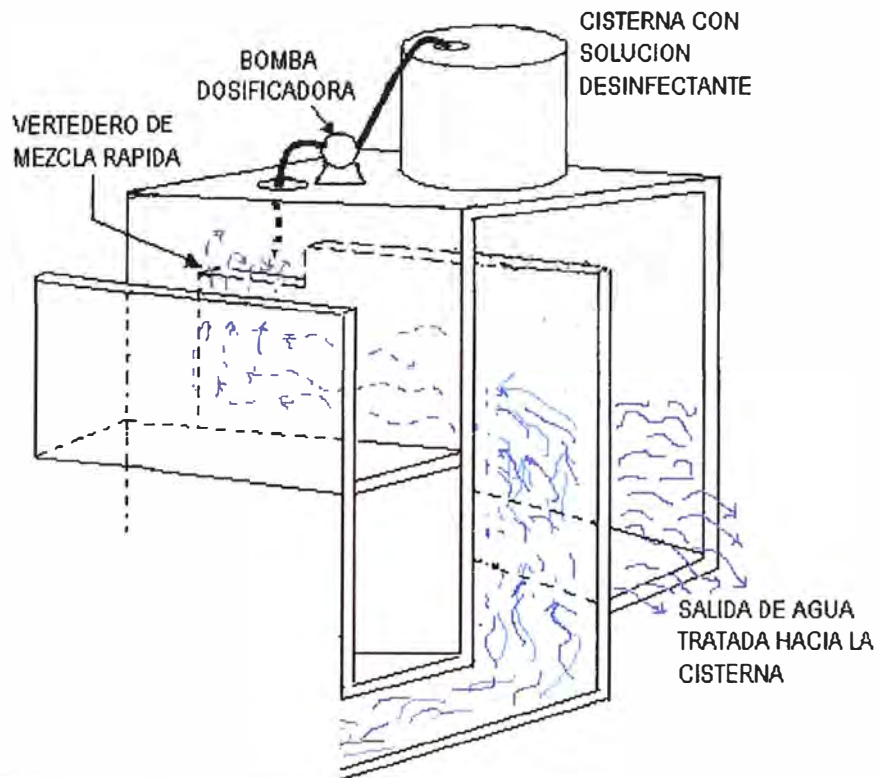
Después de elegir el desinfectante adecuado, es importante elegir la forma en que este será suministrado al agua para su tratamiento. En nuestro caso el HTH será disuelto en agua para luego ser dosificado, por tanto será necesario el uso de un tanque donde se preparará la solución.

La forma como se distribuirá esta solución será mediante una "Bomba Dosificadora" la misma que suministrará la dosis óptima al agua filtrada. En el Cuadro N° 28 se describe la forma de dosificación:

CUADRO N° 28

SISTEMA DE DESINFECCION

- El Filtro Hidráulico, posee una cámara a la salida del agua filtrada (después del vertedero de salida) ver esquema del cuadro N° 53, este diseño puede ser usado para la dosificación del desinfectante, construyendo un **Vertedero Triangular** ó **Resalto Hidráulico** dentro de la cámara, el que provocará turbulencia en el agua a su paso, promoviendo una mezcla interna entre el HTH y el agua, optimizando así la acción bactericida del cloro. Deben ser objeto de un diseño hidráulico cuidadoso.
- El agua pasa en seguida a la cisterna de almacenamiento, en donde se completará el tiempo mínimo de contacto (20min. a 30 min.) del agua con el cloro.



CAPITULO IV INGENIERÍA CONCEPTUAL DE LAS UNIDADES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SELECCIONADA

IV.1 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO:

IV.1.1 Caudal de Diseño:

El caudal de riego necesario se calculó a partir del siguiente procedimiento:

1. Se determinaron las áreas verdes que posee el distrito, considerando tanto los parques y bermas existentes así como las áreas verdes por implementarse (ver Anexo N° 10)
2. Se calculó el consumo actual de agua de regadío, que está determinado por la capacidad de operación (N° de cisternas disponibles) y los turnos de trabajo. Para el consumo mensual, se consideró el promedio consumido en los meses de enero y marzo, por corresponder a la temporada de verano alcanzan los valores más altos.
3. Se proyectó el consumo de las áreas verdes a implementarse, el que se calculó a partir de la relación:

$$\text{Áreas por Implementar} / \text{Áreas Implementadas}$$

afectado por el consumo actual, nos dio el caudal requerido de dichas áreas.

En el siguiente cuadro N° 29 resumimos el procedimiento de cálculo del caudal de diseño:

CUADRO N° 29

CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO			
Áreas verdes Implementadas (m ²)			5 107 34
Áreas verdes por Implementar (m ²)			135 222
Caudal para Áreas Verdes Existentes (tancadas / día)			
Meses	Parques	Bermas	Total
Enero	74	45	119
Marzo	80	41	121
Promedio de los dos meses			120
Áreas por Implementar / Áreas Implementadas			0,24
Caudal para áreas por Implementar (tancadas / día)			28
Caudal necesario Total (tancadas / día)			148
Caudal necesario Total (l/s)			27

Nota:

- La Tancada es el volumen que cabe en una cisterna (1 tancada = 16 m³)
- El caudal consumido para los meses de enero y marzo fueron proporcionados por el área de Saneamiento Ambiental de la municipalidad.

El caudal necesario de agua a tratar obtenido fue de 27 l/s, el que servirá como parámetro de base para el diseño de las unidades de la planta de tratamiento. Cabe aclarar que queda garantizado este nivel de flujo de agua, porque el caudal de agua mínimo disponible en el río Surco es de 100 l/s (ver cuadro N°2 – Pág. 14).

IV.1.2 Velocidad de Sedimentación:

Parámetro obtenido mediante pruebas experimentales de sedimentación simple efectuadas en el laboratorio de la facultad de Ingeniería Ambiental. El procedimiento seguido se detalla en el Anexo N° 11. Esto permitió evaluar el porcentaje de remoción de sólidos sedimentables obtenidos a distintas turbiedades, así como también la turbiedad residual.



Equipos usados para la prueba de Sedimentación
FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL - UNI



Turbidímetro Nefelométrico : donde se obtuvieron los valores de turbiedad de las muestras analizadas
FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL - UNI

De las pruebas se obtuvieron los datos de Turbiedad vs. Tiempo (ver Anexo N°12). De las tres pruebas más representativas se determinó la velocidad de sedimentación siguiendo el procedimiento que se describe a continuación:

1. Cálculo de los valores de Velocidad de Sedimentación $V_s = h/t$, Siendo “**h**” un valor constante que indica la profundidad de toma de muestra (ver Anexo N°11) y “**t**” tiempo de sedimentación.
2. Igualmente se determinó la relación de los valores de $Co = T_f / T_o$, siendo T_f la turbiedad a cada intervalo de tiempo desde el inicio de la prueba y T_o la turbiedad inicial de la prueba. Todos los valores anteriormente calculados se encuentran en los Cuadros N° 30, 31 y 32.
3. Se graficaron los valores de V_s y Co , obteniéndose las curvas de sedimentación correspondientes a cada valor de turbiedad (50 UNT, 107 UNT y 212 UNT), en el gráfico N°5 se puede apreciar estas curvas. Estos valores de turbiedad, fueron considerados como los más representativos entre todos los datos obtenidos en las pruebas de sedimentación y que se muestran en el Anexo N° 12.

Co : Turbiedad Residual (T_f/T_o).

CUADRO N° 30

50 UNT			
Turbiedad(NTU)	Tiempo(min)	Velocidad(cm/s)	Co(Tf/To)
50.4	0	0	1
39.2	1	0.1333	0.778
28.5	3	0.0444	0.565
19.1	8	0.0167	0.379
12.8	18	0.0074	0.254
12.3	28	0.0048	0.244
11.8	38	0.0035	0.234
11.2	48	0.0028	0.222
11.2	58	0.0023	0.222
9.9	78	0.0017	0.196
9.75	88	0.0015	0.193
9.73	98	0.0014	0.193
9.56	108	0.0012	0.190
9.52	118	0.0011	0.189
9.5	128	0.0010	0.188

* El valor de h = 8 cm

CUADRO N° 31

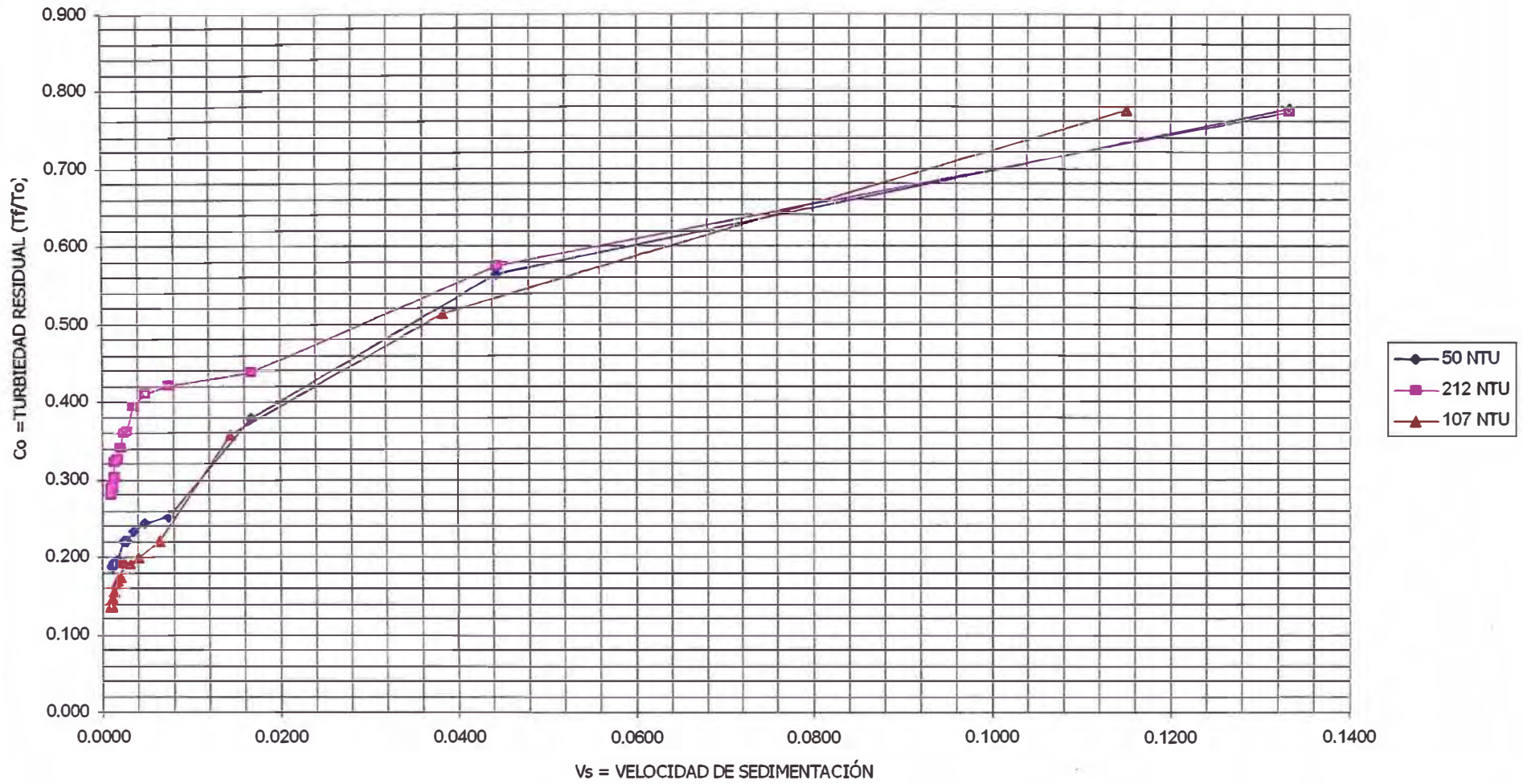
107 UNT			
Turbiedad (NTU)	Tiempo(min)	Velocidad (cm/s)	Co(Tf/To)
107	0	0	1.000
83	1	0.1150	0.776
55	3	0.0383	0.514
38.4	8	0.0144	0.359
23.6	18	0.0064	0.221
21.4	29	0.0040	0.200
20.5	38	0.0030	0.192
20.8	48	0.0024	0.194
18.7	58	0.0020	0.175
18.2	68	0.0017	0.170
17.8	78	0.0015	0.166
16.7	88	0.0013	0.156
15.8	98	0.0012	0.148
14.6	108	0.0011	0.136
14.6	118	0.0010	0.136

* El valor de h = 8 cm

212 UNT			
Turbiedad(NTU)	Tiempo(min)	Velocidad (cm/s)	Co (Tf/To)
212	0	0	1
164	1	0.1333	0.774
122	3	0.0444	0.575
92.8	8	0.0167	0.438
89.5	18	0.0074	0.422
87.2	28	0.0048	0.411
83.5	38	0.0035	0.394
76.9	48	0.0028	0.363
76.5	56	0.0024	0.361
72.2	68	0.0020	0.341
69.3	78	0.0017	0.327
68.7	88	0.0015	0.324
68.2	98	0.0014	0.322
64.2	108	0.0012	0.303
62.3	118	0.0011	0.294
61	128	0.0010	0.288
61.3	138	0.0010	0.289
60.6	148	0.0009	0.286
59.6	158	0.0008	0.281

* El valor de h = 8 cm

VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN vs TURBIEDAD RESIDUAL



4. Se ordenaron los datos tomando las cargas superficiales "q" (m/día), de tal forma que estas varíen de 10 en 10 ó de 20 en 20. Estos mismos valores se presentaron también en (cm/s) (cuadro N° 33).
5. Con los valores de la Velocidad de Sedimentación (Vs) se ingresó a la curva de sedimentación (Gráfico N° 5) y se obtuvieron los valores de Co. Estos valores se presentan tabulados en el cuadro N° 33.
6. De la mismo Gráfico, se determinaron también, los valores de las variables "Cf = 0,242 " y "a = 0,0020".

CUADRO N° 33

Turbiedad 50 (NTU)			Turbiedad 212 (NTU)			Turbiedad 107 (NTU)		
q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)
5	0.006	0.250	5	0.006	0.418	5	0.006	0.22
6	0.007	0.253	6	0.007	0.42	6	0.007	0.23
7	0.008	0.255	7	0.008	0.421	7	0.008	0.25
8	0.009	0.280	8	0.009	0.423	8	0.009	0.26
9	0.010	0.290	9	0.010	0.425	9	0.010	0.28
10	0.012	0.315	10	0.012	0.43	10	0.012	0.31
20	0.023	0.422	20	0.023	0.472	20	0.023	0.4
40	0.046	0.570	40	0.046	0.578	40	0.046	0.55
60	0.069	0.623	60	0.069	0.624	60	0.069	0.66
80	0.093	0.681	80	0.093	0.681	80	0.093	0.73
100	0.116	0.735	100	0.116	0.735	100	0.116	0.78
110	0.127	0.761	110	0.127	0.761			

7. Con los valores obtenidos en los pasos 5 y 6, se calculó el Porcentaje Total de Remoción (Rt), la Turbiedad Removida (Tr) y la Turbiedad Final Remanente (Tf), mediante las siguientes formulas:

$$R_t = \left[1 - (C_o - C_f) \right] + \left(\frac{a + V_s}{2V_s} \right) \times (C_o - C_f)$$

$$T_r = R_t \times T_o$$

y

$$T_f = T_o - T_r$$

En los cuadros N° 34, 35 y 36 se presentan tabulados los valores de estas variables.

CUADRO N° 34

Turbiedad 50 (NTU)						
q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	1-(Co-Cf)	Rt	Tr	Tf
5	0.006	0.250	0.939	0.978	49.261	1.139
6	0.007	0.253	0.937	0.976	49.145	1.255
7	0.008	0.255	0.934	0.973	49.045	1.355
8	0.009	0.280	0.909	0.962	48.478	1.922
9	0.010	0.290	0.899	0.957	48.221	2.179
10	0.012	0.315	0.874	0.945	47.636	2.764
20	0.023	0.422	0.767	0.891	44.909	5.491
40	0.046	0.570	0.619	0.816	41.110	9.290
60	0.069	0.623	0.566	0.788	39.699	10.701
80	0.093	0.681	0.508	0.758	38.202	12.198
100	0.116	0.735	0.454	0.731	36.819	13.581
110	0.127	0.761	0.428	0.717	36.155	14.245

CUADRO N° 35

Turbiedad 107 (NTU)						
Q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	1-(Co-Cf)	Rt	Tr	Tf
5	0.006	0.22	0.916	0.9660	103.360	3.640
6	0.007	0.23	0.906	0.9604	102.768	4.232
7	0.008	0.25	0.891	0.9529	101.960	5.040
8	0.009	0.26	0.876	0.9454	101.154	5.846
9	0.010	0.28	0.856	0.9356	100.110	6.890
10	0.012	0.31	0.826	0.9213	98.576	8.424
20	0.023	0.4	0.736	0.8743	93.547	13.453
40	0.046	0.55	0.586	0.7979	85.377	21.623
60	0.069	0.66	0.476	0.7422	79.410	27.590
80	0.093	0.73	0.406	0.7065	75.599	31.401
100	0.116	0.78	0.356	0.6811	72.873	34.127

CUADRO N° 36

Turbiedad 212 (NTU)						
q (m/d)	Vs (cm/s)	Co (Tf/To)	1-(Co-Cf)	Rt	Tr	Tf
5	0.006	0.418	0.858	0.9394	199.159	12.841
6	0.007	0.42	0.856	0.9368	198.604	13.396
7	0.008	0.421	0.855	0.9351	198.243	13.757
8	0.009	0.423	0.853	0.9332	197.848	14.152
9	0.010	0.425	0.851	0.9316	197.495	14.505
10	0.012	0.43	0.846	0.9287	196.875	15.125
20	0.023	0.472	0.804	0.9056	191.987	20.013
40	0.046	0.578	0.698	0.8518	180.576	31.424
60	0.069	0.624	0.652	0.8281	175.564	36.436
80	0.093	0.681	0.595	0.7994	169.464	42.536
100	0.116	0.735	0.541	0.7722	163.703	48.297
110	0.127	0.761	0.515	0.7591	160.933	51.067

8. Finalmente calculamos la Carga Superficial (q) del Sedimentador, sobre la base de los siguientes criterios:

- El valor de la Velocidad de Sedimentación (V_s), influye en el tamaño y en la Eficiencia de Remoción, así tenemos: a valores muy bajos de V_s , el tamaño de la unidad aumenta y a valores muy altos, la Eficiencia de Remoción disminuye.

Por tanto, se deberá escoger un valor intermedio de V_s entre todos aquellos tabulados en los cuadros anteriores. (34, 35 y 36).

- Puesto que en la planta de tratamiento se prescindirá del proceso de Coagulación, un rango esperado en la Eficiencia de Remoción del Sedimentador, es de (0,8 a 0,9), según recomendaciones de los especialistas en el tema.
- El nivel adecuado de turbiedad, para el agua que ingresará a la siguiente unidad: "Filtro Hidráulico", debería ser ≤ 20 UNT, para que este último acondicione el agua hasta las condiciones deseadas, con mayor seguridad.

De los tres criterios arriba mencionados, obtenemos las siguientes restricciones:

- Velocidad de sedimentación (V_s): valor intermedio entre (0,006 a 0,127) cm/s
- Eficiencia de Remoción (R_t): en el intervalo de (0,8 a 0,9)
- Turbiedad Final Remanente (T_f) ≤ 20 UNT.

Considerando las restricciones antes mencionadas, de los cuadros (34, 35 y 36), se obtiene que el valor de la **Carga Superficial (q) = 20 m/d**, el mismo que equivale a una **Velocidad de Sedimentación (V_s) = 0,0023 cm/s**.

IV.1.3 Velocidad de Filtración:

La velocidad o tasa de filtración depende de varios factores, tales como:

- Tipo de suspensión afluente (agua sedimentada, coagulada, prefloculada, etc)
- Granulometría y espesor del medio filtrante
- Método de operación de los filtros
- Eficiencia del lavado
- Uso del agua filtrada, etc.

Es de uso ingenieril adoptar valores conforme lo muestra el cuadro N° 37. Estos son valores que CEPIS pone a disposición en su manual de Diseño de Plantas de Tratamiento, los cuales han sido obtenidos de muchas pruebas experimentales, así como de diversas Plantas diseñadas por esta institución para los países de Latinoamérica, y que ahora sirven como referencia para el dimensionamiento de este tipo de filtros.

CUADRO N° 37

TASA DE FILTRACIÓN PARA FILTROS DESCENDENTES CON TASA DECLINANTE			
CASO	TIPO DE AGUA EFLUENTE	TIPO DE MEDIO FILTRANTE	TASA DE FILTRACIÓN
1	Agua sedimentada	Simple de arena con espesor inferior a 0,8 m	120 – 180 (med) 240 – 300 (max)
2	Agua floculada o Prefloculada	Simple de arena con espesor superior a 1,0 m y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	240 – 360 (med) 360 – 600 (máx)
3	Agua sedimentada	Doble de arena y antracita, con espesor total inferior a 0,8 m	240 – 360 (med) 360 – 600 (max)

Para escoger el valor adecuado, se tuvo en cuenta lo siguiente:

El tipo de agua afluente que ingresará al filtro, en nuestro caso será agua sedimentada.

Teniendo presente que el agua tratada, será para riego de áreas verdes en parques y bermas, entonces será suficiente el uso de un medio filtrante simple, de arena.

Según esto, en del cuadro N° 37, estamos en el caso 1, por tanto el valor de la Tasa de Filtración se encuentra en el rango de: (120 a 160) m/d.

De este intervalo, seleccionaremos el valor intermedio de **150 m/d** para el diseño del filtro.

Por otro lado, según el mismo cuadro, el espesor de la capa de arena recomendado, es menor a 0,8 m. Adicionalmente CEPIS, también recomienda optar por valores entre (0,6 a 0,8) m. De todo lo anterior, concluimos que un **espesor de 0,6 m** es suficiente y adecuado para un sistema no estrictamente exigente como el nuestro.

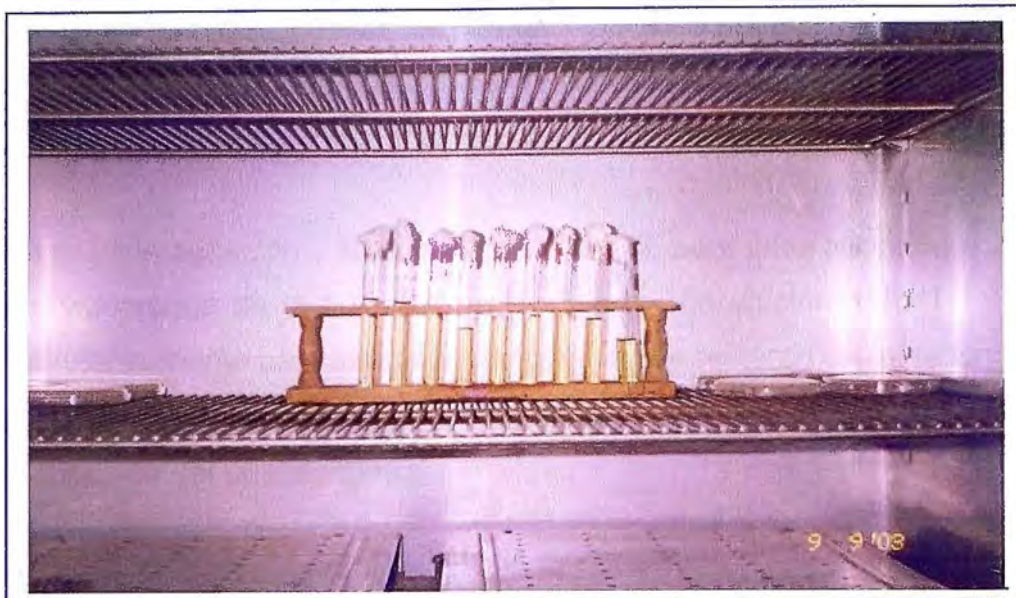
IV.1.4 Dosis Optima de Desinfectante:

Este parámetro se evaluó en función a la disminución de coliformes totales. Para nuestro caso, el objetivo no es una eliminación total del número de coliformes sino más bien una disminución hasta valores menores a 5000 NMP/100ml.

Por lo explicado en el ítem III.4.3, el desinfectante que se utilizó para las pruebas fue el Hipoclorito de calcio, conocido en el mercado como HTH.



Equipo de prueba de Jarras, donde se realizó la prueba de "Dosis Optima de Desinfectante"
FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL



Cultivo de las muestras con solución de desinfectante para evaluar los Coliformes
FACULTAD DE INGENIERÍA AMBIENTAL

Para la estimación de la dosis óptima, se tomó en cuenta que el agua no será de uso potable, por tal razón, se obvió la prueba de “Demanda de Cloro”, la cual asegura un cloro residual y evita la aparición del compuesto NCl_3 que produce un sabor amargo.

El procedimiento realizado para las pruebas de laboratorio se detalla a continuación:

- a) Se preparó una solución de concentración igual a 100 mg/l de Hipoclorito de calcio.

- b) Se calcularon los volúmenes de esta solución requeridos para obtener soluciones de 2000 ml con concentraciones de cloro que varíen de (0,5 a 4) ppm. Para esto se tuvo en cuenta que el hipoclorito de calcio tiene una concentración comercial aproximadamente de 90% de cloro.

- c) En el equipo de "Prueba de Jarras" (*), se instalaron 5 vasos de precipitado de 2000 ml los cuales se llenaron con agua, previamente sedimentada, hasta volúmenes cercanos a los 2 L.
- d) Se inició la agitación y se completaron los 2 L para cada recipiente con los volúmenes de la solución de hipoclorito. La adición del HTH fue simultáneamente para los cinco recipientes. Se agitaron las soluciones durante un minuto luego se completaron 30 minutos de contacto para la reacción del desinfectante.
- e) Finalmente, se procedió a tomar muestras del agua con distintas dosis del desinfectante y se cultivaron para calcular la cantidad de coliformes.

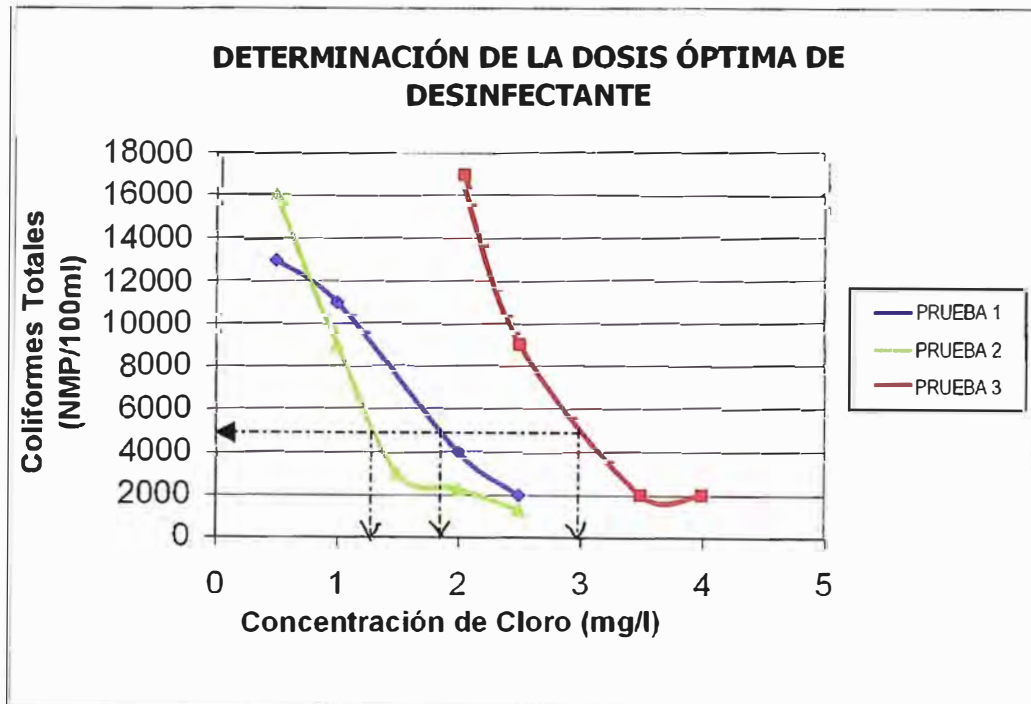
(*) El equipo de Prueba de Jarras, es un equipo que posee 6 agitadores, cada uno para un Vaso de Precipitado de 2 litros. Este equipo permite adicionar y agitar simultáneamente reactivos a cualquier solución, y de este modo evaluar pruebas de dosis y concentración.

El cuadro N° 38, muestra los resultados de las pruebas de desinfección:

CUADRO N° 38

DOSIS DE CLORO (ppm)	COLIFORMES TOTALES (NMP/100ml)	DOSIS DE CLORO (ppm)	COLIFORMES TOTALES (NMP/100ml)	DOSIS DE CLORO (ppm)	COLIFORMES TOTALES (NMP/100ml)
0.5	13000	0.5	16000	2.0	17000
1.0	11000	1.0	9000	2.5	9000
2.0	4000	1.5	9000	3.5	< 2000
2.5	< 2000	2.0	2300	4.0	< 2000
-	-	2.5	1300	-	-

De los datos obtenidos se obtuvo el Gráfico N° 6:



De este gráfico se obtuvieron tres concentraciones de cloro con las que se logra disminuir hasta 5000 NMP/100ml la concentración de coliformes totales (según ley). Estas concentraciones son: **1,25 mg/l**, **1,85 mg/l** y **3,00 mg/l**. De los tres resultados se extrae un promedio aritmético que nos otorga la **dosis óptima de desinfectante** igual a **2,03 ppm**.

IV.2 DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES:

Para estos cálculos, se tomó como base los procedimientos indicados en el: ***“Programa Regional de Mejoramiento de la Calidad del Agua para consumo humano del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS) Manual V: Diseño”***. De este documento se obtuvieron los Métodos, Criterios, Coeficientes, fórmulas, etc, necesarios para el dimensionamiento de cada una de las unidades de la Planta de Tratamiento (Un resumen de las fórmulas usadas se encuentra en el anexo N°17).

Los procedimientos que se brindan en los manuales de esta institución, son los más usados para el diseño de unidades y/o estructuras de este tipo; puesto que recopilan de una manera resumida, actualizada y adaptada a la tecnología de nuestros países; la mayor cantidad de información, de diversas fuentes e investigaciones.

Con la información obtenida de este manual y con los Parámetros Generales de Diseño calculados para cada proceso unitario, en el acápite (IV.1), se procederá a realizar la Ingeniería Conceptual de diseño de la Planta de Tratamiento. Previamente se mencionan las unidades que conformaran la Planta de Tratamiento, con las respectivas consideraciones para su diseño.

a) Zona de Ingreso del agua cruda a la Planta de Tratamiento:

El agua que ingresa del río, presenta un flujo turbulento con caudales variables. Esto es un inconveniente para el correcto funcionamiento de las unidades de tratamiento y especialmente para el Sedimentador Laminar, puesto que es la primera unidad de la planta de tratamiento que recibirá el agua cruda. Por tal motivo se hace necesario el diseño de un sistema de entrada del agua hacia la planta de tratamiento, el mismo que estará formado por :

a.1) Canal general de distribución: Con esta unidad, se conseguirá distribuir el agua a una misma velocidad, obteniéndose así, un reparto equitativo y a un mismo caudal a la siguiente unidad.

a.2) Cámaras de Repartición: Luego de haber uniformizado el caudal, es necesario bajar la turbulencia del agua antes de su ingreso a los sedimentadores, esto se conseguirá con las Cámaras de Repartición; que permitirán llevar a cabo un mejor proceso de sedimentación.

b) Sedimentador Laminar de Alta Tasa

Es importante mencionar antes de dar inicio al proceso de diseño, que por razones de funcionamiento y mantenimiento será necesario diseñar 3 Sedimentadores Laminares, que se repartirán equitativamente el caudal total. Estas funcionarán paralelamente y en forma independiente, de tal modo que mientras se hace mantenimiento y limpieza a un sedimentador los otros seguirán trabajando normalmente; porque el diseño será tal, que solo dos de los sedimentadores podrán procesar el caudal total requerido por el distrito y de este modo no se interrumpirá el proceso de tratamiento continuo de la planta.

c) Canal General de Recolección de agua sedimentada

Es el Canal que se encargará de recolectar el agua sedimentada que se obtendrá de los 3 Sedimentadores. Este a su vez tiene en su diseño un vertedero que controlará el flujo de agua, que ingresará a la siguiente unidad que viene a ser el filtro a través de 7 compuertas para cada filtro que conformante de la batería del Filtro Hidráulico.

d) Filtro Hidráulico

Esta compuesto por una batería de varios filtros rápidos de Flujo Descendente y con Sistema de Autolavado, los cuales funcionarán con

una tasa media de 150 m³/m²/d (valor calculado en el acápite IV.1.3). El número de filtros se determina durante el diseño del mismo.

Cada filtro consta de una canaleta de agua de lavado, medio filtrante con su respectiva capa soporte, falso fondo, compuertas de ingreso y salida de agua. Los filtros están interconectados a través de un canal y este a su vez está conectado con la cámara de desinfección a través del canal común de recolección en el cual se ubica el vertedero general de control.

e) Zona de Desinfección

Como el Hipoclorito de Calcio, es un desinfectante de fácil dosificación, al poder prepararse en solución, no se diseñará un Sistema de Dosificación Complejo, más bien se realizará a través de una Bomba Dosificadora a la salida del filtro, la cual tomará el agua de un tanque (conteniendo la solución desinfectante). Por la infraestructura característica que poseen los filtros en su salida, se genera gran turbulencia en el agua, esto facilitará la mezcla del agua efluente con la solución desinfectante.

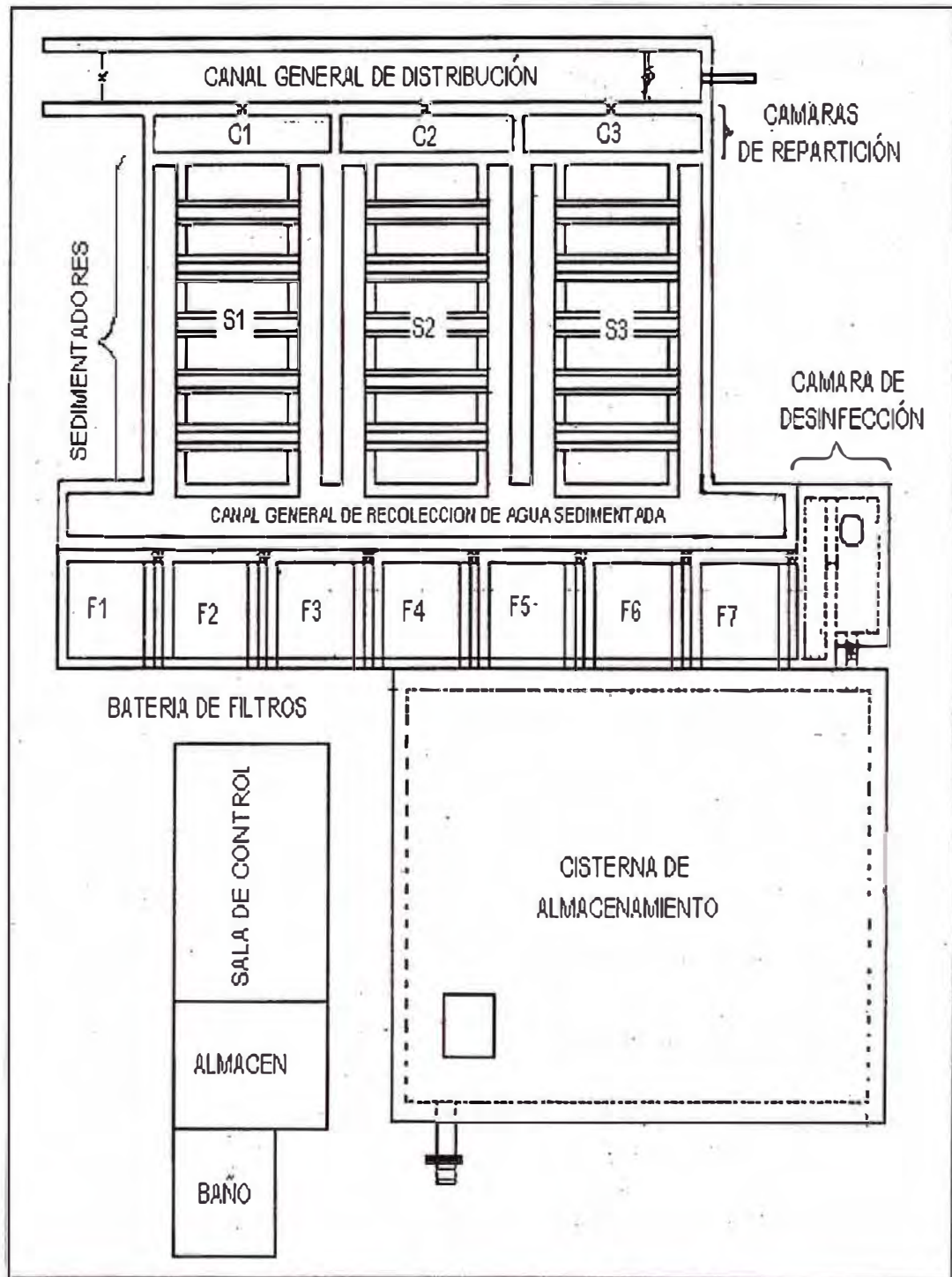
f) Cisterna de Almacenamiento y Unidades Accesorias

Será necesario el diseño de una cisterna o tanque para almacenar el agua tratada, de donde podrán captar el agua para llenar los camiones cisternas. Además en este tanque se completará el tiempo de contacto del agua con la solución efluente.

En la siguiente figura (N° 3), se muestra de manera esquemática, lo que sería la Planta de Tratamiento:

FIGURA N° 3

VISTA GENERAL DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO



IV.2.1 Diseño de la Zona de Ingreso del agua cruda a la planta de tratamiento:

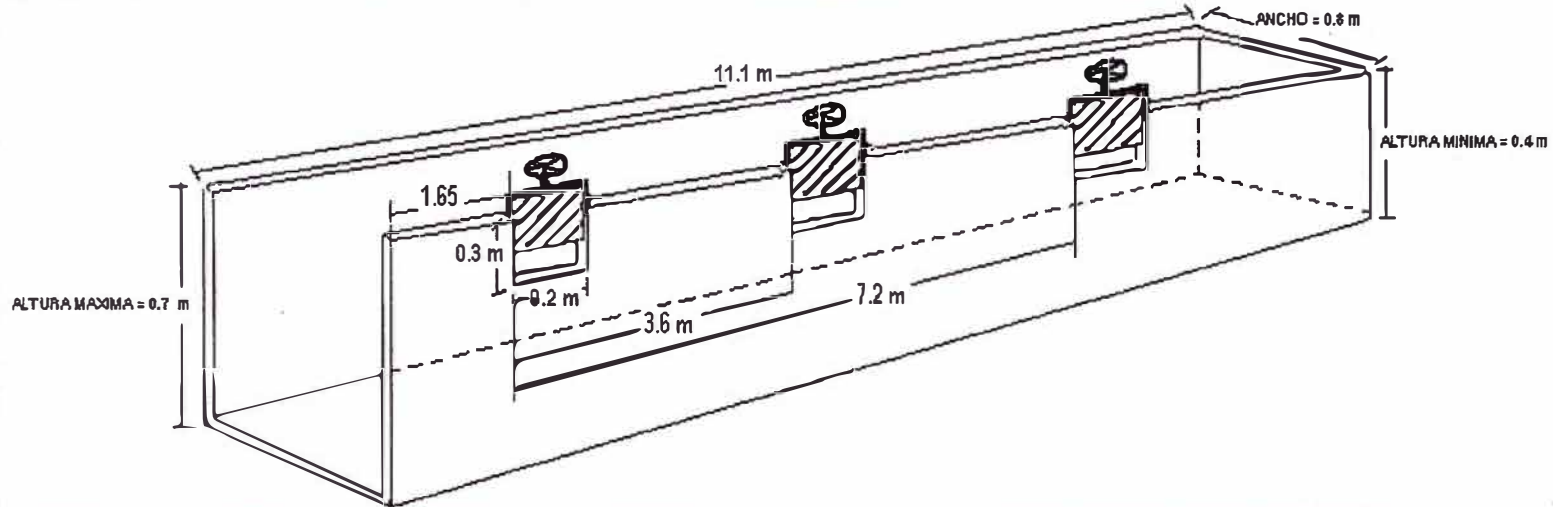
IV.2.1.1 Canal General de Distribución:

Para cumplir con su objetivo, este canal se diseña de tal forma que su altura sea variable y su ancho constante. Por medio de tres compuertas ubicadas en la parte superior del canal, se distribuye a un mismo caudal el agua a las tres cámaras de repartición. A continuación dimensionaremos esta unidad: (Cuadro N° 39)

DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL GENERAL DE DISTRIBUCIÓN		CUADRO N° 39
PARÁMETROS DE BASE	Caudal total de diseño (Q) = 0.027 m ³ /s Número de Sedimentadores (N) = 3	
PARÁMETROS FIJADOS	Ancho del Canal (B) = 0.8 m Altura Mínima (Hf) = 0.4 m Distancia a la primera compuerta (Xo) = 1.65 m	
DIMENSIONAMIENTO	<p>1) Caudal de ingreso a cada sedimentador (q): $q = \frac{Q}{N} = \frac{0.027}{3} = 0.009 \text{ m}^3 / \text{s}$</p> <p>2) Sección final del canal (Af) : $A_f = H_f * B = 0.8 * 0.4 = 0.32 \text{ m}^2$</p> <p>3) Velocidad en la sección final del canal (Vc) : $V_c = \frac{q}{A_f} = \frac{0.009}{0.32} = 0.028 \text{ m/s}$</p> <p>4) Sección inicial del canal (Ai) : $A_i = \frac{Q}{V_c} = \frac{0.027}{0.028} = 0.96 \text{ m}^2$</p> <p>5) Altura inicial del canal (Hi) : $H_i = \frac{A_i}{B} = \frac{0.96}{0.8} = 1.2 \text{ m}$</p> <p>6) Gradiente de velocidad en las compuertas (G): El gradiente de velocidad deberá estar comprendido entre 15 s⁻¹ y 20 s⁻¹.</p> <p>6.1) Radio hidráulico de la compuerta lateral (RH) :</p> <p>Ancho de la sección (b) = 0.2 m Profundidad de la sección (a) = 0.3 m</p> $R_H = \frac{a * b}{2(a + b)} = \frac{0.2 * 0.3}{2(0.2 + 0.3)} = 0.06 \text{ m}$ <p>Velocidad máxima en compuertas (VL) = 0.152 m/s Coeficiente de Manning (n) = 0.013 Densidad del agua (γ) = 997.8 Kg/m³ Viscosidad Dinámica (μ) = 0.0001112 Kg/cm².s</p> <p>Gradiente de velocidad en los orificios (G): $G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * R_H^{-0.7} * V_L^{1.5} * n$</p> $G = 0.013 * 2995 * (0.06)^{-0.7} * (0.152)^{1.5} = 16.53 \text{ s}^{-1}$	

COMPROBACIÓN DE LA DESVIACIÓN DEL CAUDAL EN EL CANAL GENERAL DE DISTRIBUCIÓN A LA PLANTA	<p>Cálculo del Coeficiente de pérdida de carga total en las compuertas (β) Velocidad en los Laterales (V_L) = 0.15 m/s (Valor asumido)</p> <p>1) <i>Área de la sección útil de las compuertas (AL):</i> $AL = \frac{q}{V_L} = \frac{0.009}{0.15} = 0.06m^2$ De donde : Ancho de las compuertas (b) = 0.2m / Altura de las compuertas (h) = 0.3m</p> <p>2) <i>Procedimiento a seguir :</i> En canales cortos como este se establecen los siguientes valores de los coeficientes de pérdida de carga: - Coeficiente de pérdida de carga en la entrada (θ) = 0.7 - Coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente (ϕ) = 0.67</p> <p>2.1) Determinamos la distribución de alturas en el canal (H_x). 2.2) Determinamos el coeficiente de pérdida de carga en los orificios de las compuertas (β), mediante la siguiente ecuación:</p> $\beta_1 = 1 + \theta + \phi \left[\frac{V_c}{V_L} \right]^2$ <p>2.3) Determinamos la sumatoria de $\sqrt{\frac{1}{\beta}}$</p> <p>2.4) Determinamos la velocidad real en cada compuerta (V_L), de la siguiente ecuación:</p> $V_{L1} = \frac{Q}{AL \sqrt{\beta_1}} * \left[\frac{1}{\sum \sqrt{\frac{1}{\beta}}} \right]^{-1}$ <p>2.5) Calculamos el % de desviación del caudal. - En el cuadro n°39.1 se muestran los resultados de un primer dimensionamiento con velocidad totalmente uniforme en todo el canal. Se observa una desviación de las compuertas de paso nula. - En el cuadro n° 39.2 se aplica el criterio de Hudson, que admite una desviación de caudales de hasta 5%, con el objetivo de disminuir la profundidad del canal y por consiguiente el costo. Se obtuvo así un canal de altura inicial de 0.7m y 0.4 m en el extremo final, produciéndose así una desviación de caudal de 3.1% en las unidades extremas.</p> <p>Pérdida de carga en las compuertas (h_f):</p> $h_f = \beta * \frac{V_{L1}^2}{2 * g} = 1.759 * \frac{0.15^2}{2 * 9.8} = 0.002m$
	DIMENSIONES CALCULADAS

ESQUEMA



COMPROBACIÓN DE LA DESVIACIÓN DEL CAUDAL EN EL CANAL GENERAL DE DISTRIBUCIÓN A LA PLANTA

Cuadro n° 39.1

($H_i = 1.20 \text{ m}$)

N° de Orificios	Q (m ³ /s)	Largo X (m)	Hx (m)	Ax (m ²)	Vc (m/s)	Vc / VL	β	$\sqrt{1/\beta}$	VL (m/s)	
1	0.027	0	1.20	0.96	0.028	0.188	1.759	0.754	0.150	
2	0.018	3.6	0.80	0.64	0.028	0.188	1.759	0.754	0.150	
3	0.009	7.2	0.40	0.32	0.028	0.188	1.759	0.754	0.150	
								$\Sigma \sqrt{1/\beta} =$	2.262	0.000

Cuadro n° 39.2

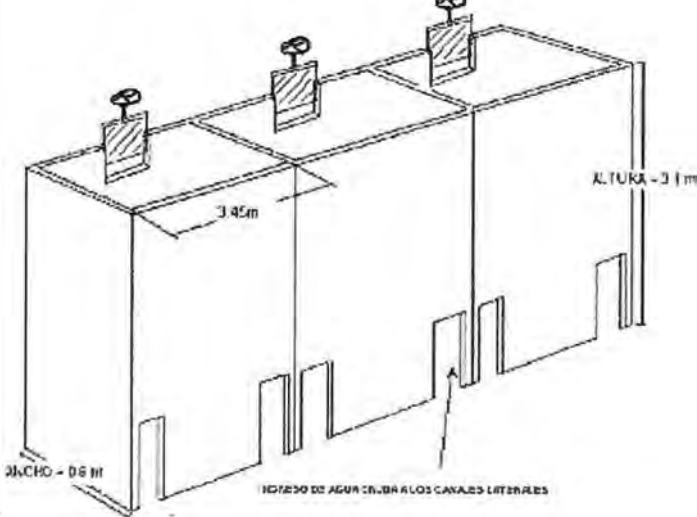
($H_i = 0.70 \text{ m}$)

N° de Orificios	Q (m ³ /s)	Largo X (m)	Hx (m)	Ax (m ²)	Vc (m/s)	Vc / VL	β	$\sqrt{1/\beta}$	VL (m/s)	
1	0.027	0	0.70	0.56	0.048	0.321	1.873	0.731	0.148	
2	0.018	3.6	0.55	0.44	0.041	0.273	1.824	0.740	0.150	
3	0.009	7.2	0.40	0.32	0.028	0.188	1.759	0.754	0.152	
								$\Sigma \sqrt{1/\beta} =$	2.225	3.087

IV.2.1.2 Cámaras de Repartición a los Sedimentadores: Para bajar la turbulencia del agua que es su finalidad, se diseñarán con ancho y profundidad constante. Son 3 unidades separadas por dos paredes divisorias, las mismas que aislarán y repartirán el agua a cada sedimentador. Ver esquema y dimensiones en el Cuadro N° 40.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS CÁMARAS DE REPARTICIÓN

CUADRO N° 40

<p>DIMENSIONES CALCULADAS</p>	<p>Número de Cámaras de Repartición : 3 Longitud de cada cámara : 3.45m Altura de la cámara : 3.1 m Ancho de la cámara : 0.6 m</p> <p>NOTA: Todas las dimensiones a excepción del ancho del canal están en función de las dimensiones de los sedimentadores.</p>
<p>ESQUEMA</p>	

IV.2.2 Diseño del Sedimentador Laminar de Alta Tasa:

A continuación realizaremos el diseño de esta unidad, la misma que esta compuesta de las siguientes zonas:

- Zona de Ingreso al Sedimentador
- Zona de Sedimentación
- Colector Múltiple de Tolvas Separadas
- Canaletas de Recolección de cada Sedimentador

Cabe recalcar que los tres Sedimentadores que se necesitan son idénticos, por tanto el dimensionamiento que se presenta en los siguientes cuadros es general para los tres.

