

101
22j



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
BAHIA DE CONEJOS, HUATULCO OAXACA

TESIS

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

GERARDO SIFUENTES VALENZUELA

México, D.F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-148/94

Señor
GERARDO SIFUENTES VALENZUELA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES BAHIA DE CONEJOS,
HUATULCO, OAX."**

- I. INTRODUCCION
- II. PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES
- III. DATOS DE PROYECTO PARA PLANTAS DE TRATAMIENTO
- IV. DISEÑO FUNCIONAL E HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 13 de marzo de 1995.
EL DIRECTOR.

ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

H. JMCS/RCR*nl1

A MI MADRE: MA. DE JESUS

A MI QUERIDA ESPOSA: LICIA

A MIS PRECIOSOS HIJOS:

**PEDRO
ALICIA GUADALUPE
ZAIRA CRISTINA**

Cansado, pero no exhausto, concluyo felizmente uno de los ciclos más importantes de mi vida, mi formación profesional.

Quisiera por este medio, mencionar y agradecer a todas aquellas personas, sin olvidar la Institución, que hicieron posible alcanzar esta meta.

En primer lugar a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme proporcionado desde el espacio físico hasta el excelente material humano para consolidar mi formación profesional.

De las personas que formaron parte de este proceso, quién si no mi madre habría de ocupar el primer lugar "viejiita adorada", que supleste superar todos los escollos que en tu camino encontraste, privándote incluso de los placeres más elementales de la vida, con el único propósito de educar a ocho desorientados hijos tuyos. ¡lo lograste! te amo.

A mis hermanos, Meche, Miguel, Cris, Vicky, Ara, Queta y Chebo; no quisiera provocarles una sensación de discriminación, saben perfectamente que todos han tenido el mismo grado de importancia en el cumplimiento de todas mis actividades y que mi cariño y agradecimiento hacia ellos está dividido exáctamente en siete partes iguales.

A mi linda esposa y a mis tres hermosos hijos, como ejemplo ilustrativo de los enormes beneficios que se pueden conseguir con amor, motivación y perseverancia.

A todos mis profesores, maestros en Ingeniería, como reflejo evidente de la gran dedicación, empeño y vocación que cada uno de ellos muestra en la transmisión de sus bastos conocimientos.

A mis compañeros, amigos y familiares, como una manifestación del aprovechamiento de los consejos que, en algún momento me brindaron.

A mi director de Tesis, Ing. Ernesto Bernal Velasco y al grupo de profesores que gentilmente accedieron a acompañarme en la exposición de mi trabajo: Ing. Luis Candelas Ramírez, Ing. Miguel Angel Rodríguez Vega, Ing. Rafael López Ruiz e Ing. Oscar E. Martínez Jurado, y que como representantes de esta querida Facultad reciben mi agradecimiento por haberme formado como Ingeniero.

A mis exalumnos Edith Uribe, Oscar Ramírez, Miriam Jaramillo,
A mi hermana Araceli , A mi querida amiga Male, por su valiosísimo trabajo de captura e impresión de todo el contenido de mi investigación.

Con el firme propósito de consolidar, en la práctica, los conocimientos en mi formación profesional, le reitero a ustedes:

¡muchas gracias!

TEMA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
BAHIA DE CONEJOS, HUATULCO OAXACA

CAPÍTULOS:

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
- 3.- DATOS DE PROYECTO PARA PLANTAS DE TRATAMIENTO
- 4.- DISEÑO FUNCIONAL E HIDRAULICO DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO "BAHIA DE CONEJOS" HUATULCO, OAX.
- 5.- CONCLUSIONES

INDICE GENERAL

TEMA	PAGINA
I. Introducción	2
I.1 Justificación	4
I.2 Características del Influyente	9
I.3 Calidad del Efluente y Reusos	16
II Procesos para el Tratamiento de las Aguas Residuales	30
II.1 Tratamiento Primario	35
II.2 Tratamiento Secundario	43
II.3 Tratamiento Terciario (Avanzado)	70
III Datos del Proyecto Para Plantas de Tratamiento	113
IV Diseño Funcional e Hidráulico de la Planta de Tratamiento "Bahía de Conejos" Huatulco, Oax.	123
IV.1 Pretratamiento	123
IV.2 Medidor Parshal y Caja Distribuidora	131
IV.3 Sedimentadores Primarios	133
IV.4 Tratamiento (Tanque de Aeración)	137
IV.5 Sedimentador Secundario	142
IV.6 Tanque de Contacto de Cloro	146
IV.7 Digestores de Lodos	150
IV.8 Espesador de Lodos	154
IV.9 Diseño Hidráulico	157
V Conclusiones	194
Bibliografía	203

INDICE DE CUADROS

CUADRO	PAGINA
1 Tipos de Tratamiento de Aguas Residuales	8
2 Aplicaciones de la Desinfección	98
3 Dosis Típicas de Cloro en Desinfección	99
4 Sectores que Utilizan las Aguas Tratadas y Efectos	20
5 Criterios de Selección de los Cuagulantes Químicos que se Utilizan Actualmente en el Tratamiento Químico.	78
6 Concentraciones Medias en las Plantas de Tratamiento	27
4.1 Características de las Rejillas de Cribado	125
4.2 Características de los Canales Desarenadores	127
4.3 Características de los Vertedores Proporcionales	129
4.3.1 Características de los Sedimentadores Primarios	135
4.4 Características del Tanque de Aeración	141
4.5 Características de los Sedimentadores Secundarios	144
4.6 Características del Tanque de Cloración	148
4.7 Características del Digestor de Lodos	153
4.8 Características de los Espesadores	155

INDICE DE FIGURAS Y TABLAS

FIGURA	PAGINA
1.- Esquema de Tratamiento en Aguas Residuales	32
2.- Tanque IMHOFF	49
3.- Tratamiento por Contacto Anaerobio	54 A
4.- Filtro Anaerobio	54 B
5.- Sección Típica de un Filtro Percolador	56
6.- Esquema de las Subcapas aerobia y anaerobia de un filtro percolador	57
7.- Lagunas Aeradas Mecánicamente	59
8.- Esquema de una Unidad RBC Típica	63
9.- Detalle de la Zona Húmeda de un Biodisco	64
10.- Gráfica 5.- Cloración al punto de Quiebre	102
11.- Presentación de Fuerzas en un Sólido	81
12.- Experimento de la Osmosis	85
13.- Osmosis Directa	87
14.- Condición de Equilibrio	88
15.- Osmosis Inversa	89
16.- Diagrama de Sistema Tabular para el Tratamiento de las Aguas Residuales mediante Osmosis Inversa	90
17.- Diagrama de una Celda de Electrodialisis	93
18.- Operaciones Alternativas de Precipitación en la Eliminación del Fósforo	109
4.2.1 Canal Parshall (Dimensiones)	132

4.2.2 Isométrico.- Cárcamo de Aguas crudas-Medidores de Flujo Parshall	163
4.2.3 Isométrico.- Sedimentador Secundario-Digestor de Lodos y Tanque de Aeración	170
4.2.4 Isométrico.- Sedimentador Secundario-Tanque de Aeración-Digestores de Lodos	174
4.2.5 Isométrico.- Sedimentador Primario-Digestores de Lodos	179
4.2.6. Isométrico.- Sedimentador Primario- Digestores de Lodos (Segunda Etapa)	181
4.2.7 Isométrico.- Bombas de Cloración (Succión y descarga)	187, 190 y 192

TABLA	PAGINA
1.- Efecto de los Contaminantes en el Agua	14
5.- Eficiencia en Porcentaje de Procesos y Operaciones Unitarias y su Secuencia en una Planta Completa	17
6.- Reducción Aproximada de DBOs en Porcentaje	18
1.1 Valores en β en la Ecuación de Kirschmer	125
4.2 Coordenadas y Gastos del Vertedor Proporcional	129
4.2.1 Relación Altura-Gasto	131
5.1 Requerimientos de Calidad de Agua para Irrigación Irrestringida	197
5.2 Características y Especificación de las Membranas	199

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

Puede decirse que solamente a partir de la década de los 60's términos tales como contaminación del aire y del agua, protección del medio ambiente, ecología....., pasaron a ser de uso común. Antes de estas fechas estos términos o bien pasaron desapercibidos para el ciudadano medio, o a todo lo más eran base para ideas confusas. Desde entonces, el género humano ha sido bombardeado, continuamente por los medios de comunicación (periódicos, radio, TV) con la terrible idea de que la humanidad estaba trabajando efectivamente para su autodestrucción, a través de procesos sistemáticos de contaminación del medio ambiente, con el fin de conseguir un progreso material.

Nuestro país se enfrenta simultáneamente a los graves problemas que aquejan a las sociedades industrializadas (contaminación grave del aire, del suelo y del agua, patrones de consumo irracional de bienes y energía, enajenación creciente de sus juventudes, etc.).

Es fácil quitar un tapón o tirar de la cadena; conseguir librarse de los residuos que esto produce es mucho más difícil. Al ir acercándose las aguas residuales a su destino final, un número alarmante de las sustancias potencialmente peligrosas que contienen regresan a tierra.

La reunión y concentración de los residuos líquidos de una comunidad, denominados aguas residuales, crea el problema de su evacuación, que es necesario resolver para proteger la salud y el bienestar públicos. Usualmente, es necesario recurrir a algún sistema de tratamiento, para preparar a las aguas residuales para su eliminación definitiva y/o para su reutilización.

Por otro lado, se sabe que el crecimiento de la población en el valle de México sigue presionando por mayores volúmenes de agua potable del orden de 50 m³/seg, lo que ha motivado una sobreexplotación de los mantos acuíferos de la ciudad más allá de su capacidad de carga. Aproximadamente el 77 % del caudal suministrado se extrae del subsuelo a través de 847 pozos profundos y 240 tanques de almacenamiento y regulación con capacidad conjunta de 1500 millones de litros.

Lo anterior ha ocasionado asentamientos en todo el valle e incremento en los costos para traer el agua de regiones lejanas a la ciudad de México, asimismo se han incrementado los volúmenes de agua a desalojar por medio del sistema del drenaje de la ciudad de México.

De acuerdo a las mediciones realizadas durante los últimos años se ha determinado que los asentamientos del terreno varían dependiendo del sitio en que se encuentren dentro del valle de México, obteniéndose valores que fluctúan desde 5 hasta 40 cm. Por año, lo que ha ocasionado afectaciones a las redes sanitarias y algunas edificaciones en el Distrito Federal, por lo que el rehuso de aguas residuales cada vez adquiere mayor importancia para solucionar los problemas que se mencionan a continuación:

1. Atenuar los asentamientos del terreno, protegiendo las edificaciones y obras hidrosanitarias.
2. Utilizar los acuíferos recargados como almacenamientos de agua para uso futuro.
3. Controlar el flujo subterráneo, formando barreras para reducir la intrusión salina.
4. Devolver parte del gasto de agua extraída del subsuelo, y así reducir el abatimiento de los niveles almacenados en el acuífero.

Algunos de estos problemas también se presentan en otras regiones de la República Mexicana y por lo tanto la necesidad de abatirlos se ha extendido a las diferentes plantas de tratamiento de aguas residuales independientemente del lugar donde se encuentren.

JUSTIFICACIÓN

El crecimiento demográfico urbano e industrial ha creado problemas ecológicos que se deben afrontar y resolver, siendo necesario mantener el control sanitario del medio en que vivimos, ya que las condiciones insalubres pueden producir enfermedades y en algunos casos mortandad. Hoy en día, la ingeniería sanitaria y ambiental interrelacionadas con disciplinas afines disponen de técnicas para sanear cualquier tipo de ambiente que afecte al hombre; cabe mencionar que el mejoramiento del ambiente requiere frecuentes innovaciones técnicas, programas de control, comprensión y apoyo de la comunidad.

En algunos casos la gente ha sido arrastrada hasta casi un estado de histeria de masas. Aunque la contaminación es un problema serio y es por supuesto deseable que el ciudadano sea consciente de ello, es dudoso que la histeria de masas sea en cualquier caso justificable. El instinto de conservación de las especies es una motivación básica para la humanidad, y el hombre está equipado para corregir el deterioro del medio ambiente antes de que sea demasiado tarde. De hecho, la corrección de la contaminación no es un problema técnico de gran dificultad comparado con otros, mucho más complejos, resueltos con éxitos de esta década, tal como la exploración de la luna por el hombre. Esencialmente, el conocimiento técnico básico requerido para resolver el problema de la contaminación está ya a disposición del hombre y, en la medida en que quiera pagar un precio razonable por conseguirlo, la pesadilla de la destrucción a través de la contaminación nunca se hará realidad. De hecho precios muy superiores han sido pagados por la humanidad para desarrollar y mantener toda la maquinaria y armamento de guerra.

Para el tratamiento de las aguas residuales, se necesitan conocimientos muy especializados para el diseño, construcción, conservación y funcionamiento del equipo y de las estructuras necesarias. El arte del tratamiento de las aguas residuales está en una fase de evolución a causa del constante cambio y aumento en los conocimientos sobre las actividades químicas y biológicas que intervienen. Por lo tanto, el ingeniero que se especialice en el tratamiento de las aguas residuales, tiene que estar constantemente atento a los cambios que se produzcan en los conocimientos, a fin de que pueda proyectar las instalaciones de tratamiento y hacer que funcionen de modo que presten los servicios requeridos a la mayor satisfacción y con el menor costo posible.