IV.2.2.1 Zona de Ingreso al Sedimentador :

Está conformado por dos "Canales Laterales" que alimentan el agua a la zona de sedimentación, el diseño se muestra en el cuadro siguiente N° 41:

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZONA DE INGRESO AL SEDIMENTADOR

CUADRO N° 41

PARÁMETROS DE BASE	Caudal total de diseño (Q_0) = 0.027 m ³ /s Número de Sedimentadores (N) = 3 Factor de seguridad (f) = 1.5
PARÁMETROS FIJADOS	Número de canales por cada sedimentador (n) = 2 Separación centro entre orificios (a) = 0.25 m Longitud del canal (L) = 5 m Ancho del canal (B) = 0.45 m
PARÁMETROS ASUMIDOS	Velocidad en los orificios (VL) = 0.1m/s Altura mínima (h) = 0.5 m Altura máxima del canal (H) = 0.9m
DIMENSIONAMIENTO	1) Caudal que ingresa a cada Canal Lateral (Q) : $Q = QD \cdot f / (N \cdot n) = 0.00675 \text{ m}^3/\text{s}$ 2) Área total de orificios (AT): $AT = \frac{Q}{VL} = \frac{0.00675}{0.1} = 0.068 \text{ m}^2$ 3) Número de orificios (No): $N = \frac{L}{a} = \frac{5}{0.25} = 20$ 4) Área de cada orificio (AL): $AL = \frac{AT}{N} = \frac{0.068}{20} = 0.0034 \text{ m}^2$ 5) Diámetro de cada orificio (d): $\sqrt{\frac{4 \cdot AL}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.003}{3.1416}} = 0.066 \text{ m} = 3 \text{ pulg}$ 6) Sección en el extremo final del canal (AF): $AF = B \cdot h = 0.45 \cdot 0.5 = 0.225 \text{ m}^2$ 7) Caudal por orificio (qo): $qo = \frac{Q}{N} = \frac{0.00675}{20} = 0.00034 \text{ m}^3/\text{s}$ 8) Velocidad en el extremo final del canal (VF): $VF = \frac{qo}{AF} = \frac{0.00034}{0.225} = 0.002 \text{ m/s}$ 9) Sección inicial del canal (AC): $AC = B \cdot H = 0.45 \cdot 0.9 = 0.405 \text{ m}^2$ 10) Velocidad en el extremo inicial del canal (VC): $VC = \frac{Q}{AC} = \frac{0.00675}{0.405} = 0.017 \text{ m/s}$

<p>COMPROBACIÓN DE LA DESVIACIÓN DEL CAUDAL EN LOS CANALES DE ALIMENTACIÓN A LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN</p>	<p>Procedimiento a seguir:</p> <ol style="list-style-type: none"> Determinamos la distribución de los orificios a lo largo del canal y el respectivo caudal. Determinamos la distribución de alturas y las respectivas secciones. Determinamos los respectivos coeficientes de pérdida de carga total en cada orificio (β), de la siguiente ecuación: $\beta = 1 + \theta + \phi \left[\frac{V_c}{V_L} \right]^2$ Donde: Coeficiente de pérdida de carga en la entrada (θ)= 0.7 Coeficiente de pérdida de carga en el cambio de dirección de la corriente (ϕ)= 1.67 Determinamos la sumatoria de $\sqrt{\frac{1}{\beta}}$ Determinamos la velocidad real en cada orificio, usando la siguiente ecuación: $V_L = \frac{Q}{AL \sqrt{\beta}} * \left[\sum \frac{1}{\sqrt{\beta}} \right]^{-1}$ Determinamos la desviación del caudal entre el primer y último orificio: $\sigma = \frac{V_{L20} - V_{L1}}{V_{L20}}$ En el cuadro n° 41.1 se muestra los resultados del procedimiento. <i>Gradiente de velocidad en los orificios (G):</i> $G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * R_H^{-0.7} * V_L^{1.5} * n$ $G = 2955 * 0.013 * (0.0412)^{-0.7} * (0.1006)^{1.5} = 11.428 \text{ s}^{-1}$ Donde: Radio hidráulico del módulo de placas (R_H)= 4.12cm
<p>DIMENSIONES CALCULADAS</p>	<p>Ancho del Canal : 0.45 m Longitud del Canal : 5.0 m Altura Mínima del canal : 0.5 m Altura Máxima del canal : 0.9 m Número de Orificios : 20 Diámetro de cada orificio : 3 pulg Separación entre orificios : 0.25 m</p>

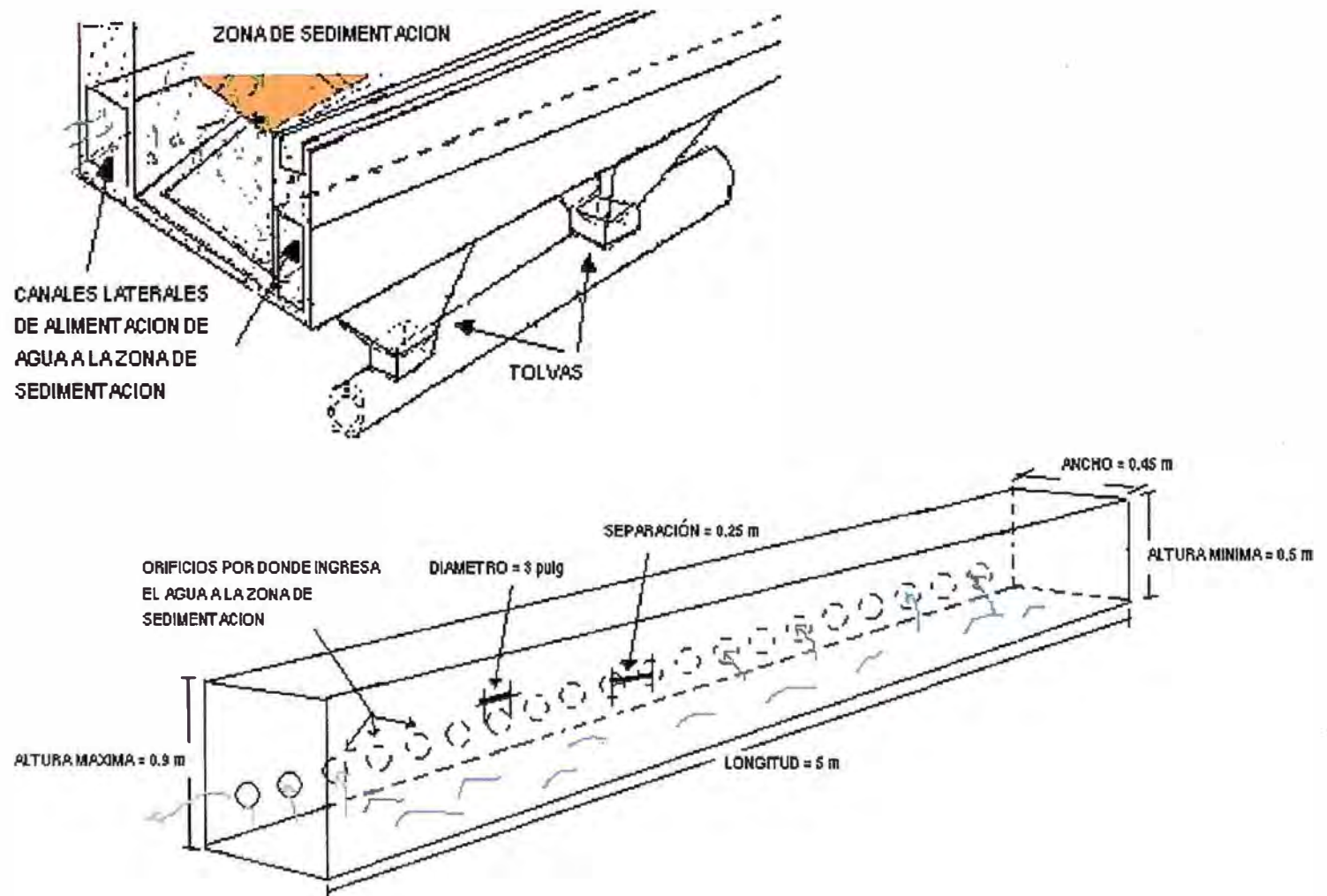
Cuadro n° 41.1

N° de Orificios	Q (m ³ / s)	X (m)	HX (m)	AX (m ²)	VC (m / s)	VC / VL	β	$\sqrt{1/\beta}$	VL (m / s)
1	0.00675	0.0	0.900	0.405	0.017	0.167	1.746	0.757	0.0993
2	0.00641	0.3	0.879	0.396	0.016	0.162	1.744	0.757	0.0994
3	0.00608	0.5	0.858	0.386	0.016	0.157	1.741	0.758	0.0994
4	0.00574	0.8	0.837	0.377	0.015	0.152	1.739	0.758	0.0995
5	0.00540	1.0	0.816	0.367	0.015	0.147	1.736	0.759	0.0996
6	0.00506	1.3	0.795	0.358	0.014	0.142	1.733	0.760	0.0997
7	0.00473	1.5	0.774	0.348	0.014	0.136	1.731	0.760	0.0997
8	0.00439	1.8	0.753	0.339	0.013	0.130	1.728	0.761	0.0998
9	0.00405	2.0	0.732	0.329	0.012	0.123	1.725	0.761	0.0999
10	0.00371	2.3	0.711	0.320	0.012	0.116	1.723	0.762	0.1000
11	0.00338	2.5	0.689	0.310	0.011	0.109	1.720	0.763	0.1001
12	0.00304	2.8	0.668	0.301	0.010	0.101	1.717	0.763	0.1001
13	0.00270	3.0	0.647	0.291	0.009	0.093	1.714	0.764	0.1002
14	0.00236	3.3	0.626	0.282	0.008	0.084	1.712	0.764	0.1003
15	0.00203	3.5	0.605	0.272	0.007	0.074	1.709	0.765	0.1004
16	0.00169	3.8	0.584	0.263	0.006	0.064	1.707	0.765	0.1004
17	0.00135	4.0	0.563	0.253	0.005	0.053	1.705	0.766	0.1005
18	0.00101	4.3	0.542	0.244	0.004	0.042	1.703	0.766	0.1005
19	0.00068	4.5	0.521	0.234	0.003	0.029	1.701	0.767	0.1006
20	0.00034	4.8	0.500	0.225	0.002	0.015	1.700	0.767	0.1006

$$\Sigma \sqrt{\frac{1}{\beta}} = 15.243$$

COMPROBACIÓN DE
LA DESVIACIÓN DEL
CAUDAL EN EL
CANAL DE
DISTRIBUCIÓN A
LOS
DECANTADORES

ESQUEMA



IV.2.2.2 Zona de Sedimentación:

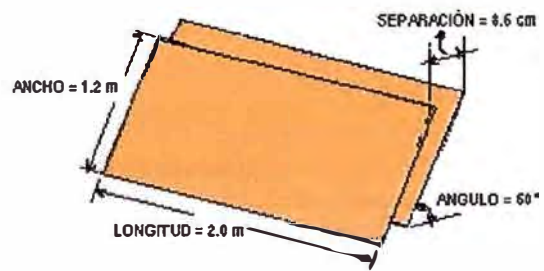
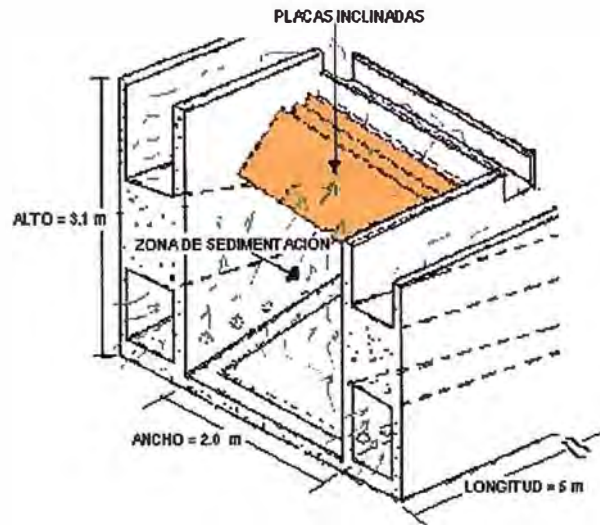
Es donde se encuentran las placas inclinadas, las que producen un mayor área de contacto para la eficiente sedimentación de las partículas presentes en el agua cruda. En el Cuadro N° 42, se muestra el diseño de esta parte del sedimentador.

CUADRO N° 42 **DIMENSIONAMIENTO DE LA ZONA DE SEDIMENTACIÓN**

PARÁMETROS DE BASE	Caudal de cada sedimentador (Q) = 0.0135 m ³ /s Velocidad de sedimentación (Vs) = 0.0002315 m/s}
PARÁMETROS FIJADOS	Separación de las placas en el plano horizontal (e') = 10 cm Espesor de las placas (e) = 0.057 cm Angulo de inclinación de las placas (θ) = 60° Longitud del módulo de placas (l) = 1.2 m Módulo de eficiencia de las placas (S) = 1 Ancho del módulo de placas (b) = 2.0 m Distancia sobre el nivel de agua (h) = 0.2m Profundidad de las placas planas (p) = 1m Altura máxima del canal de alimentación a la zona de sedimentación(H)=0.9m Ver información sobre las placas en el Anexo N° 13.
DIMENSIONAMIENTO	<p>1) <i>Espaciamiento entre las placas (d)</i>: $d = e' \cdot \text{sen}\theta - e = 10 \cdot \text{sen}60 - 0.057 = 8.6\text{cm}$</p> <p>2) <i>Longitud útil dentro de las placas (Lu)</i>: $Lu = l - e' \cdot \text{cos}\theta = 120 - 10 \cdot \text{cos}60 = 115\text{cm}$</p> <p>3) <i>Longitud relativa del módulo de placas (L)</i>: $L = \frac{Lu}{d} = \frac{115}{8.6} = 13.37$</p> <p>4) <i>Factor de seguridad (f)</i>: $f = \frac{\text{sen}\theta \cdot (\text{sen}\theta + L \cdot \text{cos}\theta)}{S} = \frac{\text{sen}60 \cdot (\text{sen}60 + 13.37 \cdot \text{cos}60)}{1} = 6.54$</p> <p>5) <i>Área superficial de la unidad (As)</i>: $As = \frac{Q}{f \cdot Vs} = \frac{0.0135}{6.54 \cdot 0.0002315} = 8.92\text{m}^2$</p>

	<p>6) <i>Longitud total del Sedimentador (LT)</i> :</p> <p>El ancho del sedimentador según CEPIS, se dimensiona por criterio en el rango de 2 a 2.4 m Ancho total neto de la zona de sedimentación (B)=2.0m</p> <p>6.1) <i>Número de canales formados por las placas (N)</i> :</p> $N = \frac{As * \text{sen}\theta}{B * d} = \frac{8.92 * \text{sen}60}{2 * 8.6} = 45$ <p>7) <i>Número de Reynolds (Nr)</i>: En los sedimentadores laminares se debe cumplir que el Nr sea ≤ 500 .</p> <p>7.1) <i>Velocidad media del flujo (Vo)</i>: $Vo = \frac{Q}{As * \text{sen}\theta} = \frac{0.0135}{8.92 * \text{sen}60} * 100 = 0.1747 \text{ cm/s}$</p> <p>7.2) <i>Radio hidráulico del módulo de placas (RH)</i>: $RH = \frac{b * d}{2(b + d)} = \frac{2 * 100 * 8.6}{2(2 * 100 + 8.6)} = 4.12\text{cm}$</p> <p>Viscosidad a 20°C (ν) = 0.0111 cm²/s</p> $Nr = \frac{4 * RH * Vo}{\nu} = \frac{4 * 4.12 * 0.1747}{0.0111} = 260$ <p>8) <i>Velocidad longitud máxima (Vo1)</i>: $Vo1 = \left(\frac{Nr}{8}\right)^{0.5} * Vs = \left(\frac{260}{8}\right)^{0.5} * 0.02315 = 0.13\text{cm/s}$</p> <p>9) <i>Altura del sedimentador (A)</i>: 9.1) <i>Longitud vertical de placas(lp)</i>: $lp = l * \text{sen}\theta = 1.2 * \text{sen}60 = 1\text{m}$</p> $A = lp + h + p + H = 1 + 0.2 + 1 + 0.9 = 3.1\text{m}$
DIMENSIONES CALCULADAS	<p>Altura del sedimentador : 3.1 m Longitud del sedimentador : 5 m Ancho de la zona de sedimentación : 2.0 m Número de Placas : 46 ud Longitud de las Placas : 1.2 m Ancho de las Placas : 2.0 m Angulo de Inclinación de las Placas : 60° Separación entre Placas : 8.6 cm</p>

ESQUEMA



IV.2.2.3 Colector Múltiple de Tolvas Separadas:

En esta parte se diseñará el sistema de descarga de lodos o sólidos sedimentados del agua cruda. Está compuesta por un sistema de tolvas separadas donde se colectan los lodos y por una tubería de descarga por donde finalmente se expulsan los lodos al desagüe.

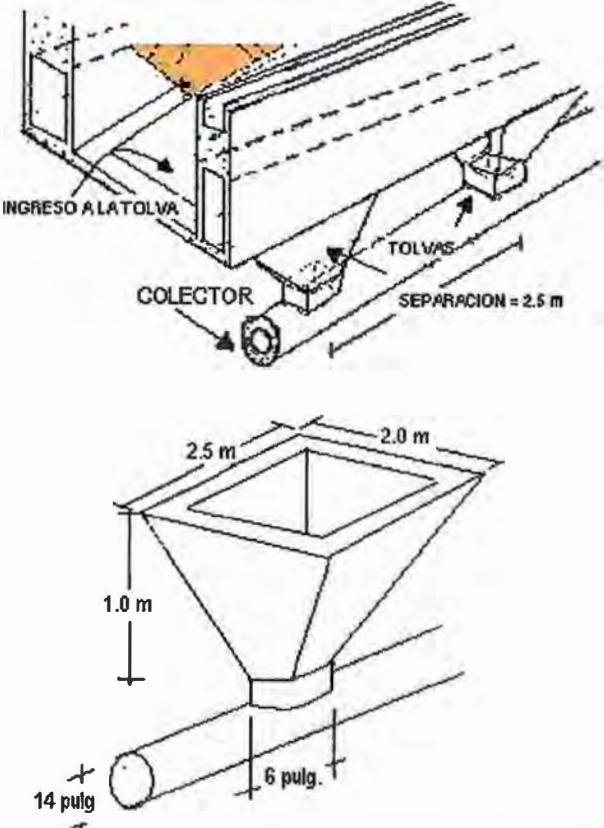
Las tolvas tienen una sección cuadrangular, el volumen total de almacenamiento en las tolvas, relacionado con la producción diaria de lodos indicará la frecuencia de descargas que será necesario efectuar.

Ver cuadro N° 43

DIMENSIONAMIENTO DEL COLECTOR MÚLTIPLE DE TOLVAS SEPARADAS

CUADRO N° 43

PARÁMETROS DE BASE	Caudal de lodos producido (QL) = 0.041 l/s (Ver procedimiento de obtención en el anexo N° 11) Longitud total del Sedimentador (L) = 5 m
PARÁMETROS FIJADOS	Ancho de cada módulo de sedimentación (b) = 2 m Número de tolvas por módulo (N) = 2 Profundidad de las tolvas (h) = 1 m Velocidad de arrastre (Va) = 1 cm/s Carga hidráulica (H) = 2.9 m Separación de orificios de descarga (x) = 2.5 m Relación de velocidades (R) = 0.42 Coeficiente de descarga (Cd) = 0.65
DIMENSIONAMIENTO DE LAS TOLVAS	1) Longitud de la base mayor de cada tolva (Lt): $L_t = L / N = 5 / 2 = 2.5 \text{ m}$ 2) Sección máxima de la tolva (A) : $A = b * L_t = 5.0 \text{ m}^2$ 3) Capacidad total de almacenamiento (Vt): $V_t = \frac{A * h * N}{3} = \frac{5 * 1 * 2}{3} = 3.3 \text{ m}^3$ 4) Frecuencia de descarga (F) : $F = \frac{V_T}{Q_L * 86.4} = \frac{3.3}{0.041 * 86.4} = 0.93 = 1 \text{ día}$ 5) Diámetro de los orificios de descarga (d): $d = \frac{x}{1.162 * \sqrt{\frac{H^{0.5}}{V_a}}} = \frac{2.5}{1.162 * \sqrt{\frac{2.9^{0.5}}{0.01}}} = 0.165 \text{ m} = 6 \text{ pulg}$

DIMENSIONAMIENTO DEL TUBO COLECTOR	<p>1) <i>Diámetro del colector (D)</i>:</p> $D = \frac{d}{\sqrt{\frac{R}{N}}} = \frac{0.165}{\sqrt{\frac{0.42}{2}}} = 0.36 \text{ m} = 14 \text{ pulg}$ <p>2) Sección del colector (A): $A = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{3.1416 * (0.36)^2}{4} = 0.1 \text{ m}^2$</p> <p>3) <i>Caudal de descarga de lodos (Q)</i>: $Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * H}$</p> $Q = 0.65 * 0.1 * \sqrt{2 * 9.81 * 2.9} = 0.5 \text{ m}^3 / \text{s}$ <p>4) <i>Tiempo de vaciado (T)</i>: $T = V / Q = 3.2 / 0.5 = 6 \text{ s}$</p>
DIMENSIONES CALCULADAS	<p>Dimensiones de las Tolvas :</p> <p>Número de tolvas por módulo : 2</p> <p>Ancho de cada módulo de sedimentación : 2 m</p> <p>Longitud de la base mayor de cada Tolva : 2.5 m</p> <p>Profundidad de las tolvas : 1 m</p> <p>Diámetro de los Orificios de descarga : 6 pulg.</p> <p>Separación de orificios de descarga : 2.5 m</p> <p>Frecuencia de descarga : 1 día</p> <p>Dimensiones del Colector :</p> <p>Diámetro del Colector : 14 pulg.</p> <p>Caudal de descarga de lodos : 0.5 m³ / s</p> <p>Tiempo de Vaciado : 6 seg.</p>
ESQUEMA	

IV.2.2.4 Canaletas de Recolección de cada Sedimentador:

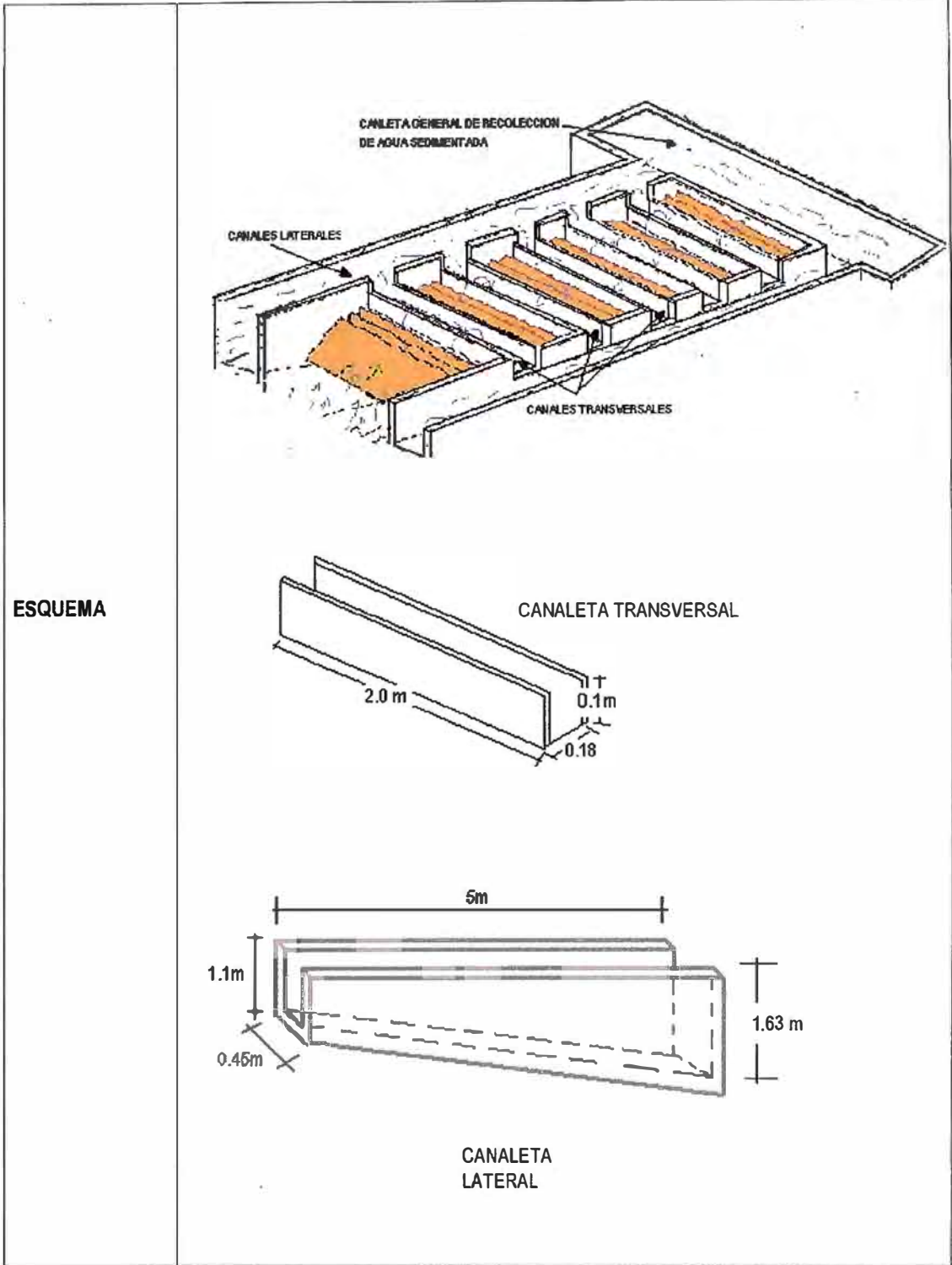
Son de dos tipos los:

- Canales Transversales: Encargados de recolectar el agua que viene directamente de la Zona de Sedimentación. Como su nombre lo dice están ubicados transversalmente y son 5 canales para cada sedimentador.
- Canales laterales: Son los que reciben el agua de los Canales Transversales y lo conducen al Canal General de Recolección de agua sedimentada. Son dos Canales Laterales por cada sedimentador.

DIMENSIONAMIENTO DE LAS CANALETAS DE RECOLECCIÓN

CUADRO N° 44

PARÁMETROS DE DISEÑO	Caudal de diseño (Q) = 0.0135 m ³ /s Número de canaletas (N) = 5 Ancho de la canaleta (b) = 0.18 m Profundidad de las placas planas(p) = 1 m
DIMENSIONAMIENTO	1) Caudal de cada canaleta (q): $q = Q / N = 0.0135 / 5 = 0.0027 \text{ m}^3/\text{s}$ 2) Altura de agua en la canaleta (H _o): $H_o = \left[\frac{q}{1.38 * b} \right]^{2/3} = \left[\frac{0.0027}{1.38 * 0.18} \right]^{2/3} = 0.049 \text{ m}$ 3) Altura de la canaleta (H) : Debe ser mayor que su altura de agua , por lo tanto se dimensionó H = 0.1m 4) Separación entre canaletas (d): La separación debe estar en el rango de 0.25 – 0.6p, por lo tanto se seleccionó d=0.5m
DIMENSIONES CALCULADAS	Canaletas Transversales : Longitud de cada canaleta : 2 m Ancho de la canaleta : 0.18 m Altura de agua en la canaleta : 0.049 m Altura de la canaleta : 0.1 m Separación entre canaletas : 0.5 m NOTA: La longitud de cada canaleta es función del ancho de los sedimentadores. Canaletas Laterales : Largo del canal : 5 m Altura inicial del canal : 1.1 m Altura final del canal : 1.63 m Ancho del canal : 0.45 m NOTA: Las dimensiones de los canales laterales son función de las dimensiones de los sedimentadores y del canal general de recolección de agua sedimentada.



IV.2.3 Diseño del Canal General de Recolección de agua sedimentada:

Este canal recibe el agua sedimentada de los Canales Laterales de cada sedimentador, es decir es un canal común para los tres sedimentadores; y a su vez es el que repartirá el agua, a cada uno de los filtros, que vienen a formar parte de la siguiente unidad: Filtro Hidráulico. En el cuadro N° 45, se muestra las dimensiones y un esquema del mismo.

DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL GENERAL DE RECOLECCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA

CUADRO N° 45

DIMENSIONAMIENTO	Todas las dimensiones a excepción del ancho del canal son función de las unidades de sedimentación y de filtración
DIMENSIONES CALCULADAS	<ul style="list-style-type: none"> - Ancho de la canaleta : 0.6 m - Largo de la canaleta : 14.62 m - Profundidad de la canaleta : 1.63m - Distancia desde la superficie del canal hasta la parte superior de las compuertas : 1.55 m - Número de compuertas de entrada al filtro : 7 - Ancho de las compuertas : 0.15m - Altura de las compuertas : 0.08m
ESQUEMA	
<p style="text-align: center;">COMPUERTAS DE ACCESO DE AGUA SEDIMENTADA A LOS FILTROS</p>	

IV.2.4 Diseño del Filtro Hidráulico:

En el diseño de esta unidad se buscará una **Expansión del Lecho Filtrante**, que permita un eficiente lavado de la arena, para evitar que las Carreras de Filtración (tiempo de colmatación de la arena) sean cortas y tener que estar lavando los filtros con mucha frecuencia. Esta expansión del lecho Filtrante se expresa en porcentaje y el rango recomendado para obtener un lavado eficiente es de (20 a 45)%, por tanto un valor como meta sería aproximarse a 30%.

Las pérdidas de carga a lo largo del filtro, se calcularán con bastante precisión, usando ecuaciones de pérdida de carga en canales y orificios, para obtener la carga hidráulica disponible que permita un correcto funcionamiento del filtro.

El diseño de esta unidad consta de dos partes:

- Zona de Drenaje y Medio Filtrante
Filtro propiamente dicho

IV.2.4.1 Zona de Drenaje y Medio Filtrante:

El medio filtrante consta de una capa de arena de 0,6 m de espesor, valor deducido en el acápite (IV.1.3). Para este espesor de arena, CEPIS recomienda usar una Capa Soporte de Grava de (0,3 a 0,4)m; por tal motivo se optó por un espesor intermedio de 0,35 m.

Por otro lado, para lograr una expansión total del medio filtrante que resulte en el rango de (20 a 45)%, es usual fijar una velocidad ascendente del agua de lavado entre (0,7 y 1) m/min, por tanto para esta etapa del diseño del filtro, usaremos valores comprendidos en ese rango, hasta aproximarnos a la meta de 30% de expansión de la arena.

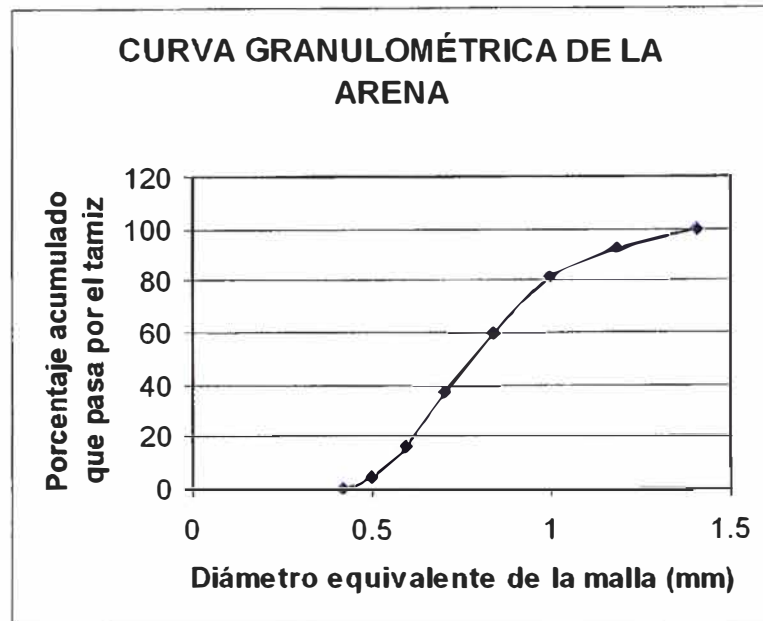
Finalmente la Zona de Drenaje, se construye de viguetas prefabricadas de sección triangular de 0,3 m de ancho, esto permite constituir un falso fondo en el filtro que sirve como canal de interconexión. Ver cuadro N° 46.

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZONA DE DRENAJE Y MEDIO FILTRANTE

CUADRO N° 46

PARÁMETROS DE BASE	<p>Espesor de capa de arena (L) = 0.6 m Velocidad ascendente de lavado (VA) = 0.7 m/min</p>																																
PARÁMETROS FIJADOS	<p>Considerando una temperatura media anual de 18°C, las características del agua y de la arena son :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Tamaño efectivo de la arena (d₁₀) = 0.5 mm - Coeficiente de uniformidad (Cu) = 1.5 - Coeficiente de esfericidad (Ce) = 0.8 - Porosidad de arena limpia (ε_o) = 0.42 - Peso específico de la arena (ρ_s) = 2650 Kg/m³ - Peso específico del agua (ρ_a) = 1000 Kg/m³ - Viscosidad dinámica (μ) = 0.000111 Kg*s/m² - Viscosidad cinemática (ν) = 1.004*10⁻⁶ m²/s <p>El largo y ancho de la capa filtrante son iguales a los de cada filtro:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Largo de la capa filtrante = 1.5 m - Ancho de la capa filtrante = 1.5 m 																																
DIMENSIONAMIENTO	<p>1) <i>Granulometría del medio filtrante:</i></p> <p>1.1) <i>Tamaño correspon. Al 60% de arena (D60):</i> $D60 = Cu * d10 = 1.5 * 0.5 = 0.75mm$</p> <p>1.2) <i>Calculo del Diámetro equivalente de la arena:</i> $De = \sqrt{Di * DI}$</p> <p>Donde: De = diámetro equivalente en mm. Di_{min} = Diámetro de la malla menor del intervalo (mm) Di_{max} = Diámetro de la malla mayor del intervalo (mm) Xi = fracción de arena retenida en dos tamices consecutivos.</p> <p style="text-align: center;">Cuadro n° 46.1 Diámetro Equivalente de la Arena</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Di min (mm)</th> <th>Di max (mm)</th> <th>Diam equiv De (mm)</th> <th>Fracc de arena Xi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.19</td> <td>1.41</td> <td>1.295</td> <td>0.07</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>1.19</td> <td>1.091</td> <td>0.11</td> </tr> <tr> <td>0.84</td> <td>1</td> <td>0.917</td> <td>0.22</td> </tr> <tr> <td>0.71</td> <td>0.84</td> <td>0.772</td> <td>0.225</td> </tr> <tr> <td>0.59</td> <td>0.71</td> <td>0.647</td> <td>0.215</td> </tr> <tr> <td>0.5</td> <td>0.59</td> <td>0.543</td> <td>0.11</td> </tr> <tr> <td>0.42</td> <td>0.5</td> <td>0.458</td> <td>0.05</td> </tr> </tbody> </table>	Di min (mm)	Di max (mm)	Diam equiv De (mm)	Fracc de arena Xi	1.19	1.41	1.295	0.07	1	1.19	1.091	0.11	0.84	1	0.917	0.22	0.71	0.84	0.772	0.225	0.59	0.71	0.647	0.215	0.5	0.59	0.543	0.11	0.42	0.5	0.458	0.05
Di min (mm)	Di max (mm)	Diam equiv De (mm)	Fracc de arena Xi																														
1.19	1.41	1.295	0.07																														
1	1.19	1.091	0.11																														
0.84	1	0.917	0.22																														
0.71	0.84	0.772	0.225																														
0.59	0.71	0.647	0.215																														
0.5	0.59	0.543	0.11																														
0.42	0.5	0.458	0.05																														

Gráfico n° 46.1



2) Cálculo del porcentaje de expansión de la arena; El procedimiento seguido fue:

2.1) Determinamos el N° de Galileo (G_a) en función del Diámetro equivalente (D_e):

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

2.2) Determinamos el N° de Reynolds (Re) en función del diámetro equivalente (D_e):

$$Re = \frac{VA \cdot D_e}{\nu}$$

2.3) Entramos a los ábacos del modelo de Cleasby (ver gráfico N° 46.2) el cual relaciona G_a , Re , C_e ; para determinar el ϵ_i que es la porosidad de la capa (i) del lecho expandido.

2.4) Determinamos para la capa (i) la relación: $X_i / (1 - \epsilon_i)$

2.5) Determinamos la sumatoria de los resultados anteriores. Estos cálculos se presentan en el cuadro N° 46.2.

CALCULO DE LA EXPANSIÓN DE LA ARENA (Ce = 0,8)

Frac de arena Xi	N° Galileo Ga	Cuadro n° 462		$\frac{X_i}{(1-\epsilon_i)}$
		N° Reynolds Re	Porosidad ϵ_i	
0.07	29670.04	10.75	0.43	0.123
0.11	17721.05	12.68	0.47	0.208
0.22	10509.64	10.65	0.51	0.449
0.225	6287.46	8.97	0.55	0.511
0.215	3701.13	7.52	0.60	0.538
0.11	2187.27	6.31	0.65	0.314
0.05	1313.71	5.33	0.70	0.167
Total :				2.309

2.6) Porosidad promedio de la arena (ϵ_e):

$$\epsilon_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{X_i}{1-\epsilon_i}} = 1 - \frac{1}{2.309} = 0.567$$

2.7) Expansión promedio de la arena (E):

$$E = \frac{\epsilon_e - \epsilon_0}{1 - \epsilon_e} = \frac{0.567 - 0.42}{1 - 0.567} = 0.34$$

3) Altura del lecho filtrante expandido (LE):

El porcentaje de expansión debe estar en el rango de :

$$\%LE = (20\% - 45\%)L$$

$$LE = L(1 + E)$$

$$LE = 0.6(1 + 0.34) = 0.80 \text{ m (Altura del lecho filtrante expandido)}$$

$$\%LE = 34\%$$

4) Selección del medio soporte:

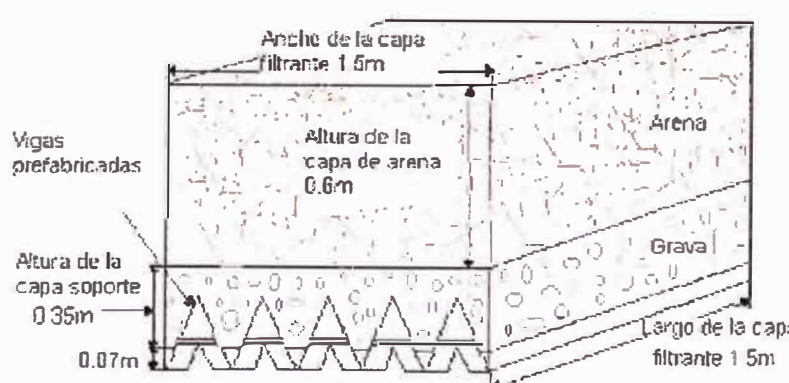
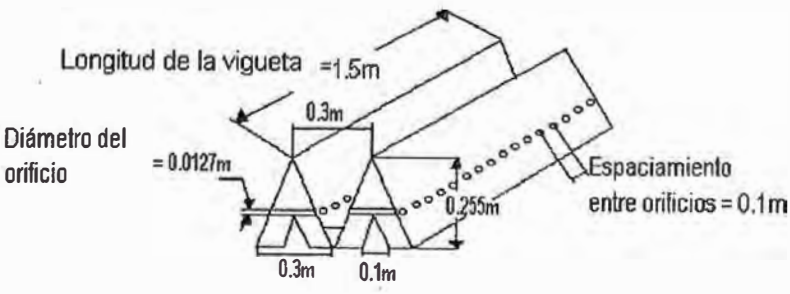
Se empleará grava con las siguientes características:

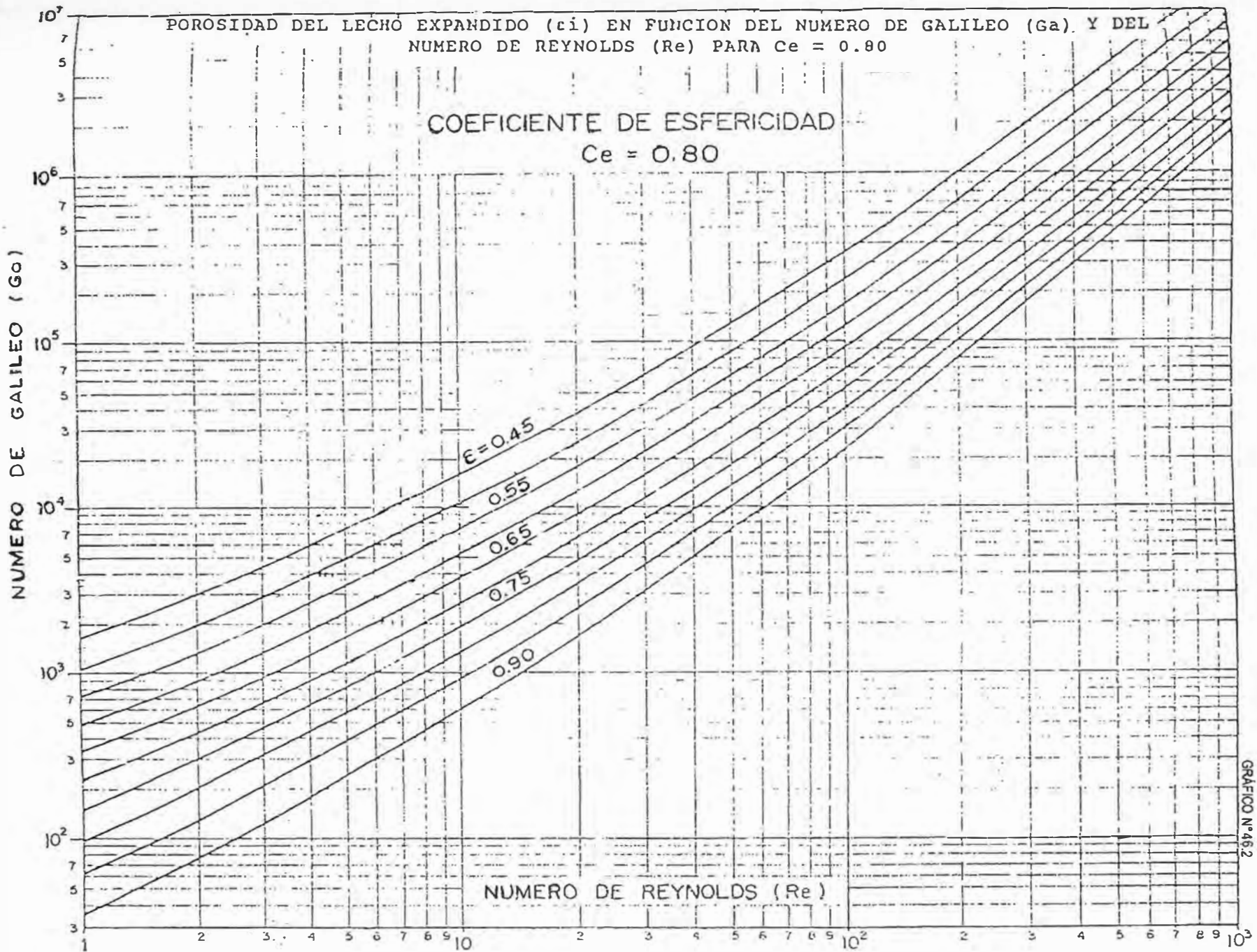
$$\text{Porosidad } (\epsilon_{\text{grava}}) = 0.5$$

$$\text{Coeficiente de esfericidad } C_e = 0.7$$

$$\text{Espesor de la capa de grava} = 0.35 \text{ m.}$$

DIÁMETRO DEL GRANO (mm)	ESPESOR DE LA CAPA (m)
50.7	0.11
17.7	0.08
4.8	0.08
2.4	0.08

<p>DIMENSIONES CALCULADAS</p>	<p>Medio Filtrante: Tamaño correspon. Al 60% de arena (D60) : 0.75mm Diámetro equivalente (De) : (ver cuadro N° 46.1) Porosidad expandida promedio de la arena (ϵ_e) : 0.567 Expansión promedio de la arena (E) : 0.34 Altura del lecho filtrante expandido (LE) : 0.80 m</p> <p>Viguetas pre fabricadas: Longitud de cada vigueta (c) : 1.5 m Ancho de cada vigueta (b) : 0.3 m Espaciamiento entre orificios (x) : 0.1 m (espaciamiento centro a centro a ambos lados de la vigueta) Alto de cada vigueta : 0.255 m Diámetro de los orificios de las viguetas(do) : $\frac{1}{2}'' = 0.0127$ m Número de orificios de las viguetas (N) : 30 (función del filtro)</p>
<p>ESQUEMA</p>	<p style="text-align: center;">CAPA FILTRANTE</p>  <p style="text-align: center;">VIGUETAS PREFABRICADAS</p> 



ÁBACOS DEL MODELO DE CLEASBY

IV.2.4.2 Zona de Filtración:

La carga hidráulica disponible en los filtros se calcula de tal manera, que la relación entre la tasa de filtración promedio y la máxima, la cual se produce en el momento que el filtro limpio comienza la carrera, no sea mayor de 1,5. Si esta altura es insuficiente se obtendrán carreras de filtración muy cortas, y si se exagera, producirá velocidades iniciales muy altas en el filtro recién lavado.

Para el cálculo de la carga hidráulica se usa el modelo matemático de Di Bernardo, que requiere la ecuación de la pérdida de carga del filtro en función de la tasa de filtración y por iteraciones asumiendo diferentes valores de carga y comprobando cual es la relación de tasa máx/tasa prom, que se obtiene en caso se logre la relación recomendada. La carga hidráulica se fija en el filtro colocando un aliviadero en el Canal General de Recolección de agua sedimentada. El Cuadro N° 47 describe el dimensionamiento de los filtros.

DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO

CUADRO N° 47

PARÁMETROS DE BASE	Caudal de diseño (QD) = 0.027 m ³ /s Velocidad de filtración (VF) = 150 m ³ /m ² /d Altura del lecho filtrante (H3) = 0.6 m
PARÁMETROS FIJADOS	Número de canaletas (N3) = 1 Altura útil de la canaleta (ho) = 0.30 m Altura del falso fondo (H1) = 0.4 m Altura de drenaje más la grava (H2) = 0.42 m Porosidad de arena limpia (ε _o) = 0.42 Peso específico de la arena (ρ _s) = 2650 Kg/m ³ Peso específico del agua (ρ _a) = 1000 Kg/m ³ Ancho de cada vigueta (b) = 0.3 m Ancho de cada filtro (B) = 1.5 m Longitud de cada vigueta (c) = 2.1 m Espaciamiento entre orificios (x) = 0.1 m Velocidad en la compuerta de salida (V _{C2}) = 0.4 m/s Velocidad en la compuerta de entrada (V _{C1}) = 0.6 m/s Longitud de cresta del vertedero (L ₂) = 1 m Ancho del canal común de recolección = 0.6 m

DIMENSIONAMIENTO	<p>1) Área total de filtros (AT): $AT = \frac{QD}{\sqrt{F}} = \frac{0.027 * 86400}{150} = 15.55m^2$</p> <p>2) Área de cada filtro (Af): $Af = \frac{QD}{VA} = \frac{0.027 * 60}{0.7} = 2.31m^2$</p> <p>3) Número de filtros (N): $N = \frac{AT}{AF} = \frac{15.55}{2.31} = 6.72$</p> <p>4) Dimensionamiento real de los filtros: Se aproxima el número de filtros a un número entero: $N = 6.72 \Rightarrow 7$ Al hacer esto, se obtiene un área corregida de cada filtro (Acf): $Acf = \frac{15.55}{7} = 2.22m^2$ Considerando que utilizaremos viguetas prefabricadas de 0.3m de ancho para el falso fondo, las dimensiones definitivas serán redondeadas: Largo = l = 1.5m Ancho = a = 1.5m Por lo tanto el Área real de cada filtro será: $AF = l * a = 2.25 m^2$</p> <p>5) Canaletas de lavado y ubicación: Como es una canaleta por módulo, el caudal que recolecta cada canaleta será igual al caudal de lavado, pero se afecta por un factor de seguridad:</p> $Q_c = \frac{1.3 * QD}{N3} = \frac{1.3 * 0.027 * 60}{1} = 2.106m^3 / min$ <p>5.1) Ancho de la canaleta de lavado (w): $W = \frac{Q_c}{82.5 * h_0^{3/2}} = \frac{2.106}{82.5 * 0.3^{3/2}} \Rightarrow W = 0.16m$</p> <p>5.2) Altura total de la canaleta más loza de fondo (H): $H = 1.5 * 0.3 + 0.1 = 0.55m$</p> <p>5.3) Ubicación de la canaleta:</p> <p>5.3.1) Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante (H4): $H4 = 0.75 (L + H) = 0.75 (0.6 + 0.55) = 0.86m$</p> <p>5.3.2) Altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro (Hc): $Hc = H1 + H2 + H3 + H4 = 0.4 + 0.42 + 0.6 + 0.86 = 2.28m$</p> <p>6) Altura del Vertedero general de Control:</p> <p>6.1) Pérdida de carga en el lavado:</p> <p>6.1.1) Pérdida de carga en la arena durante el retrolavado (hF): $hF = (1 - \epsilon_0)(\rho_s - \rho_a) * L$ $hF = (1 - 0.42)(2.65 - 1) * 0.6m = 0.574m$</p> <p>6.1.2) Pérdida de carga en los orificios del drenaje durante el retrolavado (hF2):</p> <ul style="list-style-type: none"> • Número de viguetas (N1): $N1 = \frac{B}{b} = \frac{1.5}{0.3} \Rightarrow N1 = 5$ • Número de orificios en cada vigueta (N2): $N2 = \frac{2 * c}{x} = \frac{2 * 1.5}{0.1} \Rightarrow N2 = 30$ • Número total de orificios (NT): $NT = N1 * N2 = 5 * 30 = 150$ orificios
------------------	--

- Caudal de lavado por orificio (qo): $qo = \frac{QD}{NT} = \frac{0.027}{150} = 0.00018m^3 / s$
- Área de los orificios del drenaje (Ao): Diámetro de los orificios del drenaje (do)= 1/2" =0.0127m

$$A_0 = \pi \times \frac{d_0^2}{4} = \frac{3.1416 \times 0.0127^2}{4} = 0.000127m^2$$

Donde: Coeficiente de descarga de orificios (cd): 0.65

$$hF_2 = \frac{qo^2}{2 * g * (Cd * Ao)^2}$$

$$hF_2 = \frac{(0.00018)^2}{2 * 9.81 * (0.65 * 0.000127)^2} = 0.244m$$

6.1.3) *Altura de agua sobre las canaletas de recolección (hF3):*

Longitud de las canaletas (c): 1.5m (igual al largo del filtro)

$$hF_3 = \left(\frac{1.3 * QD}{1.84 * 2 * N_3 * c} \right)^{2/3}$$

$$hF_3 = \left(\frac{1.3 * 0.027}{1.84 * 2 * 1 * 1.5} \right)^{2/3} = 0.0343m$$

6.1.4) *Cálculo de la pérdida de carga total durante el retrolavado (hF_{lavado}):*

$$HF_{lavado} = hF_1 + hF_2 + hF_3 = 0.85m$$

$$HF_{lavado} = hF_1 + hF_2 + hF_3 = 0.85m$$

6.2) *Altura del vertedero que controla la hidráulica del lavado (Hv):*

$$Hv = Hc + Hf_{lavado} = 2.28 + 0.85 = 3.13m.$$

7) *Cálculo de la Carga Hidráulica disponible:*

7.1) *Determinación de la pérdida de carga en función de la tasa de filtración:*

7.1.1) *Pérdida de carga en el medio filtrante en función de la tasa de filtración (hf1):*

Cálculo de la sumatoria de x/d^2 para la capa de arena:

Cuadro n° 47.1

Diametro min di (mm)	Diam max dl (mm)	Frac de arena Xi	di ² (cm ²)	xi/di ²
1.19	1.41	0.07	0.0168	4.172
1	1.19	0.11	0.0119	9.244
0.84	1	0.22	0.0084	26.190
0.71	0.84	0.225	0.0060	37.726
0.59	0.71	0.215	0.0042	51.325
0.5	0.59	0.11	0.0030	37.288
0.42	0.5	0.05	0.0021	23.810
Total :				189.735

$$Hf_1 = \frac{180 * v * (1 - e_0)^2 * L * T}{g * e_0^3 * C * e^2} + \sum \frac{xi}{d^2}$$

$$Hf_1 = \frac{180 * 1.004 * 10^{-6} * (1 - 0.42)^2 * (189.735 * 10000) * 0.6 * T}{9.81 * 0.42^3 * 0.8^2 * 86400}$$

$$Hf_1 = 1.7222 * 10^{-3} T$$

7.1.2) Pérdida de carga en el drenaje en función de la tasa de filtración (Hf_2):
Caudal por orificio del drenaje durante el proceso de lavado (q_0):

$$q_0 = \frac{T * AF}{86400 * NT} = \frac{2.25 * T}{86400 * 150} = 1.74 * 10^{-7} * T$$

$$Hf_2 = \frac{q_0^2}{2 * g * (Cd * A_o)^2}$$

$$Hf_2 = \frac{(1.74 * 10^{-7} * T)^2}{2 * 9.81 * (0.65 * 1.27 * 10^{-4})^2} = 2.26 * 10^{-7} * T^2$$

7.1.3) Pérdida de carga en la compuerta de entrada en función de la tasa de filtración (Hf_3):

- Sección en la compuerta de entrada (A_{c1}):

$$A_{c1} = \frac{1.3 * QD}{N * V_{c1}} = \frac{1.3 * 0.027}{7 * 0.6} = 0.0084 \text{ m}^2$$

- Pérdida de carga en la compuerta de entrada (Hf_3):

$$Hf_3 = \frac{(AF * T)^2}{A_{c1}^2 * 2 * g} = \frac{(2.25 * T / 86400)^2}{0.0084^2 * 2 * 9.81} \Rightarrow Hf_3 = 4.90 * 10^{-7} T^2$$

7.1.4) Altura de agua en el vertedero de salida en función de la tasa de filtración (Hf_4):

- Caudal del filtro (QD): $QD = \frac{N * a * l * T}{86400} = 1.8 * 10^{-4} * T$

- Altura de agua en el vertedero de salida (Hf_4): $Hf_4 = \left(\frac{QD / N}{1.84 * L_2} \right)^{2/3}$

$$Hf_4 = \left(\frac{1.8 * 10^{-4} * T}{1.84 * N} \right)^{2/3} = 5.89 * 10^{-4} * T^{2/3}$$

7.1.5) ECUACIÓN DE LA PÉRDIDA DE CARGA EN FUNCIÓN DE LA TASA DE FILTRACIÓN (Hf_{total}):

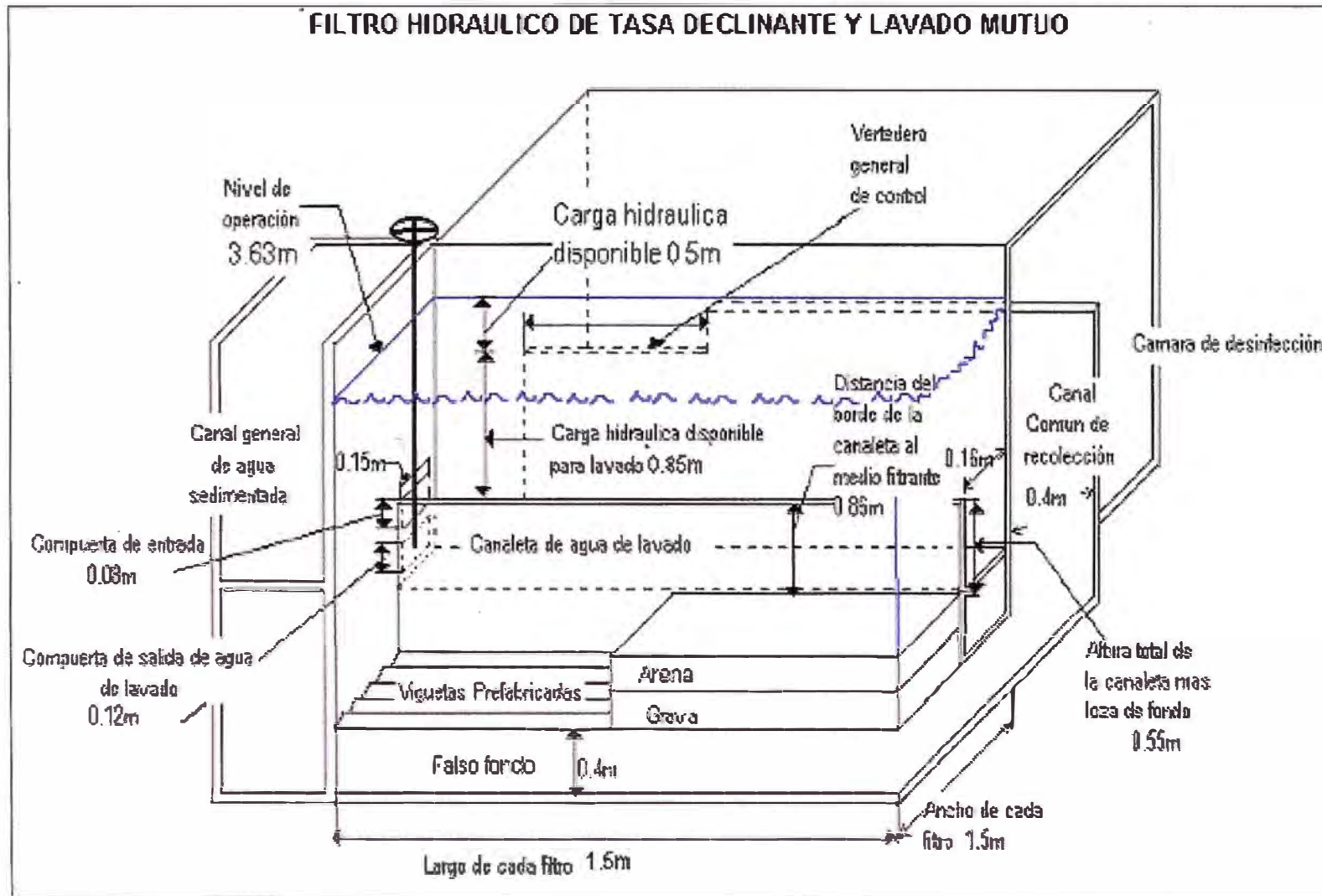
$$Hf_{total} = 1.72 * 10^{-3} * T + 5.89 * 10^{-4} * T^{0.667} + 7.16 * 10^{-7} * T^2$$

7.2) Con esta ecuación de pérdida de carga en función de la tasa de filtración nos permite calcular los niveles de operación mediante el Método Matemático de Di Bernardo.

La carga hidráulica necesaria es de 0.50 m sobre el nivel del vertedero de salida.

En los cuadros N° 47.2 y 47.3, se muestran los resultados de la aplicación del método de Di Bernardo para la determinación de la carga hidráulica de operación.

TASAS DE OPERACIÓN DURANTE EL FILTRADO CUADRO N° 47.2			
Filtro	Tasas (m ³ /m ² /d)	Perdida (m)	Tasas y Niveles de Operación
1	218.477	0.0665	Tasa media (m ³ /m ² /d) = 150.00 Tasa máx. (m ³ /m ² /d) = 249.56 Tasa máx. / Tasa media = 1.456 Nivel 1 = 0.433 Nivel máx. = 0.50
2	190.788	0.0581	
3	166.281	0.1086	
4	144.708	0.1524	
5	125.776	0.1903	
6	109.230	0.2230	
7	94.799	0.2513	
TASAS DE OPERACIÓN DURANTE EL LAVADO CUADRO N° 47.3			
	Tasas (m ³ /m ² /d)	Perdida (m)	Tasas y Niveles durante el lavado
1	239.561	0.0665	Tasa media (m ³ /m ² /d) = 175.0 Tasa máx. (m ³ /m ² /d) = 249.56 Tasa máx. / Tasa media = 1.248 Nivel 1 = 0.50 Nivel máx. = 0.551
2	209.51	0.0581	
3	182.811	0.1086	
4	159.230	0.1524	
5	138.498	0.1903	
6	120.340	0.2230	
8) <i>Altura del canal común de recolección de agua filtrada (H):</i> $H = H_v + \text{carga hidráulica} = 3.13 + 0.5 = 3.63\text{m}$			
DIMENSIONES CALCULADAS	<ul style="list-style-type: none"> - Área total de filtros (AT) : 15.55 m² - Área de cada filtro (Af) : 2.31 m² - Número de filtros (N) : 7 - Área real de cada filtro (AF) : 2.25 m² <li style="padding-left: 20px;">Largo = l = 1.5 m , Ancho = a = 1.5 m - Velocidad de lavado (VA) : 0.7 m/min - Velocidad de filtración (VF) : 150 m³/m²/d - Ancho de la canaleta de lavado (w) : 0.16 m - Altura total de la canaleta más loza de fondo (H) : 0.55 m - Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante (H4):0.86 m - Altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro(Hc) : 2.28 m - Altura del Vertedero general de Control : 3.13 m - Carga Hidráulica disponible : 0.5 m - Altura del canal común de recolección de agua filtrada : 3.63 m 		

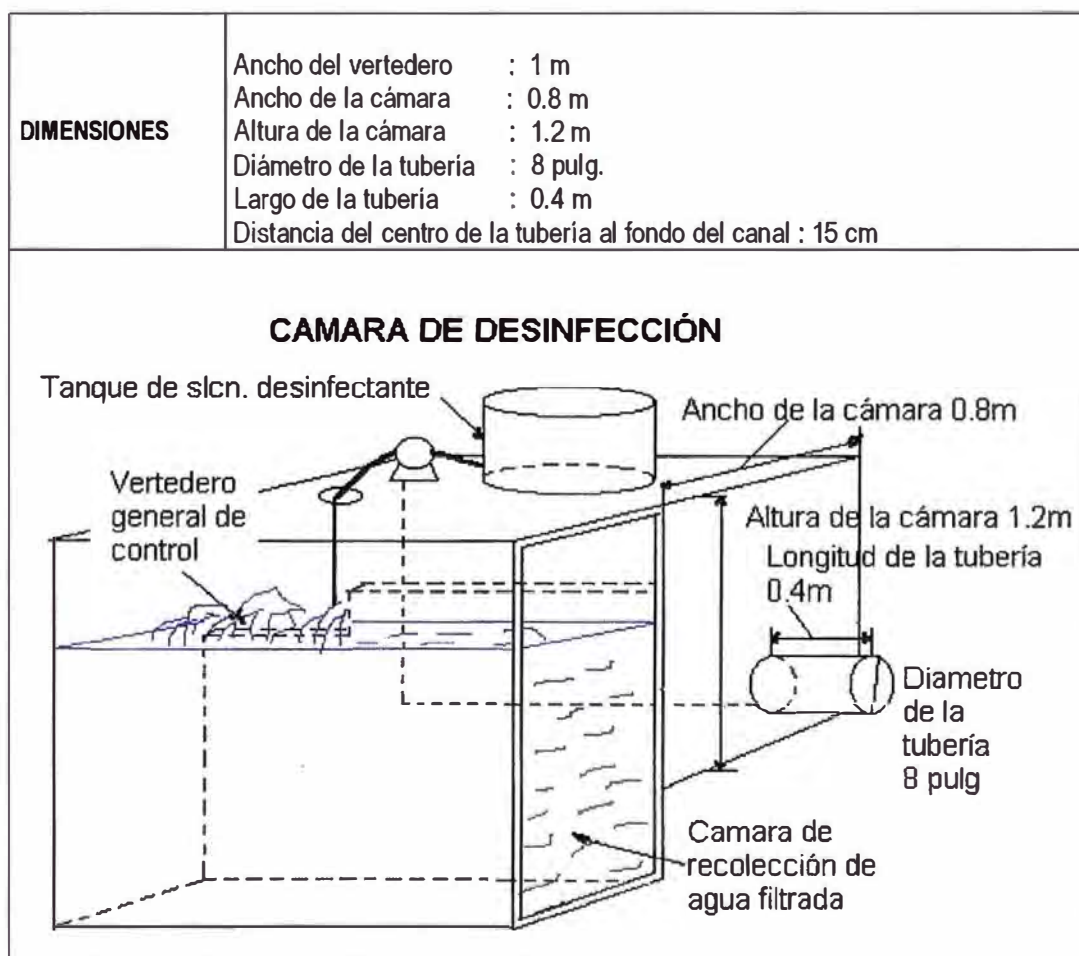


IV.2.5 Diseño de la Zona de Desinfección:

La desinfección se realizará con Hipoclorito de calcio, según se mencionó en el ítem IV.1.4, dosificándolo a través de una bomba. La mezcla se realizará a lo largo del canal de desinfección, se usará el vertedero de control de la batería de filtros para lograr fuerte turbulencia que permita una adecuada y rápida mezcla entre el desinfectante y la masa de agua. El desinfectante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia. Este canal se conecta a la cisterna mediante una tubería. A continuación se detallan las dimensiones de esta unidad (Cuadro N° 48):

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZONA DE DESINFECCIÓN

CUADRO N° 48



IV.2.5.1 Bomba Dosificadora:

Esta debe permitir un caudal de 100 l/día, para dosificar una solución de HTH de 47g/l, la que asegurará una concentración final de 2,0 ppm en el caudal de agua tratada. La solución se preparará en un tanque de PVC de 500L de capacidad, el cual irá conectado a la bomba mediante manguera. La ubicación de la bomba es en a la altura del vertedero, es decir al inicio del canal. La conexión con el canal es a través de una manguera. En el Anexo N° 15, se muestra información sobre la Bomba Dosificadora.

IV.2.6 Diseño de la Cisterna de Almacenamiento y Unidades Accesorias:

Para el almacenamiento del agua filtrada se diseñó una cisterna, en esta unidad se completará el tiempo de contacto para la desinfección. Posee una toma de agua en la superficie y además una tubería de desagüe a ser usada en el mantenimiento.

Adicionalmente, se plantean las dimensiones de la Sala de Control de la planta, así como de los de los servicios higiénicos y de un almacén para el desinfectante. En el cuadro N° 49 se muestra los detalles de este dimensionamiento.

CUADRO N° 49 **DIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA Y UNIDADES ACCESORIAS**

PARÁMETROS DE DISEÑO	Caudal de diseño (QD) = 27 l/s Tiempo de reserva = 5 H
DIMENSIONAMIENTO	Volumen de la cisterna (V): $V = QD/T = 27 \times 3600 \times 5 = 486 \text{ m}^3$ donde: largo = 12.5 m ancho = 9 m altura = 4 m
DIMENSIONES OBTENIDAS	<p>Cisterna:</p> Largo de la cisterna : 12.5m Ancho de la cisterna : 9m Altura de la cisterna : 4m Ancho de la toma de agua : 2m Largo de la toma de agua : 2m Diámetro de la tubería de descarga : 8pulg. <p>Unidades Accesorias:</p> Oficina : 15m ² Servicios higiénicos : 4 m ² Almacén : 6 m ²

CAPITULO V FUNCIONAMIENTO Y MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

A continuación se dará a conocer el funcionamiento de la Planta de Tratamiento y la forma en que el agua cruda atravesará las diferentes unidades en donde esta será acondicionada.

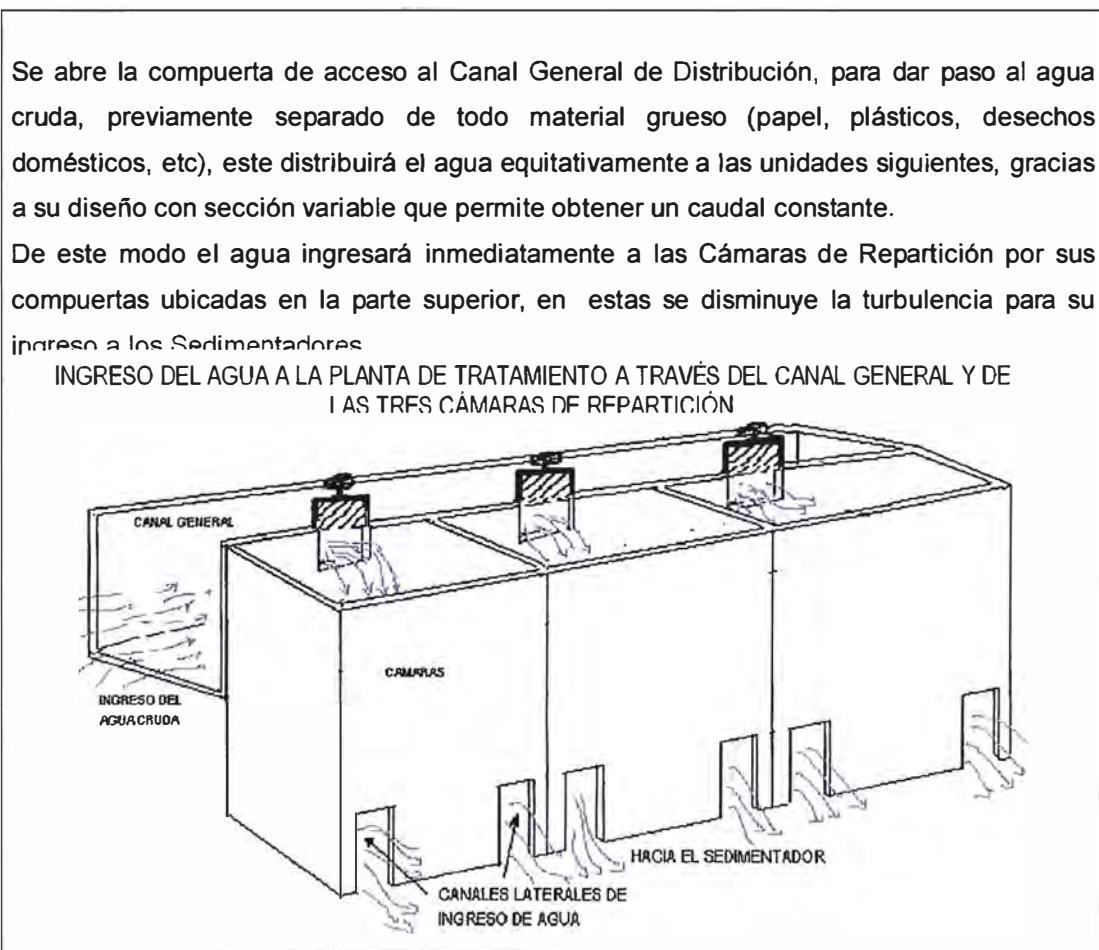
A la vez describiremos en este capítulo, la forma en que se deberá dar mantenimiento de la planta.

V.1 FUNCIONAMIENTO:

En los cuadros siguientes (N° 50, 51, 52, 53) se describe y esquematiza el funcionamiento de la Planta.

1. ZONA DE INGRESO DEL AGUA CRUDA A LA PLANTA

CUADRO N° 50



2. SEDIMENTADOR DE ALTA TASA

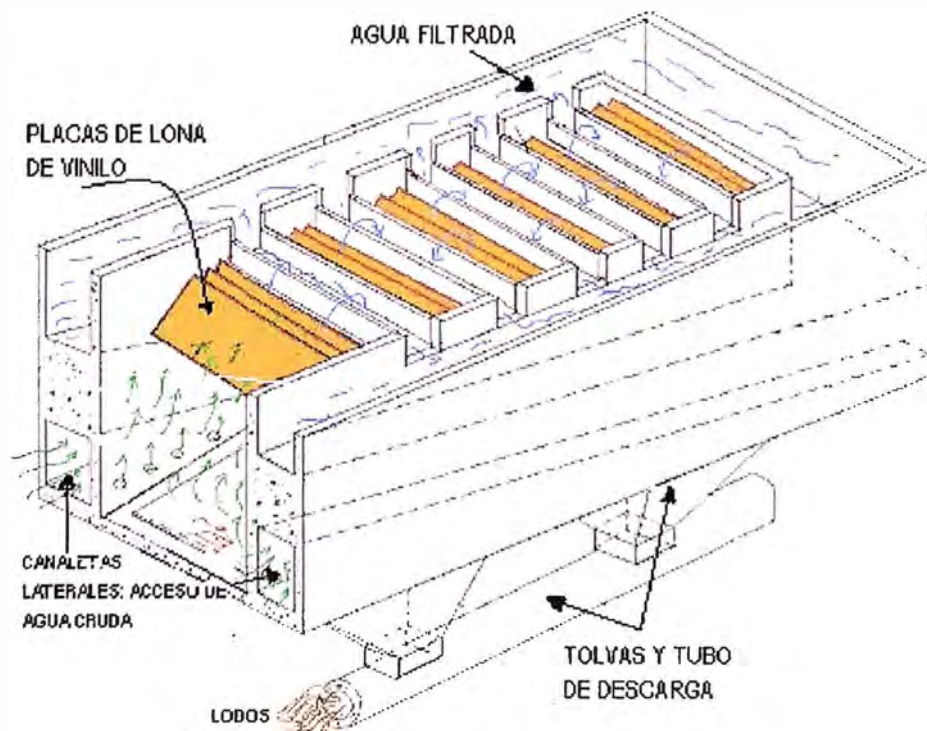
CUADRO N° 51

El agua que proviene de las cámaras ingresa por los Canales Laterales que se encuentran en la parte baja de cada sedimentador, los que a través de sus 20 orificios permiten ingresar el agua a la zona de sedimentación con una velocidad suficiente para atravesar en forma ascendente el sistema de placas. Estos canales también poseen sección variable para homogenizar el caudal y evitar que el gradiente a lo largo del canal disminuya y provoque depósitos de lodos. El agua asciende desde los orificios pasando por las placas (lonas de vinilo), en donde encuentra una gran superficie de contacto para la sedimentación de los lodos o sólidos presentes en el agua cruda. Estos últimos irán cayendo por gravedad hacia las tolvas, dispuestas de a dos para cada Sedimentador, para luego ser eliminados mediante un Colector de descarga.

El agua clarificada sube hasta las 5 Canaletas Transversales por rebose, de donde pasa a los canales Laterales Recolectores los cuales por su pendiente dirigen el fluido hacia el Canal General de Recolección de agua sedimentada.

En el esquema adjunto, se representa el ingreso de agua cruda al Sedimentador con líneas de flujo de color verde, el flujo de agua sedimentada (o clarificada), aparece de color celeste y los lodos se representan en color marrón.

ESQUEMATIZACIÓN DEL PASO DEL AGUA CRUDA POR EL SEDIMENTADOR DE ALTA TASA



3. FILTRO HIDRÁULICO

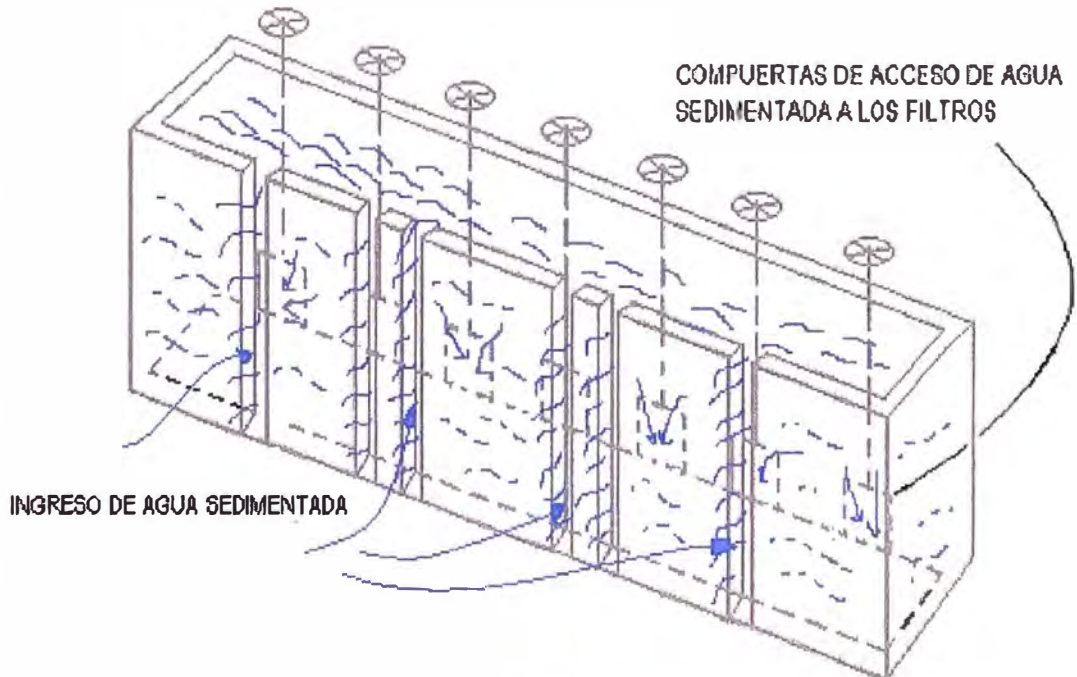
CUADRO N° 52

El agua sedimentada ingresa desde el Canal General de Recolección hacia la batería de filtros por la compuerta de acceso que posee cada uno de ellos (ver primer esquema adjunto), el ingreso lo hace directamente hacia la Canaleta de Lavado de donde por rebose el agua desciende gradualmente sobre el Lecho Filtrante atravesando la arena y el lecho soporte formado por Grava, saliendo así por el Sistema de Drenaje (conformado por las Viguetas Prefabricadas) por donde finalmente el agua ya filtrada se colecta en el Canal Común de Recolección de la batería de Filtros (formado por el falso fondo). Desde este canal el agua asciende por el Vertedero de Salida hacia la Cámara de Desinfección.

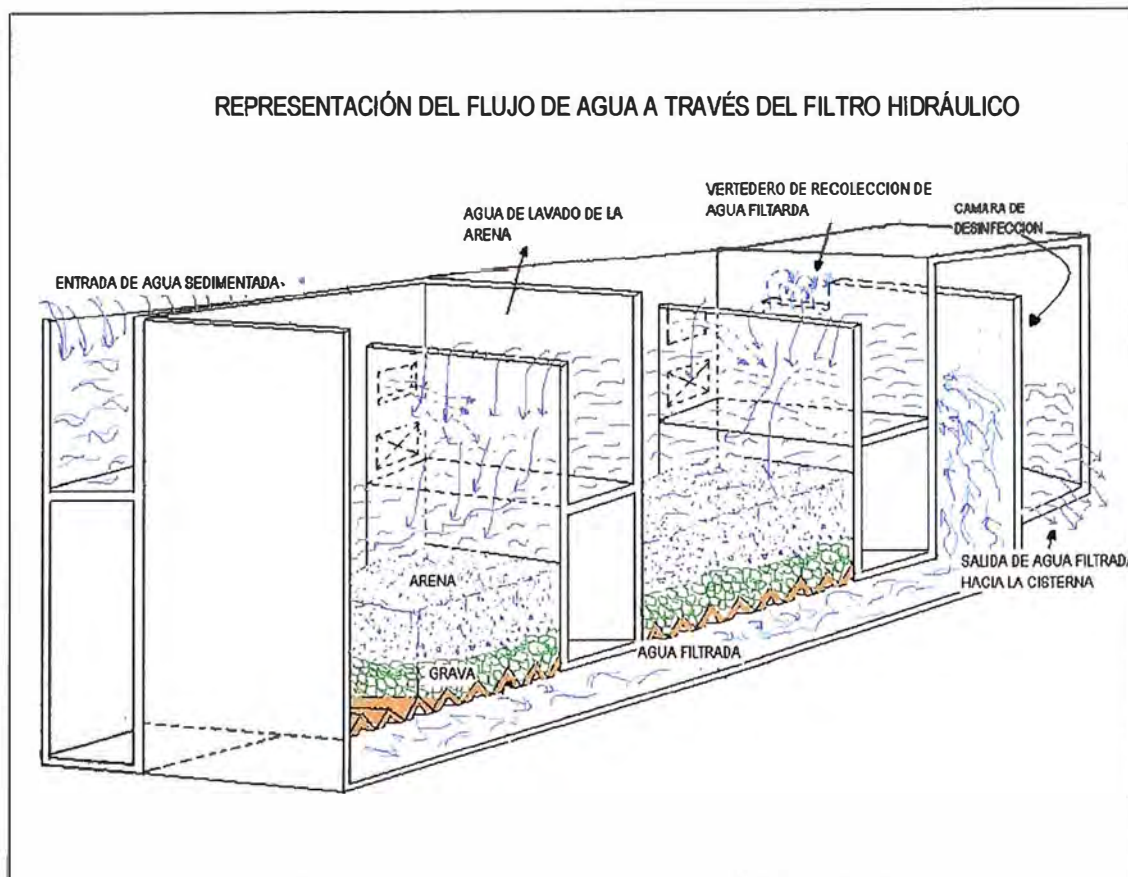
Cabe recalcar que durante el proceso de filtración la compuerta de salida del agua lavado de cada filtro, ubicada debajo de la compuerta de ingreso de agua sedimentada, permanece totalmente cerrada.

En el esquema de funcionamiento del Filtro Hidráulico, las líneas de flujo de color celeste representan el paso de agua por el filtro hasta su salida hacia la cisterna. Como la finalidad es mostrar el funcionamiento de la unidad, no se representa la batería con los 7 filtros diseñados, sino solamente con 2 filtros.

REPRESENTACIÓN DEL INGRESO DE AGUA DESDE LA CANALETA DE RECOLECCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA HACIA CADA FILTRO



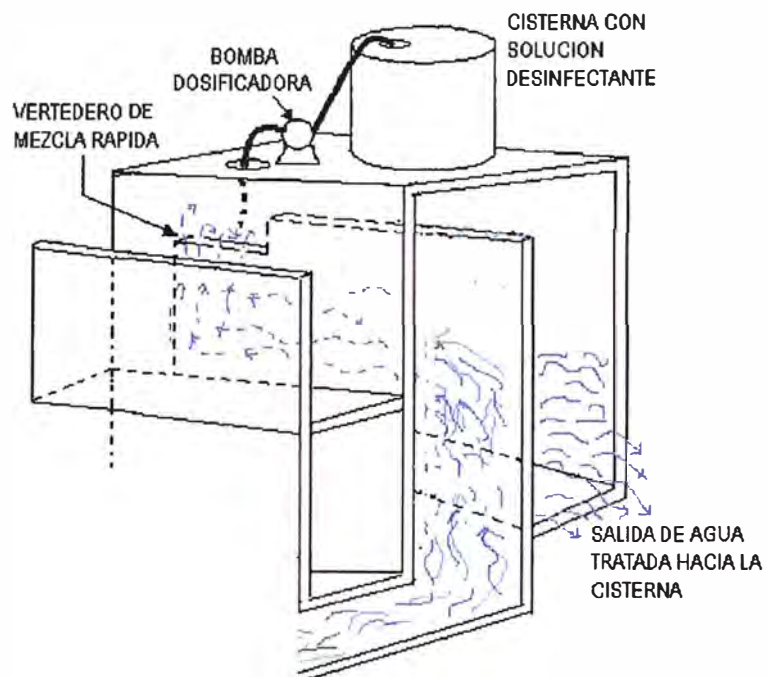
REPRESENTACIÓN DEL FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DEL FILTRO HIDRÁULICO



4. ZONA DE DESINFECCIÓN

En la cámara de desinfección el agua filtrada se pone en contacto con el desinfectante mediante un sistema de Mezcla Rápida formado por el Vertedero de Control de los Filtros, el mismo que origina turbulencia a su paso y de este modo un mejor contacto y mezcla del agua con el producto químico. El HTH se dosifica en solución a través de una bomba Dosificadora la misma que toma el agua de un tanque ubicado en la parte superior de la Cámara de Desinfección.

FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN



Finalmente el agua tratada pasará hacia la Cisterna de Almacenamiento a través de una tubería. En la cisterna el agua tendrá un tiempo de contacto suficiente con el desinfectante, además su capacidad permitirá almacenar agua tratada por 5 horas.

V.2 MANTENIMIENTO:

En el Cuadro N° 54, se presenta de manera resumida el procedimiento de mantenimiento que deberá realizarse a cada una de las Unidades de la Planta de Tratamiento.

PROCEDIMIENTO DE MANTENIMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO CUADRO N° 54

1. ZONA DE INGRESO DEL AGUA CRUDA A LA PLANTA

El mantenimiento de esta zona comprende la limpieza del Canal General de Distribución, el cual deberá realizarse cerrando la compuerta de acceso al agua cruda y abriendo la compuerta de salida ubicada al final del canal. Esta limpieza consiste en la remoción con herramientas manuales de los lodos e impurezas que puedan acumularse en este canal. La frecuencia de esta operación se deja a criterio de la Municipalidad pero se recomienda mínimo una vez al año, de preferencia en la época de sequía.

Las Cámaras de Repartición serán limpiados al mismo tiempo que se pone en mantenimiento al Sedimentador que le corresponde, drenando las impurezas hacia las tolvas de este último.

2. SEDIMENTADOR LAMINAR DE ALTA TASA

Al poner un Sedimentador en mantenimiento, el diseño permite que los dos restantes traten el caudal total, sin afectar la producción, por tanto, el mantenimiento se puede realizar frecuentemente. Para esto se aísla desde su cámara de Repartición respectiva cerrando su compuerta de acceso de agua cruda. La limpieza se hará con herramientas manuales a los Canales Laterales de alimentación, a las Placas Inclínadas, a las Tolvas y a los Canales de Recolección de agua sedimentada; se verificará que las placas estén operativas o en caso contrario se cambian.

3. FILTRO HIDRAÚLICO

El diseño de los filtros es tal que permite que una unidad se lave con el flujo que producen los filtros restantes de la batería que continúa en operación.