El grado de tratamiento requerido para un agua residual depende fundamentalmente de los límites de vertido para el efluente. En el *cuadro 1* se presenta una clasificación convencional de los procesos de tratamiento de aguas residuales. El tratamiento primario se

emplea para eliminación de los sólidos en suspensión y los materiales flotantes, impuesta por los límites, tanto de descarga al medio receptor como para poder llevar los efluentes a un tratamiento secundario, bien directamente o pasando por una neutralización u homogenización. El tratamiento secundario, comprende tratamientos biológicos convencionales. En cuanto al tratamiento terciario su objeto fundamental es la eliminación de contaminantes que no se eliminan con los tratamientos biológicos convencionales.

Así, podemos describir a la contaminación como la alteración desfavorable del medio que nos rodea ocasionando problemas que tienden a gobernar la dinámica de la salud, la economía y los caracteres sociales del ser humano; los desperdicios o residuos líquidos como el agua de desecho producto de la vida urbana, agrícola, industrial, doméstica, etc..., que son tratadas y dispuestas, ocasionan alteraciones físico-químico-biológicas en los cuerpos receptores, que a su vez deterioran los recursos materiales y naturales del ambiente, siendo necesario llevar a cabo estudios demográficos y urbanos para estimar en forma cualitativa los problemas que puedan derivarse al incrementarse las concentraciones de contaminantes en las aguas residuales de desecho.

Para el estudio y control de la contaminación ambiental y en especial de las aguas residuales se requiere de una acción conjunta entre todas las instituciones oficiales a los diferentes niveles requeridos teniendo que planear actividades, programas, capacitación de personal, búsqueda de métodos para financiar, diseñar y operar los medios de depuración de las aguas residuales; también se deben establecer normas sobre las concentraciones de los parámetros de las aguas de desecho, para lo cual se debe disponer de información técnica adecuada que nos permita definir límites de calidad, integrar estudios para relacionar los efectos en el medio ambiente y el hombre, además para determinar medidas preventivas y de control.

Los pasos acelerados para lograr un desarrollo estimula el crecimiento de las ciudades y de las industrias. Así, la ubicación de la industria no sólo es importante para satisfacer las necesidades sanitarias, sino que requiere de una correcta disposición de los desechos gaseosos, líquidos y sólidos. Estos excedentes significan la adición de nuevos elementos al medio ambiente, alterando su composición; también la urbanización crea condiciones ambientales que tienden a degradar la calidad del medio, ya que se vierten residuos líquidos y sólidos en exceso.

El uso de las aguas potables produce un grave deterioro de este recurso natural creando situaciones inadecuadas para que el hombre las reutilice en la satisfacción de sus necesidades domésticas, agrícolas e industriales, generando efectos nocivos tales como:

Perturbación del medio acuático que ocasiona la proliferación de algunas especies y reproducción de otras, desarrollando organismos que puedan adaptarse al desequilibrio, al mismo tiempo aquellas que no soporten las nuevas condiciones ecológicas tienden a reducir o a desaparecer.

Por otro lado las aguas de primer uso se están convirtiendo en un elemento escaso, aunque con previo tratamiento, las aguas de ríos y otros cuerpos que ya presentan contaminación se pueden utilizar en consumo humano, corriéndose el riesgo de contraer enfermedades, por lo que debe protegerse este recurso natural valioso, capaz de proveer aguas limpias para diversos usos que requieran calidad similar a la potable. Para la aplicación de procedimientos de tratabilidad a las aguas de desecho, es necesario conocer las características físico-químico-biológicas y la disposición final en usos de riego, industria, consumo humano, etc., ya que esto se refleja en los principales parámetros que se utilizan en la ingeniería sanitaria para indicar la calidad de las aguas desde el punto de vista de su polución o tratabilidad, de la generación de altos volúmenes de aguas de desecho o de la variación de las calidades dependiendo del origen, ya sea doméstico o industrial; así, los métodos de tratamiento deben ser acordes a los costos de construcción y operación del proceso.

El difícil suministro de agua potable a la población por causa del crecimiento demográfico, la carencia de ésta en la región, los altos costos de importancia de otras fuentes, así como la inconveniencia de seguir explotando los acuíferos y debido a la necesidad de dar un aprovechamiento a las aguas residuales mediante un tratamiento adecuado se construyen plantas de tratamiento para satisfacer las necesidades que no involucren el consumo de agua potable en actividades que no requieran de esta calidad (comercios, servicios, industrias).

El objetivo de todos los métodos de tratamiento de las aguas residuales empleados hasta hoy, ha sido transformarlas en un residuo líquido que pueda tener algún rehuso o evacuarse sin perjuicios y, en ciertos casos excepcionales, evitar la contaminación en las aguas de abastecimiento público.

La experiencia práctica en el tratamiento de las aguas residuales en nuestro país es relativamente escasa; por lo que, debido a la importancia que día a día va cobrando este rubro, ha sido necesario realizar investigaciones acordes a las características del agua residual producidas por el sector industrial, comercial, de servicios, domésticos, etc., de diferentes puntos de la república mexicana. Confirmando la necesidad de tener presente el que las aguas residuales sean un recurso valioso, el cual puede ser utilizado, previo tratamiento, en diferentes actividades del hombre.

El aprovechamiento de las aguas residuales, después de haber sido tratadas a diversos niveles, en aplicaciones que no requieren calidad similar a la potable, constituye una estrategia de gran utilidad en la resolución de los problemas que continuamente van aparejados, es decir, la escasez de agua potable y la disposición de las aguas que ya han tenido un uso primario.

El desarrollo del presente tema tiene como finalidad el dar un panorama general de la problemática del rehuso de las aguas residuales, los requisitos de calidad de los consumidores, el rehuso de las diferentes actividades del hombre y los procesos aplicables en el tratamiento de las aguas residuales interconectados en la secuencia que se desee, dependiendo de la calidad final requerida y de las características físico-químico-biológicas del agua a tratar.

También se pretende describir los diferentes procesos utilizados en el tratamiento de aguas residuales tanto de origen doméstico o urbano como industrial. Considerando que solamente en los últimos años el diseño de estas plantas ha evolucionado de ser meramente empírico a tener una sólida base científica. Además, la investigación fundamental en nuevos procesos de tratamiento tales como ósmosis inversa y electrodiálisis solo recientemente se han convertido en algo verdaderamente accesible. Y, finalmente, describir de manera general el desarrollo de una planta de tratamiento de aguas residuales como un caso particular de este tema y cuya construcción se llevo a cabo en la Bahía de Conejos, en el desarrollo turístico, Bahías de Huatulco, Oaxaca.

TRATAMIENTO PRIMARIO

Cribado o desbrozo
Sedimentación
Flotación
Separación de grasas y aceites
Homogenización
Neutralización

TRATAMIENTO SECUNDARIO

Lodos activos
Aireación prolongada (procesos de oxidación total)
Estabilización por contacto
Lagunaje con aireación
Estabilización por lagunaje
Filtros biológicos (percoladores)
Discos biológicos
Tratamientos anaerobios: procesos de contacto
Filtros (sumergidos)

TRATAMIENTO TERCARIO <AVANZADO>

Microtamizado
Filtración (lecho de arena, antracita, diatomeas)
Precipitación y coagulación
Adsorción (carbón activado)
Intercambio iónico
Ósmosis inversa
Electrodialisis
Cloración y ozonación
Procesos de reducción de nutrientes
Otros

CUADRO 1. TIPOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CARACTERÍSTICAS DEL INFLUENTE

Por miles de años, la naturaleza ha provisto a los seres vivientes con agua limpia por medio de la evaporización-precipitación. Cuando el agua se evapora en el aire, deja las impurezas que ha captado en la tierra. Estas aguas evaporadas forman nubes que se convierten en lluvia. Este proceso es parte de lo que llamamos ciclo hidrológico o ciclo del agua.

El agua que cae a la tierra se incorpora a los océanos, lagos y ríos, o se infiltra a través de ella hasta que es expuesta, por ejemplo por una ladera rodando hacia abajo, donde formará arroyuelos. Cuando surge de la tierra es nuevamente expuesta al aire caliente, y empieza a evaporarse. De tal manera que el ciclo hidrológico del agua empieza nuevamente.

En los ríos y lagos la naturaleza proporciona al agua el oxígeno que necesita para transformar la materia orgánica presente, a este proceso se le conoce como autopurificación y es una de las formas que la naturaleza tiene para purificar el agua.

En las últimas décadas, el crecimiento acelerado de los núcleos urbanos e industriales ha ocasionado que el proceso natural, para limpiar el agua, se sobrecargue debido a las grandes cantidades de desperdicios que son vertidos a lagos y ríos y otros cuerpos de agua. Por ello, la manera natural de purificar el agua en muchos casos ya no es suficiente para proveer al hombre con agua de buena calidad y conservar limpio su medio ambiente.

Las plantas de tratamiento de agua residual se han construido para reducir la cantidad de elementos y materiales contaminantes presentes en el agua degradada, que el hombre genera y arroja a su medio ambiente. Estas plantas de tratamiento ayudan a controlar la contaminación del agua y las enfermedades, ayudan a conservar limpias las fuentes de agua para uso doméstico, para aseo y otros propósitos recreativos. En las plantas de tratamiento, debido a que se efectúan procesos que requieren de mucho cuidado, se necesita de personas que conozcan y operen eficientemente las distintas unidades con que cuentan estas plantas. El operador es el esencial y último eslabón de la cadena para mantener y proteger nuestro medio ambiente acuático.

El campo de tratamiento de aguas residuales, como muchos otros, está cambiando rápidamente. Se están construyendo nuevas plantas y las plantas antiguas están siendo rehabilitadas y aumentadas en capacidad para manejar el agua residual de nuestra creciente

población y para tratar nuevos compuestos químicos que están siendo producidos por nuevas industrias.

Por otro lado, desde hace varias décadas, el hombre ha demostrado poco interés en proteger sus aguas de abastecimiento. Ha sido fácil pensar que "la solución a la contaminación es la dilución". En otras palabras, nosotros simplemente tiramos nuestra agua sucia a los ríos y nos olvidamos de ella.

Hasta hace poco tiempo había agua para diluir y absorber los materiales de desecho, la naturaleza cuida nuestros problemas de disposición por nosotros. Pero mientras más y más los pueblos y las industrias crecieron, las cantidades de desechos se incrementaron. hasta que el proceso de purificación natural no pudo resolver el problema. Las grandes cantidades de desechos vertidos en las corrientes de agua provocaron que la naturaleza no pudiera degradarlos. En otras palabras, la capacidad de asimilación de las corrientes fue superada. Fueron dispuestos más desechos de los que podría manejar o asimilar la corriente.

La vida vegetal y animal del agua tiene necesidades de oxígeno, para sobrevivir. Si la capacidad de asimilación de la corriente es superada, esto quiere decir que no habrá suficiente oxígeno en el agua que requieren las plantas y los animales acuáticos para vivir. Si esto sucede, la corriente más rápidamente se contamina. Obviamente, esto es peligroso, no tan solo para nuestra comunidad sino también para los usuarios del agua corriente abajo. Todos los usuarios de agua corriente abajo son afectados: El agricultor, la industria, los pescadores o cualquier otra ciudad o pueblo.

Es importante conocer el tipo de plantas industriales o de manufactura que descargan desechos y que entrarán a la planta; así como tener buena comunicación con los gerentes de estas industrias, para que ellos informen con anticipación si habrá algunos cambios en la cantidad o calidad de los desechos que están generando, de esta forma se estará preparado para tomar medidas conducentes para recibir en la planta los desechos reportados.

Como ya se ha mencionado, el acelerado crecimiento de la población y la rápida industrialización del país, aunado a la falta de recursos e inadecuada planeación en el uso y conservación del agua, han propiciado que los residuos líquidos se viertan indiscriminadamente a los ríos, lagos, lagunas, esteros y mares, provocando cambios desfavorables en el medio ambiente.

La contaminación del agua es entonces la alteración perjudicial en sus características físicas, químicas y biológicas, que pueden afectar al medio ambiente acuático, la salud humana, los recursos naturales, las comunidades rurales y urbanas, los procesos industriales y, en general, el desarrollo y economía del país.

Los contaminantes presentes en el agua son de diferente tipo, dependiendo de la fuente generadora. Estos limitan los usos del agua y, de acuerdo con su concentración, causan daños al hombre y a las diversas formas de vida. Los contaminantes pueden ocasionar que ciertas especies acuáticas proliferen y otras desaparezcan, causando desequilibrios. Hay organismos que toleran dichos materiales y toman ventaja de estas condiciones, sin embargo, en su gran mayoría, son organismos de poca importancia o dañinos para el hombre.

La contaminación puede producirse por la descarga de residuos sólidos, líquidos y gaseosos que contienen sólidos en suspensión, materia orgánica, color, detergentes, sustancias tóxicas y microorganismos infecciosos.

Los sólidos en suspensión reducen la penetración de la luz en el agua e impiden el proceso fotosintético, provocando que los microorganismos reduzcan su capacidad para sintetizar sus nutrientes. Los sólidos, también, causan turbiedad y color en el agua lo que origina rechazo por parte de los usuarios y afectación a las especies acuáticas.

Al incorporar materia orgánica en el agua, ésta tiende a descomponerse consumiendo el oxígeno disuelto y, dependiendo de la cantidad presente puede causar condiciones de septicidad. El oxígeno disuelto es importante ya que diversos microorganismos y organismos superiores lo utilizan para sobrevivir; además, es indispensable para lograr la estabilización de la materia orgánica contenida en el agua.