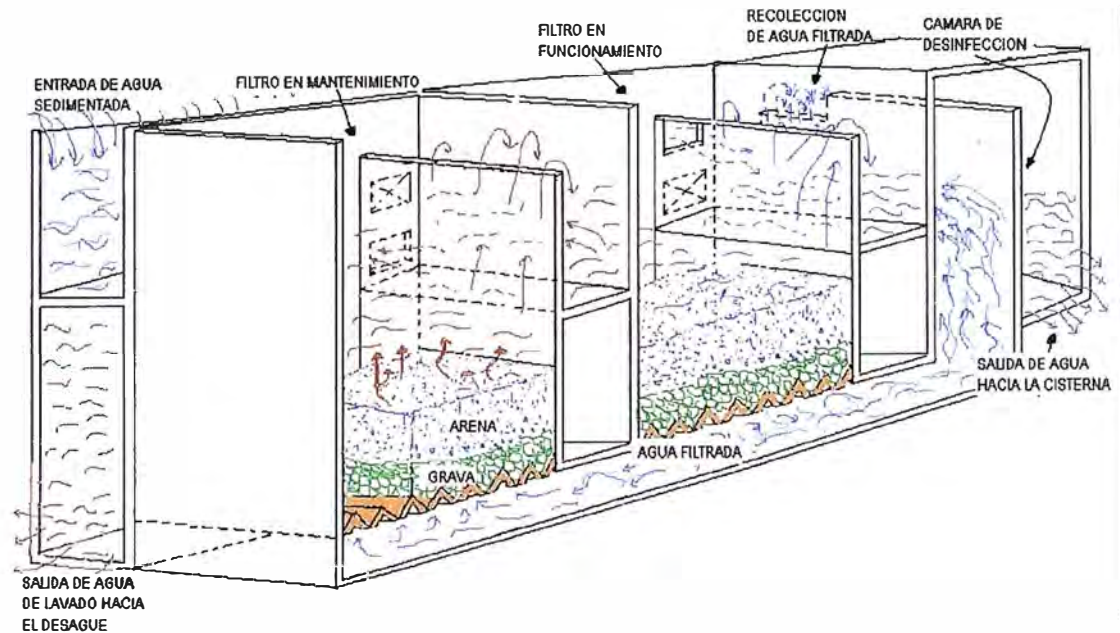
Para realizar el lavado de un filtro se cierra la compuerta de ingreso de agua sedimentada (compuerta superior) y se abre su compuerta de salida de agua de lavado (compuerta inferior) (ver el esquema adjunto), el nivel de agua en este descenderá y en cuanto la altura del agua sea menor que la del vertedero general de control, el flujo total de agua filtrada de la batería deja de pasar por el vertedero y se invierte ingresando en forma ascendente por el lecho filtrante (del filtro en mantenimiento) expandiéndolo y lavándolo, hasta alcanzar la canaleta de lavado, desde donde se escurren a través de la compuerta de salida de agua de lavado hacia el Canal Recolector de Agua de Lavado, el cual está conectado al desagüe.

Al término de este proceso se cerrará la compuerta de agua de lavado y se abrirá nuevamente la compuerta de ingreso de agua sedimentada del mismo filtro para continuar con su funcionamiento. Este el procedimiento que deberá realizarse permanentemente para

el buen funcionamiento de esta unidad.

La siguiente figura, representa una batería de dos filtros hidráulicos en donde la dirección de flujos de agua de lavado se representa con líneas de color marrón para el filtro en mantenimiento y en el filtro en funcionamiento, las líneas de color celeste indican la dirección del flujo durante el proceso de filtración del agua sedimentada.

REPRESENTACIÓN DEL PROCESO DE LAVADO DE UNO DE LOS FILTROS DE UNA BATERÍA DEL FILTRO HIDRÁULICO

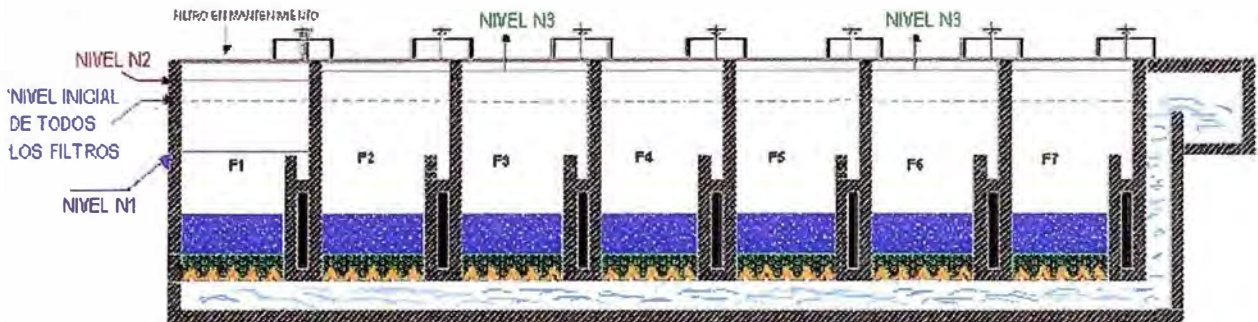


Desde el inicio y durante el proceso de lavado, los niveles de agua varían dentro de un filtro, es importante que el operario aprenda a identificarlos, pues de esta forma conocerá muy bien el momento en que uno de los filtros de la batería necesita ser lavado. Estos niveles varían de la siguiente manera :

- El lecho filtrante se colmata gradualmente hasta su saturación, momento en el cual se alcanza un nivel determinado (N2) del agua en el filtro, esto indica que se debe dar inicio al proceso de lavado.
- Mientras tanto los filtros restantes se reparten el caudal de agua sedimentada que el filtro en mantenimiento no está captando así el agua que contienen aumenta hasta alcanzar un nivel máximo (N3).
- Cuando el filtro recién lavado entra en operación, filtra un caudal mayor al del afluente, debido a que el lecho filtrante está limpio, entonces el nivel del agua baja hasta un nivel mínimo (N1).

La figura siguiente , representa esquemáticamente lo antes mencionado, para una batería con 7 filtros, que es lo que precisamente fue diseñado.

VARIACIÓN DE LOS NIVELES DE AGUA EN LA BATERÍA DE FILTROS DURANTE EL LAVADO DE UNO DE ELLOS



4. ZONA DE DESINFECCIÓN Y CISTERNA DE ALMACENAMIENTO

Estas unidades requieren un mantenimiento esporádico consistente en una limpieza manual de la cámara de desinfección y de la cisterna, la que se sugiere se realice una vez al año durante una parada de planta.

CAPITULO VI ESTIMACIÓN ECONÓMICA

En esta etapa del proyecto, se tiene el diseño conceptual de la planta de tratamiento, queda por realizar estudios adicionales que permitirán obtener un cálculo más exacto de la ingeniería del mismo. Uno de estos estudios fundamentales es el de suelos, que permite obtener las dimensiones de columnas y espesores de concreto que se requerirán para la construcción de la planta.

Cabe mencionar que el costo de este estudio de suelos no fue considerado en nuestros cálculos y es importante tener en cuenta que estos y otros costos necesarios deberán ser añadidos hasta la puesta en marcha de la planta.

Por tanto los costos definitivos de la planta de tratamiento pueden variar respecto a los presentados en este documento.

También es necesario recordar que este proyecto tienen un carácter ambiental y social, por lo que no puede ser evaluado desde el punto de vista de Costo-Beneficio monetario, y su beneficio va más allá del económico, pues mejora la calidad de vida de la localidad al disminuir el riesgo de enfermedades por el uso de agua de riego contaminada.

Los costos que se tuvieron en cuenta para la determinación del costo referencial de la planta son:

- Costos de operación y
- Costos de infraestructura

VI.1 COSTOS DE OPERACIÓN:

Se consideró para este caso los costos variables que se incurrirán durante la operación de la planta, estos son: Costo por operarios, costo por insumos y por energía, esta última necesaria para el funcionamiento de la Bomba Dosificadora. Ver Cuadro N° 55

COSTOS DE OPERACION					
CONCEPTO	RUBRO	CANTIDAD O CONSUMO	MONTO UNITARIO	MONTO TOTAL	OBSERVACIONES
MANO DE OBRA			S/. año	S/. año	- Salario referencial al mes
Ingenieros		1	24000.00	24000.00	S./ 2000
Operarios		3	7200.00	21600.00	S./ 600
<i>Sub Total al año</i>				45600.00	
INSUMOS		(Kg/año)	S/. Kg	S/. año	- Se necesitarán 4.7 Kg/día para obtener los 2.00 ppm como dosis óptima.
Desinfectante		1504.00	4.00	6016.00	- Dias laborales al año : 320
ENERGIA ELECTRICA		(Kw-h / año)	S/. Kw-h	S/. año	- Considerando una bomba de 16 W
Por funcionamiento de la Bomba Dosificadora		122.88	23.00	2826.24	- Dias laborales al año : 320 - Tiempo de funcionamiento: 24 h/día - En base al sistema de facturación BT3 que corresponde a la municipalidad, según el cual: *El consumo de potencia es constante en el tiempo, es decir: 0.016 Kw/año *Costo de la energía: 23 S./ Kw-h
COSTO TOTAL DE OPERACION (S/. año) :				54442.24	

VI.2 COSTOS DE INFRAESTRUCTURA:

Para la elaboración de esta lista de costos se tomó como base la información y los criterios técnicos proporcionados por la revista de Arquitectura e Ingeniería Civil "S10 Costos"; la que brinda costos detallados y costos globales. Estos últimos incluyen en el precio, la mano de obra, maquinaria, equipos y demás consideraciones involucradas en la fase de construcción.

En nuestra estructura de costos se tomaron en cuenta los precios unitarios globales. A continuación se indican las consideraciones realizadas por la revista S10 Costos en la elaboración de estos precios unitarios.

VI.2.1 Consideraciones en la elaboración de precios unitarios generales:

- El análisis de cada partida considera la mano de obra, maquinaria, equipo y materiales necesarios para la completa terminación de la misma.
- Los costos de mano de obra son los que rigen para las obras de construcción civil e incluyen sus leyes sociales y bonificaciones que corresponden.
- Los costos de maquinaria y equipos se han obtenido de la lista de tarifas de alquiler de los precios del mercado.
- Los costos de materiales son los cotizados a los precios del mercado, incluyendo el Impuesto General a las Ventas (I.G.V.), el flete se ha considerado de manera global, para el traslado de materiales, equipos y maquinaria.
- En los costos para las partidas de obras provisionales, se ha considerado los insumos básicos de acuerdo a las características y magnitud de la obra.

VI.2.2 Consideraciones en la elaboración de precios unitarios en la Planta de tratamiento:

- Todos los costos de concreto contemplan en su preparación el uso de maquinarias mezcladoras y la utilización del vibrador en el concreto armado.
- Las partidas de acero estructural (barras de Fierro, alambre), corresponde al cortado, doblado y colocado del mismo.
- Los presupuestos por cada unidad integrante de la planta fueron calculados teniendo en cuenta las consideraciones antes mencionadas. Además el metrado de las distintas partidas se realizó sobre la base del dimensionamiento de las respectivas unidades de tratamiento.
- El detalle de estos se costos se presentan a continuación: (ver Cuadros N° 56, 57, 58 y 59)

PRESUPUESTO DECANTADOR LAMINAR

Descripción de partidas	Und	Metrado	P.Unit (S/.)	Parcial	Sub Total (S/)
Trabajos Provisionales					
Cerco perimétrico y depósito de materiales	m	73.6	6.5	478.40	478.40
Trabajos Preliminares					
Trazo y replanteo	m ²	88.8	0.71	63.05	171.38
Limpieza del terreno	m ²	88.8	1.22	108.34	
Movimiento de Tierras					
Excavación masiva a máquina en terreno normal "c"/retro, 5 y 3 nivelación interior y apisonado previo al piso	m ³	408.48	2.89	1180.51	1260.43
	m ²	88.8	0.9	79.92	
Obras de concreto simple					
falso piso de concreto	m ³	8.88	140.1	1244.09	1244.09
Obras de concreto armado					
<i>loza de fondo</i>					
concreto en loza de cimentac.	m ³	9.58	155.51	1489.79	
encofrado y desencofrado loza de cimentación	m ²	95.08	17.89	1700.98	3573.15
acero en loza de cimentación grado 60	Kg	233.16	1.64	382.38	
Muros					
Concreto en muros reforzados	m ³	51.07	239.97	12255.27	
encofrado y desencofrado muros reforzados	m ²	663.92	18.43	12236.05	27722.36
acero en muros reforzados grado 60	Kg	1970.15	1.64	3231.05	
Lozas macisas					
concreto en loza macisas	m ³	0	155.51	0.00	
encofrado y desencofrado en losas macisas	m ²	0	17.89	0.00	0.00
acero grado 60 en losas macisas	Kg	0	1.64	0.00	
Revoques y enlucidos					
tarrajeo con impermeabilizante	m ²	420.71	13.48	5671.17	6113.96
tarrajeo en exteriores con cemento - arena	m ²	54.33	8.15	442.79	
Placas Paralelas					
placas de lona de vinilo(KP1000)	Und	46	68.25	3139.50	3139.50
Instalaciones Hidromecánicas					
Compuertas tipo armco de 0.3*0.2	Und	3	68.42	205.27	1208.84
Compuertas tipo armco de 0.8*0.4	Und	1	364.93	364.93	
Compuertas tipo armco de 0.8*0.7	Und	1	638.63	638.63	
Tubería					
Tubería C.S.N concreto 14"	m	15	67.22	1008.30	1008.30

COSTO DIRECTO	45920.41
GASTOS GENERALES (10%)	4592.04
UTILIDADES (10%)	4592.04
SUB TOTAL	55104.49
IGV (19%)	10469.85

TOTAL PRESUPUESTO (S/.)**65574.34**

PRESUPUESTO DEL FILTRO HIDRAULICO

Descripción de partidas	Und	Metrado	P.Unit (S/.)	Parcial	Sub Total (S/)
Trabajos Preliminares					
Trazo y replanteo	m ²	32.03	0.71	22.74	61.82
Limpieza del terreno	m ²	32.03	1.22	39.08	
Movimiento de Tierras					
Excavación masiva a máquina en terreno normal "c"/retro, 5 y 3	m ³	118.17	2.89	341.51	370.34
nivelación interior y apisonado previo al piso	m ²	32.03	0.9	28.827	
Obras de concreto simple					
falso piso de concreto	m ³	3.20	140.1	448.32	448.32
Obras de concreto armado					
loza de fondo					
concreto en loza de cimentac.	m ³	6.18	155.51	961.05	1260.75
encofrado y desencofrado loza de cimentación	m ²	6.06	17.89	108.41	
acero en loza de cimentación grado 60	Kg	116.64	1.64	191.29	
Muros					
Concreto en muros reforzados	m ³	31.62	239.97	7587.85	12342.92
encofrado y desencofrado muros reforzados	m ²	178.27	18.43	3285.52	
acero en muros reforzados grado 60	Kg	896.07	1.64	1469.55	
Lozas macisas					
concreto en loza macisas	m ³	3.86	155.51	600.27	814.9274
encofrado y desencofrado en losas macisas	m ²	9.08	17.89	162.44	
acero grado 60 en losas macisas	Kg	31.84	1.64	52.22	
Revoques y enlucidos					
tarrajeo con impermeabilizante	m ²	166.21	13.48	2240.51	2567.49
tarrajeo en exteriores con cemento - arena	m ²	40.12	8.15	326.98	
Instalaciones Hidromecánicas					
Compuertas tipo armco de 0.16*0.12	Und	5	21.90	109.48	298.48
vertedero rectangular metálico (1*0.6)	Und	2	94.50	189	
Medio soporte					
grava clasificada incluye colocac.	m ³	6.3	35.92	226.30	226.30
Falso Fondo					
vigas prefabricadas 0.3*0.255*2.1	Und.	25	71.77	1794.25	1794.25
Medio filtrante					
arena lavada	m ³	9.45	332.5	3142.13	3142.13
Dosificador de hipoclorito					
Bomba dosificadora de hipoclorito	Und.	1	1610.0	1610.00	1849.88
Tanque de 600 l de capacidad	Und.	1	239.88	239.88	

COSTO DIRECTO 25177.60

GASTOS GENERALES (10%) 2517.76

UTILIDADES (10%) 2517.76

SUB TOTAL 30213.12

IGV (19%) 5740.49

TOTAL PRESUPUESTO (S./)

35953.61

PRESUPUESTO CISTERNA DE 486 m³

Descripción de partidas	Und	Metrado	P.Unit (S/.)	Parcial	Sub Total (S/)
Trabajos Preliminares					
Trazo y replanteo	m ²	112.5	1.24	139.50	347.63
Limpieza del terreno	m ²	112.5	1.85	208.13	
Movimiento de Tierras					
Excavación masiva a máquina en terreno normal "c"/retro, 5 y 3	m ³	486	6.61	3212.46	3313.71
nivelación interior y apisonado previo al piso	m ²	112.5	0.9	101.25	
Obras de concreto simple					
falso piso de concreto	m ³	11.25	140.1	1576.13	1576.125
Obras de concreto armado					
loza de fondo					
concreto en loza de cimentac.	m ³	37.73	155.51	5867.39	
encofrado y desencofrado loza de cimentación	m ²	12.9	17.89	230.78	7358.05
acero en loza de cimentación grado 60	Kg	768.22	1.64	1259.88	
Muros					
Concreto en muros reforzados	m ³	51.6	239.97	12382.45	
encofrado y desencofrado muros reforzados	m ²	245	18.43	4515.35	20536.63
acero en muros reforzados grado 60	Kg	2218.8	1.64	3638.83	
Lozas macisas					
concreto en loza macisas	m ³	37.73	155.51	5867.39	
encofrado y desencofrado en losas macisas	m ²	125.4	17.89	2243.41	9370.679
acero grado 60 en losas macisas	Kg	768.22	1.64	1259.88	
Revoques y enlucidos					
tarrajeo con impermeabilizante	m ²	172	13.48	2318.56	3169.58
tarrajeo en exteriores con cementos - arena	m ²	104.42	8.15	851.02	
Columnas					
Concreto de columnas FC=175Kg/m ²	m ³	0.36	215.87	77.71	192.49
encofrado y desencofrado en columnas	m ²	4.8	15.11	72.53	
acero grado 60 en columnas	Kg	25.76	1.64	42.25	
vigas					
concreto en vigas FC=175Kg/m ²	m ³	3.82	167.72	640.69	1414.82
encofrado y desencofrado en vigas	m ²	19.08	21.11	402.78	
acero grado 60 en vigas	Kg	226.09	1.64	371.35	
Instalaciones Hidromecánicas					
Válvula de compuerta	Und	2	177.03	354.06	540.80
tubería de PVC des.sal.8"	Und	2	93.37	186.74	

COSTO DIRECTO	47820.52
GASTOS GENERALES (10%)	4782.05
UTILIDADES (10%)	4782.05
SUB TOTAL	57384.62
IGV (19%)	10903.08
TOTAL PRESUPUESTO (S./)	68287.70

PRESUPUESTO OBRAS COMPLEMENTARIAS

Descripción de partidas	Und	Metrado	P.Unit (S/.)	Parcial	Sub Total (S/)
Oficina	m ²	8	250	2000.00	4700.00
Almacen	m ²	6	250	1500.00	
Servicios Higiénicos	m ²	4	300	1200.00	
COSTO DIRECTO					4700.0
GASTOS GENERALES (10%)					470.0
UTILIDADES (10%)					470.0
SUB TOTAL					5640.0
IGV (19%)					1071.6
TOTAL PRESUPUESTO (S/.)					6711.6

Los costos por infraestructura se resumen en el siguiente cuadro (N° 60) :

COSTOS DE INFRAESTRUCTURA						
DESCRIPCIÓN	C. DIRECTO (S/.)	C. GENER. (S/.)	UTILID. (S/.)	SUB TOTAL (S/.)	I.G.V. (S/.)	C. TOTAL (S/.)
DECANTADOR LAMINAR	45920.41	4592.04	4592.04	55104.49	10469.85	65574.35
FILTRO DE TASA DECLINANTE	25177.60	2517.76	2517.76	30213.12	5740.49	35953.61
CISTERNA DE 486 m ³	47820.53	4782.05	4782.05	57384.63	10903.08	68287.71
OBRAS COMPLEMENTARIAS	4700.00	470.00	470.00	5640.00	1071.60	6711.60
TOTALES	123618.54	12361.85	12361.85	148342.24	28185.03	176527.27
COSTO TOTAL (S/.) :					176527.27	

De lo anterior se tiene entonces, que el costo referencial de la Planta de Tratamiento será:

Costo Variable por Operación :	S/. 54 442,24 al año
Costo fijo por Infraestructura :	S/. 176 527,27

CONCLUSIONES

01. La concepción de una Planta de Tratamiento para su uso en el riego de áreas verdes por parte de la Municipalidad de Santa Anita busca una reducción del impacto ambiental ocasionado por la contaminación de los habitantes, más no representa una inversión con fines de lucro.
02. La caracterización realizada a las aguas del río Surco nos permite concluir que su calidad es similar a la de aguas residuales por su alto contenido de coliformes fecales y parásitos, por tanto su uso directo no es adecuado ni siquiera para el riego de áreas verdes pues en la mayoría de casos estas están en contacto directo con las personas especialmente en el caso de los parques.
03. El agua fuente por tratar es del tipo superficial, por lo que su tratamiento se enfocó no solo para acondicionar los niveles de contaminación microbiológica sino también los parámetros de contaminación fisicoquímica, como son los sólidos disueltos, sólidos en suspensión representados por la alta turbiedad.
04. Por las altas concentraciones de parásitos y coliformes se concluyó que era necesario el uso de unidades de filtración y desinfección respectivamente. Dada la alta turbiedad existente fue necesario una sedimentación previa a la filtración.
Considerando el factor Capacidad Socioeconómica del municipio se concluyó que lo más adecuado era el diseño de una planta de tratamiento convencional.

05. Dada lo restringido del área disponible en el distrito, lo más adecuado fue el diseño de una planta de Tratamiento de Filtración Rápida.
06. Teniendo en cuenta las recomendaciones del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria (CEPIS), se diseñó un sedimentador del tipo laminar de alta tasa y un filtro rápido hidráulico descendente con tasa declinante, los que se caracterizan por ser más eficientes.
07. El sistema de riego por Inundación a usarse, nos permite cierta tolerancia en los niveles de turbiedad en el agua tratada , sin embargo por razones estéticas se acondicionará la turbiedad hasta niveles imperceptibles por el ojo humano.

RECOMENDACIONES

Del Sistema de Pretratamiento:

01. Para evitar una sobrecarga de sólidos grandes, la planta deberá contar con una captación de ladera. Este sistema debe diseñarse de tal manera que permita un ingreso constante de 27 l/s, para lo cual se deberá contar con medidor de caudal y un aliviadero para desviar el flujo cuando venga en exceso

02. Será necesario un pretratamiento para el buen funcionamiento de la planta, esta deberá consistir en un sistema de rejas de acero galvanizado dispuestas en paralelo; se recomienda reja gruesa con barras de 13mm * 25mm espaciada 100mm y reja mediana con barras de 5mm * 25mm espaciada 30mm. Se sugiere una inclinación de 45°. La longitud así como el número de barras son una función del canal.

Se deberá tener especial cuidado en no permitir el paso de material grueso (papel, plástico, desechos domésticos, etc) al canal de repartición de agua a la planta de tratamiento. Además deberá retirarse constantemente los desechos acumulados en el sistema de rejas.

03. Llevar un estricto control para evitar descargas de residuos domésticos y en especial residuos industriales (tintes orgánicos), porque la planta no está diseñada para tratar este tipo de contaminantes.

04. En épocas de avenida (huaycos) se recomienda cerrar la planta, porque la cantidad de lodos que trae consigo es demasiado alta pudiendo ocasionarse serios problemas de funcionamiento en las unidades de la planta de tratamiento.

Del sistema de Evacuación:

05. Los lodos recolectados en las tolvas del Sedimentador pueden ir al desagüe, previo permiso de SEDAPAL, si se opta por esta alternativa, deberá tenerse en cuenta la profundidad del alcantarillado respecto a la de la tubería de descarga de lodos, para el bombeo respectivo. La alternativa que se propone es descargar los lodos a un Lecho de Secado, para lo cual se deberá instalar un sistema de bombeo para extraer los lodos desde el tubo colector que aparece en los planos. El destino final de estos puede ser para su uso como abono.
06. De la misma forma que en el caso anterior, el agua de lavado de la arena de la Batería de Filtros puede ir al desagüe, si se obtiene el permiso de SEDAPAL. teniendo en cuenta también la profundidad de la tubería de descarga de agua de lavado respecto a la del alcantarillado. Otra alternativa factible sería descargar el agua de lavado nuevamente al canal Surco.

Del sistema de Desinfección

07. Graduar constantemente la bomba dosificadora de tal manera que permita una dosificación de 100 litros por día de la solución desinfectante preparada en el tanque.

Del funcionamiento de la Planta

08. Se recomienda contar con un mínimo de: 1 operario por turno, el cual deberá ser preparado para una adecuada operación de la planta, con un ingeniero encargado de la supervisión de la misma.

09. Hacer uso de registros que permitan llevar un control de tiempos adecuado del sistema de filtración y lavado de los filtros. Anotándose la hora en que se inició el proceso de filtración, el lavado del primer filtro y así sucesivamente de los otros 7 filtros de la batería.. El mantenimiento adecuado de los filtros, depende del sistema ordenado del lavado del medio filtrante, para permitir su durabilidad que debe ir acorde con la vida útil de la planta.

BIBLIOGRAFÍA

01. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente (CEPIS) División de Salud y Ambiente/ Organización Panamericana de la Salud Oficina Sanitaria Panamericana, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud. Programa Regional de Mejoramiento de la Calidad del Agua para Consumo Humano, Manual I, II, III, IV y V, Mayo de 1992.
02. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente (CEPIS) División de Salud y Ambiente/ Organización Panamericana de la Salud Oficina Sanitaria Panamericana, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud. Plantas Modulares para Tratamiento del Agua, Julio de 1990.
03. Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento- SUNASS. Estimación de Costos de Infraestructuras Sanitarias. 1999.
04. Ministerio de Salud Dirección General del Medio Ambiente, Dirección de Protección del Medio Ambiente. Estudio de Contaminación y Preservación del Río Rimac- Cuenca del Río Rimac. Nov. 1980.
05. Publicación mensual del grupo S10 Costos. Revista Costos. Enero 2002.
06. American Public Health Association (APHA), American Water Works Association (AWWA) y Water Pollution Control Federation (WPCF). Métodos Normalizados. Cap. 4 y 9. Segunda edición. 1998.

07. Espinoza Castillo, María Cecilia; Lau Olaya José. Diseño de una Planta de Tratamiento de Agua, Ampliación y Mejoramiento de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Ciudad de San Ramón. Tesis de grado de la Facultad de Ingeniería Ambiental. UNI. 1995.
08. Arboleda Valencia Jorge, Vargas Caballero Fernando, Correal Correal Hernado. Manual de Tratamiento de Aguas Potables. Ed. Programa de Educación de Ingeniería Sanitaria. Caracas. 1969.
09. Quezada Neciocup, Francisco Ignacio. Diseño y Evaluación de un Filtro de arena por gravedad. Tesis de grado de la facultad de Ingeniería Ambiental. UNI. 1998.
10. Página web. del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente (CEPIS) www.cepis.ops-oms.org.

PLANOS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

A continuación se muestran los planos de diseño de la Planta de Tratamiento, en el siguiente orden:

- Plano N° 1: Vista de Planta de los Sedimentadores Laminares, Filtros y Reservorio
- Plano N° 2: Cortes Longitudinales de los Sedimentadores Laminares, Filtros y Reservorio
- Plano N° 3: Cortes y Detalles de los Sedimentadores, Filtros y Reservorio

ANEXOS

ANEXO N° 1
PROCESO DE COAGULACIÓN

➤ **Partículas Coloidales :**

Su tamaño está en el intervalo de (10⁻³ a 1) micras. Son de naturaleza hidrofílica e hidrofoba. Las primeras abarcan a los polímeros, proteínas, ácidos nucleicos, almidones y otras macromoléculas.

Las segundas incluyen sustancias como arcillas y óxidos metálicos, además son termodinámicamente más inestables con respecto a la formación de grandes cristales no coloidales. El cuadro N° A1 muestra más sobre las partículas coloidales.

➤ **Coagulantes :**

Las principales sustancias con propiedades coagulantes usadas en el tratamiento de las aguas son: el sulfato de aluminio, cloruro férrico, sulfato ferroso y férrico y el clorosulfato férrico. En el cuadro N° A2 se presenta un resumen de las principales sustancias coagulantes.

DATOS IMPORTANTES SOBRE LAS PARTÍCULAS COLOIDALES

CUADRO N° A1

CARACTERÍSTICAS	Cinéticas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Movimiento Browniano: Es el movimiento constante e irregular que realizan las partículas dentro de la fase líquida. Es función de la temperatura. ▪ Difusión : Como consecuencia del movimiento Browniano las partículas coloidales tienden a dispersarse por todas partes en el disolvente. ▪ Presión Osmótica : Es la P de equilibrio alcanzada por el solvente (agua) y el sistema coloidal (agua + coloide); cuando el flujo del primero hacia el segundo, a través de una membrana divisoria, es detenida.
	Ópticas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Efecto Tyndall – Faraday : Describe el fenómeno de la luz al pasar a través de una suspensión coloidal. Este se usa en la determinación de la turbiedad por medio de un nefelómetro.
	De Superficie (adsorción)	Las partículas coloidales se caracterizan por tener una gran superficie específica, definida como relación entre el área superficial y la masa.

NATURALEZA DE LA TURBIEDAD Y EL COLOR	Electrocinéticas	Al pasar una corriente directa a través de una solución coloidal, las partículas son arrastradas a los electrodos. Su importancia se debe a que nos indica que las partículas tienen carga eléctrica. Casi todos los coloides tienen carga negativa y se mueven hacia el electrodo positivo.
	Turbiedad	Los contaminantes causantes de la turbiedad en el agua son las partículas en suspensión, tales como la arcilla, minerales, sedimento, materia orgánica e inorgánica finamente dividida, plancton y otros organismos microscópicos. El tamaño de las partículas varían desde coloidales hasta más grandes.
	Color	El color se forma por coloides hidrofílicos con propiedades muy distintas a los coloides hidrofóbicos causantes de la turbiedad.
ESTABILIDAD E INESTABILIDAD DE LOS COLOIDES	Factores de estabilización	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La carga de las partículas ▪ Hidratación : Importante para los coloides hidrofílicos.
	Factores de desestabilización	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Gravedad ▪ Movimiento Browniano : Permite que las partículas entren en contacto. ▪ Fuerzas de Van Der Waals

PRINCIPALES COMPUESTOS USADOS COMO COAGULANTES

CUADRO N° A 2

PRODUCTO	FORMULA	CARACTERÍSTICAS	REACCIONES CON LA ALCALINIDAD DEL AGUA
SULFATO DE ALUMINIO	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se usa en forma sólida o líquida. En forma sólida como placas compactas, granuladas o en polvo. ▪ Este producto se define por su contenido en alúmina (Al_2O_3). ▪ La densidad aparente del sulfato en polvo es del orden de 1000 Kg/m³. ▪ Su PH varía entre 2 y 3.8 importante para su almacenamiento, preparación y distribución. 	$Al_2(SO_4)_3 + 3Ca(HCO_3)_2 \rightarrow 3CaSO_4 + 2Al(OH)_3 + 6CO_2$ $Al_2(SO_4)_3 + 6NaOH \rightarrow 2Al(OH)_3 + 3Na_2SO_4$
CLORURO FÉRRICO	$FeCl_3$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ En forma sólida tiene aspecto cristalino amarillo-marrón, debe preservarse del calor, se funde a 34°C. ▪ La forma líquida comercial tiene un contenido de 40% de $FeCl_3$ puro. 	$2FeCl_3 + 3Ca(HCO_3)_2 \rightarrow 3CaCl_2 + 2Fe(OH)_3 + 6CO_2$
SULFATO FERROSO	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se presenta en polvo de color verde, densidad aparente aprox. 900 Kg/m³. ▪ Muy soluble en agua, con 19% de contenido de Fe. 	$FeSO_4 + Ca(HCO_3)_2 \rightarrow Fe(OH)_2 + CaSO_4 + 2CO_2$
SULFATO FÉRRICO	$Fe_2(SO_4)_3$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Se presenta como polvo blanco, muy soluble en agua y densidad aparente aprox. 1000 Kg/m³. 	$Fe_2(SO_4)_3 + 3Ca(HCO_3)_2 \rightarrow 2Fe(OH)_3 + 3CaSO_4 + 6CO_2$

➤ **Mecanismos de la coagulación :**

Son cuatro mecanismos que describen como los coagulantes actúan en la remoción de coloides (ver cuadro N° A3).

➤ **Etapas de la coagulación :**

La coagulación depende del tiempo, las etapas de reacción son (ver cuadro N° A4).

MECANISMOS DE COAGULACIÓN

CUADRO N° A3

MECANISMOS	PROCEDIMIENTO
POR COMPRESIÓN DE LA DOBLE CAPA	La fuerza de repulsión ejercida por las partículas coloidales (negativas) se disminuye progresivamente con el aumento de iones positivos del coagulante (Al^{+3}), siendo desestabilizadas por las fuerzas atractivas de Van Der Waals que predominarán.
POR ADSORCIÓN Y NEUTRALIZACIÓN DE LA CARGA	Se da como resultado de la naturaleza activa de la superficie de los complejos hidroxilados (monómeros, dímeros, polímeros), formados con dosis bajas de Al^{+3} . Estos se acumulan en las interfases, pudiendo ser adsorbidos por los coloides para desestabilizarlos. Esta propiedad es resultado de la indiferencia (no reacciona) con el agua.
POR CAPTURA DE UN PRECIPITADO DE HIDRÓXIDO METÁLICO	Cuando se excede el producto de solubilidad del $Al(OH)_3$ y $Fe(OH)_3$ en los coagulantes, se produce una precipitación rápida de los hidróxidos gelatinosos que pueden atrapar las partículas coloidales a medida que estas aparecen y forman precipitados.
ADSORCIÓN Y PUENTE INTERPARTICULAR	se da con el uso de polímeros orgánicos, que sirven como puente, formando complejos: partícula – polímero – partícula, que vienen a ser los flocs. Los polímeros se unen a las superficies de las partículas por adsorción.



ETAPAS DE LA COAGULACIÓN

CUADRO N° A4

ETAPA N°	PROCEDIMIENTO
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 interfase 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 floculos
6	Precipitación de hidróxido metálico.

➤ **Factores que influyen en la coagulación :**

Principalmente son la naturaleza del agua cruda y las variables químicas del proceso (ver cuadro N° A5):

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COAGULACIÓN

CUADRO N° A5

<p>1° LAS CARACTERÍSTICAS DEL AGUA CRUDA</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Alta concentración de coloides-baja alcalinidad; se produce una adsorción de polímeros metálicos positivos en la superficie de los coloides.(PH 4 a 7). ▪ Alta concentración de coloides-alta alcalinidad; Adsorción de polímeros metálicos positivos y precipitación de hidróxidos (PH > 7). ▪ Baja concentración de coloides-alta alcalinidad; Formación de precipitado. Floc de barrido. ▪ Baja concentración de coloides-baja alcalinidad; Formación de precipitado. Floc de barrido. <p>▪ Temperatura; los mecanismos dominantes son la viscosidad del agua y el PH y si la temperatura es muy próxima a 0°C la remoción de turbiedad se dificulta. En el rango de 10-40 °C aumenta la tasa de colisiones entre las partículas por tanto aumenta la eficiencia.</p>
<p>2° VARIABLES QUÍMICAS</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dosis óptima; depende del mecanismo de desestabilización. ▪ PH óptimo ; puede variar de (4 -6) para aguas con color y de (6.5 - 8.5) para aguas con turbiedad. ▪ Concentración Optima; es muy importante establecer la concentración óptima de la solución de coagulante a añadirse al agua, siendo las soluciones diluidas las más recomendables porque permiten un mejor contacto del floculante con las partículas coloidales. ▪ Alcalinidad; también es importante tener en cuenta la concentración de los álcalis para que la coagulación sea llevada óptimamente.

➤ **Mezcla rápida :**

Se denomina así 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 que correspondan al mecanismo de coagulación predominante. Las unidades normalmente usadas para producir la mezcla rápida pueden ser del tipo mecánica e hidráulica.

ANEXO N° 2
PROCESO DE FLOCULACIÓN

➤ **Mecánica del Proceso :**

La aglomeración de las partículas es el resultado de la actuación de tres mecanismos. Estos son: (ver cuadro N° A6).

MECANICA DEL PROCESO DE FLOCULACIÓN

CUADRO N° A6

1	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Floculación pericinética o Browniana debida a la energía térmica de fluido: Actúa al principio para aglutinar a las partículas de tamaño menor a 1 micra formando el microfóculo.
2	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Floculación ortocinética o gradiente de velocidad, producida en la masa del fluido en movimiento: Cuando el microfóculo alcanza el tamaño de 1 micra empieza a actuar la floculación ortocinética promoviendo su mayor desarrollo.
3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sedimentación diferencial, debida a las partículas grandes, las cuales al precipitarse colisionan con las más pequeñas que van descendiendo lentamente y las aglomeran.

➤ **Factores que influyen en la floculación :**

Los principales factores que influyen en la eficiencia de este proceso son: (ver cuadro N° A7).

Como en el caso de la coagulación, la floculación se realiza en unidades del tipo mecánica e hidráulica, dependiendo del tipo energía utilizada para agitar la masa de agua.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE FLOCULACIÓN

CUADRO N° A7

NATURALEZA DEL AGUA	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Las características fisicoquímicas del agua , tales como la alcalinidad, el PH y la turbiedad influyen en el proceso de floculación. Es más fácil flocular aguas de elevada turbiedad debido a la gran concentración de partículas, pero si esta sobrepasa los 1000 UNT es indispensable usar la presedimentación ya que las partículas de mayor tamaño al sedimentar interfieren con el proceso de floculación.
LAS VARIACIONES DEL CAUDAL	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cuando se varía el caudal, se modifican los tiempos de residencia y los gradientes de velocidad. Cuando el caudal aumenta, el tiempo de retención disminuye y el gradiente aumenta y viceversa.
GRADIENTE DE VELOCIDAD	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cuanto mayor es la variación de velocidad en los diferentes compartimentos del floculador más rápida es la aglomeración de las partículas, pero a medida que los floculos aumentan de tamaño, crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico que ejercen sobre ellos, inducidos por el gradiente de velocidad, hasta romperlas en partículas menores.
TIEMPO DE FLOCULACION Y NÚMERO DE COMPARTIMENTOS DE LA UNIDAD	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Mediante un ensayo de laboratorio se consigue determinar el tiempo óptimo de floculación. La permanencia del agua en la unidad durante un tiempo mayor o menor produce resultados inferiores. ▪ Cuanto mayor sea el número de compartimentos de la unidad, menores serán los cortocircuitos de agua. Con la compartimentalización y la elección de valores adecuados para los gradientes de velocidad se aumenta la eficiencia del proceso y se reduce el tiempo de floculación.

ANEXO N° 3
PROCESO DE SEDIMENTACIÓN

➤ **Sedimentación de Partículas discretas :**

El fenómeno de sedimentación de partículas discretas (que no cambian de forma, tamaño y densidad durante el proceso) en una suspensión diluida, puede describirse por medio de la mecánica clásica. (ver cuadro N° A8)

FENÓMENOS DE SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS DISCRETAS CUADRO N° A8

SEDIMENTACIÓN LIBRE	<p>En este caso la sedimentación es solamente una función de las propiedades del fluido y las características de las partículas.</p> <p>La partícula en el agua, desciende con velocidad creciente arrastrada por la fuerza resultante entre la fuerza de empuje (igual al peso del volumen del líquido desplazado por la partícula) y la fuerza gravitacional.</p> <p>Pero a medida que cae, la velocidad de caída se hace constante debida a la fuerza de roce ejercida por el líquido hacia la partícula. Esta velocidad constante alcanzada se denomina velocidad de sedimentación.</p> <div style="text-align: center;"> </div>
SEDIMENTACIÓN INTERFERIDA	<p>En la sedimentación interferida, las distancias que separan a las partículas son tan reducidas que líquido desplazado por las mismas, se confina como dentro de un tubo y la velocidad de sedimentación aumenta conforme se interfiere en los campos situados alrededor de las partículas individuales.</p>

➤ **Sedimentación de Partículas floculentas o “Decantación” :**

Es el proceso de depósito de partículas floculentas (aquellas producidas por la unión de partículas coloidales por medio agentes químicos) , que cambian de tamaño, forma y densidad durante el proceso. Los mecanismos de sedimentación de estas partículas son: (ver cuadro N° A9)

FENÓMENOS DE SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS FLOCULENTAS CUADRO N° A9

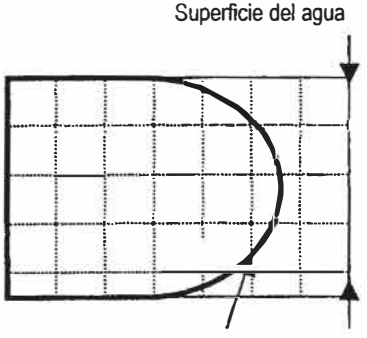
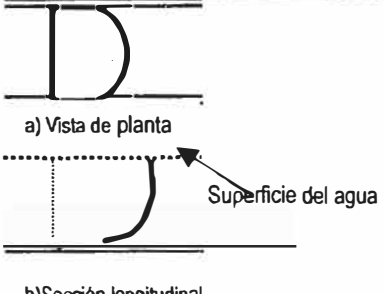
CON CAÍDA LIBRE	<p>La velocidad de sedimentación se incrementa con la profundidad y con la concentración de las partículas produciendo en un decantador de flujo horizontal trayectoria curvilínea de caída libre. Para determinar la velocidad de sedimentación se hacen pruebas de laboratorio (“columnas de sedimentación” o “pruebas de jarras”), donde se determinan las concentraciones de las partículas sedimentables(C) cada cierto tiempo (T) para una profundidad específica(h) conociendo la concentración inicial (Co). $(V_s= h/T)$.</p>
CAÍDA INTERFERIDA	<p>Se da cuando las partículas floculentas se encuentran muy concentradas, entonces sus distancias son tan reducidas que se adhieren entre si y sedimentan masivamente creándose una clara superficie de separación entre los flocúlos y el líquido que sobrenada, dando origen a este fenómeno de sedimentación conocido también como decantación interferida o zonal.</p>

➤ **Turbulencia y movimiento de sólidos :**

En el cuadro N° A10 se explica el efecto de turbulencia y el movimiento de los sólidos en un sedimentador.

EFFECTOS DE TURBULENCIA Y VELOCIDAD EN LA SEDIMENTACIÓN

CUADRO N° A10

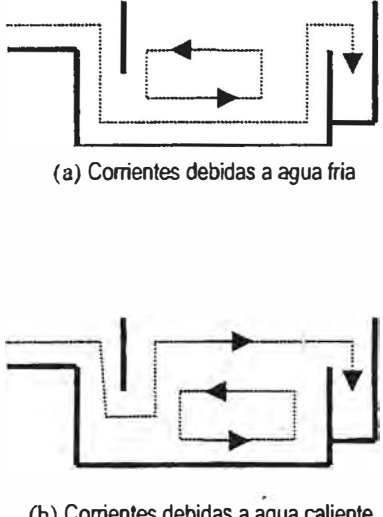
<p>TURBULENCIA</p>	<p>La velocidad en la sección transversal de un sedimentador sigue una ley de variación parabólica. Además, la entrada del agua al sedimentador ocasiona turbulencia, que actúa igual que la difusión, produciendo esfuerzos cortantes que modifican la trayectoria normal de las partículas en suspensión. La turbulencia ocasiona un aumento en la longitud de sedimentación de una partícula.</p>	 <p>Superficie del agua</p> <p>Curva parabólica de velocidad</p> <p>fondo</p>
<p>MOVIMIENTO DE SÓLIDOS DEPOSITADOS</p>	<p>La velocidad en un sedimentador no es uniforme, el número de Reynolds es mayor a 500, dando un flujo turbulento. En la figura observamos la distribución de velocidades ideales de un sedimentador. (a) vista de planta y (b) en un corte longitudinal.</p>	 <p>a) Vista de planta</p> <p>Superficie del agua</p> <p>b) Sección longitudinal</p>

➤ **Factores que influyen en el proceso de sedimentación :**

Los siguientes factores influyen en el proceso de sedimentación o decantación. (Ver cuadro N° A11).

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN

CUADRO N° A11

<p>NATURALEZA DEL AGUA CRUDA</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La variación de las propiedades de las partículas; modifican la forma de depósito (sedimentación o decantación). ▪ Las variaciones de concentración de materias en suspensión: Modifican la forma de sedimentación de las partículas. Si adicionalmente varía la temperatura, se produce variación en la densidad del agua corrientes cinéticas o térmicas. <p>(a) Al entrar agua fría, la masa del agua se desplaza por el fondo del sedimentador.</p> <p>(b) Al entrar agua caliente, se produce el fenómeno inverso.</p>	 <p>(a) Corrientes debidas a agua fría</p> <p>(b) Corrientes debidas a agua caliente</p>
----------------------------------	--	--

CONDICIONES HIDRAULICAS	<ul style="list-style-type: none"> ▪ En la zona de sedimentación : En esta zona se debe tener el número de Reynolds más bajo posible para tender a flujo laminar y estabilizar el flujo. ▪ En la zona de entrada : las alteraciones en esta zona pueden deberse a una velocidad excesiva en la entrada del sedimentador, de tal manera que comunica demasiada energía al flujo, que al no haber disiparse, las masas de agua entran con diferente gradiente de velocidad, creando turbulencias que pueden extenderse dentro del sedimentador. Además la distribución desigual de velocidad puede generar corrientes cinéticas que modifican el tiempo de retención. ▪ Zona de Salida : Canaletas de pequeña longitud, mal ubicadas, mal niveladas o mal diseñadas producen cortocircuito y zonas muertas que pueden inutilizar grandes áreas de los sedimentadores.
FACTORES EXTERNOS	<p>Paradójicamente, los factores externos al proceso, como acondicionamiento previo, procesos operacionales y factores ambientales, son los que más influyen en la eficiencia de un sedimentador. Ejemplo:</p> <p>Una inadecuada coagulación y floculación ocasiona una baja eficiencia en la sedimentación, o si el viento sopla sobre la superficie del sedimentador, puede alterar el equilibrio de las masas de agua.</p>

➤ **Sedimentación Laminar :**

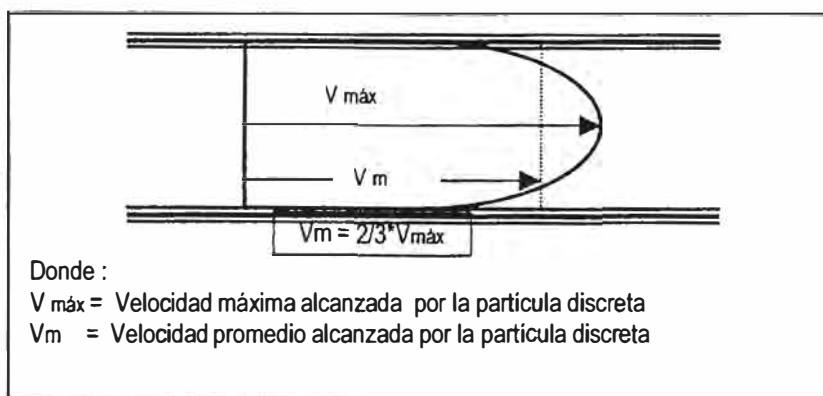
a) Teoría de la Sedimentación laminar: Este tipo de sedimentación y las ecuaciones que la describen tienen como base lo siguiente

- i) Flujo laminar
- ii) Flujo unidimensional
- iii) Partículas suspendidas discretas

Las figuras N° A1 y A2 muestran la forma de desplazamiento de una partícula discreta entre dos placas paralelas en una sedimentación laminar.

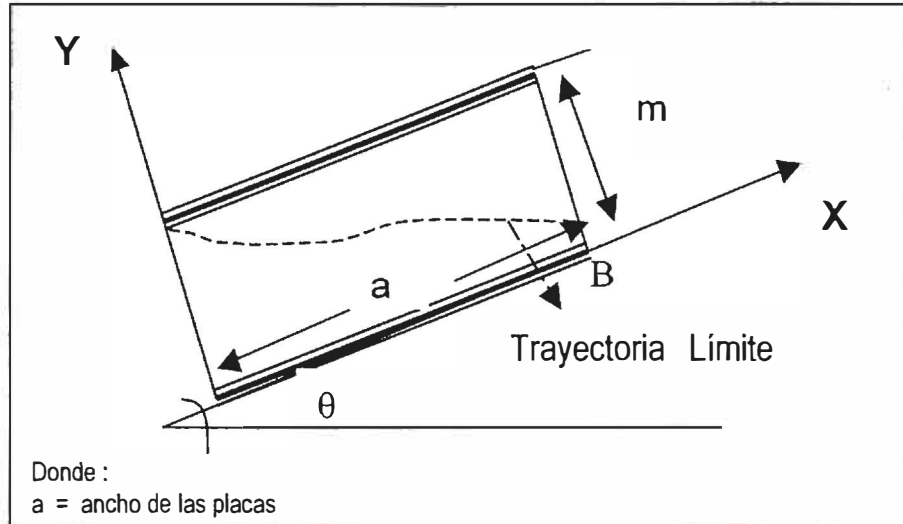
PERFIL DE VELOCIDAD ENTRE PLACAS PARALELAS EN REGIMEN LAMINAR

FIGURA N° A1



TRAYECTORIA LÍMITE DE UNA PARTÍCULA ENTRE PLACAS PARALELAS

FIGURA N° A2



La ecuación que representa la familia de curvas que alcanzan el punto B.

$$6 \left(\frac{Y^2}{2} - \frac{Y^3}{3} \right) - \frac{V_s}{V_0} \cdot Y \cdot \text{sen} \theta + \frac{V_s}{V_0} \cdot (x - L) \cdot \text{cos} \theta = 0$$

Para la curva límite, cuando $y = m$ ($Y=1$) y ($X=0$) se tiene:

$$1 = V_s/V_0 (\text{sen} \theta + L \text{cos} \theta)$$

Generalizando la ecuación se obtiene la expresión que caracteriza la eficiencia del sedimentador, cuyo valor crítico para el sedimentador de placas planas es ($S_c = 1$), que indica que cualquier partícula con ($S > 1$), será teóricamente removida.

$$S = V_s/V_0 (\text{sen} \theta + L \text{cos} \theta)$$

Donde :

S = Eficiencia del sedimentador.

V_s = Velocidad de la partícula discreta.

V_0 = Velocidad inicial de la partícula discreta.

L = a / m

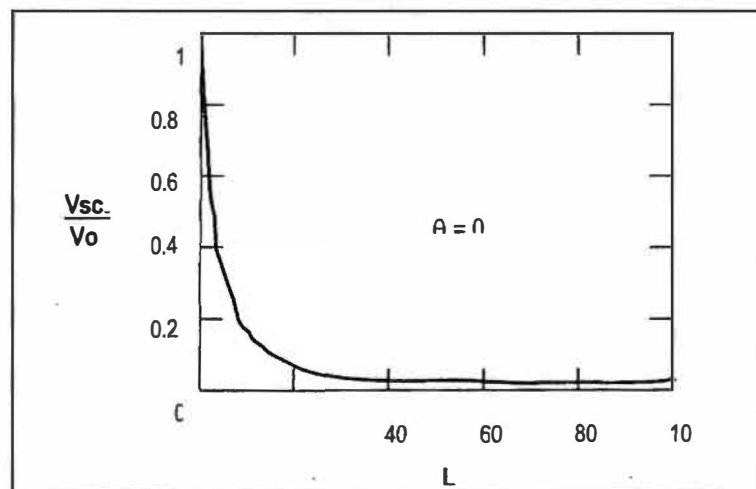
b) Influencia de L y θ en la eficiencia del decantador : Expresaremos la ecuación de la eficiencia para su valor crítico

$$\frac{V_{sc}}{V_o} = \frac{S_c}{\text{sen } \theta + L \cos \theta}$$

Según esto en el gráfico N° A1 se muestra la variación de V_{sc}/V_o en función de (L), con ($\theta = 0$) y un valor fijo de (V_o). En el podemos ver que el valor de V_{sc} disminuye rápidamente con el aumento de L, obteniéndose un valor significativo de la eficiencia hasta $L = 20$, a partir del cual V_{sc} tiene poca variación.

VARIACION DE V_{sc} EN FUNCION DE L

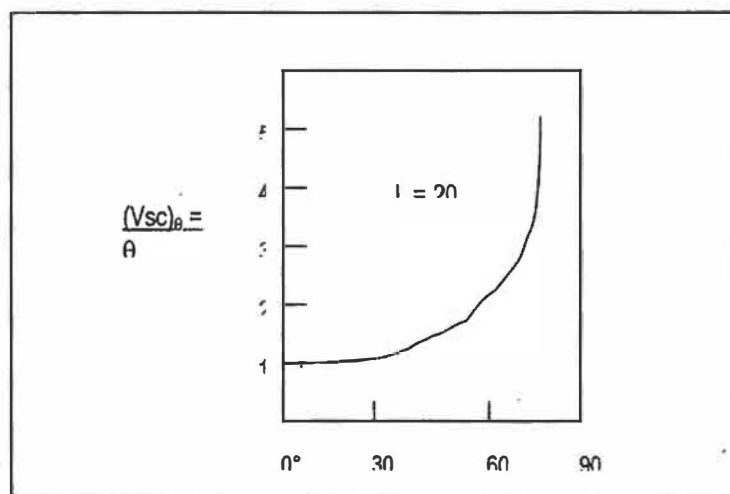
GRAFICO N° A1



En el gráfico N° A2 vemos que variando el valor de θ entre 0 y 90°, para $L = 20$, la eficiencia aumenta a medida que el ángulo aumenta, a pesar de esto el valor de θ se ha adaptado entre 50° y 60° para facilitar el desplazamiento del lodo depositado sobre las placas. (se considera V_o constante).

VARIACION DE V_{sc} EN FUNCION DE θ

GRAFICO N° A2



c) Factores que influyen en el proceso : Ver cuadro N° A12.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EFICIENCIA DE LA SEDIMENTACION LAMINAR

CUADRO N° A12

CARGA SUPERFICIAL	Denominado también parámetro Hazen, representa la velocidad crítica de sedimentación de una partícula típica. Cualquier velocidad mayor a esta removerá a las partículas sedimentadas. Se determina en base a ensayos de laboratorio. La eficiencia del sedimentador laminar decrece a medida que aumenta la carga superficial.
CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS	La eficiencia del sedimentador laminar es directamente proporcional a la turbiedad y color del agua e inversamente proporcional a la temperatura de la misma.
COAGULACION	Esta operación es la que mayor influencia tiene en la eficiencia de un sedimentador laminar tanto en lo referente a la remoción de turbiedad como en la calidad misma del agua. Un floculo grande y esponjoso se sedimenta con dificultad disminuyendo el rendimiento del sedimentador en una forma apreciable, en cambio el floculo pequeño y compacto sedimenta rápidamente favoreciendo la eficiencia del sedimentador.
CARACTERÍSTICAS DEL SEDIMENTADOR	La eficiencia del sedimentador laminar mejora con el periodo de funcionamiento. Después de muchas pruebas experimentales realizadas en diferentes plantas de tratamiento del mundo, se recomienda usar valores de $L = 20$ y $\theta = 60^\circ$ para asegurar una continua y eficiente remoción de lodos.

d) Tipo de Sedimentadores Laminares : Se muestran en el cuadro N° A13.

CLASIFICACION DE SEDIMENTADORES LAMINARES

CUADRO N° A13

DE FLUJO HORIZONTAL	En los cuales el flujo del agua es o tiende a ser horizontal. Este tipo se usa en plantas comerciales o de pequeña capacidad (inferior a 50 l/s). Se limita su uso por razones económicas únicamente. Para la limpieza del sedimentador se recomienda invertir el flujo.
DE FLUJO INCLINADO	Estos Son los más usados. Generalmente en la parte inferior del decantador se presenta una zona de distribución de agua, existiendo en la parte media módulos inclinados un ángulo de 60° . El agua se recolecta en la parte superior.

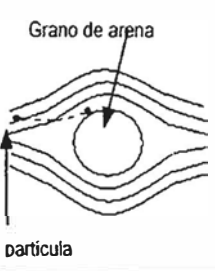
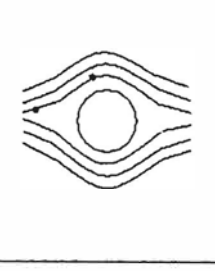

ANEXO N° 4
PROCESO DE FILTRACIÓN

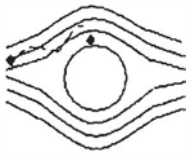
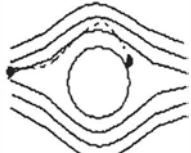
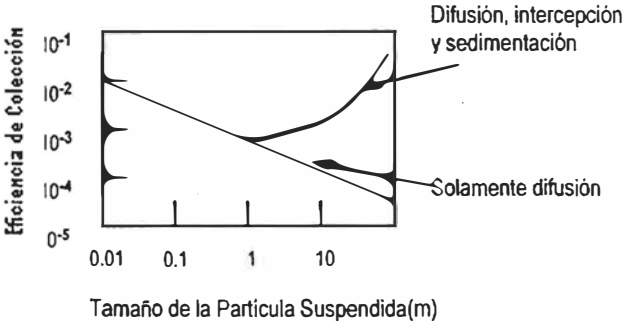
➤ **Mecanismos de filtración :**

La filtración es considerada como el resultado de dos mecanismos distintos, pero complementarios: transporte y adherencia. Inicialmente, las partículas a removerse son transportados de la suspensión a la superficie de los granos del medio filtrante. Ellas permanecen adheridas a los granos, siempre que resistan la acción de las fuerzas de cizallamiento debidas a las condiciones hidrodinámicas del escurrimiento. El transporte de partículas es un fenómeno físico e hidráulico, afectado principalmente, por los parámetros que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia entre partículas y granos es básicamente un fenómenos de acción superficial, que es influenciado por parámetros físicos y químicos. En el cuadro N° A14 se describen los principales mecanismos.

MECANISMOS DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

CUADRO N° A14

MECANISMOS DE TRANSPORTE	Impacto Inercial	Durante el escurrimiento, las líneas de corriente divergen al estar cerca de los granos del medio filtrante, de modo que las partículas suspendidas, con cantidad de movimiento suficiente para mantener su trayectoria, colisionan con los granos. Cuanto mayor sea la velocidad intersticial y menor el diámetro de los granos de arena, mayor será la posibilidad de que las partículas suspendidas dejen la línea de corriente y colisionen con los granos.	
	Intercepción	Normalmente, el régimen de escurrimiento durante la filtración es laminar y por lo tanto las partículas se mueven a lo largo de las líneas de corriente. Debido a que las partículas suspendidas tienen densidad aproximadamente igual a la del agua, ellas serán removidas de la suspensión cuando, en relación a la superficie de los granos del medio filtrante, las líneas de corriente están a una distancia menor a la mitad del diámetro de las partículas suspendidas.	
	Sedimentación	El efecto de la gravedad sobre las partículas suspendidas durante la filtración, ocasiona el efecto de sedimentación entre los poros de los filtros, que son considerados como pequeñas unidades de sedimentación. Sin embargo la velocidad de sedimentación de las partículas suspendidas y especialmente la de pequeños flóculos, es mucho más pequeña que la de la velocidad intersticial.	

	<p>Difusión</p>	<p>La intensidad del movimiento de difusión es inversamente proporcional al tamaño de las partículas suspendidas. En partículas pequeñas la difusión es afectada por el aumento de la energía termodinámica y a la disminución de la viscosidad del agua. Y en partículas mayores a 1 μm es afectado por la fuerza de arrastre y de inercia de las mismas.</p>	
	<p>Acción hidrodinámica</p>	<p>Se da para la remoción de partículas floculentas relativamente grandes (aprox. 10 μ). Una partícula que se escurre estará sujeta a fuerzas tangenciales a ella y perpendiculares a la dirección de escumamiento, estas provocan que la partícula gire y sea conducida a una región de velocidad más baja.</p>	
<p>MECANISMOS DE TRANSPORTE COMBINADO</p>	<p>Es probable que todos los mecanismos actúen simultáneamente durante la filtración, sin embargo el grado de importancia de cada uno de ellos depende de las características de la suspensión y del medio filtrante. En el grafico se muestra la variación de la eficiencia para diferentes tamaños de partícula según mecanismos combinados y aislados.</p> <div style="text-align: center;">  </div>		
<p>MECANISMOS DE ADHERENCIA</p>	<p>Interacción combinada de las fuerzas electrostáticas y las de Van Der Waals</p>	<p>Las partículas sólidas sumergidas en agua presentan cargas en su superficie debido a: disociación de iones, cargas no balanceadas por imperfecciones en la estructura del cristal, reacciones con iones de la suspensión, etc. En la interfase sólido líquida existe una capa electroquímica doble, que establece un potencial de repulsión entre las partículas en suspensión con cargas eléctricas semejantes. (La magnitud de este potencial de repulsión y la distancia a la cual actúa su campo de acción, son afectadas por la composición química de la suspensión). Por otro lado entre las partículas sólidas existe una interacción de atracción (fuerzas de Van Der Waals). Con el fin de reducir la estabilidad de los coloides, para que se adhieran entre si con las partículas suspendidas y los granos de arena, el valor de la resultante: $(F_R - F_A)$ debe reducirse o preferentemente anularse. De este modo se tiene una contribución al proceso de filtración por este mecanismo. F_R : Fuerza de Repulsión (por la capa electroquímica) F_A : Fuerza de Atracción (por las fuerzas de Van Der Waals)</p>	
	<p>Puente Químico</p>	<p>La adherencia de partículas coloidales en la interfase sólido - líquida que se produce en los filtros, puede deberse a una serie de mecanismos físicos y químicos. Las fuerzas químicas muchas veces pueden sobrepasar a las electrostáticas. Los enlaces químicos entre los coágulos y la superficie de los granos pueden hacerse de diversas maneras, destacándose el intercambio iónico, los enlaces de hidrógeno y la adsorción mutua. El empleo de floculantes del tipo catiónicos, aniónicos o no iónicos, han mejorado la calidad del agua filtrada, indicando que hay un aumento de adherencia entre partículas suspendidas y los granos del medio filtrante.</p>	

➤ **Mecanismos de la filtración Biológica:**

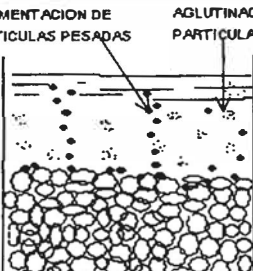
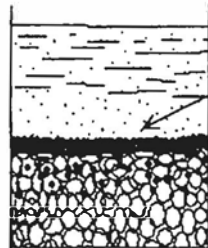
También llamada filtración lenta; se consigue al hacer circular el agua a través de un manto poroso principalmente de arena, los que están en contacto durante tres a doce horas dependiendo de las velocidades adoptadas. El cuadro N° A15, nos muestra como ocurre, este tipo particular de filtración.

➤ **Factores que influyen en la filtración :**

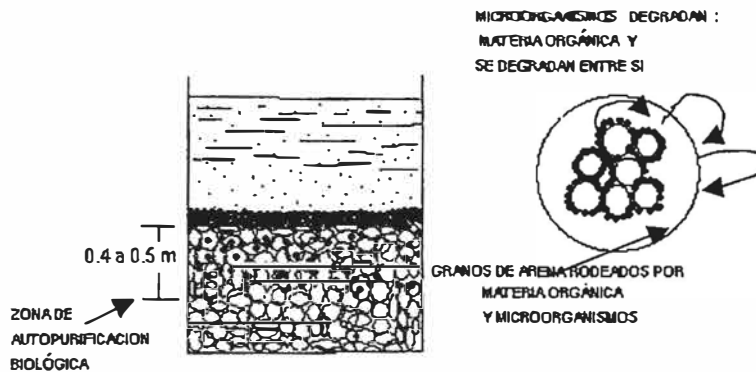
La eficiencia de la filtración esta relacionada con las características de la suspensión y del medio filtrante, con la hidráulica de la filtración y la calidad del efluente. Se presentan a continuación los principales factores que influyen en la filtración. Ver cuadro A16.

MECANISMOS DE LA FILTRACIÓN BIOLÓGICA

CUADRO N° A15

<p>1) El agua cruda que ingresa a la unidad, permanece sobre el medio filtrante de tres a doce horas dependiendo de las velocidades de filtración adoptadas. En este tiempo, las partículas más pesadas que se encuentran en suspensión, se sedimentan y las más ligeras se pueden aglutinar, llegando a ser más fácil su posterior remoción.</p>	 <p>SEDIMENTACION DE PARTICULAS PESADAS</p> <p>AGLUTINACION DE PARTICULAS LIGERAS</p>
<p>2) Durante el día y bajo la influencia del sol se produce el crecimiento de algas, las cuales absorben bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes de agua, para formar material celular y oxígeno. El O₂ así formado se disuelve en el agua y entra en reacción química con las impurezas orgánicas, haciendo que estas sean más asimilables por los microorganismos. $ALGAS + CO_2 + NITRATOS + FOSFATOS \rightarrow CÉLULAS + O_2$ O₂ Usado por los microorganismos para degradar MATERIA ORGÁNICA</p>	
<p>3) En la superficie del medio se forma una capa principalmente de material de origen orgánico, conocido con el nombre de <i>schmutzdecke</i> o "piel de filtro" a través del cual tiene que pasar el agua antes de llegar al propio medio filtrante. Esta capa esta formado por algas y otras numerosas formas de vida tales como plankton, diatomeas, protozoarios, rotíferos y bacterias. La acción intensiva de estos microorganismos atrapa , digiere y degrada la materia orgánica, algas muertas y bacterias vivas contenidas en el agua .</p>	 <p>SCHMUTZDECKE confirmado por : Algas, plankton, diatomeas, protozoarios, rotíferos y bacterias.</p> <p>MEDIO → FILTRANTE</p>
<p>4) El agua a su paso por el lecho de arena, cambia de dirección constantemente, de manera que las partículas acarreadas por el agua toman contacto con los granos del filtro por diversos mecanismos de transporte (que son los mismos descritos en el cuadro N° 15).</p>	

5) Los granos de arena van quedando cubiertos por una superficie pegajosa, conformada principalmente por materia orgánica; atrapada por mecanismos de enganche. Al mismo tiempo los microorganismos activos (bacterias, protozoos, bacteriófagos) que se encuentran también, en la capa pegajosa que rodea a los granos de arena, se alimentan de la materia orgánica atrapada y se devoran entre sí. En esta forma, la materia orgánica degradable, incluidos bacterias y virus de origen fecal, es descompuesta gradualmente y convertida en agua, anhídrido carbónico y sales inorgánicas inocuas. La zona viviente donde tienen lugar estos mecanismos de purificación se extiende hasta unos 0.4 a 0.5 m por debajo de la superficie del lecho filtrante, pero disminuye en actividad al aumentar la profundidad conforme se purifica el agua y esta contiene menos materia orgánica y menos compuestos nutrientes. A mayor profundidad dentro del lecho filtrante, los productos de los procesos biológicos continúan eliminándose por procesos físicos (adsorción) y acción química (oxidación).



Todos estos mecanismos funcionarán de manera efectiva si se permite un tiempo de retención suficiente en el lecho filtrante.

FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA FILTRACION

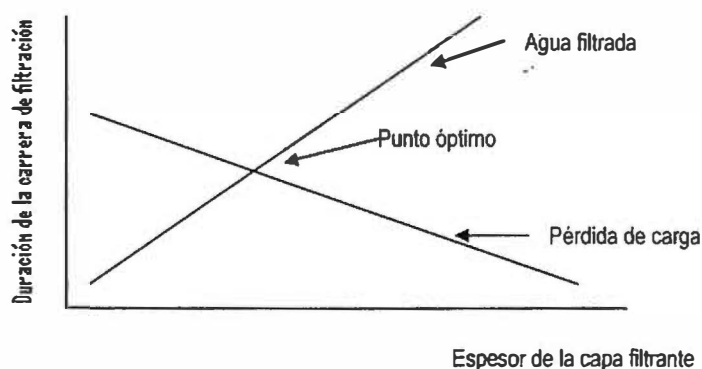
CUADRO N° A16

CARACTERÍSTICAS DE LA SUSPENSIÓN

- Tipo de partículas suspendidas : Por ejemplo la filtración es diferente para flocúlos tratados con floculantes de sales de Aluminio o Hierro. O la existencia de Algas en el afluente que influye en la pérdida de carga.
- Tamaño de partículas suspendidas : Existe un tamaño crítico de partículas suspendidas, del orden de $1 \mu\text{m}$, para el cual se tiene menos oportunidad de contacto entre la partícula suspendida y el grano del medio filtrante. Aquellas de menor tamaño serán removidas eficientemente, debido principalmente a la difusión; mientras que las mayores, también serán removidas pero debido a la acción de otros mecanismos, como la intercepción y sedimentación.
- Densidad de las partículas suspendidas : Cuanto mayor sea la densidad de las partículas suspendidas, mayor será la eficiencia de remoción de las partículas de tamaño superior al crítico mencionado anteriormente.
- Resistencia o dureza de las partículas suspendidas (flocúlos) : Los flocúlos débiles tienden a fragmentarse y penetrar fácilmente en el interior del medio filtrante, favoreciendo que ocurra el traspase final a la turbidez límite, mientras que los flocúlos duros no se fragmentan fácilmente pero producen una pérdida de carga mayor.
- Temperatura del agua a ser filtrada : El aumento de temperatura conduce a una eficiencia mayor pues se tiene un aumento de energía termodinámica en las partículas del agua y consecuentemente, la difusión se vuelve un mecanismo importante cuando se tienen partículas suspendidas menores de $1 \mu\text{m}$. Por otro lado, la disminución de la viscosidad facilita la acción del mecanismo de sedimentación de partículas mayores a $1 \mu\text{m}$.
- Concentración de partículas en el afluente : La eficiencia de remoción aumenta con el aumento de concentración de partículas suspendidas en el afluente, pues las partículas retenidas hacen de colectoras de otras partículas suspendidas.
- Potencial Zeta de la suspensión : Cuando las partículas suspendidas y los granos del medio filtrante tienen potenciales Zeta del mismo signo, la interacción de capas dificulta la adherencia, reduciendo la eficiencia de remoción.
- PH del afluente : Para valores de PH inferiores a 7, disminuye el intercambio de cationes y aumenta el intercambio de aniones sobre las superficies positivas, mientras que para valores superiores a 7, se produce un aumento en el intercambio de cationes y una disminución en el intercambio de aniones sobre las superficies negativas.

CARACTERÍSTICAS
DEL MEDIO
FILTRANTE

- **Tipo de medio filtrante:** Debe seleccionarse basándose en la calidad que se desea para el agua filtrada. También debe tenerse en cuenta, la duración de la carrera de filtración y la facilidad de lavado. Un medio filtrante ideal es aquel que requiere de una cantidad mínima de agua para ser lavado eficientemente y ser capaz de remover la mayor cantidad posible de partículas suspendidas, produciendo un efluente de buena calidad. Por ejemplo una arena de granulometría menor a pesar de producir un efluente de mejor calidad presenta una carrera de filtración más corta que la de granulometría mayor.
- **Características de los materiales filtrantes :** Los materiales filtrantes se especifican en base a, por lo menos, cuatro características:
Tamaño efectivo (TE) : se refiere al tamaño de granos correspondiente al 10% en peso que pasa por mallas de una serie granulométrica.
Coefficiente de uniformidad (CU) : es igual a la relación entre el tamaño de los granos correspondientes al 60% y el tamaño de los granos correspondiente al 10% en peso.
Forma : Normalmente se evalúa en función del coeficiente de esfericidad (C_e) que es igual a la relación entre el diámetro de una esfera de velocidad de sedimentación igual a la del grano considerado y el tamaño medio de los granos entre dos mallas consecutivas de la serie granulométrica, entre las que se preparó el medio filtrante
Peso específico (Pe) : Es igual al peso de los granos dividido por el volumen efectivo que ocupan los granos.
- **Espesor de las capas filtrantes :** la operación ideal de un filtro es aquella en que la pérdida de carga máxima se produce en el mismo instante en que el efluente presenta turbiedad límite. Como se puede observar en la figura, la curva de pérdida de carga y turbidez del efluente en función de la duración de la carrera de filtración y del espesor del medio filtrante, para una determinada tasa de filtración, turbiedad límite fijada, pérdida de carga límite fijada, e invariables las demás características de la suspensión y del medio filtrante.



CARACTERÍSTICAS
HIDRÁULICAS

- **Tasa de filtración** : Las variaciones de la tasa de velocidad durante una carrera de filtración son muchas veces inevitables y pueden afectar sustancialmente la calidad del efluente. Los efectos de las variaciones de tasas de filtración dependen principalmente de la magnitud de la variación producida, de la tasa de filtración, de la pérdida de carga presentada por el filtro en el momento en que ocurre la variación de la tasa de filtración y de la forma en que se realiza la variación.
- **Carga hidráulica disponible** : La carga hidráulica a fijarse en un filtro influye significativamente en la duración de la carrera de filtración. Este parámetro es empírico y normalmente es fijado por el proyectista. Por otro lado fijar la carga hidráulica con la que un filtro debe operar, depende de otros factores, como el espesor y la granulometría del medio filtrante, aspectos económicos, etc.
- **Calidad del efluente** : La calidad del efluente está relacionada con diversas características inherentes al filtro propiamente dicho, al uso a que se destina el agua filtrada y a la existencia de una operación eficiente. Por otro lado la calidad del agua filtrada no es constante desde el inicio hasta el final de la carrera de filtración.
- **Consideraciones finales sobre los factores que influyen en la filtración** : La filtración es una operación compleja que no puede ser analizada simplemente en función de una variable, sin tener en cuenta la influencia de las demás . Debido a la complejidad se procuró obtener un parámetro que relaciones las principales variables de la filtración a fin de que la misma se realice eficientemente. Se propusieron 2 modelos que representan el índice de filtrabilidad, que si bien no incluyen todas las variables que influyen en la filtración, sin embargo incluyen varias de estas.

Hudson propuso :

$$K = \frac{V_{\infty} \cdot D^3 \cdot \Delta H}{\Delta L}$$

donde :

K = índice de filtrabilidad

 V_{∞} = velocidad de aproximación

D = tamaño de los granos del medio filtrante

 ΔH = pérdida de carga en la capa filtrante de espesor ΔL

El valor de K varia desde 0.4, cuando se tiene agua cruda difícil de coagular y pretratamiento razonable hasta 6.0 para agua cruda normal y pretratamiento eficiente.

Cleasby propuso :

$$IF = \frac{\lambda \cdot \sigma}{\Delta H}$$

donde :

IF = índice de filtrabilidad

 λ = coeficiente del filtro o modulo de impedimento σ = deposito específico efectivo.

ΔH = aumento de la pérdida de carga en una determinada capa del medio filtrante y para un intervalo de tiempo .

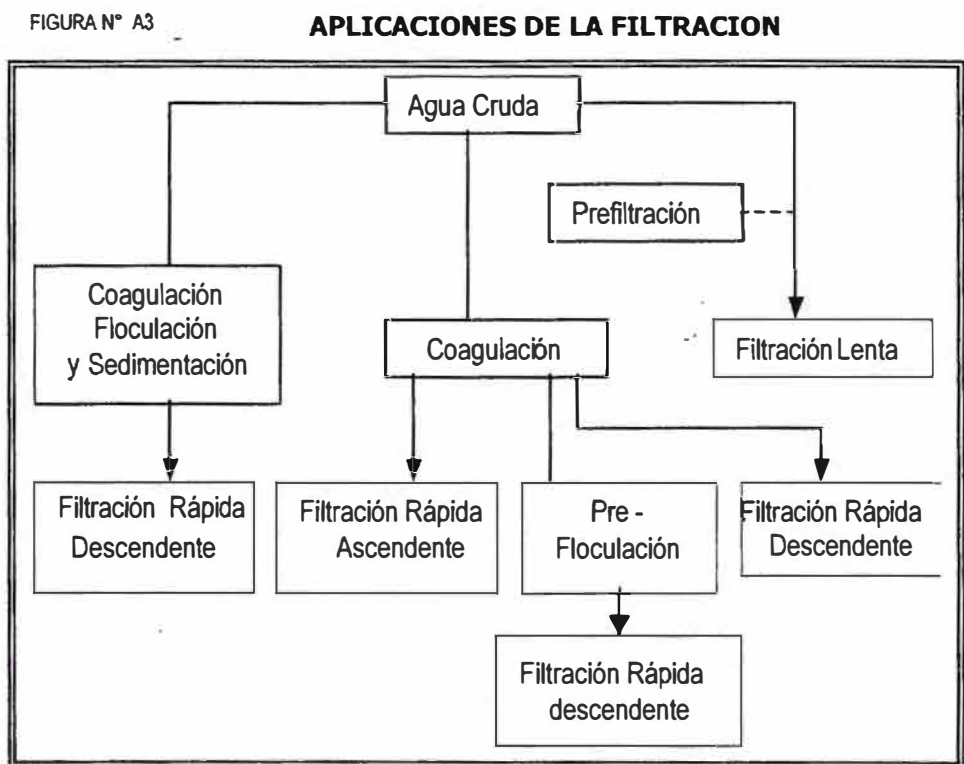
Cuanto mayor es IF más filtrable será la suspensión .

➤ **Unidades de filtración :**

Los sistemas de filtración se clasifican en función de la dirección del flujo en la unidad y de la velocidad de filtración . El cuadro N° A17 y la figura N° A3 nos muestran, respectivamente, la clasificación y aplicación de la filtración.

CUADRO N° A17 **TIPOS DE FILTRACIÓN**

FILTRACIÓN RÁPIDA				
Filtración por gravedad			Filtración bajo Presión	FILTRACIÓN LENTA
Filtración Descendente	Filtración Ascendente	Filtración Ascendente y Descendente		



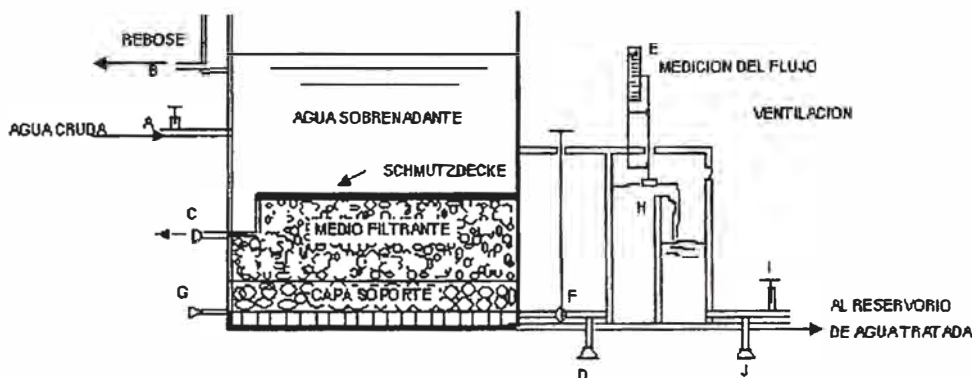
En los cuadros : N° A18, N° A19, N° A20, N° A21 y N° A22, se detallarán los datos más importantes sobre los tipos de filtración antes mencionados.

BREVE DESCRIPCIÓN

La filtración lenta es un proceso de purificación del agua que consiste en hacerla pasar a través del lecho poroso de un medio filtrante. Durante este paso, la calidad del agua se mejora considerablemente por reducción del número de microorganismos (bacterias, virus, quistes), eliminación de materias en suspensión y de materia coloidal y cambios en la composición química. En la superficie de un lecho ya maduro se forma una película delgada llamada el Schmutzdecke, que consta de una gran variedad de microorganismos, biológicamente muy activos, que descomponen la materia orgánica, mientras gran parte de la materia inorgánica en suspensión queda retenida por acción de "colado". El proceso de filtración lenta se distingue esencialmente del de filtración rápida por el Schmutzdecke y por el proceso de purificación que tiene lugar en esta capa superficial. La limpieza de estos filtros se realiza por un proceso relativamente simple al remover periódicamente la parte superior incluido el Schmutzdecke.

DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS BÁSICOS DE UN FILTRO LENTO:

Básicamente, una unidad de filtración lenta en arena consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, de un lecho de arena filtrante, de un sistema de drenaje y de un juego de dispositivos de regulación y control del filtro. ver figura siguiente :



- ♦ **La capa de agua sobrenadante** tiene dos propósitos: primero, proporciona una carga de agua suficiente para hacer que el agua cruda pase a través del lecho del medio filtrante; segundo, origina un tiempo de retención de varias horas del agua cruda a ser tratada, periodo durante el cual las partículas pueden asentarse y/o aglomerarse, o ser sometidas a cualquier otro proceso físico o bioquímico. Sin embargo de ningún modo el reservorio de agua debe considerarse como un estanque de sedimentación. Si el agua cruda tiene un contenido alto de materia en suspensión, se debe instalar una unidad de pretratamiento para prevenir la rápida obstrucción del filtro lento de arena.
- ♦ **Lecho del medio filtrante;** debe estar compuesto por material granular inerte y durable. Normalmente se prefiere arena (lavada). Debe estar exento de arcilla y de preferencia libre de materia orgánica.
- ♦ **Sistema de drenaje;** sirve para dos propósitos; permite el paso libre para la recolección de agua tratada y da soporte al lecho del medio filtrante, de modo que se asegure una velocidad de filtración uniforme sobre toda el área del filtro. Este sistema de drenaje puede tener diversas configuraciones, ya sea una capa de grava gruesa de piedra triturada durable, o de estructuras de drenes principales y laterales construidas de tuberías perforadas o separadas, bloques o ladrillos de concreto. La grava se tiende en capas, comenzando con los granos mayores al fondo y reduciendo progresivamente el diámetro hacia arriba. Esta a su vez impide que el material granular del lecho del filtro sea acarreado hacia el sistema de drenaje.
- ♦ **Dispositivos de regulación y control del filtro:** Se mencionan a continuación las operaciones más importantes a ser reguladas y controladas por medio de válvulas, vertederos y otros dispositivos.

A: Entrada de agua cruda al reservorio de agua sobrenadante hasta un nivel constante dentro del tanque del filtro.

B: Eliminación del exceso de agua y de la nata por medio de un vertedero de derrame o rebose.

C: Drenaje de agua sobrenadante antes de efectuar la limpieza del filtro.

D: Drenaje del agua en la capa superior del lecho filtrante.

E: Medida del caudal del agua efluente por medio de un dispositivo calibrado de medición de caudal

F: Regulación de la tasa de filtración.

G: Ingreso de agua limpia para llenar en forma ascendente el lecho filtrante después de efectuar la limpieza del filtro.

H: Dispositivo de prevención de presiones negativas en el lecho filtrante.

I: Descarga del agua tratada al tanque de almacenamiento de agua tratada.

J: Descarga del agua tratada al desagüe.

Los materiales de construcción comúnmente usados son hormigón simple o armado, ferrocemento, piedra natural o ladrillo. La altura vertical total de la caja hermética, incluido el cimiento, debe estar en el rango de 2.8 a 3.5 m. La caja del filtro, el canal de efluente y el tanque de almacenamiento de agua filtrada deben ser herméticos por dos razones: para evitar pérdidas de agua y, en caso de tenerse un nivel freático alto, para prevenir el ingreso de agua subterránea que pueda contaminar el agua tratada.

ECUACIONES QUE DETERMINAN EL PROCESO DE UNA FILTRACIÓN DESCENDENTE

Hay dos velocidades de interés en la filtración:

Velocidad de aproximación, también conocida como tasa de filtración que es igual al caudal afluente dividida por el área del filtro de la planta y Velocidad media intersticial, que es igual a la velocidad de aproximación dividida por la porosidad media del medio filtrante.

$V_i = V / E$ donde: V_i = velocidad intersticial (cm/s), V = velocidad de aproximación (m/s), E = porosidad media del medio filtrante

La porosidad media de un medio filtrante esta dada por:

$$E = \frac{V_v}{V_v + V_g} \quad (a) \text{ Donde:}$$

E = porosidad media del medio filtrante
 V_v = volumen de vacíos (m^3)
 V_g = vol de los granos del medio filtrante (m^3)

Durante la filtración, las partículas suspendidas son retenidos en los intersticios granulares, reduciendo el volumen de vacíos y de acuerdo con la ecuación (a), la porosidad también disminuye. La velocidad intersticial aumenta y consecuentemente la pérdida de carga aumenta en el medio filtrante. El régimen de escurrimiento es laminar durante la filtración y de acuerdo con la ley de Darcy se tiene :

$$\frac{h}{L} = K \cdot V \quad (b) \text{ Donde: } V = \text{velocidad de aproximación (m/s) , } H = \text{perdida de carga (m)}$$

L = espesor del medio filtrante (m) , K = coeficiente de resistividad (s/m)

El coeficiente de resistividad K está relacionado con la resistencia al escurrimiento debida al medio filtrante y a las partículas retenidas y aumenta a medida que progresa el tiempo de funcionamiento del filtro. Al inicio de la filtración, cuando el medio filtrante se encuentra limpio, se puede determinar el gradiente hidráulico h/L a través de la formula propuesta por Fair-Hatch :

$$\frac{h}{L} = \frac{150 \cdot v}{g} \cdot \frac{(1-\epsilon_0)^2}{\epsilon_0^3} \cdot \frac{V}{C_e \epsilon^2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_i^2} \quad (c)$$

Donde:

h = pérdida de carga total (m) , L = espesor del medio filtrante (m) , v = viscosidad cinemática del agua (m^2/s)
 g = aceleración de la gravedad (m/s^2) , ϵ = porosidad media del medio filtrante limpio , V = velocidad de aproximación (m/s)
 C_e = coeficiente de esfericidad ,
 X_i = fracción en peso, del material filtrante retenido entre los tamizadores consecutivos de la serie granulométrica

$D_i = \sqrt{D_j \cdot D_k}$ = tamaño promedio de las aberturas de las mallas j y k (m)

Combinado las ecuaciones (b) y (c) se obtiene el coeficiente de resistividad inicial K_0 :

$$K_0 = \frac{150 \cdot v}{g} \cdot \frac{(1-\epsilon_0)^2}{\epsilon_0^3} \cdot \frac{1}{C_e \epsilon^2} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_i^2} \quad (d)$$

Una vez conocido el valor de K_0 , que es función exclusiva del medio filtrante considerado, se puede determinar la pérdida de carga inicial h_0 para una velocidad de aproximación o tasa de filtración cualquiera. $h_0 = K_0 \cdot V \cdot L$

Además de la pérdida de carga inicial, se tiene la pérdida que resulta de la retención de impurezas (h_t) que también es laminar cuando la filtración ocurre con acción de profundidad. El coeficiente de resistividad K aumenta con el tiempo, durante la carrera de filtración. La pérdida de carga en la capa soporte es pequeña durante la filtración, pero puede ser calculada para cada sub capa de grava haciendo $X_i = 1$ en la ecuación (c). La suma $h_0 + h_p + h_t$ es referida como la pérdida de carga total laminar en el filtro. La pérdida de carga del sistema de drenaje, tuberías y accesorios, denominada pérdida de carga turbulenta (h_{tb}), también puede ser relacionada con la velocidad de aproximación o tasa de filtración.

En cualquier momento durante la filtración, la condición básica para que se tenga una cierta velocidad de aproximación, es que la carga hidráulica disponible iguale la resistencia total del filtro, o:

En base a esta expresión, existen cuatro condiciones que deben considerarse para describir los métodos de operación de los filtros :

$$\text{Tasa de filtración} = \frac{\text{Carga hidráulica disponible}}{\text{Resistencia del filtro}}$$

- a. Carga hidráulica disponible constante y resistencia total del filtro variable,
- b. Carga hidráulica disponible constante y resistencia total del filtro constante
- c. Carga hidráulica disponible variable y resistencia total del filtro constante
- d. Carga hidráulica disponible variable y resistencia total del filtro variable.**

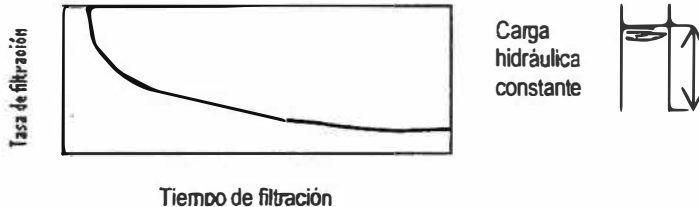
MÉTODOS DE CONTROL DE FILTROS

En cualquier momento durante la filtración, la condición básica para que se tenga una cierta velocidad de aproximación, es que la carga hidráulica disponible iguale la resistencia total del filtro:

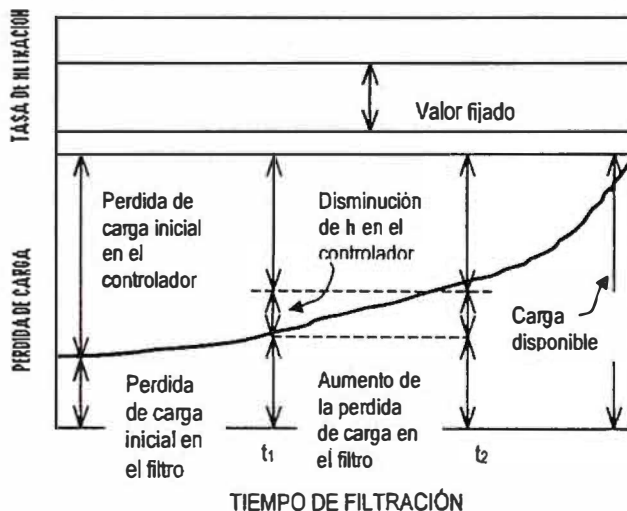
$$\text{Tasa de filtración} = \frac{\text{Carga hidráulica disponible}}{\text{Resistencia del filtro}}$$

En base a esta expresión, existen cuatro condiciones que deben considerarse para describir los métodos de operación de los filtros:

- a. **Carga hidráulica disponible constante y resistencia total del filtro variable** : La tasa de filtración disminuye porque a medida que pasa el tiempo, aumenta la cantidad de partículas en los intersticios, colmatando el medio filtrante. La variación es según el siguiente gráfico:



- b. **Carga hidráulica disponible constante y resistencia total del filtro constante** : En este método de operación, el nivel de agua en los filtros de gravedad varía mucho, pudiéndose considerar que la carga hidráulica disponible sea aproximadamente constante. Manteniéndose constante la resistencia del filtro, se tiene como resultado un valor aproximado constante de la tasa de filtración. Al inicio de la carrera de filtración, el medio filtrante esta limpio y para que la resistencia total sea constante hay la necesidad de un dispositivo controlador que presente un valor de pérdida de carga igual a la diferencia entre el total y la suma de pérdidas de cargas en ese momento, en el grafico se muestra la variación de las pérdidas de carga en el medio filtrante y en el controlador en función del tiempo:



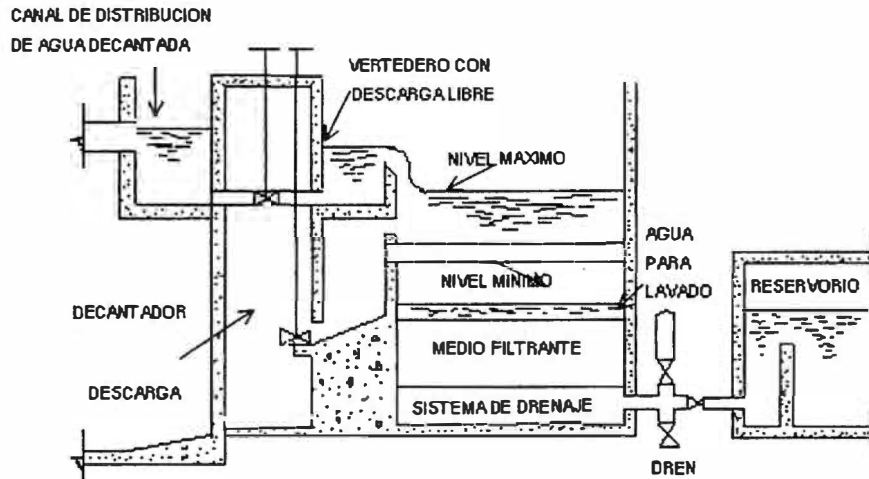
- c. **Carga hidráulica disponible variable y resistencia total del filtro constante** : Este método de control es idéntico al anterior. Sin embargo, el controlador de caudal deberá también compensar las variaciones de nivel para que la tasa de filtración permanezca constante.
- d. **Carga hidráulica disponible variable y resistencia total del filtro variable**:
Dependiendo de las características de la entrada y salida de los filtros, la tasa de filtración podrá ser constante o declinante cuando la carga hidráulica disponible y la resistencia total del filtro fueran variables.