Las sustancias químicas producen alteraciones en el medio acuático y diversos efectos en los usuarios del agua. Entre las principales sustancias se encuentran los plaguicidas, como insecticidas, fungicidas y herbicidas, que frecuentemente se emplean en los campos agrícolas para combatir plagas; éstos son arrastrados por las aguas de lluvia o de riego (en exceso) a lagos, embalses, ríos, lagunas y mares, donde se acumulan provocando efectos tóxicos a los peces y a otras formas de vida acuática.

Los fertilizantes contienen fósforo, nitrógeno y potasio, principalmente, que son nutrientes para las algas y otros tipos de vegetación; éstos producen eutrofización (envejecimiento acelerado de los cuerpos de aguas cerrados). A su vez, las plantas al morir

consumen oxígeno en su degradación, causando color, olor y turbiedad al agua, rechazo por parte de los usuarios del recurso y déficits de este elemento en los cuerpos de agua.

Los detergentes desempeñan un papel importante en la contaminación del agua. Su uso está muy generalizado tanto en la industria como en las actividades domésticas y comerciales se diferencian de los jabones en su estructura química y propiedades. Los jabones pueden ser degradados por los microorganismos, en cambio los detergentes no son biodegradables o su degradabilidad es lenta. Además, los detergentes contienen fosfatos y producen grandes cantidades de espuma que interfieren con los procesos industriales y con el tratamiento del agua.

Otro grupo de elementos que alteran considerablemente la calidad de agua es el de los metales pesados. Dentro de este grupo se encuentran: mercurio, plomo, níquel, cromo, cadmio, arsénico, cobre, cobalto, etc., que al encontrarse en altas concentraciones limitan las posibilidades del uso del agua.

Algunas investigaciones han demostrado ciertas anomalías en la salud de los seres humanos que están expuestos a concentraciones de plomo, tanto en el aire como en el agua. También, se ha demostrado que existe una clara relación entre el contenido de cadmio en los sistemas de abastecimiento de agua y las enfermedades cardiovasculares. Por otro lado, los metales pesados como el zinc, magnesio, hierro y cobre, a elevadas concentraciones, pueden producir daños que se hacen presentes después de prolongados periodos y de ingestión continua de agua con estos elementos.

El mercurio mediante reacciones y con la presencia de materia orgánica se transforma en metilmercurio, el cual es absorbido por los peces, creando intoxicaciones de consideración a las personas que los consumen.

El arsénico en pequeñas concentraciones puede causar efectos letales. Un hecho muy importante respecto a este elemento consiste en que hay algunos detergentes de uso doméstico que contienen arsénico en cantidades variables, por lo que un riesgo de contaminación los constituyen los residuos que quedan en la ropa lavada. En la *tabla 1* se muestran algunos de los contaminantes presentes en el agua y los efectos que ocasionan.

Los contaminantes se pueden clasificar de diversas formas, dependiendo del estudio y del autor. Una de estas clasificaciones los divide en: causantes de enfermedades, conservativos y no conservativos. En estos tres grupos existen ocho categorías generales.

- Agentes infecciosos.
- Residuos que demandan oxígeno.
- Nutrientes.
- Compuestos químicos orgánicos.
- Compuestos químicos inorgánicos y minerales.
- Sedimentos.
- Color.
- Materiales radiactivos.

TABLA 1.- Efecto de los contaminantes en el agua.

CONTAMINANTES	EFECTOS
DUREZA	Causa incrustaciones en tuberías, calderas, etc. ; interfiere en el teñido de telas y en la elaboración de cerveza y de alimentos enlatados.
MAGNESIO (como sulfato)	Causa efectos catárticos.
HIERRO	Produce manchas en los tejidos y papel, así como en el hielo.
CARBONATOS	Provocan depósitos en las verduras enlatadas.
NITRÓGENO Y FÓSFORO	Inducen al crecimiento de plantas micro y macroscópicas. Contribuye al aumento en la carga orgánica.
ÁCIDOS	Hace al agua inadecuada para usos recreativos y para la propagación de especies.
ALCALIS	Causan irritación en las mucosas, corrosión y toxicidad. Interfiere con los procesos de coagulación en las plantas de tratamiento, con la fermentación industrial, con el aroma de bebidas no alcohólicas, con el sabor de las frutas enlatadas, con la limpieza de metales, etc.

CONTAMINANTES	EFECTOS
<p data-bbox="280 395 510 426">MATERIA ORGÁNICA</p> <p data-bbox="280 569 510 600">MATERIA FLOTANTE</p>	<p data-bbox="680 395 1027 537">Consumo oxígeno disuelto originando olores desagradables y asfixia a los peces a causa de la falta de oxígeno. Produce sabor al agua (en el caso de los fenoles).</p> <p data-bbox="680 569 1011 741">Obstruye el paso de la luz neutrando el desarrollo de la vida acuática. Causa sabor desagradable (cuando existen grasas y aceites) destruye la vegetación de las orillas e interviene con los usos recreativos.</p>
<p data-bbox="284 778 559 809">SOLIDOS EN SUSPENSIÓN</p>	<p data-bbox="680 778 1020 949">Se depositan en el fondo inhibiendo la propagación de las especies acuáticas. Incrementan la turbiedad y el color; causan déficit de oxígeno y reducen la capacidad de los cuerpos de agua.</p>
<p data-bbox="284 986 539 1018">SUBSTANCIAS TÓXICAS</p> <p data-bbox="284 1337 510 1369">MICROORGANISMOS</p>	<p data-bbox="680 986 1027 1308">Causan efectos crónicos y letales al hombre, dependiendo de la sustancia presente y de su concentración; son son acumulativos. Muchos de ellos son difíciles de remover en las plantas de potabilización de agua, e interfiere con los procesos de tratamiento de aguas residuales (biológicas y físico-químico). Causan daños a suelos, cultivos, animales (terrestres y acuáticos) y al hombre.</p> <p data-bbox="680 1337 1032 1443">Causan diversas enfermedades al hombre, en base al microorganismo presente en el agua. Producen diarreas disenteria, amibiasis, tifoidea, etc.</p>

CALIDAD DEL EFLUENTE Y REUSOS

Los requisitos actuales de efluentes secundarios especifican un promedio en un mes de 30 mg/lit (suma de DBO₅ soluble e insoluble).

En una planta bien operada el contenido de s.s es menor de 20 mg/lit, sin embargo a causa del deterioro del flóculo a muy largos Θ_c el efluente en plantas de aeración extendida puede exceder de 70 mg/lit.

Θ_c = Edad de lodos (días)

Las eficiencias del tratamiento de aguas residuales se miden comúnmente por la reducción de la DBO₅, de los sólidos suspendidos y por la reducción bacteriana.

Se muestran a continuación dos tablas 5 y 6, la primera incluye eficiencias de procesos independientes y de la secuencia en una planta completa, tanto de tratamiento primario como secundario, y la segunda muestra la reducción de DBO₅ de plantas más desglosado.

La calidad de las aguas, y en algunas ocasiones la salud de la comunidad dependen de los tipos de acción y equipamiento que se requieren para que una planta de tratamiento funcione con mayor eficiencia.

TIPO DE TRATAMIENTO	REDUCCION
TANQUE SEPTICO	15-25
TANQUE IMHOFF	25-40
SEDIMENTACION	25-40
SEDIMENTACION FILTRO ROCIADO	80-95
SEDIMENTACION LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL	85-95
SEDIMENTACION FILTROS DE ARENA	90-95
VARIANTES DE LODOS ACTIVADOS	
a) AERACION ESCALONADA	90-95
b) AERACION A PASOS	90-95
c) ALTO GASTO	60-75
d) CONTACTO ESTABILIZACION	85-90
e) REAERACION DEL LODO	80-85
f) AERACION HOMOGENEA (RAPID BLOC)	90-95
g) AERACION EXTENDIDA	75-95
h) ZANJAS DE OXIDACION	90-95
i) LAGUNAS DE ESTABILIZACION	90-95

TABLA 6. REDUCCION APROXIMADA DE DBO₅ EN %.

REUSOS DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS

La alta demanda, la carencia y la sobre-explotación de los acuíferos para proveer de agua potable a la población, ha traído como consecuencia el reutilizar las aguas residuales tratadas para usos que no requieren de calidad similar a la potable por lo que se han tenido que desarrollar nuevas tecnologías de tratamiento, análisis de costos de tratamiento y análisis de los valores que sancionen los parámetros; permitiendo así determinar su reuso en diferentes actividades que los demanden. En el *cuadro 4* se enlistan algunos sectores que utilizan las aguas residuales así como algunos efectos.

APLICACION	USOS		EFECTOS	
	DIRECTO	INDIRECTO	NEGATIVOS	POSITIVOS
MUNICIPAL	<ul style="list-style-type: none"> - Riego de parques y jardines - Riego de prados mediante sistemas de distribución separados - Fuente potencial para suministro de agua a nivel municipal 	<ul style="list-style-type: none"> - Recarga de acuíferos para reducir la sobreexplotación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Altas inversiones en dispositivos de tratamiento. - Rechazo por parte de la población 	<ul style="list-style-type: none"> - Optimización del recurso - Aprovechamiento de los volúmenes de aguas residuales generales - Disminución de los volúmenes de descarga
INDUSTRIAL	<ul style="list-style-type: none"> - Agua para enfriamiento - Agua para alimentación de calderas - Agua de proceso - Agua para servicios 	<ul style="list-style-type: none"> - Reducción del agua subterránea de abastecimiento 	<ul style="list-style-type: none"> - Incremento en los costos de instalación y de operación de sistemas de tratamiento - Posibles daños al equipo 	<ul style="list-style-type: none"> - Disminución en el consumo de agua potable - Control de descargas - Decremento en el costo del agua de suministro
AGRICOLA	<ul style="list-style-type: none"> - Irrigación de ciertas tierras, cultivos, huertos, pastizales y bosques; filtración en suelos 	<ul style="list-style-type: none"> - Reducción de agua subterránea de abastecimiento para la agricultura 	<ul style="list-style-type: none"> - Disminución en el rendimiento de las cosechas en ciertos cultivos - Aumento en la concentración de sales minerales y de metales tóxicos - Cambios fisiológicos en plantas 	<ul style="list-style-type: none"> - Incorporación de nutrientes al suelo y plantas con grandes requerimientos de éstos - Apertura de nuevas zonas de cultivo - Reducción del uso de agua de primer uso
RECREATIVO	<ul style="list-style-type: none"> - Formación de lagos artificiales para navegación de pequeñas embarcaciones natación etc. - Agua de alimentación a albercas 	<ul style="list-style-type: none"> - Desarrollo de pesca y de aves 	<ul style="list-style-type: none"> - Disminución en la diversidad de especies - Hábitat ideal para la proliferación de malezas acuáticas 	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento en las zonas de recreo - Apertura de zonas turísticas - Nuevas fuentes de ingreso
PISCICOLA	<ul style="list-style-type: none"> - Establecimiento de nuevas estaciones piscícolas - Incremento en el nivel freático de zonas potencialmente piscícola 	<ul style="list-style-type: none"> - Proliferación de otras especies acuáticas - Aumento de especies de consumo por el pie 	<ul style="list-style-type: none"> - Acumulación de sustancias tóxicas en ciertos casos - Proliferación de insectos - Mal sabor al pescado 	<ul style="list-style-type: none"> - Fuentes de alimento - Fuentes de trabajo - Conservación de los recursos
OTROS	<ul style="list-style-type: none"> - Recarga de acuíferos para el control de la intrusión salina y control de sales en el agua subterránea - Agente compactante de desechos sólidos 	<ul style="list-style-type: none"> - Recarga de acuíferos para el control de los problemas de hundimiento del suelo - Compactación del suelo 	<ul style="list-style-type: none"> - Posible cambio en la calidad de agua del acuífero - Posible proliferación de insectos y roedores 	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento sustancial en los niveles freáticos - Reducción en hundimientos - Incremento en la explotación del recurso

CUADRO 4. SECTORES QUE UTILIZAN LAS AGUAS TRATADAS Y EFECTOS.

REUSO DE AGUA EN LA AGRICULTURA

Con frecuencia las zonas de riego son núcleos de desarrollo sujetos a un acelerado crecimiento poblacional e industrial lo cual influye en el incremento de la demanda de agua para satisfacer las necesidades de consumo doméstico municipal e industrial en detrimento del requerido para la agricultura. Para compensar este desequilibrio, es conveniente y necesario pensar en el aprovechamiento para el riego agrícola de las aguas residuales. El uso del agua residual en la agricultura de México, registra 2,445 millones de metros cúbicos para el riego de 185 hectáreas.

El uso indiscriminado de las aguas negras es muy posible que tarde o temprano afecte las propiedades físico-químicas del suelo, en lo que en un futuro se reducirá su capacidad para producir buenas cosechas, sino se establece un manejo adecuado de estas aguas.

La explosión demográfica ha ocasionado que se incremente la demanda de alimentos, en tanto la producción agrícola ha disminuido al reducirse las zonas de cultivo, teniendo que abrir nuevas zonas donde la disponibilidad del agua es escasa. Como opción a dichos problemas se tiene el utilizar aguas tratadas en zonas de temporal, teniendo como consecuencia alteraciones del medio ambiente y en la salud del hombre, siendo necesario definir normas y criterios para garantizar su aprovechamiento y reuso en diferentes cultivos.

Al utilizar las aguas residuales se estiman altos contenidos de contaminantes: sales disueltas; metales pesados como fierro, manganeso, etc, así como nutrientes y organismos patógenos. Para evitar el deterioro de los suelos del medio en general la afección agrícola y de los consumidores, se establecieron las concentraciones permisibles de los parámetros de las aguas residuales para riego *cuadro 4*, de entre los cuales algunos compuestos tóxicos están en función de la estructura química y la estabilidad, pues algunos pueden biodegradarse, pero otros pueden en un momento dado absorberse en los componentes del suelo e incorporarse al vegetal; el efecto de algunas sales contenidas en el agua dependen de la lámina de riego y de la susceptibilidad del cultivo; los organismos patógenos son de cuidado pues afectan al hombre directamente por contacto y por ingestión de los vegetales.

Dentro del riego agrícola se puede encontrar subgrupos para un mejor control como por ejemplo: Riego de forrajes, riego de cultivos industriales y riego de cultivos para consumo crudo, entre otros.

Por ultimo cabe mencionar que ejercer un buen control en las aguas residuales para riego tiene como ventaja liberar caudales del primer uso, fomentar el desarrollo pecuario e incrementar el área de riego y control con un sistema de disposición de aguas residuales a bajo costo.

REUSO DEL AGUA EN LA INDUSTRIA

Una de las actividades que desarrolla el hombre requiere generalmente de grandes volúmenes de agua de primer uso como lo es la industria en la cual se tiene una amplia gama de procesos: Enfriamiento en la rama de curtiduría, azucarera y celulosa; como producción de vapor en calderas y usos generales; así de acuerdo al tipo de industrias se requieren características determinadas del agua y diferentes volúmenes, los cuales se pueden sustituir con aguas residuales con previo tratamiento para evitar incrustaciones minerales, corrosión de los equipos y contaminación en la rama de alimentos.

REUSO DEL AGUA EN LOS MUNICIPIOS

La demanda de agua potable en ciudades como el D.F., se ha incrementado debido al desarrollo y al crecimiento de la población, por lo que al carecer de fuentes de abastecimiento cercanas y al deterioro de sus propios acuíferos es necesario tratar las aguas de primer uso y reutilizarlas como fuente de suministro, pues cada vez resulta ser más costoso importar agua potable de otras cuencas.

En el *cuadro 6* se muestran las concentraciones permisibles de los parámetros de las aguas residuales tratadas teniendo como premisa evaluar los efectos a la salud y a la acumulación gradual de algunos contaminantes no degradables por el hombre y que le provoquen efectos letales, ya sea a corto o largo plazo.

El llevar a cabo el reuso en los municipios requiere de grandes inversiones por los altos costos de tratamientos avanzados y de operación. Pero el tener fuentes de abastecimiento agotadas y contaminadas justifican las inversiones, aunque un factor limitante es la aceptación de la población dependiendo del uso como riego de parques y jardines, llenado de lagos recreativos, centros de enseñanza, centros hospitalarios, terminales de autotransporte, comercios, baños públicos, lavado de autos, etc.

REUSO DEL AGUA EN LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUIFEROS

Como consecuencia de la alta demanda de agua potable para usos tanto domésticos como industriales se tiene la sobre explotación de los mantos acuíferos con peligro de agotarse e incrementando el hundimiento de la Ciudad de México y en algunos casos detectándose contaminación de los acuíferos.

Como alternativa para subsanar estos acuíferos en cuanto a calidad y cantidad se deben tomar medidas de protección en zonas con problemas hidráulicos, de agotamiento y/o contaminación de aguas subterráneas, siendo necesario aplicar técnicas de recarga con aguas de buena calidad, para que al irse infiltrando, depositando y degradando los contaminantes en su momento alcancen la calidad deseada y se mezclen con las aguas subterráneas; debiendo tomar en cuenta el tipo de suelo, la calidad del agua residual tratada a infiltrar, la distancia del acuífero, así como evitar contaminar acuíferos vecinos.

En el *cuadro 6* se muestran las concentraciones permisibles de los parámetros a utilizar en la recarga de acuíferos.

REUSO DEL AGUA PARA FINES RECREATIVOS

La finalidad de este uso generalmente es de beneficio social, las actividades en las cuales se utiliza son: remo, pesca, llenado de lagos y natación.

El reutilizar las aguas residuales tratadas para estos fines tiene la conveniencia de rescatar volúmenes apreciables de agua potable destinados a estas actividades.

En el *cuadro 6* se muestran las concentraciones permisibles de las aguas tratadas para fines recreativos dependiendo de la calidad además del grado de contacto con el hombre, pues algunos contaminantes como las grasas y aceites, los organismos patógenos y algunos otros afectan directamente la salud humana, así como a las especies acuáticas, ya que algunas son sensibles a cualquier tipo de contaminantes.

**CUADRO 6- CONCENTRACIONES MEDIAS EN LAS PLANTAS
DE TRATAMIENTO**

PARAMETRO	INFLUENTE		EFLUENTE	
	\bar{X}	S	\bar{X}	S
1.- P.H	6.7	0.6	6.9	0.6
2.- COLOR (U. pt. Co.)	47	18	22	18
3.- TURBIEDAD (UTN)	5	11	2	2
4.- ALCALINIDAD TOTAL (CaCO ₃)	174	22	138	45
5.- CONDUCTIVIDAD (µmhos/cm)	774	1410	949	2262
6.- CLORUROS	28	8	34	23
7.- BORO	2.1	1.9	2.5	3.2
8.- SOLIDOS TOTALES	631	256	593	332
9.- SOLIDOS TOTALES FIJOS	309	202	258	129
10.- SOLIDOS TOTALES VOLATILES	321	160	335	265
11.- SOLIDOS TOTALES DISUELTOS	399	111	353	125
12.- SOLIDOS DISUELTOS FIJOS	210	123	188	108
13.- SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES	189	87	165	97
14.- SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	236	169	240	254
15.- SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS	117	109	71	81
16.- SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES	121	94	169	205
17.- SOLIDOS SEDIMENTABLES	2.8	2.0	1.07	1.34
18.-R.A.S. SOLUBLE	3.5	2.3	2.9	2.3
19.-R.A.S. TOTAL	5.4	3.2	5.3	4.2
20.-NITROGENO AMONICAL	17.1	11.1	9.6	5.7
21.-NITRÓGENO TOTAL	41.1	35.7	19.4	7.0
22.- NITRATOS	20.9	22.6	12.1	13.8
23. FOSFORO TOTI (PO ₄)	5.3	3.4	4.4	1.9
24.- CALCIO SOLUBLE	6.3	3.2	8.5	6.1
25.- MAGNESIO SOLUBLE	4.4	8.1	2.9	2.0

CUADRO 6- CONCENTRACIONES MEDIAS EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

PARAMETRO	INFLUENTE		EFLUENTE	
	\bar{x}	S	\bar{x}	S
26.- SODIO SOLUBLE	28.8	27.0	24	19
27.- POTASIO SOLUBLE	4.7	8.0	3.2	3.3
28.- CALCIO TOTAL	21.7	21.3	14.6	11.9
29.- MAGNESIO TOTAL	17.5	38.2	10.0	5.0
30.- SODIO TOTAL	69.2	37.0	64	52
31.- POTASIO TOTAL	16.2	15.8	11.6	8.9
32.- FIERRO SOLUBLE	0.43	0.63	0.58	2.0
33.- MANGANESO SOLUBLE	0.03	0.05	0.20	0.90
34.- PLOMO SOLUBLE	0.04	0.10	0.06	0.15
35.- CADMIO SOLUBLE	0.009	0.014	0.0061	0.0092
36.- MERCURIO SOLUBLE	0.003	0.003	0.0027	0.0016
37.- ARSENICO SOLUBLE	0.009	0.009	0.007	0.007
38.- CROMO SOLUBLE	0.01	0.03	0.019	0.060
39.- FIERRO TOTAL	4.25	5.57	1.74	1.83
40.- MANGANESO TOTAL	0.76	1.61	0.60	1.37
41.- PLOMO TOTAL	0.18	0.21	0.15	0.18
42.- CADMIO TOTAL	0.02	0.03	0.022	0.046
43.- MERCURIO TOTAL	0.01	0.01	0.006	0.006
44.- ARSENICO TOTAL	0.03	0.02	0.019	0.024
45.- CROMO TOTAL	0.06	0.12	0.050	0.140
46.- COLIFORMES FECALES (mill.col/100m ^l)	82	61	61	52
47.- COLIFORMES TOTALES (mill.col/100m ^l)	174	193	137	154
48.- DBO ₅ SOLUBLE	103	50	46	24
49.- DQO SOLUBLE	190	100	99	50
50.- COT FIJO	27	11	22.1	20.1

CUADRO 6- CONCENTRACIONES MEDIAS EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

PARAMETRO	INFLUENTE		EFLUENTE	
	\bar{x}	S	\bar{x}	S
51.- GRASAS Y ACEITES	50	55	44	47
52.- SAAM	7.0	2.5	5.2	2.8
53.- CONDUCTIVIDAD/STD	1.76	2.24	2.41	4.46
54.- SSV/DQO	0.76	0.55	2.40	4.75
55.- SSV/DBO	2.49	6.06	9.10	22.58
56.- DBO/DQO	0.63	0.26	0.50	0.22
57.- COT/DQO	0.14	---	0.27	0.29
58.- COTDBO	0.36	0.32	2.71	10.88
59.- GRASAS Y ACEITES/COT	2.09	2.65	2.79	3.12
60.- STV/DQO	2.24	1.48	4.65	6.10
61.- I.C.A.R.	2.2	0.5	2.8	1.4
62.- I.C.A. REN	46.2	3.3	44.6	3.8

PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

En la actualidad el crecimiento acelerado de la población a implicado la reutilización de las aguas residuales como una fuente de abastecimiento a diferentes niveles: uso industrial, recreativo, piscícola, agrícola, recargo de acuíferos y en los últimos años para uso municipal. Es así como el reuso depende del sector que lo demande, del volumen requerido, de los costos de operación, del tipo de agua a tratar y de la calidad deseada y adecuada para evitar riesgos a la salud del hombre y del medio ambiente.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales son por esencia, la herramienta fundamental utilizada dentro de las acciones para controlar la contaminación del agua. a través de ellos se mejora la calidad de las aguas residuales propiciando la posibilidad de su reuso y, se protege la ecología de los cuerpos receptores y la salud pública.

Tal solución representa, por una parte, cuantiosas inversiones, y por otra, la necesidad de recursos humanos altamente calificados mediante los cuales se asegure la eficiente operación de los sistemas de tratamiento y se logre proteger las grandes inversiones que demandan.

Dentro de los procesos de tratamiento se tiene un sinnúmero de ellos, cuya aplicación dependerá de las características físico-químico-biológicas de las aguas residuales; por ejemplo, las aguas de desecho municipal no tienen complicaciones en su tratamiento, pues su composición se considera como 100% de origen doméstico y de comercios, por lo que para su tratamiento se utilizan procesos preliminares como rejillas, desarenadores, separadores de grasas y aceites y procesos primarios como la sedimentación primaria para remover sólidos sedimentables; tratamiento biológico para degradar materia orgánica disuelta o en suspensión mediante lodos activados, filtros rociadores, lagunas de estabilización, etc., y sedimentación secundaria para la remoción de sólidos sedimentables en suspensión, así como digestión de lodos para su disposición final, ya sea como relleno sanitario o como mejorador de suelos.

Por otro lado las aguas de desecho industrial además de utilizar algunos de los procesos mencionados anteriormente, es necesario emplear tratamientos avanzados (terciarios) y otros como son homogeneización, neutralización, etc., en la *figura 1* se muestra un diagrama de los procesos empleados en el tratamiento de aguas residuales, para obtener diferentes grados de remoción de contaminantes.

Así, para una serie de procesos, cada componente del sistema proporciona una eficiencia en la remoción de contaminantes medidos a través de parámetros de calidad del agua, los cuales se aplican para el diseño del sistema generando las alternativas de tratamiento para la disposición final de aguas residuales tratadas y que pueden ser:

- Descarga a cuerpos receptores: ríos, estuarios, lagos, embalses, lagunas.
- Disposición en el suelo: recarga de acuíferos, infiltración.
- Usos: industriales, municipales, y a largo plazo, consumo humano.

A continuación se describen los procesos utilizados en cada uno de los tratamientos a que son sometidas las aguas residuales.