TASA DE FILTRACIÓN CONSTANTE

Cuando la entrada a los filtros es hecha de modo que el caudal total afluente sea dividido equitativamente y que el nivel de agua en cada filtro varíe independientemente del nivel de los demás, el caudal será constante si el aumento de resistencia del filtro fuera acompañado por el aumento de carga hidráulica disponible.

El nivel de agua variará desde un valor mínimo, cuando el medio filtrante se encuentra limpio, hasta un valor máximo, cuando el filtro deberá ser lavado. El nivel de agua será diferente entre los diversos filtros de una batería, dependiendo solamente del grado de colmatación del medio filtrante de cada uno de ellos.

Al inicio de la operación, el medio filtrante estará limpio y por lo tanto, para evitar que el nivel mínimo se localice abajo de la cima de la capa filtrante, deberá ser prevista la instalación de una válvula u otro dispositivo cualquiera en la tubería efluente para ajustar el nivel mínimo. La conexión de las salidas individuales de los filtros en un canal provisto de un vertedero también podrá ser utilizada para este fin. Este método de operación es conocido como "distribución equitativa del caudal". La figura muestra las características principales de arreglo típico de entrada y salida de los filtros cuando se emplea este método de control.

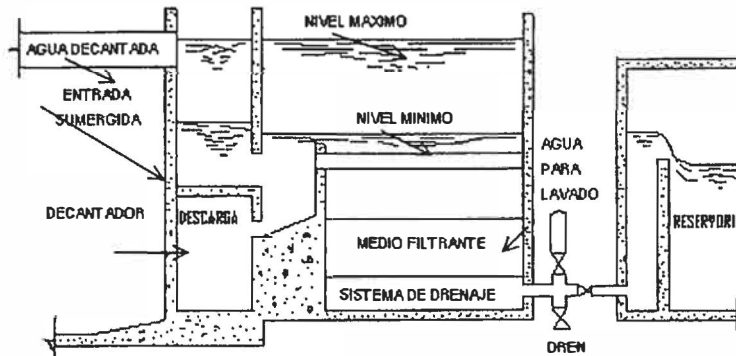


TASAS USUALES DE FILTRACIÓN

DESCRIPCIÓN	TASA DE FILTRACIÓN (m ³ /m ² /d)
a. De agua decanta en medio filtrante único de arena con espesor inferior de 0.8 m	120 - 240
b. De agua coagulada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1.0 m y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	180 - 600
c. De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0.8 m	180 - 360
d. De agua coagulada o prefloculada en medio filtrante doble, con espesor total superior a 0.8 m, con uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	180 - 600

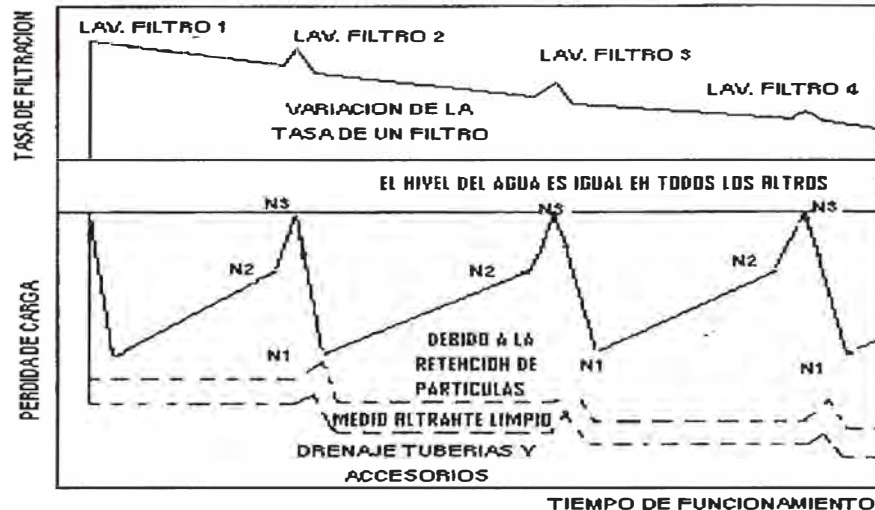
TASA DE FILTRACIÓN DECLINANTE

El sistema es semejante al anterior con la diferencia de la entrada que es hecha abajo del nivel de agua en los filtros, conforme lo muestra la siguiente figura:



Como la distribución de agua a los diversos filtros de la misma batería es hecha por medio de una tubería o un canal de dimensiones relativamente grandes, para que la pérdida de carga pueda ser considerada despreciable en el mismo, el nivel de agua es aproximadamente igual en los filtros.

En el gráfico siguiente vemos la variación de la tasa de filtración, pérdida de carga y nivel de agua durante el funcionamiento del filtro N° 1 de un batería de 4 filtros.



El nivel N₂ corresponde al instante en que un filtro de la batería debe ser lavado. Durante el lavado de un filtro, los restantes deben absorber el caudal del filtro retirado de operación y, de este modo, el nivel de agua sube hasta el valor máximo N₃, cuando el filtro recién lavado es puesto en operación. Finalmente, cuando es puesto en operación, el filtro recién lavado filtra un caudal superior a aquel obtenido cuando fue retirado para lavado.

De este modo, el caudal total efluente supera el caudal total afluente y en consecuencia, el nivel de agua disminuye hasta alcanzar un valor mínimo, que es el nivel N₁. De ahí en adelante, el nivel de agua en el canal común sube debido a la retención de impurezas en los filtros, hasta que el nivel N₂ sea nuevamente alcanzado, cuando otro filtro de la batería sea retirado para ser lavado.

TASAS USUALES DE FILTRACIÓN

DESCRIPCIÓN	TASA DE FILTRACIÓN
a. De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior de 0.8 m	150 - 299 (med) (m ³ /m ² /d) 240 - 300 (máx) (m ³ /m ² /d)
b. De agua floculada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1.0 m y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	240 - 360 (med) (m ³ /m ² /d) 360 - 600 (máx) (m ³ /m ² /d)
c. De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0.8 m	240 - 360 (med) (m ³ /m ² /d) 360 - 600 (max) (m ³ /m ² /d)
d. De agua coagulada o prefloculada en medio filtrante doble, con espesor total superior a 0.8 m, con uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	240 - 360 (med) (m ³ /m ² /d) 360 - 600 (max) (m ³ /m ² /d)

FILTRO RÁPIDO DE FLUJO ASCENDENTE

CUADRO N° A 20

GENERALIDADES	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La aplicación más ventajosa de este tipo de unidades es en la filtración directa o filtración de contacto, en la que los productos químicos se aplican y dispersan en el agua cruda algunos minutos antes de la filtración. En seguida el agua es conducida a los filtros ingresando por la parte inferior en forma ascendente. ▪ Son muy usados en países de Europa y del Centro y Sur de América como unidades completas de clarificación. 												
CARACTERÍSTICAS	<p>a. Tasa de filtración : $120 \text{ a } 200 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}$</p> <p>b. Fondo de los filtros: tipo Leopold, tuberías perforadas y placas perforadas son los más comunes.</p> <p>c. Distribución de agua a los diversos filtros: caja provista de vertederos de la cual parten tuberías individuales o tuberías individuales provistas de medidores y reguladores de caudal.</p> <p>En la siguiente figura se muestra en forma esquemática, el diseño de un filtro de flujo ascendente de tasa constante con fondo de placas perforadas.</p>												
FILTRACIÓN ASCENDENTE DE AGUA DECANTADA	<p>Aunque en la filtración ascendente de agua decantada las carreras de filtración resulten más largas, cuando se las compara con la descendente en lecho de arena, la carga hidráulica necesaria aguas arriba de los filtros y el mayor espesor de la capa ha limitado mucho el uso de este sistema.</p> <p>Con base ha investigaciones experimentales recientes, realizadas con el fin de comparar la filtración ascendente y la descendente, usando agua decantada como afluente, se obtuvieron las siguientes características, mostradas en el cuadro siguiente:</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Descripción</th> <th style="text-align: center;">Valor Recomendado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Espesor de la capa (m)</td> <td style="text-align: center;">1.0 - 1.6</td> </tr> <tr> <td>Tamaño efectivo (mm)</td> <td style="text-align: center;">0.7 - 0.85</td> </tr> <tr> <td>Coefficiente de desuniformidad</td> <td style="text-align: center;">≤ 1.6</td> </tr> <tr> <td>Tamaño del grano más pequeño (mm)</td> <td style="text-align: center;">0.59</td> </tr> <tr> <td>Tamaño del grano más grande (mm)</td> <td style="text-align: center;">1.68</td> </tr> </tbody> </table>	Descripción	Valor Recomendado	Espesor de la capa (m)	1.0 - 1.6	Tamaño efectivo (mm)	0.7 - 0.85	Coefficiente de desuniformidad	≤ 1.6	Tamaño del grano más pequeño (mm)	0.59	Tamaño del grano más grande (mm)	1.68
Descripción	Valor Recomendado												
Espesor de la capa (m)	1.0 - 1.6												
Tamaño efectivo (mm)	0.7 - 0.85												
Coefficiente de desuniformidad	≤ 1.6												
Tamaño del grano más pequeño (mm)	0.59												
Tamaño del grano más grande (mm)	1.68												
FILTRACIÓN DIRECTA ASCENDENTE	<p>Para obtener una filtración directa, sin dar un tiempo apropiado para que los flocos sedimenten y en lugar de eso solo unos minutos para que estos se dispersen y se pongan en contacto con el agua, el afluente deberá tener las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Color: 90% del tiempo $\leq 40 \text{ UC}$ y por periodos cortos puede aceptar hasta 60 UC. ▪ Turbiedad: 90% del tiempo $\leq 200 \text{ UT}$ y por periodos cortos puede operar hasta 250 UT. Este tipo de filtro puede aceptar mayor contenido de algas y coliformes por 100 ml de muestra que su similar de flujo descendente. ▪ La capacidad límite puede ser superada, prolongando la duración de la carrera, mediante la aplicación de descargas de fondo intermedias. 												

El siguiente cuadro muestra las principales características de la capa de arena de los filtros de flujo ascendente:

Descripción	Valor Recomendado
Espesor de la capa (m)	1.6 – 2.0
Tamaño efectivo (mm)	0.75 – 0.85
Coefficiente de desuniformidad	≤1.6
Tamaño del grano más pequeño (mm)	0.59
Tamaño del grano más grande (mm)	2.00

Tazas de Filtración más comunes:

- Filtración directa ascendente con tasa constante:
 - a. Sin uso de polímero como auxiliar : 150 – 180 m³/m²/d
 - b. Con uso de polímero auxiliar : 150 – 240 “

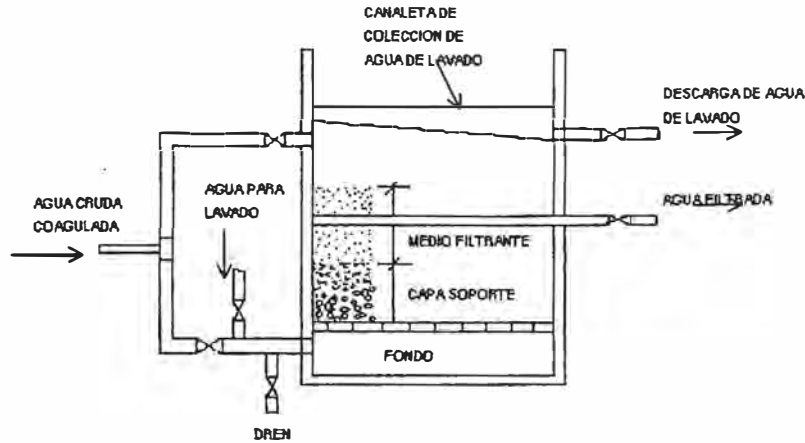
- Filtración directa ascendente con tasa declinante :
 - a. Sin uso de polímero como auxiliar : 150 – 180 (med) m³/m²/d
200 – 240 (máx) “
 - b. Con uso de polímero auxiliar : 180 – 240 (med) “
240 – 280 (máx) “

NOTA: Todos los valores recomendados de los parámetros usados en el Proceso de Filtración, que aparecen en las tablas anteriores, tienen como fuente el " Manual III – Diseño -Filtración" del Programa Regional de Mejoramiento de la Calidad del Agua para Consumo Humano del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente (CEPIS).

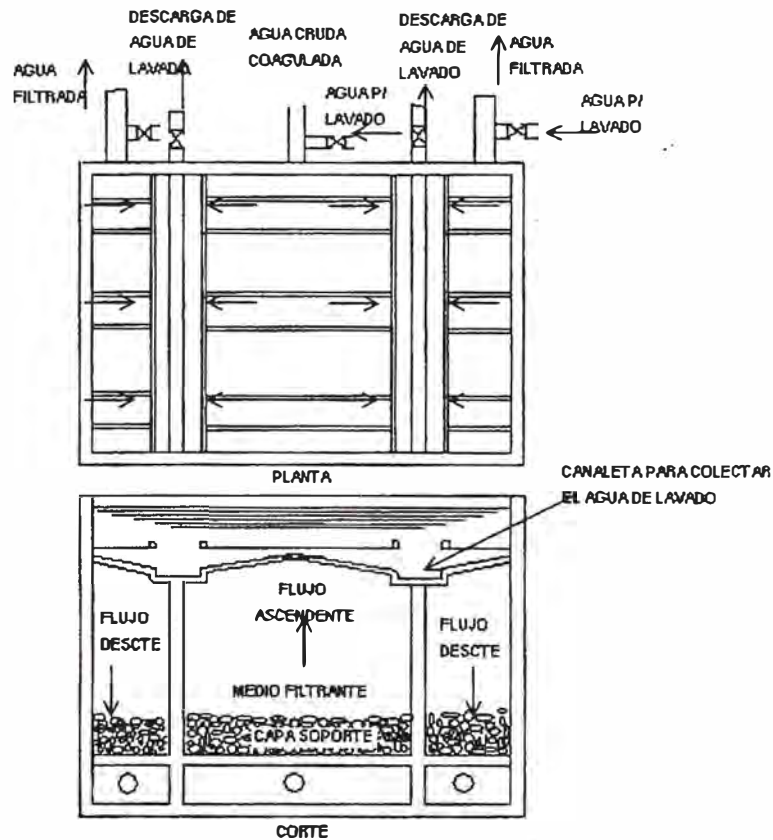
FILTRO RÁPIDO DE FLUJO ASCENDENTE - DESCENDENTE

CUADRO N° A 21

La idea de realizar la filtración ascendente y descendente surgió después de constatar la posibilidad de fluidificación del medio filtrante al momento de la filtración y del consecuente perjuicio de la calidad del agua filtrante. Surgieron los filtros denominados "Bi - Flow", donde parte del agua cruda coagulada es introducida en la parte superior y la restante en la parte inferior del filtro, haciéndose la colección por medio de tuberías provistas de bocas e instaladas en el interior del medio filtrante. La siguiente figura presenta en forma esquemática, este tipo de instalación:



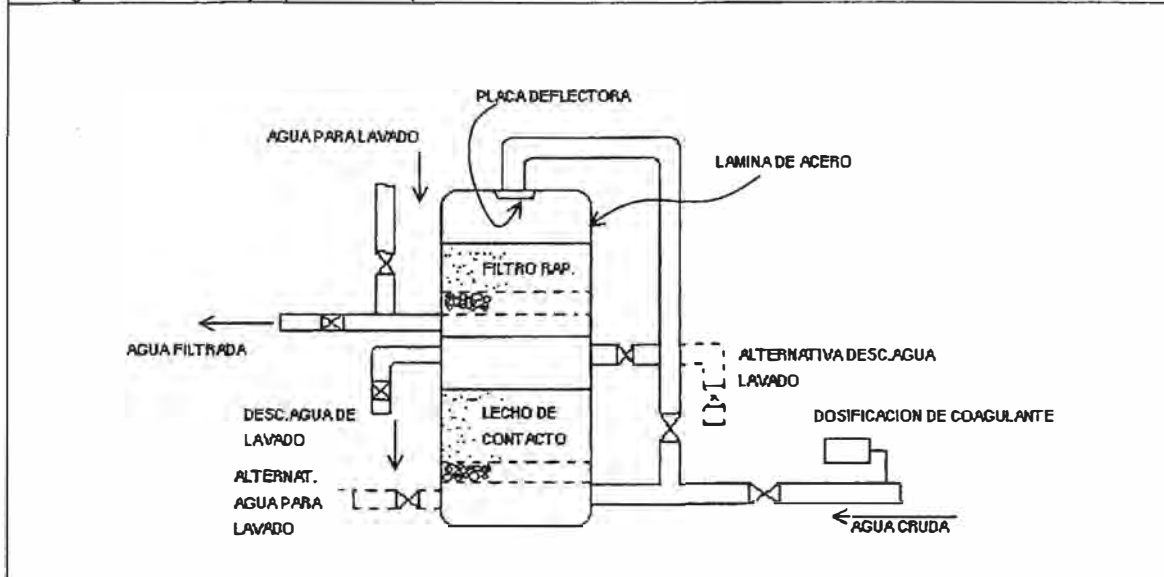
A pesar de evitar los inconvenientes de posibles problemas derivados de la fluidificación del medio filtrante, este tipo de instalación presenta el inconveniente de que la colección de agua se hace en el interior del medio filtrante, donde las bocas se pueden obstruir con el tiempo, necesitando un mantenimiento rutinario. Para controlar esta situación aparecieron los Súper Filtros, los cuales realizaron la filtración ascendente y descendente. En el siguiente esquema representa un Superfiltro:



FILTRACIÓN RÁPIDA BAJO PRESIÓN

CUADRO N° A 22

Siempre que las características operacionales y las del medio filtrante y de la suspensión sean semejantes, la filtración rápida bajo presión poco difiere de la realizada por gravedad. La filtración rápida bajo presión se realiza en tanques metálicos, y puede ser de flujo ascendente, descendente con medio filtrante constituido de una o más capas, y ascendente-descendente ("Bi-Flow y superfiltro"). La figura muestra un ejemplo de este tipo de filtros.



ANEXO N° 5
PROCESO DE DESINFECCIÓN

CONTAMINANTES MICROBIOLÓGICOS DEL AGUA Y USOS DE LA DESINFECCIÓN

CUADRO N° A 23

CONTAMINANTES MICROBIOLÓGICOS DEL AGUA	<p>En la desinfección se usa un agente físico o químico para destruir agentes patógenos, que pueden transmitir enfermedades utilizando el agua como vehículo pasivo. La desinfección es un proceso selectivo, no destruye todos los organismos presentes en el agua y no siempre elimina todos los organismos patógenos, más debe eliminar todos los gérmenes que son seleccionados.</p> <p>Debemos distinguir entre los siguientes términos:</p> <ol style="list-style-type: none"> a. Esterilizante: Agente capaz de destruir todos los organismos (patógenos o no). b. Desinfectante: Es el agente que destruye los gérmenes patógenos. c. Bactericida : Agente que elimina bacterias. d. Quisticidas; Agente que elimina quistes. <p>En el caso del agua hay tres categorías de agentes patógenos que son :</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Virus : Estos causan la parálisis infantil y la hepatitis infecciosa, son muchos más resistentes a ciertos desinfectantes como el cloro. ➤ Las bacterias : responsables de las enfermedades transmisibles por el agua, generalmente son menos resistentes a la desinfección que la Escherichia Coli (organismo del grupo coliforme presente en forma abundante en las heces humanas y utilizado como indicador de contaminación fecal). Por otro lado las bacterias que forman esporas son mucho más resistentes, pero menos importantes para la desinfección del agua. ➤ Los quistes de Entamoeba histolítica : también son muy resistentes y normalmente no son destruidos por los desinfectantes comunes.
UTILIZACIÓN DE LA DESINFECCIÓN	<p>Cuando la desinfección forma parte de un proceso complejo de tratamiento, su empleo normalmente se basa en los siguientes criterios:</p> <ol style="list-style-type: none"> a) Para reducir el contenido inicial de contaminantes microbiológicos en el agua cruda (predesinfección). Este proceso se emplea únicamente en casos especiales. b) Como desinfectante final, luego del tratamiento principal efectuado al agua (postdesinfección). Este es el uso más importante. <p>En general, las aguas sujetas al tratamiento deben encontrarse libres de partículas coloidales causantes de turbiedad y color que pueden convertirse en obstáculos para la acción del agente desinfectante. Por esto, la desinfección alcanza su eficiencia mayor en aguas claras, por lo que es conveniente lograr altas eficiencias en los procesos previos de clarificación del agua.</p>

➤ **Tipos de desinfectantes:**

Actualmente se dispone de varias sustancias o medios de desinfección, que deben utilizarse de acuerdo con las características de cada caso en particular. Sin embargo los desinfectantes deben cumplir con una serie de requisitos, con el fin de garantizar un tratamiento efectivo:

- a. Deben destruir, en un tiempo razonable, los organismos patógenos, los cuales deberán ser eliminados en la cantidad en que se presenten y con las condiciones que tenga el agua.

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

En el cuadro N° A 24 veamos más sobre los desinfectantes:

TIPOS DE DESINFECTANTES

CUADRO N° A 24

AGENTES FÍSICOS Y QUÍMICOS : De acuerdo a su mecanismo de destrucción se clasifican en :	AGENTES FÍSICOS Aplicación directa de energía en forma de calor o luz (rayos ultravioleta)
	AGENTES QUÍMICOS Sustancias químicas que actúan sobre los microorganismos y comprenden entre otros: los halógenos (cloro, bromo y yodo), el ozono (O ₃), el permanganato de potasio (KMnO ₄) y el agua oxigenada (H ₂ O ₂). También los iones metálicos, de los cuales los más usuales son los iones de plata, así como algunos álcalis y ácidos, En las técnicas de desinfección del agua para abastecimiento público, generalmente se usan los siguientes agentes, en orden de frecuencia. <ul style="list-style-type: none"> a. El cloro b. El ozono c. La luz ultravioleta Los iones de plata.
CARACTERÍSTICAS DE LOS DESINFECTANTES	EBULLICIÓN El método más simple para preparar agua para consumo humano, segura desde el punto de vista microbiológico, es hervirla durante un minuto. Se puede usar este sistema cuando el agua de bebida no cumple los estándares internacionales de calidad bacteriológica, en caso no sea posible aplicar una tecnología más sofisticada.
	LUZ ULTRAVIOLETA La luz ultravioleta (longitud de onda correspondiente a la máxima acción microbicida = 254 nm) mata las bacterias, por lo cual puede ser utilizada como desinfectante. La profundidad de la penetración de esta radiación en el agua es limitada, lo que permite que sólo delgadas láminas de agua pueden ser irradiadas. Por esta razón el efecto en aguas turbias no es adecuado y su aplicación se reduce a aguas claras y que no estén altamente contaminadas.

	<p>IONES DE PLATA</p> <p>Son usados principalmente para preservar la calidad bacteriológica de aguas embotelladas. Su efecto está basado en las características de estos iones para matar bacterias. Para la aplicación de pequeñas cantidades de agua de bebida, se aplica el conocido proceso "Katadyn" en el cual, los filtros de cartucho utilizados son cubiertos con cloruro de plata (AgCl), a través de los cuales pasa el agua, adquiriendo iones. Este método tiene las siguientes limitaciones.</p> <ol style="list-style-type: none"> El efecto sobre los virus no es el adecuado. Los iones de plata son tóxicos; por lo tanto, su aplicación es delicada. La materia coloidal suspendida interfiere la efectividad de los iones plata. La eficiencia se comprueba a través de la determinación de la calidad bacteriológica del agua y no mediante la concentración del desinfectante. <p>AGENTES OXIDANTES</p> <p>Los microorganismos contienen enzimas que son catalíticos biológicos esenciales. Estas enzimas son muy vulnerables a agentes oxidantes fuertes, que pueden traspasar las paredes de la célula. Los agentes oxidan las enzimas y la bacteria muere. Los virus también son atacados por los agentes oxidantes, aunque no tan eficientemente como las bacterias. Por esto, se recomienda una máxima eficiencia de los procesos de tratamiento previos. Los desinfectantes más comunes de este tipo son :</p> <ol style="list-style-type: none"> El cloro (Cl₂) en forma líquida, envasado en cilindros a presión. El hipoclorito de sodio (NaClO) con un contenido de cloro activo del 10 al 15%. Hipoclorito de calcio (Ca(OCl)₂) también conocido como HTH (high test hypochlorite) con un 70% de cloro disponible. Dióxido de cloro (ClO₂) producido en la misma planta de tratamiento de acuerdo con la reacción : $5\text{NaClO}_2 + 4\text{HCl} \rightarrow 4\text{ClO}_2 + 5\text{NaCl} + 2\text{H}_2\text{O}$ Monocloramina (NH₂Cl) formado por la adición de cloro y amonio al agua que va a ser desinfectada. Ozono (O₃) gas producido en el punto de aplicación debido a su inestabilidad. Se utiliza aire seco y energía eléctrica, según se muestra a continuación: $3\text{O}_2 + \text{energía eléctrica} \rightarrow 2\text{O}_3 + \text{calor}$ Permanganato de potasio (KMnO₄) que es un sólido color violeta. El yodo (I₂). El bromo (Br₂) es utilizado principalmente en la desinfección de aguas de piscinas, debido a que es menos irritante para la vista.
<p>ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES</p>	<p>La vida de bacterias depende de enzimas cuya acción es esencial para el metabolismo celular. Se considera que la principal forma de acción de los desinfectantes es la destrucción o inactivación de enzimas. Las enzimas son producidas en el interior de las células siendo protegidas por las membranas celulares. En el caso de los desinfectantes químicos, se consideran muy importantes las siguientes características :</p> <ol style="list-style-type: none"> La capacidad de penetración del desinfectante a través de las membranas celulares. La producción de reacciones con las enzimas de la célula de manera de producir un daño irreversible en el sistema enzimático de la misma. Los halógenos y especialmente el cloro, cumplen con estas características admirablemente.

FACTORES ENVUELTOS EN LA EFICIENCIA DE LA DESINFECCIÓN	<p>La eficiencia de la desinfección depende básicamente de los siguientes factores:</p> <ol style="list-style-type: none"> a. Naturaleza del desinfectante: Hay desinfectantes más eficientes que otros, por ejemplo, el agua oxigenada, a pesar de ser un oxidante fuerte, es un desinfectante pobre. Además la desinfección no es instantánea pues requiere cierto tiempo de contacto entre el agente desinfectante y los organismos a ser destruidos. b. Concentración del desinfectante y tiempo de contacto con el agua: Están relacionados y son interdependientes para una determinada condición de desinfección. Adicionalmente dosis menores de desinfectantes exigen mayor tiempo de contacto. c. Características fisicoquímicas del agua : Las impurezas presentes en el agua interfieren las reacciones del desinfectante. Por ejemplo, la turbiedad perjudica la reacción de los rayos ultravioleta. La materia orgánica y el amonio reaccionan con el cloro, produciendo compuestos menos activos o inactivos. d. Temperatura del agua: influye en la velocidad de reacción, temperaturas altas reducen el tiempo de desinfección. e. El PH del agua: La acción desinfectante del cloro se reduce a medida que el PH del agua se eleva,. f. Naturaleza de los organismos a ser destruidos: los microorganismos se comportan de manera diferente, dependiendo de la acción de un desinfectante. Por ejemplo un adenovirus 3 es menos resistente a la acción del cloro que la Escherichia Coli. Sin embargo, el virus de la hepatitis infecciosa es mucho más resistente. g. Mezcla con el agua: Los desinfectantes químicos deben ser uniformemente dispersados en el agua, pues una adecuada agitación favorece el proceso.
--	---

➤ **Cloración :**

El cloro es, sin duda alguna, el desinfectante más importante que existe, debido a que reúne todas las ventajas requeridas, además de ser de fácil utilización y menos costoso que la mayoría de los otros productos o agentes desinfectantes disponibles. A continuación se indican las características de los principales compuestos de cloro empleados:

- a. Cal Clorada ($CaO.Cl_2$): Es también conocida como clorato de cal, se presentan en polvo blanco con 30% de cloro activo, es soluble en agua, deja residuos calcáreos. Posee una estabilidad débil, perdiendo cerca del 10% de cloro disponible al mes. Es suministrada en sacos plásticos de 1 a 50 kg.
- b. Hipoclorito de Sodio ($NaOCl$) : Se encuentra bajo la forma de solución al 10% activo, embalado en bolsas plásticas de 40 ó 50 kg de capacidad. Es estable durante algunas semanas, llegando hasta un mes. Se descompone por la acción del calor y de la luz solar. Por esta razón, debe ser almacenado en locales fríos y al resguardo de los rayos solares.

- c. Compuestos de alta concentración: Generalmente se utiliza hipoclorito de calcio que contiene una concentración de cloro libre de un 60 a 70%. Se expende en recipientes o tambores metálicos de 25 ó 50 kg. de peso. Normalmente se emplea la sigla HTH para representar a estos productos.

En el cuadro N° A 25 podemos apreciar el comportamiento de los desinfectantes:

COMPORTAMIENTO QUÍMICO DE LOS DESINFECTANTES

CUADRO N° A 25

<p>ESTABILIDAD DE LOS DESINFECTANTES</p>	<p>La estabilidad del agente es importante, debido a que se requiere una concentración mínima del desinfectante durante un tiempo o período de contacto para destruir a los microorganismos. Las monoclóraminas, el dióxido de cloro y el permanganato de potasio no se descomponen significativamente en el agua pura durante varios días. El ácido hipocloroso y el ión hipoclorito se descomponen en varios días, de acuerdo con el cuadro siguiente:</p> <table border="1" data-bbox="498 882 1325 949"> <thead> <tr> <th>Tiempo</th> <th>0 hr</th> <th>3 hr</th> <th>5 hr</th> <th>1 día</th> <th>2 días</th> <th>4 días</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Cloro residual (mg / l)</td> <td>0.6</td> <td>0.5</td> <td>0.45</td> <td>0.3</td> <td>0.2</td> <td>0.05</td> </tr> </tbody> </table>	Tiempo	0 hr	3 hr	5 hr	1 día	2 días	4 días	Cloro residual (mg / l)	0.6	0.5	0.45	0.3	0.2	0.05
Tiempo	0 hr	3 hr	5 hr	1 día	2 días	4 días									
Cloro residual (mg / l)	0.6	0.5	0.45	0.3	0.2	0.05									
<p>REACCIONES DEL CLORO CON EL AMONIACO</p>	<p>Quando se agrega cloro al agua que con tiene amoniaco, se producen las siguientes reacciones:</p> <p>I) Formación de monoclóraminas (NH₂Cl): $2\text{NH}_4 + 2\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{NH}_2\text{Cl} + 2\text{Cl}^-$ Cuando se agrega más cloro que el requerido para convertir el amoniaco completamente en clóraminas, se produce la segunda reacción.</p> <p>II) Formación de dicloraminas (NHCl₂) $2\text{NHCl}_2 + 2\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{NHCl}_2 + 2\text{Cl}^-$ Las dicloraminas formadas no son estables y se descomponen de acuerdo a la ecuación tres.</p> <p>III) $2\text{NHCl}_2 \rightarrow \text{N}_2 + \text{Cl}_2 + 2\text{H}^+ + 2\text{Cl}^-$ La reacción final obtenida es la suma de la tres: $2\text{NH} + 3\text{Cl}_2 \rightarrow \text{N}_2 + 8\text{H}^+ + \text{Cl}^-$ esta reacción completa se conoce como "reacción al punto de quiebre"</p> <p>En el tratamiento de aguas, cuando el cloro es el único desinfectante aplicado y cuando las aguas están muy contaminadas, se recomienda la cloración al punto de quiebre, lo cual significa que la dosis de cloro aplicada es suficiente para superar ese punto y que, por lo tanto, ha sido oxidado todo el amoniaco (NH₃) presente en el agua y se ha dejado un residual de HOCL, de OCl o de una combinación de ambos según sea el PH del agua.</p>														

➤ **Estaciones de cloración :**

Las instalaciones de cloración comprenden:

Almacén, sala de cloración y cámara de contacto. El cuadro N° A 26 detalla más sobre este tema

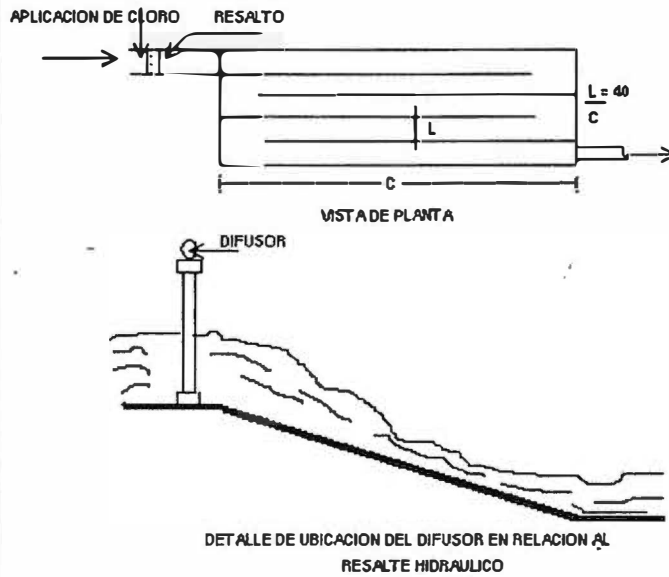
ESTACIONES DE CLORACIÓN

CUADRO N° A 26

<p>ALMACÉN</p> <p>Sus características dependerán de la forma en que el cloro es almacenado : sólido, líquido o gaseoso y de las características de los envases.</p>	<p>CLORO GASEOSO:</p> <p>Se obtiene comercialmente envasado a presión en forma líquida, en cilindros metálicos de diferentes capacidades. El número de cilindros que se debe mantener en planta dependerá del grado de factibilidad del suministro de cloro en el país.</p> <p>El almacén debe necesariamente tener techo para evitar que los cilindros se recalienten; las paredes deben tener orificios en la parte inferior o, mejor aún, podrían ser de malla metálica para conseguir el máximo de ventilación.</p> <p>Los cilindros pequeños que se encuentran almacenados, así como los que están en operación, deben asegurarse con cadenas metálicas para evitar volcaduras.</p> <p>No debe incluirse en el almacén ningún equipo ni efectuar actividades que produzcan fuego o chispas, pues si una llama se aproxima a los cilindros, el cloro podría alimentar la combustión del acero. Asimismo, dado el poder corrosivo del cloro, cualquier equipo o instalación metálica ubicada en este ambiente, estaría en peligro de deteriorarse rápidamente, debido al riesgo potencial que se produzca una fuga.</p> <p>COMPUESTOS DE CLORO:</p> <p>Se utilizan en lugares de difícil acceso, normalmente en zonas rurales, en donde no es posible disponer de cloro gas en cilindros. Entre los más conocidos está la cal clorada y el hipoclorito de calcio que se expende en polvo, el hipoclorito de sodio en solución y el dióxido de cloro y la halazona.</p> <p>Si estos productos se almacenan en lugares frescos y secos, la pérdida de cloro activo no sobrepasará de 10% por mes. En atmósferas calientes y húmedas, la degradación del producto será mucho más rápida.</p> <p>El hipoclorito de calcio principalmente, es un fuerte agente oxidante, por lo que no debe almacenarse en contacto con materiales combustibles porque pueden producir incendios.</p> <p>Deben taparse bien los envases luego de haber sido abiertos, pues la acción de la luz y la humedad acelera mucho la descomposición del producto.</p>
<p>SALA DE CLORACIÓN</p>	<p>a. Cloro gaseoso: Existe una gran variedad de equipos para aplicar cloro gas, pero en general se pueden considerar dos tipos básicos : los de presión y los de vacío.</p> <ul style="list-style-type: none"> - <i>Cloradores de alimentación directa a presión:</i> el gas se inyecta directamente, usando para ello la presión de los cilindros y no se necesita suministro adicional de agua ni energía eléctrica, lo que los hace más adaptables en lugares donde existe limitaciones en este sentido. - <i>Cloradores de alimentación al vacío:</i> Son más seguros y confiables, su uso está bastante extendido a pesar que necesitan suministro adicional de agua para su funcionamiento. <p>La operación de este tipo de cloradores esta basada en el vacío parcial creado por una válvula llamada inyector eyector, que se coloca inmediatamente antes del punto de aplicación del cloro al agua, creando una subpresión que se comunica a todas las válvulas y conductos del clorador, induciendo la apertura del regulador inicial del gas. Esto hace que todas las válvulas y conductos se llenen de cloro gaseoso, el cual circula en ellos a una presión inferior a la atmósfera.</p>

CÁMARA DE CONTACTO

Tiene por finalidad promover el tiempo de contacto necesario para permitir la acción bactericida del cloro con un máximo de eficiencia. Deben ser objeto de un diseño hidráulico cuidadoso. El difusor de cloro se ubica al inicio de la cámara, seguido de un resalto hidráulico para promover una mezcla interna entre el cloro y el agua. Normalmente se dimensionan para un tiempo de contacto de 20 a 30 minutos. En la mayoría de casos esto es suficiente, sin embargo, para aguas contaminadas y con elevado contenido de materia orgánica, el tiempo de contacto exigido puede ser mayor dependiendo de la cantidad de cloro que se aplique, del PH del agua y de los compuestos resultantes (cloro libre o cloraminas). El cloro, como ya se enfatizó previamente, debe mezclarse totalmente con el agua a la entrada de la cámara de contacto y como su acción bactericida es más eficiente a un PH bajo, la aplicación de un alcalinizante para la corrección de PH, debe hacerse a la salida de la cámara de contacto. Se ha encontrado que una relación de 40:1 es la necesaria para que se alcance el máximo rendimiento hidráulico, con flujo de características próximas al ideal. Un ejemplo se muestra en la siguiente figura.



ANEXO N° 6

REGLAMENTO DE LOS TÍTULOS I, II Y III DEL DECRETO LEY N° 17752 LEY GENERAL DE AGUAS

Modificada por el D.S. 007- 83-SA. Decreto Supremo N° 261-69-AP

EL PRESIDENTE DE LA REPUBLICA CONSIDERANDO:

Que con fecha 24 de Junio de 1969, se promulgó el Decreto Ley N° 17752 " Ley General de Aguas" , en la que se dispone la formulación y expedición de los Reglamentos correspondientes para su debida aplicación; Que, el Ministerio de Agricultura y Pesquería ha elaborado el Reglamento de los Títulos I, II Y III del mencionado Decreto Ley, con el voto aprobatorio del Consejo de Ministros.

DECRETA:

Artículo 1°.- Apruébese el Reglamento de los Títulos I, II y III del Decreto Ley N° 17752 " Ley General de Aguas", los que constan de los siguientes Capítulos y Artículos:

TITULO PRIMERO : Disposiciones Generales (artículos 1° al 42°)

TITULO SEGUNDO : De la Conservación y preservación de las aguas.

- Capítulo I Disposiciones Genéricas; artículos 83° al 97°
- Capítulo II De los Usos Preferentes; artículos 98° al 111°
- Capítulo III Del uso para agricultura; artículos 112° al 133°
- Capítulo IV De los Usos Energéticos, Industriales y Mineros; artículos 134° al 153°.
- Capítulo V De otros Usos; artículos 154° al 165°.
- Capítulo VI De los Aprovechamientos de las Aguas Para Usos Recreativos y Turísticos; artículos 166° al 172°.
- Capítulo VII: Mediante Decreto Supremo N° 41-70-A (20/02/70) se complementó el Reglamento del Título III del D. Ley 17752, "Ley General de Aguas" adicionándose los Capítulos VII, VIII, IX y X
- Capítulo VIII: Del uso de las aguas servidas con fines de irrigación; Arts.182° al 206°.

- Capítulo IX De las tarifas por el uso de las aguas terrestres o marítimas del país como receptoras de aguas servidas y por la utilización de aguas servidas con fines de irrigación; Arts. 207° al 212°.
- Capítulo X De las sanciones; Arts 213° al 219°.

Artículo 2°.- El presente Decreto Supremo será refrendado por el Ministro de Agricultura y Pesquería y el Ministro de Salud.

JUAN VELASCO ALVARADO	Presidente de la República.
JORGE BARANDIARAN PAGADOR	Ministro de Agricultura y Pesquería
EDUARDO MONTERO ROJAS	Ministro de Salud.

- CAPITULO IV : De la clasificación de los cursos de agua y de las zonas costeras del país

Artículo 81°.- Para los efectos de la aplicación del presente Reglamento, la calidad de los cuerpos de el agua en general ya sea terrestre o marítima del país se clasificará respecto a sus usos de la siguiente manera:

- I. Aguas de Abastecimiento doméstico con simple desinfección
- II. Aguas de abastecimientos domésticos con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulación sedimentación, filtración y cloración, aprobados por el Ministerio de Salud.
- III. Aguas para riego de vegetales de consumo crudo y debida de animales.
- IV. Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares)
- V. Aguas de zonas de pesca de marisco bivalvos.
- VI. Aguas de zonas de Preservación de Fauna Acuática y Pesca Recreativa o Comercial(*).

Artículo 82°.- Para los efectos de Protección de las aguas, correspondientes a los diferentes usos, regirán los siguientes valores límites: Ver cuadro N° A27, A28, A29 y A30.

I.- LIMITES BACTERIOLÓGICOS (*) : (VALORES EN N.M.P./100ml)

CUADRO N° A 27

	I	II	III	IV	V	VI
Coliformes	8.8	20 000	5 000	5000	1200	20000
Colif. Totat.	0	4 000	1000	1000	500	4000

NOTA : (*) Entendidos como valor máximo en 80% de 5 ó más muestras mensuales.

II.- LIMITES DE DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGENO (DBO) Y DE OXIGENO DISUELTO**(O.D) : (VALORES EN mg/l)**

CUADRO N° A 28

	I	II	III	IV	V	VI
D.B.O	5	5	15	10	10	10
O.D	3	3	3	3	5	4

NOTA : 5 días a 20°C

III.- LIMITES DE SUSTANCIAS POTENCIALMENTE PELIGROSAS : (VALORES en mg/m³)

CUADRO N° A 29

PARÁMETRO	I	II	III	V	VI
Selenio	10	10	50	5	10
Mercurio	2	2	10	0.1	0.2
PCB	1	1	1+	2	2
Esteres Estalatos	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cadmio	10	10	50	0.2	4
Cromo	50	50	1000	50	50
Niquel	2	2	1+	2	**
Cobre	1000	1000	500	10	*
Plomo	50	50	100	10	30
Zinc	5000	5000	25000	20	**
Cianuros(CN)	200	200	1+	5	5
Fenoles	0.5	1	1+	1	100
Sulfuros	1	2	1+	2	2
Arsénico	100	100	200	10	
Nitratos (N)	10	10	100	N.A	N.A

NOTAS:

(*) : Pruebas de 96 horas LC50 multiplicadas por 0.1

(**) : Pruebas de 96 horas multiplicadas por 0.02

LC50 : Dosis letal para provocar 50% de muertes o inmovilización de la especie del BIO ENSAYO

- 1+ : Valores a ser determinados. En caso de sospechar su presencia se aplicará los valores de la columna V provisionalmente.
- (2) : Para el uso de aguas IV no es aplicable.
- N.A. : Valor no aplicable.

PESTICIDAS: Para cada uso se aplicará como límite, los criterios de calidad de aguas establecidas por el Environmental Protection Agency de los Estados Unidos de Norteamérica.

IV- LIMITES DE SUSTANCIAS O PARÁMETROS POTENCIALMENTE PERJUDICIALES

(VALORES EN mg/l) (APLICABLE EN LOS USOS I, II, III,IV, V)

CUADRO N° A 30

PARÁMETROS		I y II	III	IV
M.E.H	(1)	1.5	0.5	0.2
S.A.A.M	(2)	0.5	1.0	0.5
C.A.E	(3)	1.5	5.0	5.0
C.C.E	(4)	0.3	1.0	1.0

- (1).-Material Extractable en Hexano (grasa principalmente)
- (2).-Sustancias activas en azul de metileno (detergentes principalmente)
- (3).-Extracto de columna de carbón activo por alcohol (según métodos de flujo lento)
- (4).-Extracto de columna de carbón activo de cloroformo (según método de flujo lento)

ANEXO N° 7

DIRECTRICES SANITARIAS PARA EL USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA

La Organización Mundial de la Salud (OMS) en sus Directrices Sanitarias Para el Uso de aguas Residuales en Agricultura especifica la calidad bacteriológica y biológica que debe reunir el agua residual tratada para diferentes usos.