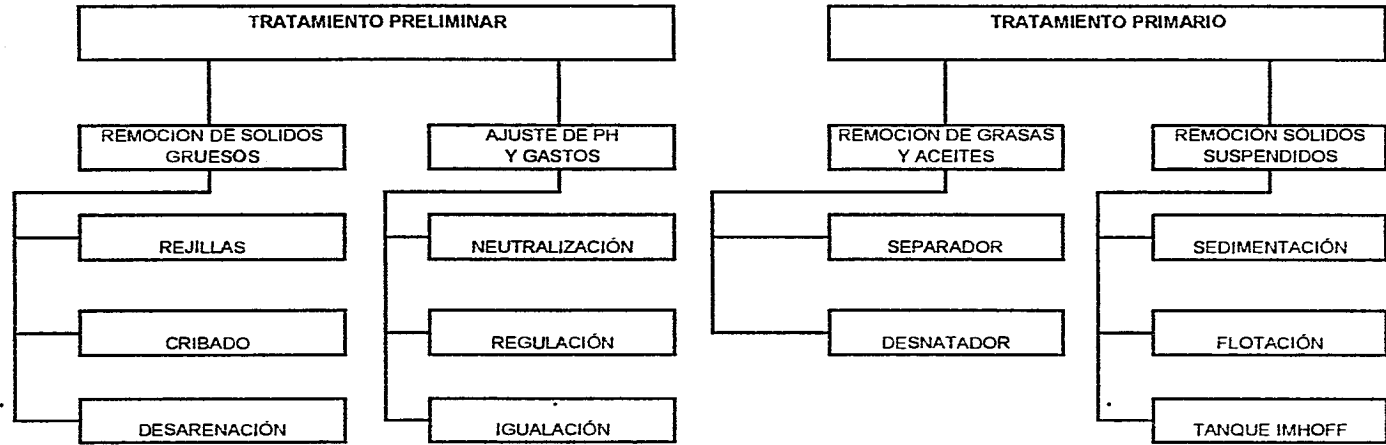
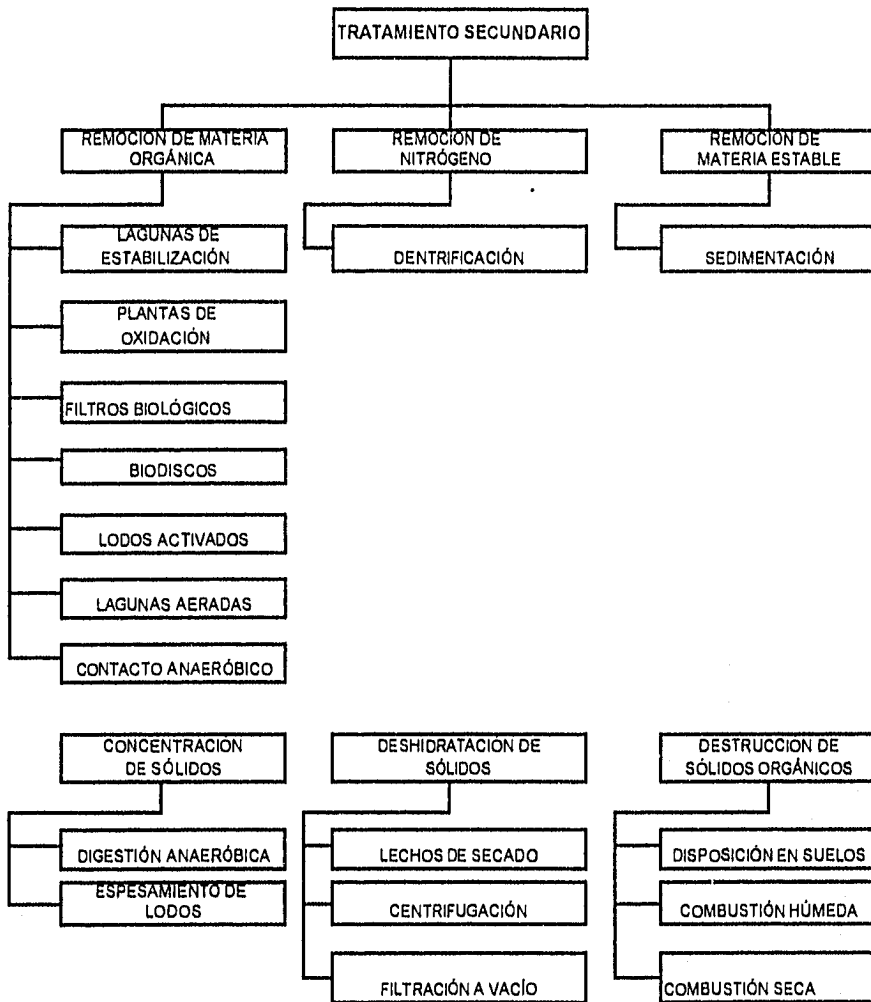
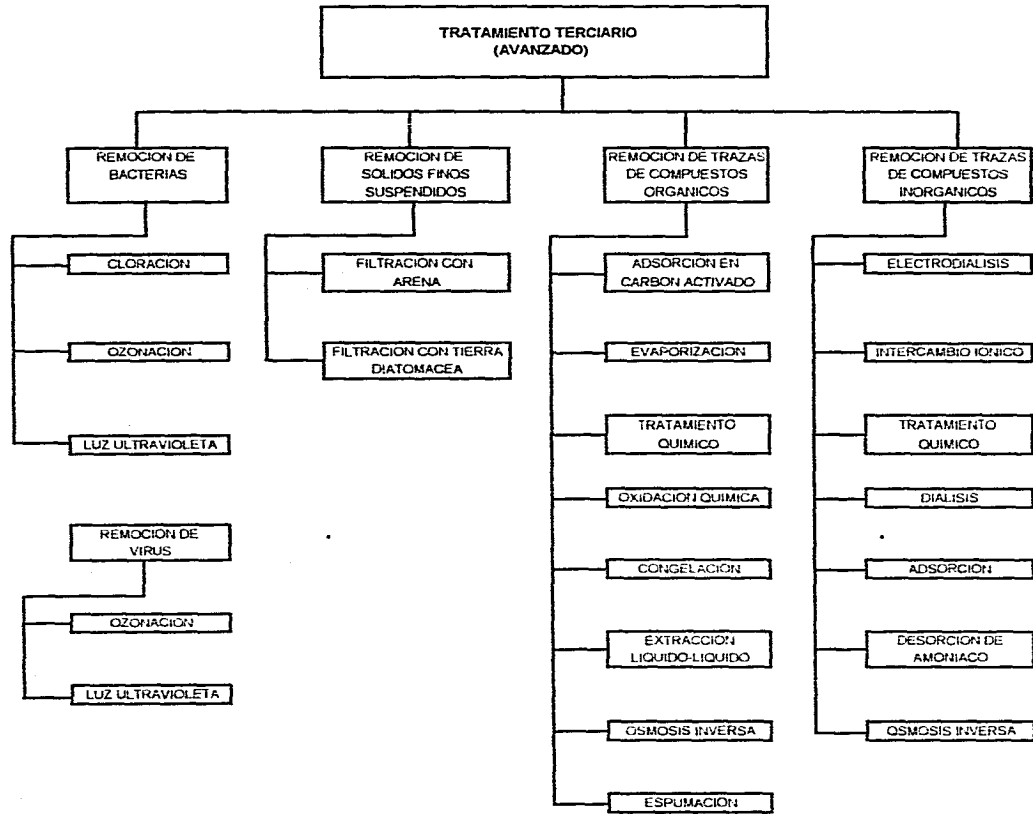


FIGURA 1. ESQUEMA DE TRATAMIENTO EN AGUAS RESIDUALES





(CONT.)

TRATAMIENTO PRIMARIO

CRIBADO

También llamado desbrozo, se emplea para la reducción de sólidos en suspensión de distintos tamaños. Esta actividad se lleva a cabo con una serie de rejillas paralelas cuya abertura depende del objeto de las mismas y su limpieza se hace manual o mecánicamente. Los productos recogidos se destruyen bien por incineración, o se tratan por procesos de digestión anaerobio, o se dirigen directamente al vertedero. Las materias sólidas recogidas se suelen clasificar en finos y gruesos.

Las rejillas de finos tienen aberturas de 5 mm o menos. generalmente están fabricadas de malla metálica de acero, en base a placas o chapas de acero perforado y se usan en lugar de tanques de sedimentación. con estas rejillas se puede eliminar entre 5 y 25% de sólidos en suspensión, aunque es común que presenten atascamiento por lo que el uso de tamices finos o con abertura pequeña no es muy normal.

Las rejillas o cribas de grueso tienen aberturas que pueden oscilar entre 4 y 9 cm. se usan como elementos de protección para evitar que sólidos de grandes dimensiones dañen las bombas y otros equipos mecánicos.

A veces se utilizan trituradoras en lugar de las rejillas de gruesos, estos elementos rompen o desgarran los sólidos en suspensión; que se eliminan por sedimentación.

SEDIMENTACION

Se utiliza en los tratamientos de aguas residuales para separar sólidos en suspensión de las mismas.

La eliminación de las materias por sedimentación se basa en el principio del peso específico diferencia entre las partículas sólidas y el líquido donde se encuentran, que acaba en el depósito de las materias en suspensión.

La sedimentación puede producirse en una varias etapas o en varios de los puntos del proceso de tratamiento. en una planta típica de lodos activos, la sedimentación se utiliza en tres de las fases del tratamiento:

- a) En los desarenadores (materia inorgánica).
- b) Primarios en los clarificadores o sedimentadores proceden al reactor biológico (orgánica).
- c) En los clarificadores o sedimentadores secundarios que siguen al reactor biológico (lodos).

Dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión se pueden considerar tres tipos de sedimentación:

1. Sedimentación discreta.- Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas no cambian durante el proceso. La deposición de partículas de arena en los desarenadores es un ejemplo típico.
2. Sedimentación con floculación.- La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios. En la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación. Este tipo de sedimentación se puede observar en los clarificadores o sedimentadores primarios.
3. Sedimentación por zonas.- Las partículas forman una especie de manta que sedimenta como una masa total presentando una interfase distinta con la fase líquida. Este tipo de sedimentación se da en un sedimentador secundario o en los flóculos de alúmina.

CAPITULO II

PROCESOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

FLOTACION

Es un proceso para separar sólidos de baja densidad o partículas líquidas de una fase líquida. La separación se lleva a cabo introduciendo un gas (normalmente aire) en la fase líquida, en forma de burbujas. La fase líquida se somete a un proceso de presurización para alcanzar una presión de funcionamiento que oscila entre 2 y 4 atmósferas; en presencia del suficiente aire para conseguir la saturación en aire del agua. Luego, este líquido saturado de aire se somete a un proceso de despresurización llevándolo hasta la presión atmosférica a través de una válvula reductora de presión. En esta situación, y debido a la despresurización se forman pequeñas burbujas de aire que se desprenden de la solución. Las partículas en suspensión o las partículas líquidas flotan, debido a que esas pequeñas burbujas, asociándose a los mismos, les obligan a elevarse hacia la superficie. Los sólidos en suspensión concentrados pueden separarse de la superficie por sistemas mecánicos. El líquido clarificado puede separarse cerca del fondo, y parte del mismo puede reciclarse.

SEPARACION DE GRASAS Y ACEITES

En aguas residuales, las grasas, ceras, ácidos grasos libres, jabonaduras de calcio y magnesio, aceite mineral y otros materiales no grasos finos y ligeros son llamados grasas. La remoción de grasas sirve para proteger a las unidades subsecuentes del proceso, así como también para reducir la carga contaminante en la corriente y hacer al efluente de la planta más estético.

Bajo condiciones de reposo, una parte de las grasas sedimenta con el lodo y otra parte flota en la superficie donde se pueden remover por un dispositivo desnatador apropiado.

Entre los principales factores que influyen en el funcionamiento de un sedimentador primario se tienen la configuración del sedimentador, las características del agua residual, las características de partícula, la temperatura, las aguas residuales industriales y las condiciones de operación.

Las estructuras de entrada y salida incluyendo a las mamparas, también juegan un papel importante en la sedimentación. Las entradas reducen la velocidad del flujo y lo distribuyen uniformemente a través de la sección transversal del sedimentador por medio de compuertas apropiadas, deflectores, etc. Las salidas para las aguas residuales clarificadas pueden ser compuertas o vertedores. Normalmente se proporcionan mamparas cerca de los vertedores de salida para evitar que los sólidos flotantes, las grasas y aceites se descarguen con el efluente.

La eficiencia de la remoción de grasas está relacionada con la configuración del sedimentador, características del agua residual y con los métodos de operación.

CONFIGURACION DEL SEDIMENTADOR. Las mamparas próximas a la salida del sedimentador deben ser continuas y con la profundidad suficiente para evitar que las grasas se escapen con el efluente. La eficiencia de remoción de grasas varía en función del equipo y sistemas empleados.

CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL. Dos características del agua residual que influyen en la eficiencia de remoción de las grasas son el potencial de hidrógeno y la temperatura. A temperaturas elevadas o a PH menor de 7 (acidez), las grasas pueden tender a permanecer en suspensión y tienden a aparecer en los lodos sedimentados en vez de flotar sobre la superficie. Las cargas industriales de choque de materiales flotantes, también pueden afectar la eficiencia de remoción.

METODOS DE OPERACION. La frecuencia y duración de desnatación seleccionadas por el operador tendrán efecto sobre la remoción de las grasas y sobre el contenido de ellas en el sedimentador primario.

Las pruebas para grasas se deben hacer sobre las aguas crudas y en el efluente de la unidad de remoción de grasas. Las pruebas se deben hacer con suficiente frecuencia para establecer bases seguras para regulación y ajuste de la unidad desgrasadora.

HOMOGENIZACIÓN

Cuando se utiliza para conseguir la neutralización, significa la mezcla de las corrientes de aguas residuales, ácidas y alcalinas en un tanque de homogenización. Se utiliza a menudo para otros objetivos aparte de la neutralización como son:

1. Aminorar las variaciones de ciertas corrientes de aguas residuales, intentando conseguir una corriente mezclada, con un caudal relativamente constante, que sea el que llegue a la planta de tratamiento.
2. Aminorar las variaciones de la DBO del influente a los sistemas de tratamiento con este propósito se utilizan tanques de homogenización de nivel constante o variable.

Las variaciones de estos parámetros influyen adversamente en las eficiencias de los procesos. La uniformidad en el flujo, igualación o regulación, y de las concentraciones, homogenización, se usa para corregir estas variaciones.

La homogenización y la regulación se pueden realizar para el total del gasto de entrada (influyente), colocando el tanque de igualación o de homogenización en línea, entre el desarenador y el sedimentador primario, o para un gasto parcial, colocando una estructura derivadora para dicho gasto, entre el desarenador y el sedimentador primario, con lo que el tanque de igualación o de homogenización queda fuera de la línea o en paralelo. En casos específicos, estos procesos se pueden localizar entre otras partes del sistema de tratamiento, de acuerdo con las características del flujo, del tipo de desechos y de los procesos de tratamiento seleccionados.

Las condiciones de operación del tanque de regulación van a estar sujetas a la cantidad del agua requerida por el subsecuente proceso de tratamiento, para evitar influir negativamente en su eficiencia, así como, por la concentración de contaminante, en el caso de los tanques de homogenización.

El gasto requerido por el tratamiento precedente se puede proporcionar por dispositivos que ayudan a prevenir sobrecargas. Estos funcionan manual o mecánicamente, cerrando una válvula sobre la línea de alimentación para transferir el líquido o recircularlo. El principal problema que se presenta es la variación en el flujo, por lo cual es necesario programar acciones correctivas para evitar este problema.

Se deberá hacer limpieza a los tanques respectivos para evitar la acumulación de sólidos en las esquinas o en zonas con poco flujo de agua. La acumulación de sólidos causará condiciones anaeróbicas y podrá alterar los procesos siguientes

NEUTRALIZACION

Se utiliza normalmente en los siguientes casos que se presentan en la depuración de las aguas residuales.

- a) Antes de la descarga de las aguas residuales en un medio receptor. La justificación para la neutralización es que la vida acuática es muy sensible a variaciones de PH fuera de un intervalo cercano a $PH = 7$.

- b) Antes de la descarga de aguas residuales industriales alcantarillado municipal. La especificación del PH de estas descargas en las alcantarillas se hace de forma frecuente. Es más económico hacer la neutralización en este momento que intentar hacer una neutralización de los mayores volúmenes de las aguas residuales mixtas combinadas domésticas e industriales.

- c) Antes del tratamiento químico o biológico. Para los tratamientos biológicos, el PH del sistema se mantiene en un intervalo comprendido entre 6.5 y 8.5 para asegurar una actividad biológica óptima. El grado de preneutralización requerido para el tratamiento biológico depende de dos factores:
 - 1. La alcalinidad o acidez presente en el agua residual.
 - 2. Los mg/lit de DBO que deben eliminarse en el tratamiento biológico.

Este último está muy relacionado con la producción de dióxido de carbono que puede dar lugar a una pequeña neutralización de los residuos alcalinos.

Los métodos para la neutralización de aguas residuales incluyen:

- a) homogenización: Consiste en mezclar las corrientes, algunas de las cuales son ácidas y otras alcalinas, disponibles en la planta.

- b) Métodos de control directo de PH: consisten en la adición de ácidos o bases para neutralizar las corrientes alcalinas o ácidas.

TRATAMIENTO SECUNDARIO

LODOS ACTIVADOS

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aerado, donde los microorganismos metabolizan y biológicamente flocculan los compuestos orgánicos. Los microorganismos (lodos activados) son sedimentados bajo condiciones estáticas en el sedimentador secundario y retornados al tanque de aeración. El sobrenadante clarificado del sedimentador secundario es el efluente del sistema.

Al contenido del tanque de aeración se le denomina licor mezclado y contiene primordialmente microorganismos en suspensión, parte de los cuales son desechados del sistema parcialmente estabilizados después de periodos variables sujetas a respiración endógena. El tiempo que la masa biológica (biomasa) debe de permanecer en el sistema (tiempo de retención celular) depende de varios factores como el nivel de eficiencia deseado, la estabilización requerida de la materia orgánica y consideraciones relacionadas a la cinética de crecimiento.

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia ya que esta es la responsable de la descomposición de la materia orgánica en el influente, además de ser las que realmente degradan la materia orgánica. Las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento, por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos actúan como pulidores del efluente del sistema. Los protozoarios consumen las bacterias dispersas que no se han flocculado y los rotíferos consumen las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado.

Además de que lo importante dentro del proceso es que las bacterias consuman la materia orgánica tan rápido como sea posible, es así mismo importante que ellas se agrupen en un floculo adecuado que pueda sedimentarse fácilmente. Se ha observado que a medida que el tiempo de residencia celular (t_s) se incrementa, la carga superficial de los microorganismos se reduce, y estos comienzan a producir la cápsula que provoca su agrupamiento incrementando su sedimentabilidad. La presencia de los polímeros que forman la cápsula, promueve la formación de los floculos y se ha encontrado que para aguas residuales domésticas, tiempos de residencia celular del orden de 3 o 4 días son adecuados.

AERACION PROLONGADA

Este proceso, al que se conoce también por oxidación total, es una modificación del proceso de lodos activados. La idea fundamental de la aeración prolongada, al compararla con el proceso convencional de lodos activados, es disminuir la cantidad de lodo residual. Esto se consigue aumentando el tiempo de residencia; de esta forma el volumen de reactor es comparativamente mayor que el requerido en el proceso de lodos activados. Como consecuencia de todo ello, esencialmente todo el lodo degradable formado se consume mediante respiración endógena. La ventaja principal del proceso de aeración prolongada es que las instalaciones para la manipulación de lodos son muy pequeñas al compararlas con las que se necesitan en el proceso de lodos activados.

Existen cuatro características básicas que distinguen la aeración prolongada del proceso de lodos activados:

1. Mayor tiempo de retención en el reactor.
2. Cargas orgánicas menores.
3. Mayores concentraciones de sólidos biológicos en el reactor.
4. Mayor consumo de oxígeno en el proceso de aeración prolongada.

Este proceso ha sido aplicado principalmente en el tratamiento de las aguas residuales cuando el volumen diario es menor de 8 m³/d. Estos caudales corresponden al tratamiento de las aguas negras de pequeñas comunidades, urbanizaciones, áreas de recreo y algunos residuos industriales. Se dispone comercialmente de unidades prefabricadas de aeración prolongada. Si se diseñan y manejan adecuadamente no presentan problemas de olores y de esta forma pueden instalarse dentro de zonas pobladas.

TRATAMIENTOS ANAEROBIOS

Los tratamientos anaerobios de residuos orgánicos, en todas sus variantes, se encuentran entre los principales sistemas de tratamiento biológico en cuanto a su aplicación actual y potencial. Su utilidad en la destrucción de sólidos orgánicos (digestión), ha sido probada desde hace varios años tanto a mediana y gran escala en las plantas de tratamiento municipales, como a pequeña escala en los digestores rurales. En la actualidad, el tratamiento anaerobio de residuos líquidos industriales es reconocido como la variante más promisoría para tratar este tipo de desechos.

A pesar de su uso generalizado, la eficiencia del sistema es comúnmente baja si se compara con la óptima, debido principalmente a que el diseño y la operación del proceso se ha hecho sobre bases puramente empíricas; sin embargo, y en parte motivado por la potencialidad del proceso anaerobio, gran cantidad de investigadores han trabajado y trabajan para conocer más profundamente los fundamentos teóricos necesarios con el fin de establecer bases firmes en el diseño, operación y análisis de los sistemas de tratamiento anaerobio.

Del conjunto de los principales sistemas de tratamiento anaerobio, el más estudiado y generalizado hasta fecha reciente es el que lleva acabo la digestión de lodos de plantas de tratamiento. Los avances en la tecnología propia del proceso han generado alternativas de tratamiento para una gran cantidad de desechos domésticos, industriales y agrícolas.

La selección del sistema más adecuado dependerá de las características generales del residuo tales como cantidad, composición contenido de sólidos, temperatura, etc. Los sistemas, a su vez, diferirán en complejidad y eficiencia.

Cuando el porcentaje de sólidos en el desecho a tratar es elevado, mayor al 1%, y de éste una fracción importante es suspendida. La hidrólisis será una función fundamental en el proceso. Cuando esto sucede, se puede considerar que se trata de una digestión, es decir, de una destrucción de sólidos.

El anterior es el caso de los llamados lodos de desecho municipales y de los residuos agrícolas y ganaderos en general. Para su tratamiento existen diversos sistemas, con diferentes requerimientos de capital, equipo energía y cuidado en la operación, igualmente las eficiencias son muy variadas.

FOSA SEPTICA

Aunque posiblemente no sea totalmente anaerobio, esta variante se puede considerar como el más antiguo y simple de los sistemas de tratamiento anaerobio. Su utilización se ha limitado a tratar los desechos domésticos de casas aisladas.

El drenaje conduce los residuos al tanque o reactor, donde los sólidos se sedimentan y son metabolizados anaeróbicamente. El sobrenadante, parcialmente estabilizado, es evacuado y los gases que se producen son liberados en la atmósfera; los sólidos digeridos deben ser retirados periódicamente.

La eficiencia de una fosa séptica es muy pequeña y cuando no se tiene el cuidado de remover los sólidos acumulados aun más. Pese a sus grandes desventajas, constituye una alternativa de tratamiento parcial muy económica destinada a zonas rurales.

Los sistemas de tratamiento a base de las fosas sépticas, se denominan sistemas de disposición subsuperficial de aguas negras y dado las características de los mismos, antes que nada, se debe determinar si el suelo es adecuado para la adsorción del efluente de la fosa, pues en caso de no ser así, será necesario alejar más los desechos, hasta un lugar en donde el terreno sea apropiado.

Básicamente, para establecer que un terreno es adecuado se deben satisfacer dos condiciones:

1. Que la velocidad de infiltración sea lo suficientemente alta para no requerir grandes superficies de infiltración.
2. Que la elevación máxima del nivel freático se encuentre cuando menos a 1.20 metros de la superficie. Las formaciones rocosas u otros estratos impermeables se deben encontrar a más de 1.20 metros del lecho de la zanja o cepa, o del fondo del pozo de infiltración.

Si no se satisfacen estas condiciones, el sitio es impropio para sistemas subsuperficiales de disposición de aguas negras, excepto para sistemas aislados.

Los tanques sépticos fundamentalmente, se componen de un tanque hermético, generalmente oculto en el suelo, prevaleciendo condiciones anaeróbicas en su interior (ausencia de aire y luz). El tanque está provisto de placas deflectoras con el fin de reducir la velocidad de flujo de las aguas residuales y permitir que se efectúe la sedimentación de los sólidos de alto peso y, por otra parte, evitar que las espumas y natas flotantes sean descargadas con el efluente.

Al inicio de la operación del tanque, se efectúa la sedimentación y la formación de natas; con el tiempo, se reduce el volumen de la capa de sedimentos y el de las natas y su carácter, en un principio, altamente ofensivo tiende a desaparecer; el agua intermedia entre el sedimento y la nata se va convirtiendo en un líquido clarificado debido tanto al proceso de estabilización biológica como al proceso físico de sedimentación.

El proceso de estabilización de la materia orgánica de las aguas residuales en los tanques sépticos, denominando "proceso séptico", está comprendido en el proceso de la estabilización anaeróbica por medio del cual la materia orgánica se transforma en líquidos y gases que no resultan ofensivos a la salud pública. Además, las aguas negras después del proceso séptico, causan menos obturaciones que las aguas crudas.

La acción fundamental del tanque séptico es la hidrólisis de la materia orgánica por medio de las bacterias formadoras de ácidos, de modo que, la estabilización total se lleva a cabo fuera del tanque en campos de oxidación o pozos de absorción, en donde se continúa el proceso de estabilización de la materia orgánica soluble por medio de microorganismos aeróbicos. La principal actividad microbiana ocurre en la zona intermedia del líquido, donde los productos estabilizados y los microorganismos se descargan con el efluente periódicamente.

Las aguas negras sin ningún tratamiento taponarían rápidamente cualquier tipo de suelo; el tanque séptico acondiciona estas aguas para que se puedan infiltrar con mayor facilidad en el subsuelo y, por lo tanto, la función más importante del tanque séptico es proporcionar una protección para conservar su capacidad de absorción. Para proporcionar esta protección, el tanque séptico debe cumplir con tres funciones:

1. Eliminación de sólidos.
2. Tratamiento biológico.
3. Almacenamiento de natas y lodos.

TANQUE IMHOFF

El tanque imhoff es un diseño más elaborado que la fosa séptica. Su eficiencia aumenta debido a que cuenta con dos compartimiento, uno de sedimentación y otro de digestión (*figura 2*), combinación que soluciona el problema de flotación de lodos causado por las burbujas de gas al elevarse.

En el tanque imhoff, los sólidos que se sedimentan se deslizan al compartimiento de digestión sobre el falso fondo, muy inclinado; los gases y las natas producidas durante el proceso se dirigen hacia los canales laterales, donde se evacúan; los lodos una vez digeridos se extraen por gravedad o por presión hidrostática.

Este diseño es particularmente costoso, por lo que a pesar de contar con una relativa buena eficiencia, su empleo es muy limitado.

Los tanques imhoff fueron ideados para estabilizar anaeróbicamente la materia orgánica de las aguas residuales domésticas en la misma unidad en que se realiza la operación de sedimentación.

Un tanque imhoff típico se compone de un tanque con dos compartimientos, a diferente nivel. El compartimiento del nivel superior se denomina cámara de sedimentación o de flujo; el compartimiento del nivel inferior se denomina cámara de estabilización o de digestión; a los espacios laterales superiores, comprendidos entre las paredes de las cámaras se les denomina cámaras de gases o de natas. Tanto la cámara inferior como la superior contienen una sección de fondo tipo tolva con paredes inclinadas. El fondo de la cámara superior está ranurado y uno de los lados inclinados es más prolongado para hacer la función de trampa evitando el acceso de productos de la cámara de estabilización hacia la cámara de estabilización.