Ver cuadro N° A31.

CALIDAD BACTERIOLÓGICA SEGÚN LAS DIRECTRICES DE LA OMS

CUADRO N° A 31

Categoría	Condiciones de aprovechamiento	Grupo expuesto	Nematodos Intestinales ^b (media aritmética N° de huevos por litro ^c)	Coliformes fecales (media geométrica N° por 100ml ^c)	Tratamiento de aguas residuales necesario para lograr la calidad microbiológica requerida
A	Riesgo de cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos de deporte, parques públicos ^d	Trabajadores, Consumidores Público	≤ 1	$\leq 1000^d$	Serie de estanques de estabilización que permiten lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento equivalente
B	Riesgo de cultivos de cereales industriales y forrajeros, praderas y árboles ^e	Trabajadores	≤ 1	No se recomienda ninguna forma	Retención en estanques de estabilización por 8 a 10 días o eliminación equivalente de helmintos y coliformes fecales
C	Riesgo localizado de cultivos en la categoría B cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos	Ninguno	No es aplicable	No es aplicable	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego por no menos que sedimentación primaria

a En casos específicos se debería tener en cuenta los factores epidemiológicos, socioculturales y ambientales de cada lugar y modificar las directrices de acuerdo con ello

b Especies *Ascaris* y *Trichuris* y anquilostomas

c Durante el periodo de riego

d Conviene establecer una directriz más estricta (≤ 200 coliformes fecales por 100ml) para prados públicos como los de los hoteles, con los que el público puede entrar en contacto directo

e En el caso de los árboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de cosechar la fruta y esta no se debe recoger del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

ANEXO N° 8
NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-AA-3-1980, AGUAS RESIDUALES.-
MUESTREO

AVISO AL PUBLICO

Con fundamento en lo dispuesto en los artículos 33, fracción XX, y Quinto Transitorio de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; en el artículo 13, fracción I, del Reglamento Interior de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial, y en los artículos 1°, 2°, 4°, 23, inciso C; 26 y demás relativos de la Ley General de Normas y Pesas y Medidas Públicas en el "Diario Oficial" de la Federación con fecha 7 de abril de 1961, y sus adiciones contenidas en el decreto de 29 de Diciembre de 1961, publicado en el "Diario Oficial" de la Federación de 30 del mismo mes, esta Secretaría ha ubicado la siguiente Norma Oficial Mexicana:

Clave Título de la Norma : NOM-AA-31980 "Aguas Residuales.- Muestreo".
(Esta Norma cancela la NOM-AA-3-1975).

Atentamente: Sufragio efectivo N°.Reelección

México ,D.F., a 11 de Febrero de 1980.- El Director General, Román Serra Castaños.- Rúbrica.

NORMA OFICIAL MEXICANA "AGUAS RESIDUALES. MUESTREO"

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN

Esta norma establece los lineamientos generales y recomendaciones para muestrear las descargas de aguas residuales, con el fin de determinar sus características físicas y químicas, debiéndose observar las modalidades indicadas en las normas de métodos de prueba correspondientes.

2. DEFINICIONES

2.1. *Agua residual* : Es el líquido de composición variada proveniente de usos municipal, industrial, comercial, agrícola y pecuario o de cualquier otra índole, ya sea pública o privada, y que por tal motivo haya sufrido degradación en su calidad original.

- 2.2. *Canal Abierto* : Cualquier conducto en el cual el agua fluye presentando una superficie libre.
- 2.3. *Colector* : Es un conducto abierto o cerrado que recibe las aportaciones de agua de otros conductos.
- 2.4. *Descarga* : Es el conjunto de aguas residuales que se vierte o disponen en algún cuerpo receptor.
- 2.5. *Muestra Simple* : Es aquella muestra individual tomada en un corto periodo de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para obtener el volumen necesario.
- 2.6. *Muestra Compuesta* : Es la que resulta del mezclado de varias muestras simples.

3. APARATOS Y EQUIPOS

3.1. *Recipientes para el transporte y conservación de las muestras :*

Los recipientes para las muestras deben ser de materiales inertes al contenido de las aguas residuales. Se recomienda los recipientes de polietileno o vidrio. Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes y se recomienda que sean de material a fin al del recipiente. Se recomienda que los recipientes tengan una capacidad mínima de 2dm³ (litros).

3.2. *Muestreadores automáticos.*

Se permite su empleo siempre y cuando se operen de acuerdo con las instrucciones del fabricante del equipo muestreador dándoles el correcto y adecuado mantenimiento, asegurándose de obtener muestras representativas de las aguas residuales.

3.3. *Válvulas y accesorios.*

Cada toma de muestreo debe de tener una válvula de cierre que permite el paso libre de las aguas residuales y de los materiales que puedan contener y proporcionar el cierre hermético de la toma. Esta válvula y los accesorios para su instalación, deben ser de materiales similares a los de las tomas y/o los conductos es que se instalen.

3.4. *Hieleras o refrigerador.*

3.5. *Material común de laboratorio.*

4. IDENTIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS

4.1. *Se deben tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificar las muestras*

Se deben emplear etiquetas pegadas o colgadas, o numerar los frascos anotándose la información en una hoja de registro. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información:

Identificación de la descarga.

Número de muestra.

Punto de muestreo.

Temperatura de la muestra.

Profundidad de muestreo.

Nombre y firma e la persona que efectúa el muestreo.

4.2. *Hoja de registro :*

4.1.1 Se debe llevar una hoja de registro con la información que permite identificar el origen de la muestra y todos los datos que en un momento dado permitan repetir el muestreo.

4.1.2 Se recomienda que la hoja de registro contenga la siguiente información:

Los datos citados en el inciso 4.1

Resultados de pruebas de campo practicadas en la carga muestreada.

Cuando proceda, el gasto o flujo de la descarga de aguas residuales que se muestreo.

Descripción detallada del punto de muestreo, de manera que cualquier persona pueda tomar otras muestras en el mismo lugar.

Descripción cualitativa del olor y el color de las aguas residuales muestreadas.

5. PROCEDIMIENTO

5.1. *Cualquiera que sea el método de muestreo específico que se aplique a cada caso, debe cumplir los siguientes requisitos:*

5.1.1 Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el punto y hora de muestreo y tener el volumen suficiente para efectuar en el las determinaciones correspondientes.

5.1.2 Las muestras deben representar lo mejor posible las características del afluente total que se descarga por el conducto que se muestrea

5.1.3 Al efectuarse el muestreo, deben anotarse los datos según los incisos 4.1 y 4.2.2

5.2. *Muestreo en tomas*

5.2.1 Se recomienda se instalen tomar en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestras a cielo abierto, con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales. Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben de ser de la menor longitud posible, y procurar situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de la descarga. Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, como de acero al carbón o de acero inoxidable.

5.2.2 Se deja fluir un volumen aproximadamente igual a 10 veces el volumen de la muestra, y a continuación se llena el recipiente del muestreo.

5.3. *Muestreo en descargas libres :*

5.3.1 Cuando las aguas residuales fluyan libremente en forma de chorro, debe emplearse el siguiente procedimiento:

- EL recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces antes de efectuar el muestreo.
- Se introduce el recipiente muestreador en la descarga o, de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente.
- La muestra se transfiere del recipiente muestreador al recipiente para la muestra cuidando de que ésta siga siendo representativa

5.4. *Muestreo en canales y colectores :*

5.4.1 Se recomienda tomar las muestras en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

- Si se va a evaluar contenido de grasas y aceites se deben tomar porciones, a diferentes profundidades, cuando no haya turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

5.4.2 El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces con el agua por muestrear antes de efectuar el muestreo.

5.4.3 El recipiente muestreador atado con una cuerda y sostenido con la mano de preferencia enguantada, se introduce en el agua residual completamente y se extrae la muestra.

5.4.4 Si la muestra se transfiere del recipiente esta, se debe cuidar que ésta siga siendo representativa.

5.5. *Cierre de los recipientes de muestreo :*

Las tapas o cierres de los recipientes deben fijarse de tal forma que se evite el derrame de la muestra.

5.6. *Obtención de muestras compuestas :*

5.6.1 Se recomienda que las muestras sean compuestas (ver inciso 2.6), para que representen el promedio de las variaciones de los contaminantes. El procedimiento para la obtención de dichas muestras es el siguiente:

- Las muestras compuestas se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento del muestreo.
- EL intervalo entre la toma de cada muestreo simple para integrar la muestra compuesta, debe ser lo suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual.
- Las muestras compuestas se deben tomar de tal manera que cubran a las variaciones de la descarga durante 24 horas como mínimo.

5.7. *Preservación de las muestras :*

Solo se permita agregar a las muestras los preservativos indicados en las normas de métodos de prueba.

5.8. *Preservar las muestras durante el transporte por medio de un baño de hielo y conservar las muestras en refrigeración a una temperatura de 277K (4°C).*

5.9. *Se recomienda que el intervalo de tiempo entre la extracción de la muestra y su análisis sea el menor posible y que no exceda de tres días.*

6. APÉNDICE

6.1. *Observaciones*

6.1.1 Es muy importante tomar las debidas precauciones de seguridad y de higiene en el muestreo en función del tipo de aguas residuales que se estén muestreando.

ANEXO N° 9

MÉTODOS USADOS PARA LOS ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS

I) TÉCNICAS ESTANDARIZADAS DE FERMENTACIÓN EN TUBO MÚLTIPLE (NMP) DE COLIFORMES TOTALES

1. Fase presuntiva

Utilícese un medio líquido de lauril triptosa en la porción presuntiva de la prueba de tubo múltiple. Si se ha refrigerado el medio después de su esterilización, se incubará de un día a otro a 35°C antes de utilizarlo.

a) Reactivos y medios de cultivo:

1) Medio líquido de lauril triptosa:

Triptosa.....	20,0 g
Lactosa.....	5,0 g
Fosfato de hidrógeno dipotásico, K ₂ HPO ₄	2,75 g
Fosfato de hidrógeno potásico, KH ₂ PO ₄	2,75 g
Cloruro de sodio, NaCl.....	5,0 g
Lauril sulfato de sodio.....	0,1 g
Agua destilada.....	1 L

Añádanse los ingredientes deshidratados al agua destilada, mézclese cuidadosamente y caliéntese para disolverlo. El pH debe ser $6,8 \pm 0,2$ después de la esterilización. Antes de esterilizarlo, colóquese en tubos de fermentación con un vial invertido una cantidad suficiente de medio como para que cubra éste, al menos parcialmente, después de la esterilización. También es posible prescindir del vial invertido y añadir 0.01g/l de púrpura bromocresol al medio presuntivo para determinar la producción de ácido, lo que indicaría un resultado positivo en esta parte de la prueba. Ciérrense los tubos con tapones de metal o plástico resistente al calor.

Hágase el medio de lauril triptosa con fuerza suficiente para que al añadir 100ml o 10ml de muestra, la concentración de los ingredientes

no esa menor que la del medio estándar. Prepárese conforme a las directrices del cuadro N° A32 .

Ciérrense los tubos con tapones de metal o de plástico resistente al calor.

CUADRO N° A 32

Inóculo (ml)	Cantidad de medio en el tubo (ml)	Volumen del medio + inóculo (ml)	Medio liq. de lauril triptosa deshidratado necesario (g / l)
1	10 o más	11 o más	35.6
10	10	20	71.2
10	20	30	53.4
100	50	150	106.8
100	35	135	137.1
100	20	120	213.6

2) Medio de lactosa:

Extracto de buey.....3,0 g

Peptona..... .5,0 g

Lactosa..... 5,0 g

Agua destilada.....1 L

Añádanse los ingredientes deshidratados al agua, mézclese cuidadosamente y caliente para disolverlos. El pH debe ser de $6,9 \pm 0,2$, después de la esterilización. Previamente, colóquese la mezcla en tubos de fermentación de unas dimensiones que permitan que el líquido, en el tubo ya inoculado, cubra al menos parcialmente el vial invertido después de la esterilización. Se puede también prescindir del vial y añadir 0.01g/l de púrpura bromocresol al medio presuntivo para determinar la producción de ácido, lo que indicaría un resultado positivo en esta parte de la prueba. Ciérrense con tapone de metal o de plástico resistente al calor.

Hágase el medio de lactosa con fuerza suficiente como para que, al añadir 100ml o 10ml de la muestra al medio, la concentración de los ingredientes no sea menor que la del medio estándar. Prepárese de acuerdo con las directrices del cuadro N° A33

CUADRO N° A 33

Inóculo (ml)	Cantidad de medio en el tubo (ml)	Volumen del medio + inóculo (ml)	Medio liq. de lactosa deshidratado necesario (g / l)
1	10 o más	11 o más	13.0
10	10	20	26.0
10	20	30	19.5
100	50	150	39.0
100	35	135	50.1
100	20	120	78.0

b) *Procedimiento:*

- 1) Agrúpanse los tubos de fermentación en hileras de cinco en una gradilla para tubos de ensayo. El número y el volumen de los tubos de muestra seleccionados dependen de la cantidad y de las características del agua que se vaya a estudiar. Para agua potable, utilídense cinco porciones de 10ml o diez porciones de 10ml; si se trata de agua no potable, se utilizarán cinco tubos por dilución (de 10, 1 o 0.1ml, etc).

Al hacer las diluciones, mídanse los volúmenes de muestra diluida. Utilícese la figura x como guía para preparar las diluciones. Agítese enérgicamente la muestra y las diluciones unas 25 veces. Inocúlese cada tubo con volúmenes duplicados de muestra (en diluciones decimales crecientes, si se utilizan cantidades decimales de la muestra). Mézclense las porciones a estudiar con el medio mediante agitación suave.

- 2) Los tubos inoculados se incuban a $35 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Tras 24 ± 2 horas, agítese cada tubo suavemente y se observa si se produce gas o un crecimiento ácido (color amarillo) y, en caso contrario, reincúbese y vuélvase a examinar al final de 48 ± 3 horas. Regístrese la presencia o ausencia de gas o ácido. Si no se ha utilizado el vial, un crecimiento con acidez significa una presunta reacción positiva.

c) *Interpretación*

La aparición de gas o ácido en los tubos a las 48 ± 3 horas constituye una presunta reacción positiva. Los tubos con este tipo de reacción deben ser estudiados en la fase confirmatoria.

La ausencia de crecimiento ácido o de formación de gas al finalizar las 48 ± 3 horas de incubación indica una reacción negativa. El límite arbitrario de 48 horas para la observación excluye sin ninguna duda a los miembros ocasionales del grupos coliformes que crecen de manera muy lenta.

2. *Fase Confirmatoria*

La fase confirmatoria es similar a la fase presuntiva, difiere en el medio de cultivo.

a) *Reactivos y medios de cultivo:*

En esta fase se utilizarán tubos de fermentación con un medio líquido de verde brillante lactosa bilis.

Medio de verde brillante lactosa bilis:

Peptona.....	10,0 g
Lactosa.....	10,0 g
Oxgall.....	20,0 g
Verde Brillante.	0,0133 g
Agua destilada.....	1 L

Añádanse los ingredientes deshidratados al agua, mézclense cuidadosamente y caliéntese para disolverlos. El pH debe ser de $7,2 \pm 0,2$ después de la esterilización. Antes de ésta, colóquese en tubos de fermentación suficiente cantidad de medio como para cubrir al menos parcialmente un vial invertido después de la esterilización. Ciérranse los tubos con tapones de metal o de plástico resistente al calor.

b) Procedimiento:

Llévense a la fase de confirmación todos los tubos primarios en los que haya aparecido cualquier cantidad de gas o de crecimiento ácido a las 24 horas de incubación. Si se observa una fermentación activa o un crecimiento ácido antes de las 24 horas, los tubos se llevarán al medio de confirmación sin esperar a que transcurran las 24 horas. Si hay otros tubos primarios con crecimiento ácido después de 48 horas de incubación, también se llevarán a la fase confirmatoria.

Agítense suavemente o háganse rotar los tubos primarios que muestren gas o crecimiento ácido suficiente para que se produzca una resuspensión de los microorganismos. Con un asa estéril de 3mm de diámetro. Pásese un asa completa de cultivo al tubo de fermentación que contiene el medio verde brillante de lactosa bilis o introdúzcase un aplicador de madera estéril en el cultivo, de al menos 2,5cm, retírese rápidamente e introdúzcase hasta el fondo en el tubo de fermentación con el medio mencionado. Retírese y deséchese el aplicador. Repítase esta operación en todos los tubos posiblemente positivos.

Incúbese el medio de verde brillante de lactosa bilis a $35 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$ durante 48 ± 3 horas.

La formación de cualquier cantidad de gas en el vial invertido en el medio de fermentación verde brillante de lactosa bilis a las 48 ± 3 horas constituye un resultado positivo en la fase confirmatoria. Calcúlese el valor de NMP a partir del número de tubos positivos, de la manera descrita en la estimación de la densidad bacteriana.

3. Prueba Completa

Para establecer definitivamente la existencia de bacterias coliformes y obtener datos sobre el control de calidad, practíquese la prueba completa en todos los tubos positivos confirmados (véase fig x). Puede utilizarse la doble confirmación en medio líquido de verde brillante de lactosa bilis para coliformes totales y el medio líquido EC para coliformes fecales. Considérense como respuesta positiva de la prueba completa los resultados positivos en medio líquido EC a temperaturas elevadas ($44,5^{\circ}\text{C}$). Los cultivos que sean positivos en medio de verde brillante lactosa bilis y

negativos en medio EC indican la presencia de coliformes no fecales y, por tanto, deben ser sometidos a la prueba completa para obtener un valor de NMP.

a) *Procedimiento de NMP para coliformes fecales:*

La prueba para coliformes fecales con medio EC es aplicable al estudio de la contaminación de corrientes, aguas naturales, sistemas de tratamiento de aguas residuales, aguas de baño, aguas marinas y para el control general de la calidad de todo tipo de agua. Sin embargo no se recomienda como sustituto de la prueba completa para coliformes en el estudio de las aguas potables, ya que en las mismas no se puede tolerar la presencia de ningún tipo de bacterias coliformes.

1) Prueba para coliformes fecales (medio EC):

La prueba para coliformes fecales permite diferenciar entre los coliformes de origen fecal (intestino de los animales de sangre caliente) y los procedentes de otras fuentes. Utilícese medio EC o, para una prueba más rápida sobre la calidad de las aguas de mariscos y aguas residuales tratadas, medio A-1 en una prueba directa.

• Medio EC:

Triptosa.....	20.0 g
Lactosa.....	5.0 g
Mezcla de sales biliares.....	1.5 g
Fosfato de hidrógeno dipotasio K_2HPO_4	4.0 g
Fosfato de dihidrógeno potasio KH_2PO_4	1.5 g
Cloruro de potasio, NaCl.....	5.0 g
Agua destilada	1 L

Añádanse los ingredientes deshidratados al agua, mézclense cuidadosamente y caliéntense para disolverlos. El pH debe ser de 6.9+/-0.2 después de la esterilización. Entes de esterilizar, colóquese la mezcla en los tubos de fermentación, cada uno con un vial invertido, y con una cantidad de medio suficiente para que cubra, al menos parcialmente, al vial después de la esterilización. Ciérrense los tubos con tapones de metal.

b) Procedimiento:

Estúdiense todos los tubos de fermentación presuntivos que hayan mostrado alguna cantidad de gas o un fuerte crecimiento durante las 48 horas de incubación en la prueba de confirmación.

1) agítense suavemente o gírense los tubos de fermentación que muestran gas o un fuerte crecimiento. Con un asa estéril de metal de 3mm de diámetro o un aplicador de madera estéril, pásese el cultivo de cada tubo de fermentación al medio EC.

2) Incúbense los tubos con medio EC inoculados en un baño de 44.5+/- 0.2°C durante 24+/-2horas.

Deposítense todos los tubos con EC en un baño de agua antes de que transcurran 30 minutos de la inoculación y manténgase a una profundidad suficiente como para que el agua del baño esté a un nivel superior al que tiene el medio en los tubos.

c) Interpretación:

Se considera como reacción positiva la aparición de gas en un medio EC a las 24 horas o menos de incubación. La falta de gas (a veces se produce crecimiento) constituye un resultado negativo, que indica que el origen de los microorganismos no es el aparato digestivo de los animales de sangre caliente. El NMP en los tubos se calcula en la forma descrita en la estimación de la densidad bacteriana.

4. Estimación de la Densidad Bacteriana

a) Precisión de la prueba de tubos de fermentación:

A menos que se estudien numerosas porciones de la muestra, la precisión de la prueba de tubos de fermentación es muy baja. Incluso si la muestra contiene 1coliforme/ml, casi un 37% de los tubos pueden presentar resultados negativos, debido a la distribución aleatoria de las bacterias en la muestra.

Cuando en estas condiciones se usan cinco tubos, cada uno con un ml de la muestra, se puede esperar un resultado completamente negativo en alrededor de 1 por cien de las ocasiones.

Aunque se utilicen cinco tubos de fermentación, la precisión de los resultados no es muy elevada. Por tanto hay que tener cuidado a la hora de interpretar el significado sanitario de los resultados de coliformes obtenidos cuando se utilizan pocos tubos con dilución de muestra, sobre todo cuando el número de muestras de una toma es limitado.

b) Cálculo y registro del NMP:

Calcúlese y regístrese el número de hallazgos positivos de microorganismos del grupo coliforme (ya sea en pruebas confirmatorias o completas) en términos del Número Más Probable (NMP). Las tablas 3 , 4 y 5 indican los valores del NMP para distintas series de siembras y resultados. Si los volúmenes de las muestras utilizados son los contenidos en las tablas, comuníquese el valor correspondiente al número de resultados positivos y negativos en las series en forma de NMP/100ml.

Los volúmenes de la muestra indicados en las tablas 3 y 4 están relacionados en forma más específica con las aguas terminales. La tabla 5 ilustra los valores del NMP para combinaciones de resultados positivos y negativos cuando se estudian volúmenes de cinco muestras de 10, 1 y 0.1ml. en caso de que las series de diluciones decimales sean distintas de las de la tabla 5 por la combinación de tubos positivos, calculándose de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\text{NMP/100ml} = \frac{\text{valor del NMP} * 10}{\text{mayor volumen estudiado}}$$

Cuando se utilicen más de tres diluciones en series de diluciones decimales, solo se tomarán los resultados de tres de ellas para calcular el NMP. Para seleccionar las tres diluciones a utilizar en la determinación del índice del NMP, elíjase la dilución más alta con resultado positivo entre las cinco estudiadas (no hay ninguna dilución menor que haya dado un resultado positivo) y las dos siguientes diluciones más altas. Para calcular el índice de NMP, utilícense los resultados de estos tres volúmenes. En el ejemplo del cuadro N° A34 siguiente, los resultados de la dilución significativa se ofrecen en negritas. El numerador representa los tubos positivos y el denominador el total de tubos estudiados, la combinación de positivos indica únicamente el número de tubos positivos por dilución:

CUADRO N° A 34

Ejemplo	1 ml	0.1 ml	0.01 ml	0.001 ml	Combinación de positivos	Índice de NMP / 100 ml
A	5/5	5/5	2/5	0/5	5-2-0	5000
B	5/5	4/5	2/5	0/5	5-4-2	2200
C	0/5	1/5	0/5	0/5	0-1-0	20

Índice de NMP y límites de aceptación del 95% para distintas combinaciones de resultados positivos y negativos cuando se emplean cinco porciones de 10ml. Véase cuadro N° A35.

CUADRO N° A 35

Número de tubos que dan positivo de un total de 5 de 10 ml cada uno	Índice NMP/100 ml	Límites de confianza del 95%	
		superior	inferior
0	< 2.2	0	6.0
1	2.2	0.1	12.6
2	5.1	0.5	19.2
3	9.2	1.6	29.4
4	16.0	3.3	52.9
5	> 16.0	8.0	Infinito

Índice de NMP y límites de aceptación del 95% para distintas combinaciones de resultados positivos y negativos cuando se emplean 10 porciones de 10ml. Véase cuadro N° A36.

CUADRO N° A 36

Numero de tubos con reacción positiva de un total de 10 de 10ml cada uno	Índice NMP/100ml	Límites de confianza del 95%	
		Superior	Inferior
0	<1.1	0	3.0
1	1.1	0.03	5.9
2	2.2	0.26	8.1
3	3.6	0.69	10.6
4	5.1	1.3	13.4
5	6.9	2.1	16.8
6	9.2	3.1	21.1
7	12.0	4.3	27.1
8	16.1	5.9	36.8
9	23.0	8.1	59.5
10	>23.0	13.5	Infinito

Índice de NMP y límites de aceptación del 95% para distintas combinaciones de resultados positivos cuando se usan cinco tubos por dilución (10ml, 1.0ml, 0.1ml). Véase cuadro N° A37.

CUADRO N° A 37

Combinación de positivos	Índice NMP/ 100 ml	Límites de confianza		Combinación de positivos	Índice NMP/100 ml	Límites de confianza	
		Superior	Inferior			Superior	Inferior
0-0-0	<2	-	-	4-2-0	22	9.0	56
0-0-1	2	1.0	10	4-2-1	26	12	65
0-1-0	2	1.0	10	4-3-0	27	12	67
0-2-0	4	1.0	13	4-3-1	33	15	77
				4-4-1	34	16	80
1-0-0	2	1.0	11	5-0-0	23	9.0	86
1-0-1	4	1.0	15	5-0-1	30	10	110
1-1-0	4	1.0	15	5-0-2	40	20	140
1-1-1	6	2.0	18	5-1-0	30	10	120
1-2-0	6	2.0	18	5-1-1	50	20	150
				5-1-2	60	30	180
2-0-0	4	1.0	17	5-2-0	50	20	170
2-0-1	7	2.0	20	5-2-1	70	30	210
2-1-0	7	2.0	21	5-2-2	90	40	250
2-1-1	9	3.0	24	5-3-0	80	30	250
2-2-0	9	3.0	25	5-3-1	110	40	300
2-3-0	12	5.0	29	5-3-2	140	60	360
3-0-0	8	3.0	24	5-3-3	170	80	410
3-0-1	11	4.0	29	5-4-0	130	50	390
3-1-0	11	4.0	29	5-4-1	170	70	480
3-1-1	14	6.0	35	5-4-2	220	100	580
3-2-0	14	6.0	35	5-4-3	280	120	690
3-2-1	17	7.0	40	5-4-4	350	160	820
4-0-0	13	5.0	38	5-5-0	240	100	940
4-0-1	17	7.0	45	5-5-1	300	100	1300
4-1-0	17	7.0	46	5-5-2	500	200	2000
4-1-1	21	9.0	55	5-5-3	900	300	2900
4-1-2	26	12	63	5-5-4	1600	600	5300
				5-5-5	>1600.	-	-

II) TÉCNICA DE FLOTACIÓN POR CENTRIFUGACIÓN CON SULFATO DE ZINC

Esta técnica se basa en el método introducido por Ockert y Teichmann para concentrar tanto quistes de protozoos como huevos de helmintos y facilitar así el diagnóstico.

Procedimiento:

1. Se toma una muestra aleatoria de aguas residuales y se transporta sin conservar al laboratorio a la temperatura ambiente al cabo de algunos días. Luego se agita, se retira el volumen medido de un litro y se deja asentar al menos por ocho horas.
2. El líquido sobrenadante se retira cuidadosamente y se tira sin agitar el sedimento. El sedimento se traslada a tubos de centrifugación de 20ml (máximo 3ml por tubo).
3. El contenido de los tubos se centrifuga luego por 10 min. de 2250rpm y se tira el líquido sobrenadante.
4. Se agrega al sedimento de cada tubo un volumen de 3ml de solución de sulfato de zinc (33g en 100ml, densidad relativa 1,18).
5. Las soluciones se centrifugan luego por 3min a 2700rpm.
6. Se retira el líquido sobrenadante (que ahora contiene los huevos de helmintos) y se mantiene en un matraz de 1500ml (de preferencia, de forma cónica) que contenga un litro de agua destilada.
7. De nuevo, se agrega al sedimento de cada tubo un volumen de 3ml de solución sulfato de zinc y se centrifuga cada mezcla a 2700rpm por 3 min. Se retira con cuidado el líquido sobrenadante y se agrega al matraz que contiene los primeros líquidos sobrenadantes.

8. Se repite el procedimiento del punto (7)(el sedimento se centrifuga luego con sulfato de zinc tres veces en total).
9. La cubeta que contiene todos los líquidos sobrenadantes diluidos en agua se deja quieta por algunas horas para que los huevos de helmintos se asienten en el fondo.
10. El líquido sobrenadante de esa cubeta se retira cuidadosamente y se tira y el sedimento se traslada a los tubos de centrifugación. El contenido de los tubos se centrifuga luego por 4min. A 2700rpm.
11. Después de la centrifugación , el líquido inferior cuyo volumen es de 1ml se retira cuidadosamente de cada tubo con una pipeta de Pasteur, se coloca en una célula de recuento y se examina al microscopio con una lente de aumento de 100X.
12. El número de huevos contados será el total recuperado de la muestra de aguas residuales de 1 litro.

ANEXO N° 10

LISTADO DE LAS ÁREAS VERDES DEL DISTRITO DE SANTA ANITA

Las áreas verdes de todos los parques y bermas existentes en el distrito así como las áreas que serian implementadas próximamente, sirvieron como base para determinar el área total a ser regado con el agua tratada. A continuación se presenta la lista de parques y bermas con sus respectivas áreas, a partir de las cuales se hallaron las áreas totales de interés. Ver cuadro N° A38

CUADRO N° A 38

AREAS VERDES IMPLEMENTADAS			
PARQUES			
N°	Parque	Ubicación	Area
1	N° 1	Urb. Alameda de Ate Mz U/Costado de Huaca	2657.00
2	N° 4	Urb. Alameda de Ate Mz. O	3367.00
3	N° 20	Urb. Alameda de Ate, entre calle 7 y calle 15	8847.00
4	N° 3	Urb. Alameda Ate, entre calle 13 y calle 2	4305.00
5	* Los Libertadores * N° 2	Coóp. Viv. San José de mangomarca, entre calle Italia y psje Irlanda	3783.00
6	* San José N° 1*	Coop. Viv. San José de Mangomarca, entre Jr. San fernando y calle Orlando	3561.00
7	N° 20	Coop. Viv. Benjamin Doig entre calle san Pedro y Jr San Fernado	4231.00
8	N° 1	Coop. Viv. Benjamin Doig entre calle san Gerónimo y calle San Cristobal	7147.00
9	N° 3	coop. Viv. Viña San Francisco entre calle Confrasis Martin y Jr Gracilazo de la Vega	4026.00
10	N° 6	coop. Viv. Viña San Francisco entre calle 8 y calle Ricardo Palma	4135.00
11	N° 1	Urb. Los productores entre Mz A y Mz B	1925.00
12	N° 2	Urb. Los productores entre Mz L y Mz M	1200.00
13	N° 3	Urb. Los productores entre Mz J y Mz K	900.00
14	N° 4	Urb. Los productores entre Mz Hy Mz I	1600.00
15	N° 5	Urb. Los productores Mz G	1121.00
16	* Felipe Pinglo Alba N° 2*	Urb. El asesor I entre Jr. Ludwig Van Beethoven y calle Antonio bibaldi	1552.00
17	N° 1	Asoc.viv. Sapotal 2da Etp entre calle 15 y calle 16	7447.00
18	N° 1	Urb. La Portada de Ceres Mz Q	4000.00
19	N° 2	Urb. La Portada de Ceres Mz E	3200.00
20	N° 3	Urb. La Portada de Ceres entre Jr Los Peros y Jr Los Cocos	6472.00
21	N° 4	Urb. Praderas de Santa Anita entre Jr Las Higueras y CII Los Melones	6850.00
22	N° 1	Asoc. Viv. Los Pinos de Sta Anita Mz T, calle 6 y calle 10	2796.00
23	N° 1	Urb. El Asesor I entre calles G Puccini y Antonio Vivaldi Calle 2 y 8	1552.00
24	N° 1	Urb. El Asesor II Mz F	3440.00
25	N° 2	Urb. El Asesor II Mz D	1191.00
26	N° 1 * Reso Las Vegas *	Asoc. Viv. Las Vegas Mz A14	3051.00
27	N° 2	Asoc.viv. Cultura Peruana Moderna Mz D 16	3862.00
28	N° 2	Asoc. Viv. Monterrey Mz F	1569.00
29	N° 1	Asoc. Viv. Monterrey Mz G	1443.00
30	* Sol de Santa Anita *	Asoc.viv. Sol de Santa Anita entre Jr. Las Azucenas y Psje Flores del Paraiso	4774.00
31	* Santa Cruz *	Asoc.viv. Santa Cruz de Vista Alegre calle Lirios y Azucenas	2103.00
32	N° 1	Asoc.viv. Santa Anita II Av. 2 calle las Ortigas Mz D2-D4	1398.00
33	N° 1	Asoc.viv. Los Portales de Santa Anita entre calle 59 y Jr Los Tilos	4381.00
34	N° 2	Asoc.viv. San Carlos, entre calles 3 y 10	3161.00
35	N° 3	Asoc.viv. San Carlos, Av. Chancas y calle 18	4522.00
36	* Central *	Coop.viv Chancas de Andahuaylas entre Jr Inca Pachacutec y Jr. Hanan Cuzco	6724.00
37	* Alto Perú *	Coop.viv Chancas de Andahuaylas entre Mz WE y Mz YE	3010.00
38	* Lampa de Oro *	Coop.viv Chancas de Andahuaylas entre Jr Cultura Mochica y Mz LL	15128.00
39	* Julio C Tello *	Coop.viv. Julio C Tello entre calle 8 y calle 2	1242.00
40	N° 1	Asoc.viv. Sucre Mz B	2766.00

41	" Villa Santa Anita "	Asoc.viv Villa Sta Anita entre Av. Colectora Industrial y Jr. Las Violetas	5030.00
42	" Almirante Grau N° 1 "	Coop.viv. Miguel Grau entre calle Melitón Carbajal y calle TNE Carlos de Los Eros	3060.00
43	"Melvin Jones"	Urb. Santa Anita Mz H1	1414.00
44	"Tanque de Agua"	Urb. Santa Anita Mz H1	1429.00
45	"Central"	Urb. Santa Anita entre Jr. Los Faisanes y Jr. Las Golondrinas	4192.00
46	"Plaza de Armas"	Urb. Santa Anita entre Jr. Las Abutardas/costado CE Antonio Encinas	18354.00
47	"Dabiel Camion"	Urb. Santa Anita Mz. K	1247.00
48	"Fraternidad"	Urb. Santa Anita Mz. F	1680.00
49	"Ex Comisaria"	Urb. Santa Anita calle Perdices y Pilcos	900.00
50	"Jose A Quiñones"	Urb. Santa Anita entre Calle. Los Sinsontes y Jr. Los Albatros	8757.00
51	"Virgen de Fatima"	Urb. Santa Anita Mz LL	2122.00
52	"Santa Ana"	Urb. Santa Anita Mz K	1480.00
53	"Solidaridad"	Urb. Santa Anita 5ta Etapa Mz J5	1200.00
54	"Virgen del Carmen"	Urb. Santa Anita Mz F5	2400.00
55	"Micaela Bastidas"	Urb. Los Robles Mz K	1356.00
56	"Cesar Vallejo"	Urb. Los Robles entre Mz G y Mz I	1801.00
57	"Santa Rosa de Lima"	Urb. Los Robles Mz B	5124.00
58	"San Martin"	Urb. Los Ficus entre Jr Marcelino Varela y Jr Ricardo O donovan	10443.00
59	"De La Amistad"	Urb. Los Ficus Mz V3	3254.00
60	"25 de Octubre"	Urb. Los Ficus 3ra Etapa entre Jr. Pablo Arguedas Hurtado y jr. Los Pinos	10306.00
61	"Emmanuel"	Urb. Los Robles entre calles MC La Torre y Ramón Zavala	780.00
62	"Minería"	Av. Evitamiento / calle Minería	2350.00
63	"Miguel Grau"	Urb. Los Ficus entre Av. 7 de Junio y Jr. Alfredo Maldonado	7100.00
64	"Ecológico"	entre Jr. Los Pinos Urb Los Ficus y Jr. Los Alamos Urb. Alto de Los Ficus	28000.00
65	N° 1 * 5 de Agosto"	Coop.viv. Tayacaja entre Av. Santiago de Chuco y Jr.Camino Real	4783.00
66	N° 2 * Triangulo"	Coop.viv. Tayacaja entre Av. Camino Real y calle Abancay	2250.00
67	"Virgen del Carmen"	Coop.viv. Tayacaja entre calle Talavera / Sandía	1400.00
68	N° 10	Coop.viv. Universal entre Av. Santiago de Chuco y Jr. Intihuatana	8251.00
69	N° 9	Coop.viv. Universal entre Jr. José Carlos Mariátegui / costado de la Posta	3520.00
70	N° 8	Coop.viv. Universal entre Jr. María Parado de Bellido y Jr. Enrique Anaya Quinatna	1911.00
71	N° 7	Coop.viv. Universal entre Jr. María Parado de Bellido y Jr. Andres A. Caceres	7250.00
72	N° 6	Coop.viv. Universal entre calle Guillermo Lobaton y Jr. Farabundo Martin	9263.00
73	N° 3	Coop.viv. Universal entre Jr. Manuel Gonzales Prada y Jr. María Parado de Bellido	3810.00
74	N° 5	Coop.viv. Universal entre Jr.Los Proceres y Jr. María Parado de Bellido	2876.00
75	N° 2	Coop.viv. Universal entre Jr. Andres Avelino Caceres y calle Heroes	7216.00
76	"Fuente Ovejuna N°1"	Coop.viv. Universal Mz B	2738.00
77	"Universo Verde N° 4"	Coop.viv. Universal entre Jr. Manuel Gonzales y Jr. José Carlos Mariátegui	8454.00
78	"Complejo Deportivo"	AA.HH Huascar Av Camino Real frente a la fábrica Tecno	1818.00
79	N° 4 "Huascar"	AA.HH Huascar entre Jr Ezequiel Otoya y Jr. Angamos	1650.00
80	"Los Jardines"	AA.HH Los Jardines entre Jr. Angamos y Psje Angamos	2814.00
81	"Los Arboles"	PP.JJ Nocheto entre calles Mexico y Antonio Machado	1045.00
82	"Machado"	PP.JJ Nocheto entre calles Machado y Dados Eternos	363.00
83	"Huascar"	PP.JJ Nocheto entre psje Nicta Lopez y Psje 7 Ensayos	896.00
84	N° 1	PP.JJ Perales entre psje Tacna y psje Junin	520.00
85	N° 2	PP.JJ Perales entre jr. Cajamarca y psje Ica	500.00
86	"Achirana"	Urb. Achirana 1ra etapa entre Jr. Corcega y calle Paris	6600.00
87	"Santa Rosa de Quives"	Coop.viv.Sta Rosa de Quives entre Jr. Las Orquideas y Jr Las Magnolias	15100.00
88	"De la Buena Amistad"	entre Jr.Las Plameras Coop. Sta Rosa de Quives y Jr. Los Cactus Coop Manuel Correa	6161.00
89	"Manuel Correa N° 1"	Coop. Viv Manuel Correa entre calle Lobitos y Jr. Los Nogales	3760.00
90	Huaca	Urb. Alameda de Ate entre Av Los Virreyes y calle 23	1820.00
91	"Campo Deportivo	Coop. Viv. Benjamin Doig	2940.00
Sub Total :			233488.00

CUADRO N° A 39

BERMAS		
N°	Ubicación	Area
1	Av. Los Virreyes (22 de Julio / Cultura)	2620.00
2	Av. De la Cultura (Calle C / Av. Metropolitana)	3080.00
3	Av. Huarochiri (Carretera Central / Cascanueces)	9910.00
4	Av. Metropolitana (22 de Julio / Cultura)	5942.00
5	Av. Huancaray (Cultura / Colectora)	13399.00
6	Av. La Encalada	6674.00
7	Av. Colectora Industrial (Carretera central / Huancaray)	11329.00
8	Av. Santa Ana (Colectora / Cultura)	6260.00
9	Av. Santa Rosa	3200.00
10	Av. Imperial	2900.00
11	Av. Los Ruiseñores	3920.00
12	Av. Santiago de Chuco	4284.00
13	Av. Los Eucaliptos	3200.00
14	Av. Francisco Bolognesi	8048.00
15	Av. 7 de Junio	3532.00
16	Av. Manuel Celedonio de la Torre	14600.00
17	Av. Tupac Amaru	3697.00
18	Via de Evitamiento (Cipreces)	2950.00
19	Av. Los Chancas (Wari / Encalada)	3495.00
20	Av. Wari (ferrocarril / Eucaliptos)	4518.00
21	Av. Antunes de Mayolo (Huancaray / Pte. UPSMP)	1575.00
22	Av. Los Nogales (1° de Mayo / MadreSelva)	6100.00
23	Av. 1° de mayo (Nogales / Av. Venezuela)	4150.00
24	Prolong. Chancas (Frente Portada de Ceres)	1668.00
Sub Total :		131051.00
Total :		510734.00

CUADRO N° A 40

AREAS VERDES POR IMPLEMENTARSE			
N°	Parque	Ubicación	Area
1	N° 1	Coop. Viña san Francisco entre Jr. José M. Eguren y Jose barreda	4699.54
2	N° 2	Coop. Viña san Francisco entre calle José P. Barreda y Mario Florian	2011.87
3	N° 4	Coop. Viña san Francisco entre Jr. Raul Porras y Garcilazo de la Vega	4627.87
4	N° 5	Coop. Viña san Francisco entre Jr. José S. Chocano y calle Felipe P. Aliaga	4040.00
5	N° 1 - Ferrocarril	Asoc. Viv. Villa la Oroya Av. Ferrocarril y Mz D o calle 1	3300.00
6	N° 9	Asoc. Viv. Res. Santa Anita calle 22 con calle 24	8425.20
7	N° 2 - R. California	Asoc. Viv. Las Flores Santa Anita entre calle 42 y los Helechos	5489.80
8	N° 1	Asoc. Viv. Cultura P. Moderna entre calles 37 y 42	3325.30
9	N° 2	Asoc. Viv. Sapotal 2da etapa entre calles 19 y 18	3618.80
10	N° 1	Asoc. Viv. Sapotal 1ra etapa entre calles 4 y 3 o Mz D1	1775.20
11	N° 2	Asoc. Viv. Santa Anita 2da etapa entre calle 60, ca 37 y ca 58	5241.40
12	N° 3	Asoc. Viv. Santa Anita 2da etapa entre calle 51, ca 54	3736.30
13	N° 2	Asoc. Portales Santa Anita entre calle 55 y Jr. Los Helechos	3849.00
14	N° 2	Asoc. Viv. Pinos Sta Anita calle 2 entre Mz C1 y calle 1	1376.90
15	N° 3	Asoc. Viv. Pinos Sta Anita calle 11 entre Ministerio Educación Ca 9	3647.80
16	N° 2	Asoc. Viv. La Encalada entre Ca 9 y 8	1308.10
17	N° 2	Asoc. Viv. San Carlos entre calles 13 y 14	2933.70
18	N° 2	Coop. Viv. Pachacutec entre calles Amancaes y Pjs 2	3280.00
19	N° 3	Coop. Viv. Pachacutec calle 8 entre ca 7 o Mz Q	2495.32
20	N° 1	Urb. Las Praderas de Sta Anita entre Av. Encalada y Av. Ferrocarril	2315.80
21	N° 2	Urb. Las Praderas de Sta Anita entre Jr. Mama Oclo y Av. Ferrocarril	2164.80
22	N° 3	Urb. Las Praderas de Sta Anita entre Jr. Yaravi y Av. Ferrocarril	1889.40
23	N° 5	Urb. Las Praderas de Sta Anita entre Jr. Viru y Jr Tiahuanaco	6849.20
24	N° 1 - Estadio	Coop. Chancas Andahuaylas entre Jr Inca Atahualpa y Hanan Cuzco	6720.00
25	Parodi	Coop. Chancas Andahuaylas entre Jr Los Quechuas y Jr Los Quipus	19988.00
26	Pedregal	Coop. Chancas Andahuaylas entre calle 11 y Jr. Yaravi	4842.00
27	N° 3	Coop. Chancas Andahuaylas entre Jr Moya y pje 59	7200.00
28	N° 1	Asoc. Viv. 23 de Setiembre entre calle 7 y psje s/n	422.00
29	El Triangulo	Urb. Santa Anita Jr Cascanueces entre Av Ruiseñores	2037.50
30	Parque Ovalo	Coop. Viv. La Universal entre Luis de la Puente Uceda y Jr Ciro Alegria	150.00
31	Triangulo	Coop. Viv. La Universal entre Av Santiago de Chuco y Roberto Santucho	987.60
32	(Huaca) - Ficus	Coop. Viv. La Universal entre Jr. Alcanfores y ca Los Fresnos 3ra Etapa	14731.00
33	N° 1	AA.HH Huascar entre Jr Angamos y Jr José Meliton Rodriguez	463.90
34	N° 2	AA.HH Huascar entre Jr Angamos y Jr Pedro Garzon	548.10
35	N° 3	AA.HH Huascar entre José M. Ugarte y Jr. V Alvarado	292.30
36	N° 6	AA.HH Huascar entre Jr Ezequiel Otoya y Jr Maria P. de Bellido	312.00
37		AA.HH Huascar entre José M. Ugarte y Juan Alfaro	245.00
38		AA.HH Huascar entre Pedro Garzon y Jr Angamos	146.20
39		AA.HH Huascar entre José Meliton y Jr Angamos	157.30
40	N° 4	AA.HH Huascar entre calle Angamos Pje 3 y frente a Mz J	1649.40
41	N° 1	AA.HH Los Eucaliptos entre pje Escalas y Mz D2	131.00
42	N° 3	AA.HH Los Eucaliptos pje Serpiente de Oro	472.50
43	N° 2	AA.HH Los Eucaliptos pje 7 Ensayos	211.50
44		Coop.Manuel Correa entre Jr Marsella y Jr Los Nogales	150.20
45	N° 1	Coop.Viv. Virgen de las Nieves entre Jr Virgen de Guadalupe y Mz H	3174.00
46	N° 2	Coop.Viv. Virgen de las Nieves entre Mz H5 y H2	1974.00
47	N° 3	Coop.Viv. Virgen de las Nieves Jr Virgen de las Nieves	348.00
48	N° 4	Coop.Viv. Virgen de las Nieves Ma G1 entre G2 y G3	6932.00
49	s/n	AA.HH Las Terrazas entre Mz D y ca Lobitos	1005.10
Total :			135222.00

ANEXO N° 11

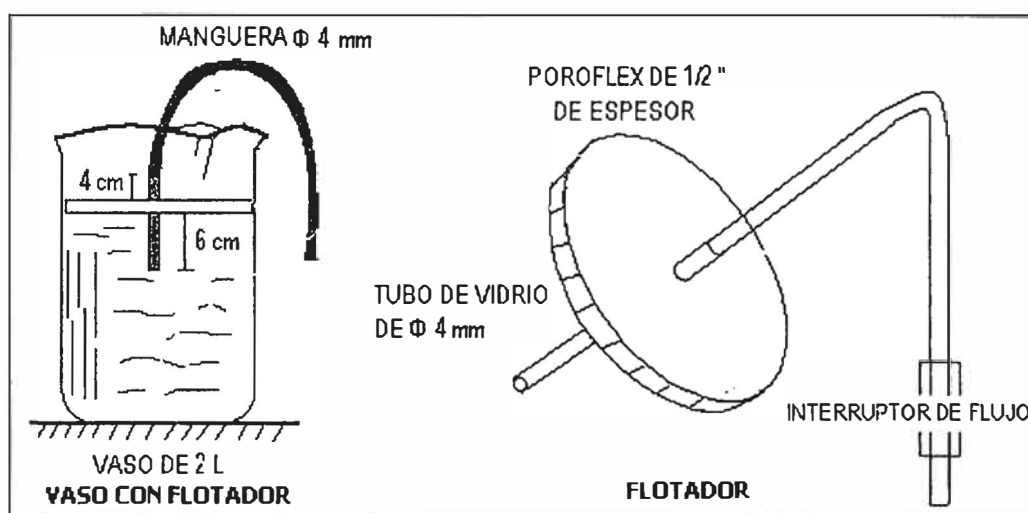
PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL PARA LA OBTENCIÓN DE LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN Y CAUDAL DE LODOS

Este procedimiento experimental fue tomado del Manual II “Criterios de Selección” – Ciclo: Tratamiento / Filtración Rápida del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).

VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN :

A. Equipos y materiales :

FIGURA N° A3



B. Procedimiento :

1. Se llenó el vaso de precipitado con 2 L de agua de río, luego se colocaron los flotadores sobre los vasos (conforme se ve en la figura N°A3, para iniciar el proceso de toma de muestras.
2. Se tomaron muestras a 8 cm y 6.9 cm de profundidad, para lo cual se fijó a estas alturas los tubos de vidrio, que quedan en contacto directo con el agua del vaso. Las muestras se retiraron succionado con una jeringa desde el extremo de la manguera que queda hacia fuera del vaso.

3. Se tomó la primera muestra a un 1 minuto, la segunda a 3 min, la tercera a 8 min de iniciada la prueba y luego con intervalos de 10 min desde la tercera toma, hasta completar unos 12 o 15 muestras. Cada muestra era de aproximadamente 10 ml.
4. Luego se determinó la turbiedad de las muestras con el Turbidímetro Nefelométrico⁽¹⁾, datos que fueron tabulados posteriormente y que se muestran en las tablas del Anexo N° 13.
5. Se repitieron todos los pasos anteriores para cada una de las muestras de 2 L de agua de río, cuyas turbiedades iniciales fueron (33, 43, 50, 79, 89, 107, 212, 806) NTU.

CALCULO DEL CAUDAL DE LODOS PRODUCIDOS:

1. Una vez culminada la prueba anterior, se tomó 1 litro de agua de río restante en los vasos de 2 L. Se dejó sedimentar durante media hora y se trasegó suavemente el sobrenadante.
2. Se vaciaron los lodos a una probeta sobrantes y se determinó la cantidad de mililitros de lodos producidos por litro de agua tratada. Dato que se utiliza para diseñar el volumen de la tolva del Sedimentador.
3. También se repitió esta prueba, para todas las muestras de agua de río con diferentes turbiedades iniciales (33, 43, 50, 79, 89, 107, 212, 806) NTU.

(1) *Turbidímetro Nefelométrico : La medición de la turbiedad del agua se considera como el parámetro más importante para caracterizar los procesos. Esto se consiguió mediante dicho Turbidímetro cuyo principio de funcionamiento consiste en medir la intensidad de la luz que pasa a través de una muestra de agua o la intensidad de la luz que es dispersada por las partículas en suspensión que están presentes en la muestra, generalmente desde una dirección situada a 90° de la dirección original del haz de luz.*

ANEXO N° 12

DATOS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS DE SEDIMENTACIÓN

DATOS DE TURBIEDAD TOMADOS EN LAS PRUEBAS DE SEDIMENTACIÓN								
33 UNT			43 UNT			50 UNT		
Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)
1	32.5	2.985	0	43.1	0.000	0	49.6	0.000
3	26.1	22.090	1	35.4	0.115	1	37.4	0.133
8	18.0	46.269	3	29.0	0.038	3	23.5	0.044
18	13.0	61.194	18	18.4	0.006	8	16.6	0.017
28	12.7	62.090	29	17.1	0.004	18	12.5	0.007
38	12.0	64.179	38	17.0	0.003	28	10.7	0.005
48	10.7	68.060	48	15.0	0.002	38	10.0	0.004
58	11.2	66.567	58	14.9	0.002	48	10.7	0.003
68	10.9	67.463	68	14.6	0.002	58	10.9	0.002
78	10.1	69.851	78	13.1	0.001	78	9.5	0.002
88	9.7	70.955	88	13.8	0.001	88	8.9	0.002
98	8.8	73.731	98	12.4	0.001	98	9.6	0.001
108	8.4	74.836	108	13.2	0.001	108	9.3	0.001
118	8.6	74.299	118	12.3	0.001	118	9.4	0.001
50 UNT			79 UNT			89 UNT		
Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)
0	50.4	0.000	0	78.9	0.000	0	88.9	
1	39.2	0.133	2	68.6	0.058	2	69.8	0.061
3	28.5	0.044	7	53.1	0.016	7	40.5	0.017
8	19.1	0.017	17	42.9	0.007	17	34.5	0.007
18	12.8	0.007	29	38.7	0.004	27	28.4	0.005
28	12.3	0.005	37	38.0	0.003	47	26.9	0.003
38	11.8	0.004	47	35.7	0.002	57	22.4	0.002
48	11.2	0.003	57	34.6	0.002	67	25.2	0.002
58	11.2	0.002	68	34.9	0.002	77	23.4	0.002
78	9.9	0.002	77	34.1	0.001	87	22.2	0.001
88	9.8	0.002	87	33.0	0.001	97	19.4	0.001
98	9.7	0.001	98	34.1	0.001	107	22.3	0.001
108	9.6	0.001	107	34.8	0.001	117	21.6	0.001
107 UNT			212 UNT			806 UNT		
Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)	Tiempo (min)	Turb (ntu)	Velocidad (cm/s)
107	0.0	0.000	0	212.0	0.000	0	806.0	0.000
95.9	1.0	0.115	3	164.0	0.044	1	283.0	0.133
62.3	3.0	0.038	8	122.0	0.017	4	117.0	0.033
50.3	6.0	0.019	18	92.8	0.007	14	70.4	0.010
27.3	18.0	0.006	28	89.5	0.005	24	54.5	0.006
19.9	29.0	0.004	38	87.2	0.004	34	42.6	0.004
19	38.0	0.003	48	83.5	0.003	44	40.7	0.003
16.3	48.0	0.002	56	76.9	0.002	54	38.8	0.002
15.7	58.0	0.002	68	76.5	0.002	64	34.6	0.002
15.1	68.0	0.002	78	72.2	0.002	74	28.4	0.002
15	78.0	0.001	88	69.3	0.002	84	31.9	0.002
14.5	88.0	0.001	98	68.7	0.001	94	31.2	0.001
13.7	98.0	0.001	108	68.2	0.001	104	26.6	0.001
13.6	108.0	0.001	118	64.2	0.001	114	27.1	0.001

ANEXO N° 13

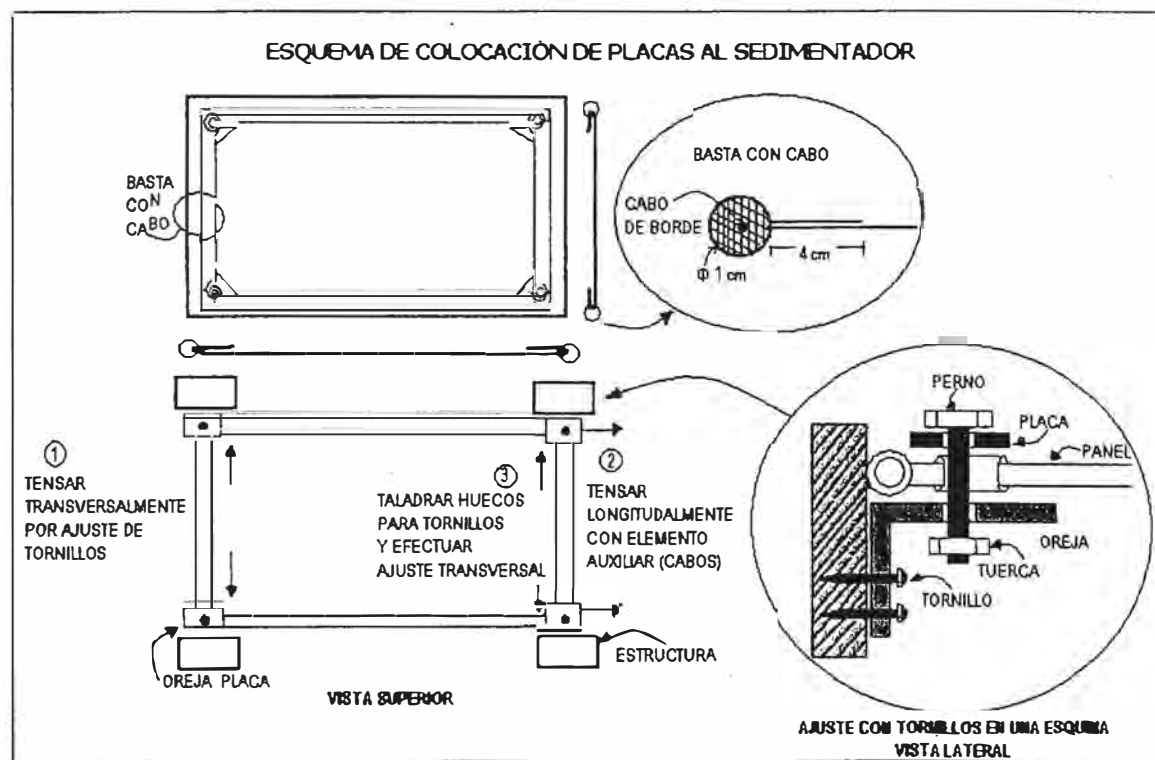
INFORMACIÓN SOBRE LAS PLACAS USADAS EN EL SEDIMENTADOR LAMINAR DE ALTA TASA

Los materiales adecuados para estas placas son: asbesto cemento, madera y plástico; siendo el primero el más usado hasta algunos años por su bajo costo y resistencia hidráulica pero por sus efectos cancerígenos ha salido del mercado. Recientemente en plantas de tratamiento en Brasil, ha dado buenos resultados las lonas de vinilo, material de bajo que costo y muy adecuados para este fin . Por tal motivo el CEPIS recomienda el uso de este material, siendo su único proveedor hasta la fecha aquí en Perú la empresa COPLASTIC que tiene como proveedor a la empresa brasilera SANSUY. Dicha compañía nos brindó información técnica sobre lonas usadas en los sedimentadores, ver cuadro N° A41; así como un esquema de la forma de instalación de las placas al sedimentador, ver figura A4.

Datos útiles del proveedor:

- Razón social : Coberturas Plásticas S. A.
- Dirección : Pasaje Duilio Poggi 681- Urb. Altamar III Etapa La Perla - Callao
- Telefax : 4202703 / 4570490 / 4570044
- E-mail : coplast@terra.com.pe
- Referencia : Ing. Octavio Monteverde – gerente Técnico

FIGURA N° A 4



FICHA TÉCNICA DE LAS PLACAS – LONAS DE VINILO

NOMBRE TÉCNICO	SANLUX MP10313	VINILONA KP500	VINILONA KP1000
DESCRIPCIÓN	Es una "tela técnica" consistente en un tejido de poliéster capaz de difundir la luz en su plano recubierto por ambos lados con películas de PVC firmemente adheridas al textil.	Es una "tela técnica" consistente en un tejido de poliéster de alta tenacidad estructurado en forma de red, recubierto por ambos lados con películas de PVC fusionadas entre sí a través de los intersticios del tejido.	Es una tela técnica consistente en un tejido de poliéster de alta tenacidad estructurado en forma de red, recubierto por ambos lados con películas de PVC fusionadas entre sí a través de los intersticios del tejido
MATERIAL	Filamentos de Poliéster de alta tenacidad de baja capilaridad recubierto con películas de PVC de formulación especial con aditivos que le confieren resistencia a varios abrasivos.	Cordones de poliéster de alta tenacidad con tejido entrecruzado, recubierto con películas de PVC de formulación especial con aditivos que le confieren resistencia a varios abrasivos.	Cordones de poliéster de alta tenacidad con tejido entrecruzado, recubierto con películas de PVC de formulación especial con aditivos que le confieren resistencia a varios abrasivos.
RESISTENTE A	<ul style="list-style-type: none"> • Aceites, grasas, ácidos, álcalis y otros agentes químicos (excepto solventes de PVC) • Frío o calor en ambientes extremos (-40°C a 70°C) • Los rayos ultravioletas del sol • La exposición prolongada a la intemperie • Autoextingue la llama • Acondicionada para sellarse por alta frecuencia • Tratamientos superficiales con lacas diversas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Acción de aceites, grasas, ácidos, álcalis y otros agentes químicos (excepto solventes de PVC) • Frío o calor en ambientes extremos (-40°C a 70°C) • Los rayos ultravioletas del sol • La exposición prolongada a la intemperie • El contacto prolongado con diversos terrenos • El ataque de hongos • Acondicionada para sellarse por alta frecuencia • Autoextingue la llama 	<ul style="list-style-type: none"> • Acción de aceites, grasas, ácidos, álcalis y otros agentes químicos (excepto solventes de PVC) • Frío o calor en ambientes extremos (-40°C a 70°C) • Los rayos ultravioletas del sol • La exposición prolongada a la intemperie • El contacto prolongado con diversos terrenos • El ataque de hongos • Acondicionada para sellarse por alta frecuencia • Autoextingue la llama
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS	<ul style="list-style-type: none"> • Espesor : 0.42 mm • Peso : 442 gr/m² • Resistencia a la tensión : 140 Kg/cm⁵ • Resistencia al desgarre : 30 Kg. • Elongación : 20-25 % 	<ul style="list-style-type: none"> • Espesor : 0.45 mm • Peso : 420 gr/m² • Resistencia a la tensión : 50 Kg/cm⁵ • Resistencia al desgarre : 15 Kg • Elongación : 18 % 	<ul style="list-style-type: none"> • Espesor : 0.6 mm • Peso : 690 gr/m² • Resistencia a la tensión : 120 Kg/cm⁵ • Resistencia al desgarre : 25 Kg. • Elongación : 22 %
DURACIÓN	2 años	Más de 8 años posición estática	Más de 15 años en posición estática

NOTA : La empresa mencionada nos proporcionó costos, fichas técnicas y muestras, la VINILONA KP1000 es la que se recomienda por tener el espesor y características necesarias para la unidad diseñada.

ANEXO N° 14

INFORMACIÓN SOBRE EL MEDIO FILTRANTE USADO EN LOS FILTROS HIDRÁULICOS DE TASA DECLINANTE

El medio filtrante usado en esta unidad es la arena, esta debe ser arena de río especialmente acondicionada para su uso en este tipo de filtros. Este acondicionamiento implica lavado y seleccionado, según la granulometría que se especifica en el diseño de la batería de filtros.

Este acondicionamiento debe realizarse cuidadosamente y por personal especializado. Actualmente se cuenta con una sola empresa especialista que realiza este tipo de preparación , (la cual se recomienda contactar)

Datos útiles del proveedor:

- Razón Social: MINERALS SUPPLY & SERVICES S.A.C.
- Dirección : Ventas e informes : Calle Curazao 182 – Santa Patricia – La Molina – Lima 12
- Planta Industrial : Av. Victor Malasquez Mz A6 lote 3 Manchay Pachacamac Lima 19
- Telefax : 348428 / 3489073 / 3489786 / 9658114
- e-mail: mineralsss@terra.com.pe
- Referencia : Srta. Rosa Díaz / Representante de Ventas

A continuación se proporciona las especificaciones técnicas de la arena (ver cuadro N° A 42) :

CUADRO N° A 42

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
DUREZA (escala mohs)	7
PESO ESPECÍFICO	2.65
SOLUBILIDAD EN HCL (al 40 %)	menor a 3.5 %
MATERIA ORGANICA	No contiene
COLOR	Gris
COEFICIENTE DE ESFERICIDAD	0.8
TAMAÑO EFECTIVO	0.56
COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD	Menor a 1.5
TAMAÑO MINIMO	0.42 mm
TAMAÑO MAXIMO	1.41 mm
DENSIDAD APARENTE	1.47

ANEXO N° 15

INFORMACIÓN SOBRE LA BOMBA DOSIFICADORA

Para dosificar el hipoclorito de calcio es necesario contar con una bomba dosificadora y un tanque donde se ha de preparar la solución desinfectante. El tanque puede ser PVC , (u otro material resistente al compuesto químico mencionado, que durante el desarrollo del proyecto pueda ser recomendado) este puede ser adquirido en compañías que proveen equipos sanitarios. La bomba debe poseer un sistema que permita graduar la concentración a dosificarse, y tener un material resistente al tipo de solución que pasará a través de la misma. La empresa DYNAFLUX S.A. nos proporcionó algunos datos técnicos de uno de los tipos de estas bombas

CUADRO N° A 43

DENOMINACIÓN	ELECTRONIC METERING PUMPS
SERIE	EH
CARACTERÍSTICA	Esta bomba ofrece una capacidad superior de dosificación. Su alta velocidad de operación y prolongada vida útil equivalen al de otra bomba tres veces más grande.
MATERIAL	Pueden ser contruidos por los siguientes materiales (estandarizados): Cerámica de Alúmina, Etileno, Propileno, Fluoreslastómero, Fibra de vidrio reforzado con polipropileno, Hastelloy C276, Polietileno, Politetrafluoretileno, Acero Inoxidable 316, Policlorotrifluoretileno.
CONDICIONES DE OPERACIÓN	Potencia 16 W Puede impulsar hasta 20 galones por hora

Datos útiles del proveedor:

- Razón Social : DYNAFLUX S.A.
- Dirección : Calle Valladolid 142 Urb. Mayorazgo – Ate / Lima - Perú
- Telefax : 3488167 / 3496524
- e-mail: dinaflux@terra.com.pe
- Referencia : Ing. Carlos Chinga / Dpto. Comercial

Representación de una bomba dosificadora

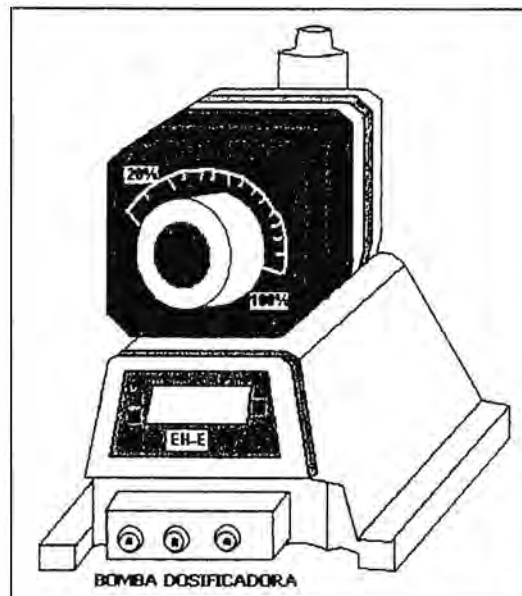


FIGURA N° A 54

ANEXO N° 15 – B

PRESERVACIÓN DE LAS MUESTRAS

Parámetro	Tipo de recipiente	Volumen mínimo de muestra (cm ³)	Preservación	Tiempo máximo de conservación
pH	P	1000	Refrigerada a 4°C	2 horas
Turbiedad	P	1000	Refrigerada a 4°C	48 horas
Sólidos Disueltos	P	1000	Refrigerada a 4°C	7 días
Sólidos Totales	P	1000	Refrigerada a 4°C	7 días
Alcalinidad	P	1000	Refrigerada a 4°C	48 horas
Oxígeno Disuelto	V	300	Refrigerada a 4°C	2 horas
D.B.O.	P	1000	Refrigerada a 4°C	24 horas
Coliformes Fecales	P	500	Refrigerada a 4°C	24 horas
Coliformes Totales	P	500	Refrigerada a 4°C	24 horas
Parásitos en Agua	P	4000	Refrigerada a 4°C	24 horas

P = Plástico

V = Vidrio

Fuente: Protocolo de Monitoreo de calidad de Agua empleado en el Laboratorio del CEPIS.

ANEXO 17: FORMULARIO USADO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO DE FUENTE CEPIS

A. DIMENSIONAMIENTO DE UN CANAL DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA

PASO	DATOS		FORMULAS	RESULTADOS	UNIDADES
1	Caudal de un decantador en condiciones normales de operación	Q (m ³ /s)	Q _c = 1.25 Q	Caudal del canal durante el mantenimiento de una unidad	m ³ /s
2	Velocidad en los orificios	V _L m/s	AT = Q _c /V _L	Area total de orificios	m ²
3	Separación centro a centro entre orificios	a m	$N = \frac{2L}{a}$; (20 a cada lado del canal)	Número de orificios	
	Longitud del canal	L m			
4			$A_f = \frac{AT}{N}$; $d = \sqrt{\frac{4 \cdot I_0}{\pi}}$	Área de cada orificio	m ²
5	Ancho del canal	B m	A _F = B.h	Sección en el extremo final del canal	m ²
	Altura mínima	h m			
6			q ₀ = Q _c / N	Caudal por orificio	m ³ /s
7			Q _F = 2q ₀	Caudal que llega al extremo final del canal	m ³ /s
8			V _F = Q _F / A _f	Velocidad en el extremo final del canal.	m ³ /s
9	Altura máxima del canal	H m	A _c = B.H	Sección inicial del canal	m ²
10			V _c = Q _c / A _c	Velocidad en el extremo inicial	m/s
11	Coeficiente experimentales	θ 0.70 φ 1.67	$B_1 = 1 + \theta + \phi \left[\frac{V_c}{V_f} \right]^2$	Coeficiente de pérdida de carga total en el primer orificio del canal	
12			$B_{10} = 1 + 0.7 + 1.67 \left[\frac{V_{10}}{V_f} \right]^2$	Coeficiente de pérdida de carga en el último orificio del canal	
13	Del cuadro F1 $\sum \sqrt{\frac{1}{B}} = Q' = \frac{QI}{2}$		$V_{11} = \frac{Q' \sqrt{\frac{1}{B}}}{\sigma_0 \sum \sqrt{\frac{1}{B}}}$	Velocidad real en el primer orificio	m/s
14			$\sigma = \frac{V_{10} - V_{11}}{V_{10}}$	Desviación de caudal entre el primer y el último orificio	
15	T = 15°C Coeficiente Manning	$\sqrt{\frac{T}{u}}$ 2995 n 0.013	$G = n \sqrt{\frac{T}{u}} R_H^{0.7} V^{1.5}$	Gradiente de velocidad en los orificios	s ⁻¹

B. DIMENSIONAMIENTO DE LOS CANALES DE INGRESO DE AGUA AL SEDIMENTADOR

CUADRO B

PASO	DATOS		FORMULAS	RESULTADOS	UNIDADES
1	Caudal	Q m ³ /s	q = Q/N	Caudal de ingreso a cada decantador	m ³ /s
	Nº decantadores	N cte			
	Altura del canal	H m	A _F = B _F · H	Sección final del canal	m ²
	Ancho mínimo	B m			
2			V _c = Q / A _F	Velocidad en la sección final del canal	m/s
3			A _i = Q / V _c	Sección inicial del canal	m ²
4			B _i = A _i / H	Ancho inicial del canal	m
5	Velocidad en los laterales	V _L 0.18m/s	A _L = $\frac{q}{V_L}$	Área sección útil de las compuertas	m ²
6	Coeficiente experimentales	θ 0.70	B ₁ = 1 + θ + φ $\left \frac{V_L}{V_L} \right ^2$	Coeficiente de pérdida de carga en los orificios de las compuertas	cte
		φ 1.67			
7	De la tabla F1	$\sum \frac{1}{B}$ 3.685	V _{L1} = $\frac{Q_1}{A_{L1} \sqrt{B}} \left \sum \frac{1}{B} \right $	Velocidad real en el primera compuerta	m/s
8	De la tabla 1	B ₅ 1.839		Velocidad real en la última compuerta	m/s
9			h _f = B $\frac{V_{L1}^2}{2g}$	Perdida de carga en las compuertas	m
10	Ancho sección	b 7() A n	R _H = $\frac{a \times b}{2(a + b)}$	Radio Hidráulico de la compuerta lateral	m
	Prof. Sección	a 0.30m			
11	$\sqrt{\frac{1}{n}}$ para T = 15°C	$\sqrt{\frac{1}{n}}$ 2995	G = $\sqrt{\frac{1}{n}} \cdot R_H^{-0.7} \cdot V_L^{1.5} \cdot n$	Gradiente de velocidad al paso del flujo por las compuertas	s ⁻¹
	Coef. Manning	n 0.015			
	Velocidad máxima en las compuertas	V _L 0.186m/s			

C. DIMENSIONAMIENTO DE UN SEDIMENTADOR DE PLACAS PARALELAS E INCLINADAS

CUADRO C

PASO	DATOS		FORMULAS	RESULTADOS	UNIDADES
1	Separación de las placas en le plano horizontal	e' 10 cm	$d = e' \text{sen} \theta - e$	Espaciamiento entre las placas	cm
	Espesor de las placas	e 0.80 cm			
	Angulo de inclinación de las placas	θ 60°			
2	Longitud del módulo de placas	t 1.2 m	$L_u = l - e' \text{cos} \theta$	Longitud útil dentro de las placas	cm
3	Caudal de diseño del decantador	Q m³/s	$L = \frac{l u}{d}$	Longitud relativa del módulo de placas	
4	Velocidad de sedimentación de las partículas	Vs m/s	$f = \frac{\text{sen} \theta (\text{sen} \theta + L \text{cos} \theta)}{s}$	Área superficial de la unidad	m²
	Módulo de eficiencia de las placas	S 1			
5	Ancho total neto de la zona de decantación	B m	$N = \frac{A_s \text{sen} \theta}{B d}$	Numero de canales formados por las placas	
6			$LT = 1 \text{COS} \theta + \frac{Nd + (N + 1) e}{\text{sen} \theta}$	Longitud total del decantador	m
7			$V_o = \frac{Q}{A_s \text{Sen} \theta}$	Velocidad media del flujo	cm/s
8	Ancho del módulo de placas	b m	$RH = \frac{b d}{2(b + d)}$	Radio hidráulico del módulo de placas	Cm
9	Viscosidad a 20°C	v 0.01 cm²/s	$N = \frac{4RH \times V_o}{v}$	Número de Reynolds	
10			$V_o = \left \frac{NR}{8} \right ^{0.5} \times V_{sc}$	Velocidad Longitudinal máxima	cm/s

D. DIMENSIONAMIENTO DE UN COLECTOR MÚLTIPLE CON TOLVAS SEPARADAS

CUADRO D

PASO	DATOS		FORMULAS	RESULTADOS	UNIDADES
1	Longitud del decantador	L m	$l = \frac{L}{N}$	Longitud de la base mayor de cada tolva	m
	Nº de tolvas por módulo	N			
2	Ancho de cada módulo de decantación	B m	$A = b \times 1$	Sección máxima de la tolva	m ²
	Prof. De las tolvas	H m	$V_T = (1/3Ah)2N$		m ³
3	Caudal de lodos producidos	QL Vs	$f = \frac{V_T}{Q_L(86.4)}$	Frecuencia de descarga	d
4	Velocidad de arrastre	Va 1.0 cm/s	$d = \frac{x}{1.162 \sqrt{H^{0.5} Va}}$	Diámetro de los orificios de descarga	m pg
	Carga hidráulica	H 4.8 m			
	Separación orificios de descarga	X 2.5 m			
5	Relación de velocidades	R 0.42	$D = \frac{d}{\sqrt{R}}$		m pg
6			$A = \frac{\pi D^2}{4}$ $A = 0.20$	Sección del colector	m ²
7	Coefficiente de descarga	ca 0.65	$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2gH}$	Caudal de descarga de lodos	m ³ /s
8	Volumen que descarga cada colector	a m ³	$T = \frac{a}{Q}$	Tiempo de vaciado	s

E. DIMENSIONAMIENTO DE UN FILTRO RÁPIDO DE TASA DECLINANTE Y LAVADO MUTUO

CUADRO E

PASO	DATOS		FORMULAS	RESULTADOS	UNIDADES
1	Caudal	Q m ³ /s	$AF = \frac{Q}{V.L}$	Área de cada filtro	m ²
	Velocidad de ascensional de lavado	VA 0.70 m/min			
2	Velocidad de filtración promedio	VF m ³ / m ² /d	AT = Q / VF	Area total de filtros	m ²
3			N = AT / AF	Numero de filtros	
4	Tamaño efectivo de la arena	d ₁₀ 0.56 mm	d' ₉₀ = 3(d ₁₀)	Tamaño de la antracita correspondiente al 90% que pasa la malla	mm
5			d' ₁₀ = d' _{90/2}	Tamaño efectivo de la antracita	mm
6	Coeficiente de uniformidad de la arena y de la antracita	Cu ≤ 1.5	d ₆₀ = cud ₁₀	Tamaño correspondiente al 60% de la arena	mm
			d' ₆₀ = cud' ₁₀	Tamaño correspondiente al 60% de la antracita	mm
7	Diametro más fino de la capa de arena	d ₁ 0.42 mm	$D_{ve} = \sqrt{d_1 \cdot d_2}$	Diámetro equivalente de la capa más fina	mm
	Diámetro más grueso de la capa de arena	d ₂ 0.50 mm			
8	Peso específico del agua	ρ _a 1000 Kg/m ³	$Ga = \frac{D_{ve}^3 \cdot \rho_a (\rho_s - \rho_a)}{g u^2}$	Numero de Galileo para la capa más fina de la arena	
	Peso específico de la arena	ρ _s 2650 Kg/m ³			
	Viscosidad para 20°C	Kg.s/m ³			
	Aceleración de la gravedad	m/s ²			
9	Viscosidad del agua	ν 1.004(10) ⁻⁶ m ² /s	$Re = \frac{V.L D_{ve}}{\nu}$	Nº de Reynolds modificado	
10	Coeficiente de esfericidad	Ce 0.8	Del ábaco para ce = 0.8 se obtuvo ε ₁ = 0.68		
11	Fracción del lecho filtrante que ocupa la capa 1 o capa más fina	xi 0.05	$\frac{xi}{1 - \epsilon_1} = \frac{0.05}{1 - 0.68} = 0.156$		
12	Del cuadro G1 se obtiene $\sum \frac{xi}{1 - \epsilon_i}$	2.247	$\epsilon_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{xi}{1 - \epsilon_i}}$	Porosidad expandida promedio de la capa de arena	

13	Del cuadro G2 se obtiene $\sum \frac{x'i}{1-\epsilon_i}$	2.336	$\epsilon'_i = 1 - \frac{1}{\sum \frac{x'i}{1-\epsilon_i}}$	Porosidad expandida promedio de la capa de antracita	
14	Porosidad de la arena limpia	ϵ_{01} 0.42	$E_i = \frac{\epsilon_i - \epsilon_{01}}{1 - \epsilon_{01}}$	Porcentaje de expansión promedio de la arena	
15	Porosidad de la antracita limpia	ϵ'_{01} 0.42	$E'_i = \frac{\epsilon'_i - \epsilon'_{01}}{1 - \epsilon'_{01}}$	Porcentaje de expansión promedio de la antracita	
16			$L_e = L(1+E) + L'(1+E')$	Altura del lecho filtrante expandido	m
17	Número de canaletas de recolección de agua de lavado	N_3 3	$Q_c = 1.3 \left(\frac{Q}{N_3} \right)$	Caudal que recolecta cada canaleta	m ³ /min
18	Altura útil de las canaletas de lavado	h_0 0.30 m	$H' = \frac{Q_c}{82.5 h_0^{3/2}}$	Ancho de las canaletas de lavado	M
19			$H = 1.5h_0 + 0.10$	Altura total de canaletas de lavado más losa de fondo	m
20			$H_4 = 0.75(L + H)$	Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estático	m
21	Altura del falso fondo	H_1 m	$H_c = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$	Altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro	m
	Altura drenaje más grave	H_2 m			
	Altura del lecho filtrante	H_3 m			
22	Densidad de la arena	ρ_s 2.65 gr/cm ³	$h_f = (1 - \epsilon_0)(\rho_s - \rho_a)L$	Pérdida de carga en la arena durante el lavado	m
	Densidad del agua	ρ_a 1.00 gr/cm ³			
	Espesor de la capa de arena	L m			
	Porosidad de la arena	ϵ_0 0.43			
23	Densidad de la antracita	ρ_{anT} 1.7 gr/cm ³	$H'_f = (1 - \epsilon'_0)(\rho_{anT} - \rho_{H_2O})L'$	Pérdida de carga en la antracita durante el lavado	m
	Porosidad de la antracita	ϵ'_0 0.48			
	Espesor de la capa de antracita	L' 0.5 m	$h'_f = h_f + h'_f$	Pérdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado	m
24	Ancho de cada filtro	B m	$N_1 = B/b$	Ancho de las canaletas de lavado	m
	Ancho de cada vigueta	B 0.30 m			
25	Espaciamiento entre orificios	x 0.10 m	$N_2 = \frac{2c}{x}$	Altura total de canaletas de lavado más losa de fondo	m
	Longitud de cada vigueta	c m			
26			$NT = N_1 N_2$	Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estático	m

27				$Q_0 = \frac{E}{NT}$	Altura del borde de la canaleta relativa al fondo del filtro	m
28	Diámetro de los orificios del drenaje	d_0	½" pg	$h_F = (1 - \epsilon_0)(\rho_s - \rho_a)L$	Pérdida de carga en la arena durante el lavado	m
29	Coefficiente de descarga de los orificios	C_d	0.65		Pérdida de carga en la antracita durante el lavado	m
	Aceleración de la gravedad	g	m/s ²		Pérdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado	
30	Altura del falso fondo	H_1	0.50 m			
31	Coefficiente de pérdida de carga en el falso fondo	K	1			
32	Velocidad en la compuerta de salida	V_{c2}	0.40 m/s	$h_{F4} = \frac{K V c^2}{2g}$	Pérdida de carga en la compuerta de salida durante el retrolavado	m.
33	Longitud de las canaletas de lavado	C	5.2 m.	$h_{f5} = \left(\frac{1.3 Q}{1.84 (2N_3) C} \right)^{2/3}$	Altura de agua sobre las canaletas de recolección	m.
34				$h_F \text{ Lavado} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$	Pérdidas de carga total durante el retrolavado	m.
35				$H_v = H_c + H_f \text{ Lavado}$	Altura del vertedero que controla la hidráulica del lavado	m.
36	Coefficiente de esfericidad	C_E	0.8	$H_{f1} = \frac{180v}{g} \frac{(1 - e_0)^2}{e_0^3} \frac{1}{C e^{-2}}$ $\sum \frac{x_i}{d_i^2} \cdot L \cdot VF$	Pérdida de carga inicial en la capa de arena en función de la velocidad de filtración	cm.
	Del cuadro H1 se toma el valor $\sum \frac{x_i}{d_i^2} =$		189.75	$H_{f1} = \frac{180v}{g} \frac{(1 - e_0)^2}{e_0^3} \frac{1}{C e^{-2}}$ $\sum \frac{x_i}{d_i^2} \cdot L \cdot VF$	capa de arena en función de la velocidad de filtración	
37	Viscosidad	V	0.01cm./s			

38	Del cuadro H2 se toma el valor $\sum \frac{x_i}{d_i^2} =$	76.31	$Hf_2 = \frac{180v}{g} \cdot \frac{(1 - E'_{10})^2}{(E'_0)^2}$ $\frac{1}{(Ce'_1)^2} \sum \frac{x'_i}{(d'_i)^2} \cdot L \cdot VF$	Perdida de carga inicial en la capa de antracita en función de la velocidad de filtración	m
39			$q_0 = \frac{VF \cdot AF}{86,400 NT}$	Caudal por orificio del drenaje durante el proceso de filtración en función de la velocidad de filtración	m ³ /s
40			$Hf_3 = \frac{q_0^2}{2cd^2 A_0^2 g}$	Pérdida de carga inicial en función de la velocidad de filtración	m.
41			$VFF = \frac{AF \cdot VF}{86,400 \cdot AFF}$	Velocidad en el falso fondo en función de la velocidad de filtración	m./s
42		K 1	$Hf_4 = \frac{VFF^2}{2g}$	Pérdida de carga en drenaje durante el proceso en función de la velocidad de filtración	m.
43	Velocidad en la compuerta de entrada	Vc ₁ 0.6 m./s	$Ac_1 = \frac{1.3Q}{N Vc}$	Sección de la compuerta de entrada	m ²
44			$Hf_5 = \frac{K Vc_1^2}{2g}$	Perdida de carga en la compuerta de entrada	m.
45			$Ac_2 = \frac{1.3qc}{Vc}$	Sección de la compuerta de salida	m ²
46			$Vc = \frac{AF \cdot VF}{86,400 AC_2}$	Velocidad en la compuerta de salida en función de la velocidad de filtración	m./s
47		K 1	$Hf_6 = \frac{K Vc^2}{2g}$	Pérdida de carga en la compuerta de salida en función de (VF)	m.
48	Longitud de cresta del vertedero de salida	L ₂ 1 m	$Hf_7 = \left(\frac{AF \cdot VF}{158,976} \right)^{2/3}$	Altura de agua en el vertedero de salida en función	m.
49			$HT = \sum H_i$	Carga hidráulica disponible para el proceso	m.

**TABLAS DE COMPROBACIÓN DE LA DESVIACIÓN DEL CAUDAL EN EL
CANAL DE DISTRIBUCIÓN A LOS SEDIMENTADORES
(Bi = 2.50 m)**

TABLA F1

Nº de orificios	Q(m3/s)	X(m)	BX(m)	AX(m²)	Vc(m/s)	Vc/VL	α	β	$\sqrt{\frac{1}{\beta}}$	VL(m/s)
1	0,500	0,000	2,500	9,500	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,181
2	0,400	6,050	2,000	7,600	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,181
3	0,300	12,100	1,500	5,700	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,181
4	0,200	18,150	1,000	3,800	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,181
5	0,100	24,200	0,500	1,900	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,181

(Bi = 1.75m)

TABLA F2

Nº de orificios	Q(m3/s)	X(m)	BX(m)	AX(m²)	Vc(m/s)	Vc/VL	α	β	$\sqrt{\frac{1}{\beta}}$	VL(m/s)
1	0,500	0,00	1,75	6,65	0,075	0,416	0,99	1,99	0,708	0,178
2	0,400	6,05	1,44	5,47	0,073	0,406	0,975	1,975	0,711	0,180
3	0,300	12,10	1,13	4,29	0,069	0,383	0,952	1,952	0,716	0,181
4	0,200	18,15	0,81	3,08	0,065	0,360	0,917	1,917	0,722	0,183
5	0,100	24,20	0,50	1,90	0,052	0,288	0,839	1,839	0,737	0,186

CALCULO DE LA EXPANSIÓN DE LA ARENA (Ce = 0.8)

TABLA G1

d _i max (mm)	d _i min (mm)	D _e (mm)	x _i	G _a	Re	ϵ_i	$\frac{x_i}{1-\epsilon_i}$
1.41	1.19	1.295	0.070	29743	15,11	0,43	0,122
1.19	1.00	1.090	0.110	17736	12,72	0,46	0,204
1.00	0.84	0.917	0.220	10560	10,70	0,50	0,444
0.84	.71	0.772	0.225	6302	9,00	0,54	0,495
0.71	0.59	.647	0.215	3710	7,55	0,59	0,524
0.59	0.50	0.543	0.110	2193	6,33	0,64	0,302
0.50	.42	0.458	0.050	1269	5,33	0,68	0,156
							2.25

CALCULO DE LA EXPANSIÓN DE LA ARENA (Ce = 0.8)

TABLA G2

d _i min (mm)	d _i max (mm)	D _e (mm)	X _i	G _a	R _e	ϵ_i	$\frac{x_i}{1-\epsilon_i}$
0.71	0.84	0.772	0.1	2406	8,68	0,68	0,311
0.84	1.19	0.999	0.31	5214	11,24	0,61	0,801
1.19	1.41	1.295	0.28	11358	14,56	0,54	0,615
1.41	1.68	1.539	0.21	19063	17,31	0,5	0,422
1.68	2,00	1,833	0,1	32209	20,62	0,47	0,187
							2.336

MÉTODO MATEMÁTICO DE DI BERNARDO

Ejemplo de cálculos

a) Operación Normal

SISTEMA DE FILTRACIÓN CON TASA DECLINANTE

TASAS DE NIVELES DE OPERACIÓN

4. MOSTRAR RESULTADOS

FILTRO	TASAS	PERDIDAS	RESISTIVIDAD	
1	292.56000	0.13481	0.00036	1. TASAS Y NIVELES DE OPER. TMAX = 358.89370 TMED = 200.00000 Coef F = 1.46280 Niv. 1 = 0.56519 Niv. 2 = 0.70000 N2-N1 = 0.13481
2	237.16350	0.10928	0.00103	
3	191.57900	0.19717	0.00173	
4	154.41280	0.26758	0.00261	
5	124.31940	0.32397	0.00369	

Aperturar BARRA para continuar

b) con un Filtro en Lavado

DISEÑO DE SISTEMAS DE FILTRACIÓN CON TASA DECLINANTE

TASAS Y NIVELES DE OPERACIÓN

4. MOSTRAR RESULTADOS

FILTRO	TASAS	PERDIDAS	RESISTIVIDAD	
1	333.17290	0.13481	0.00036	2. TASAS Y NIVELES / LAVADO TMAX = 358.89370 TMED = 250.00000 Coef F = 1.17024 Niv. 1 = 0.70000 Niv. 2 = 0.80072 N2-N1 = 0.10072
2	270.83080	0.10928	0.00103	
3	219.14620	0.19717	0.00173	
4	176.81790	0.26758	0.00261	

Aperturar BARRA para continuar

CALCULO DE $\sum \frac{X_i}{d_i^2}$ PARA LA CAPA DE ARENA

TABLA H1

di (min) cm	Di (max) cm	Di ² = di (min) x di (max) xi		$\frac{X_i}{(d_i)^2}$
0.042	0.050	0.002100	0.050	23.810
0.050	0.059	0.002950	0.110	37.288
0.059	0.071	0.004189	0.215	51.391
0.071	0.084	0.005964	0.225	37.726
0.084	0.100	0.008400	0.220	26.190
0.100	0.119	0.011900	0.110	9.244
0.119	0.141	0.01679	0.070	4.712
$\sum X_i/d_i^2 = 189.754$				

CALCULO DE $\sum \frac{X_i}{d_i^2}$ PARA LA CAPA DE ANTRACITA

TABLA H2

di (min) cm	Di (max) cm	Di ² = di (min) x di (max)		$\sum \frac{X_i}{(d_i)^2}$
0.071	0.084	0.005964	0.10	16.767
0.084	0.119	0.009996	0.31	31.012
0.119	0.141	0.016779	0.28	16.688
0.141	0.168	0.023688	0.21	8.865
0.168	0.200	0.033600	0.10	2.976
$\sum X_i/d_i^2 = 76.308$				