Operacionalmente, a medida que el agua residual fluye a través de la cámara superior se efectúa la sedimentación, los sólidos sedimentados se concentran en el fondo y pasan por la ranura a la cámara inferior en la que se realiza el proceso de estabilización. Los productos de la estabilización, gases y algunas partículas digeridas, se acumulan en las cámaras de gases y natas.

VENTILA DE GAS

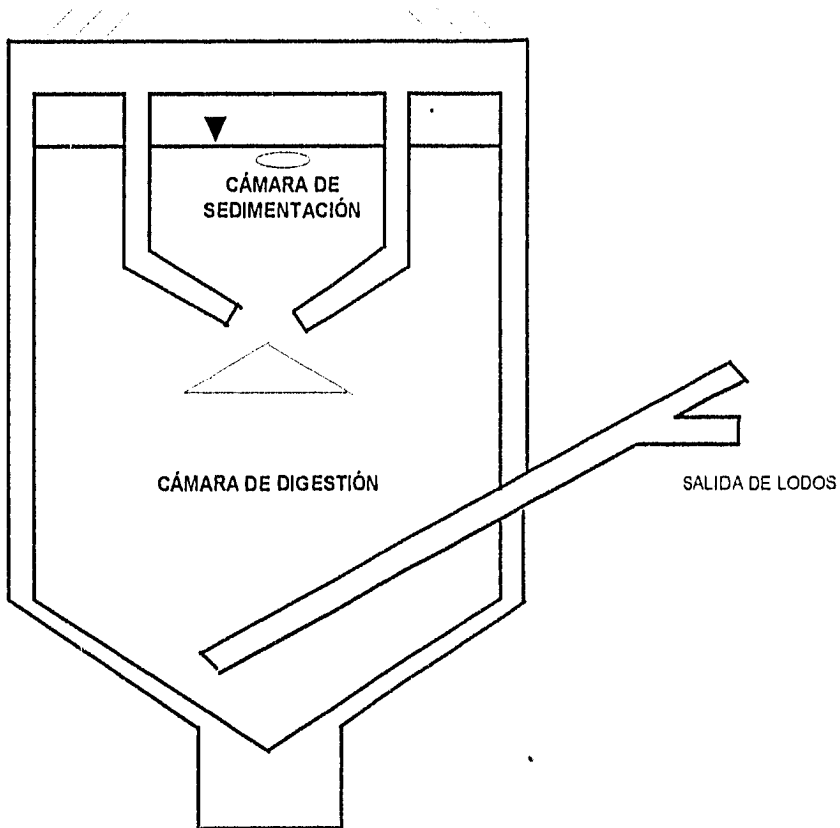


FIGURA 2.

TANQUE IMHOFF

Normalmente en los tanques imhoff el flujo es reversible, o sea que se puede invertir su dirección según los requerimientos de la operación.

Existen diversas formas de tanques imhoff, rectangulares y circulares, pero siempre presentan una cámara o cámaras superiores por las cuales pasan las aguas negras en su periodo de sedimentación, además de otra cámara inferior donde la materia sedimentada permanece estática para su digestión anaerobia. De la forma del tanque se obtienen algunas ventajas:

- a) Los sólidos sedimentables alcanzan la cámara inferior en menor tiempo.
- b) La forma de la ranura y de las paredes inclinadas que tiene la cámara acanalada de sedimentación, obligan a formar un camino hacia arriba que no perturba la acción sedimentadora.

En resumen los tanques se componen básicamente de tres cámaras o compartimientos que son:

1. La sección superior que se conoce como cámara de derrame continuo o compartimiento de sedimentación.
2. La sección inferior que se conoce como cámara de digestión de lodos.
3. El respiradero y cámara de natas (o espumas).

El tanque imhoff no tiene problemas mecánicos y es relativamente económico y fácil de operar. Provee la sedimentación y digestión de los lodos en una sola unidad y produce un efluente primario de calidad satisfactoria, eliminando de 40 a 60 % de sólidos suspendidos y reduciéndose la DBO de un 25 a 35 %.

Los tanques imhoff tienen la ventaja, sobre las fosas sépticas, de no descargar lodo en el líquido saliente, salvo unos casos anormales. El tanque imhoff contribuye a la digestión del lodo mejor que una fosa séptica y produce un líquido residual mejor que el de un tanque de sedimentación simple. El lodo se saca y se evacua con más facilidad que el procedente de las fosas sépticas o de los tanques de sedimentación simple. Esto se debe a que contiene de 90 a 95 % de humedad. Cuando sale del tanque es casi negro, escurre libremente y está lleno de pequeñas burbujas de gas, que se expande al cesar la presión que hay en el fondo del tanque, lo que da al lodo una consistencia porosa o esponjosa, que facilita la desecación. Cuando está seco tiene un olor que no es desagradable. Puede usarse para relleno de terrenos baldíos, sin riesgo de ulterior putrefacción.

TRATAMIENTO ANAEROBIO DE RESIDUOS LIQUIDOS

Para tratar desechos con bajos porcentajes de sólidos. Menores de 0.5%, se han desarrollado sistemas adecuados a esta característica. Su principio, independientemente del contenido de materia orgánica soluble presente, es el de aumentar el tiempo de retención celular a valores sustancialmente mayores que el tiempo de retención hidráulico del sistema. Para ello se emplea la recirculación y el medio fijo.

TRATAMIENTO POR CONTACTO ANAEROBIO (RECIRCULACION)

Este sistema consta de un reactor completamente mezclado donde el influente es recibido para su tratamiento y de un sedimentador para efectuar la separación de sólidos deseada. En la *figura 3*, se presenta un proceso de contacto anaerobio: El influente mezclado con la recirculación de lodos entra en el reactor donde es estabilizado; el gas producto de esta función se recolecta por la parte superior y el efluente es desalojado hacia el sedimentador, para obtener así el agua tratada.

La parte problemática en este tipo de sistemas es el lograr la correcta separación de los sólidos en la unidad de sedimentación. En efecto, es necesario operar el sedimentador a una alta eficiencia con el fin de circular los sólidos en altas concentraciones, logrando así los tiempos de retención de sólidos buscados y sin incrementar demasiado el volumen del reactor. Sin embargo los lodos producidos en los procesos anaerobios se caracterizan por su difícil sedimentación, en la unidad de sedimentación, debido a las burbujas de gas que causan la flotación de los flocos. Por lo tanto si se desea una correcta operación en la unidad, es necesario instalar un dispositivo que mejore la sedimentabilidad de los lodos. Comúnmente se utiliza un desgasificador por vacío unidad de buena eficiencia pero alto costo.

Este proceso ha sido instalado para tratar una larga serie de desechos, principalmente de la industria alimenticia.

FILTRO ANAEROBIO

Otra alternativa para tratar desechos orgánicos principalmente en forma soluble, es el filtro anaerobio. Esta variante elimina el problema del sistema anterior, el cual consiste en lograr un alto contenido de sólidos en la recirculación.

El filtro anaerobio está basado en la tendencia que tienen los microorganismos para fijarse sobre un medio inerte sin disminuir su actividad metabólica. Si se provee a las bacterias anaerobias de este tipo de medio, la población activa no será evacuada en el efluente del reactor, logrando así muy altos tiempos de retención de sólidos.

Básicamente el filtro anaerobio (*figura 4*) está formado por una columna en donde se introduce el material inerte: rocas de 2 a 3 cm de diámetro, formas de plástico, etc. La operación de alimentación se realiza por la parte inferior, y la evacuación por la parte superior, con el fin de mantener el medio totalmente sumergido dentro del desecho en tratamiento.

Las ventajas propias de este sistema son:

1. Desechos solubles con muy diversas concentraciones de materia orgánica pueden ser tratados eficientemente.
2. Al mantener la masa activa dentro del reactor, se pueden lograr tiempos de retención de sólidos muy grandes sin necesidad de recirculación ni volúmenes importantes.
3. Por la misma razón anterior, es posible operar el sistema a temperaturas inferiores a la óptima con una buena eficiencia.
4. La concentración de sólidos suspendidos en el efluente es muy reducida.
5. Los requerimientos de equipo y energía son muy limitados.

Las desventajas de esta variante son provocadas por la posible obstrucción de los conductores interiores y por las canalizaciones resultantes, lo que abatiría en diversos grados la eficiencia de la unidad, ya que el retrolavado no se considera factible debido al tamaño del reactor. Para solucionar esto se investiga en la actualidad una variante del filtro anaerobio consistente en un medio inerte de pequeño peso y volumen; el influente entraría con cierta fuerza hidráulica que provocaría la suspensión del medio, eliminando las posibles obstrucciones.

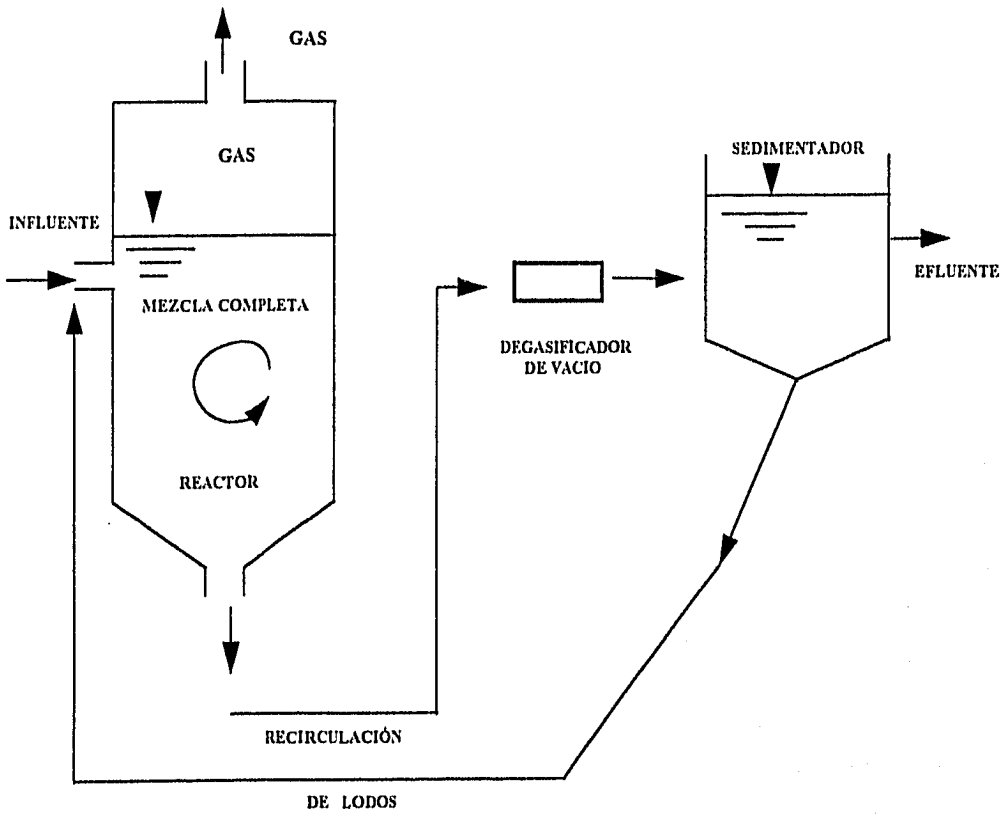


FIGURA 3: TRATAMIENTO POR CONTACTO ANAEROBIO

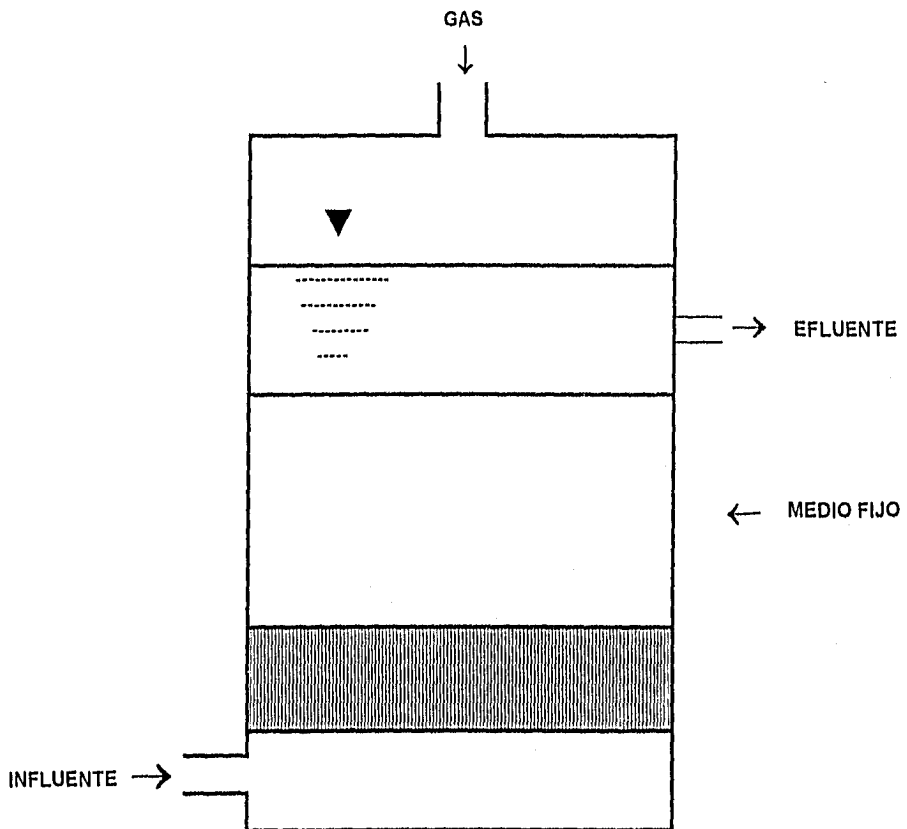


FIGURA 4. FILTRO ANAEROBIO

FILTROS BIOLÓGICOS (PERCOLADORES)

Todos los reactores biológicos aerobios suponen la presencia de un incremento biológico que se mantiene en suspensión dentro del reactor. Por esta razón se denominan reactores de crecimiento biológico en suspensión. Se ha desarrollado otro tipo de reactor en el que se utiliza algún tipo de soporte del crecimiento biológico, que se mantiene fijo en el. Estos reactores se denominan reactores de crecimiento biológico asistido.

Los filtros percoladores pertenecen a este tipo de reactores de crecimiento asistido. El filtro percolador es un relleno cubierto de limo biológico a través del cual se percola el agua residual. Normalmente el agua residual se distribuye en forma de pulverización uniforme sobre el lecho de relleno mediante un distribuidor rotativo del flujo. El agua residual percola en forma descendente a través del relleno y el efluente se recoge en el fondo. En la *figura 5*, se presenta un diagrama de la sección típica de un filtro percolador.

La capa de limo que se forma junto al relleno tiene un espesor total comprendido entre 0.1 y 2.0 mm está formado de una subcapa aerobia y de otra anaerobia, tal como se presenta en la *figura 6*.

El espesor de la subcapa aerobia es función del caudal de agua residual aplicado y de su DBO. Cuanto mayor sea la DBO, del efluente menor será el espesor de la subcapa aerobia ya que se presenta un consumo más rápido de oxígeno. Por otra parte, los caudales elevados favorecen el mantenimiento de una subcapa aerobia más espesa debido al oxígeno disuelto suministrado con el efluente pulverizado.

Para las cargas hidráulicas normalmente empleadas en los filtros percoladores, el caudal del agua residual a través del lecho del filtro se sitúa en la región laminar.

El proceso biológico aerobio que tiene lugar en la subcapa es típico. El sustrato se oxida parcialmente para proporcionarle energía necesaria al proceso biológico. Otra parte del sustrato se utiliza para sintetizar nuevo material de constitución del limo.

En la subcapa anaerobia, la degradación tiene lugar con formación de ácidos orgánicos, CH_4 y H_2S . En los filtros percoladores la materia orgánica y coloidal se separa mediante oxidación aerobia, bioborción, coagulación y descomposición anaerobia. En esencia no existe disminución de la carga orgánica por filtración mecánica. El término "filtro percolador" resulta confuso a este proceso.

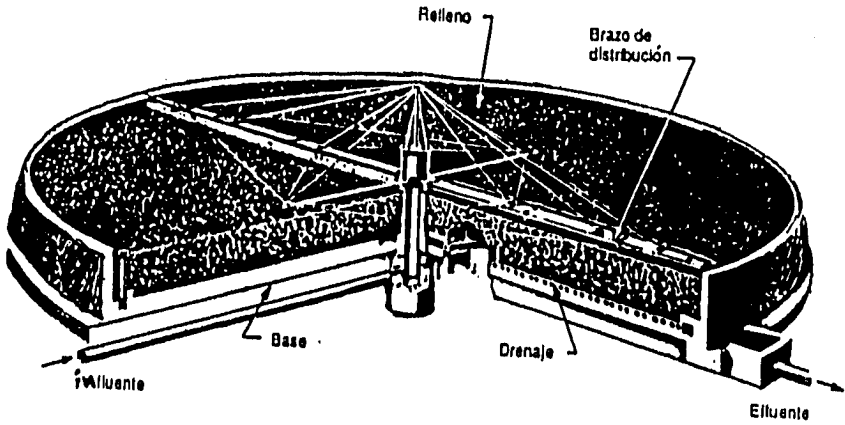


FIGURA 5. SECCIÓN TÍPICA DE UN FILTRO PERCOLADOR

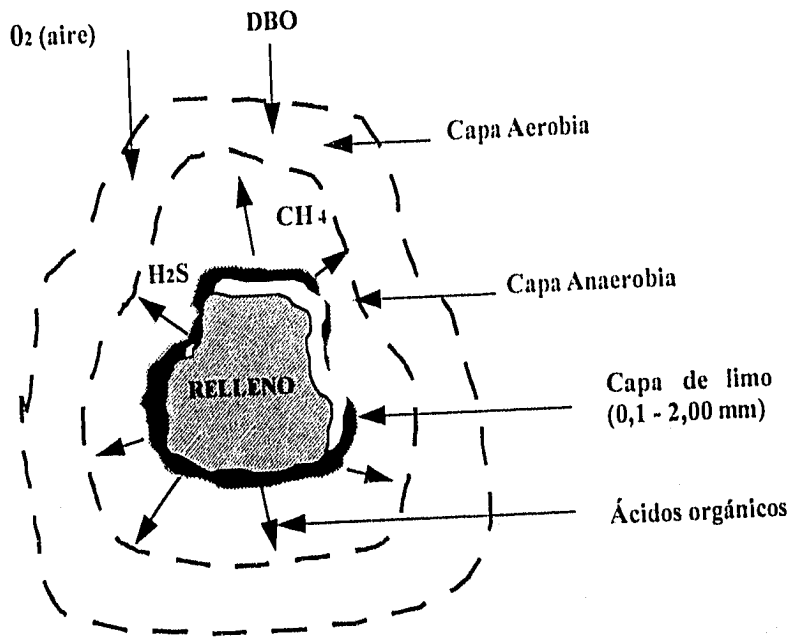


Figura 6: ESQUEMA DE LAS SUBCAPAS AEROBIA Y ANAEROBIA DE UN FILTRO PERDOLADOR

LAGUNAS AERADAS

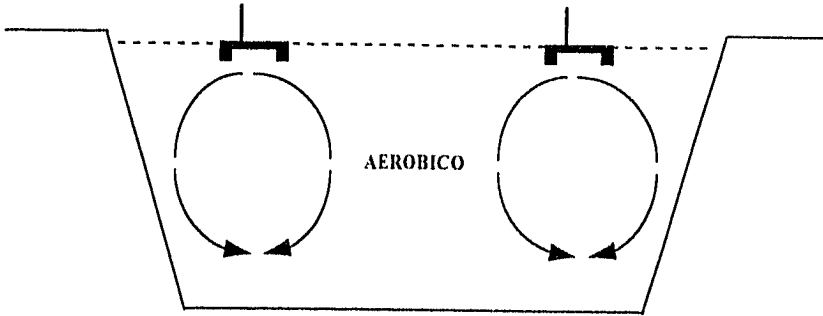
Son balsas con profundidades de 1 a 4 metros en las que la oxidación de las aguas residuales se realizan mediante unidades de aeración bien sean superficiales, turbinas o difusores. La diferencia fundamental entre lagunas aeradas y el sistema de lodos activos es que en éste se lleva acabo la recirculación de lodo como forma de controlar la cantidad de lodo biológico en el reactor de aeración. Las lagunas aeradas son sistemas sin reciclados de lodos. La concentración de sólidos en las lagunas es función de las características del agua residual y del tiempo de retención. Dicha concentración está comprendida entre 80 y 200 mg/l, esto es mucho menor que lo que se utiliza en las unidades de lodos activados convencionales (2000-3000 mg/l).

Debido a la turbiedad, turbulencia y a otros factores, el crecimiento de las algas, generalmente cesa o se reduce grandemente cuando se emplea aeración artificial.

Existen dos tipos básicos de lagunas aeradas: lagunas aeróbicas o de mezclado completo, las cuales cuentan con niveles de potencia suficientemente altos para mantener a todos los sólidos de la laguna en suspensión y también para proporcionar oxígeno disuelto a través de todo el volumen de líquido de tal manera, que la concentración de sólidos en la laguna es igual a la concentración de sólidos en el efluente; lagunas facultativas o de mezclado parcial, en las cuales el nivel de potencia solo es suficiente para mantener oxígeno disuelto a través del volumen de líquido, en esta forma no todo el volumen de sólidos se mantiene en suspensión permitiendo que una parte sedimente en el fondo y esté sujeta a descomposición anaeróbica. En ambos casos, el efluente puede ser tratado, posteriormente, en una laguna de estabilización facultativa.

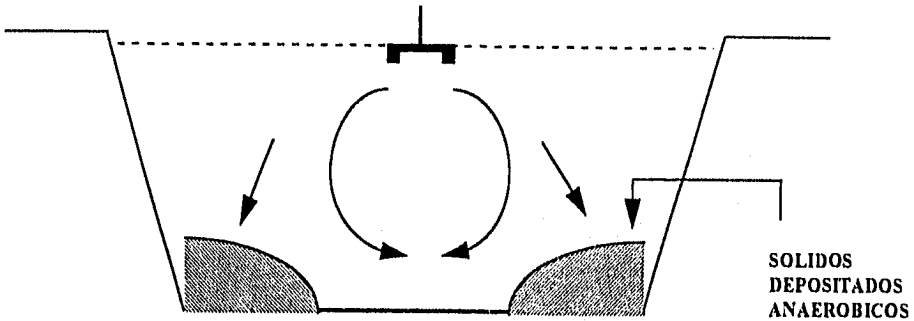
La aeración mecánica a bajo costo es una alternativa útil cuando aumenta la carga orgánica, cuando el terreno es limitado y cuando se requiere un efluente de alta calidad. La *figura 7*, presenta un esquema de los dos tipos de lagunas aeradas mecánicamente.

AERADORES SUPERFICIALES



LAGUNA AERADA, COMPLETAMENTE MEZCLADA

**AERADOR
SUPERFICIAL**



LAGUNA AERADA, PARCIALMENTE MEZCLADO

FIGURA 7: LAGUNAS AERADAS MECÁNICAMENTE

Como sistemas de tratamiento las lagunas se pueden emplear en arreglos individuales, en serie o en paralelo. Para tratar aguas residuales crudas o para acondicionar efluentes ya tratados. También se pueden emplear: para concentrar lodos por medio de la evaporación del influente; como unidades de emergencia en el control de sobrecargas hidráulicas; para recarga de acuíferos por percolación, y para suministrar agua y nutrientes a cultivos por medio de irrigación.

DISCOS BIOLÓGICOS (BIODISCOS)

Son sistemas que fueron desarrollados para obtener el tratamiento biológico aerobio de las aguas residuales. En el caso de los biodiscos, la biomasa se presenta simultáneamente en la forma de crecimiento asistido (como en el caso de los filtros percoladores) y de crecimiento en suspensión (como en el caso de las unidades de lodos activados).

En la *figura 8*, se presenta un diagrama de una unidad típica de tres etapas.

Cada etapa está formada por una serie de discos no muy separados, normalmente fabricados en poliestireno o polietileno con diámetros comprendidos entre 3 y 4 metros. Estos discos se mantienen paralelos entre sí y unidos a un eje horizontal que pasa a través de sus centros. Los ejes tienen longitudes de 7.5 metros aproximadamente. Pudiendo alojar de esta forma un gran número de discos.

Las unidades se disponen en tanques divididos por paredes tal como se presenta en la *(figura 8)*. La alimentación del agua residual pasa a través de estos tanques en serie de forma tal que los ejes se mantienen ligeramente por encima de la superficie del líquido. Esto significa que la superficie de los discos está aproximadamente el 40 % sumergida en todo momento *(figura 9)*. Los ejes giran continuamente a una velocidad comprendida entre 1 y 2 rpm. Se forma gradualmente un limo biológico de 1 a 3 mm de espesor que comienza a depositarse en la superficie de los discos. Parte del crecimiento del limo se separa de los discos además del que se pierde por arrastre de materia sin vida debido al mecanismo de los filtros percoladores. Debido a que la acción rotativa de los discos provoca cierta turbulencia en el depósito de líquido, existirá en todo momento una concentración limitada de biomasa en suspensión. En consecuencia, la disminución de la DBO en los biodiscos se presenta simultáneamente mediante un mecanismo similar al del filtro percolador, por la presencia del limo formado junto al disco, así como también mediante un mecanismo análogo al de los lodos activados. Por la presencia de la biomasa en suspensión.

Debido a que los tiempos de residencia hidráulicos son bajos, normalmente menos de una hora y con ello la concentración de biomasa en suspensión es relativamente pequeña, la mayoría de la DBO que se separa en los biodiscos se debe al mecanismo correspondiente al limo formado en los discos. Normalmente los sistemas de biodiscos se proyectan para un valor total de la DBO, del efluente de la última etapa del orden de 10 a 25 mg/l del cual la tercera parte es soluble y aproximadamente las dos terceras partes restantes resultan insolubles.

Con mucha frecuencia los discos están formados de placas alternadas planas y corrugadas de poliestireno o polietileno. Esta disposición suministra un área superficial mayor que para el caso de discos con superficies planas únicamente. Para el caso de un juego de discos de 3.6 metros de diámetro montado sobre un eje de 7.5 metros puede lograrse un área superficial total superior a los 9000 m². Ya que esta superficie es muy grande, resultan adecuados periodos de residencia cortos, normalmente menores a una hora.

Algunas de las ventajas de los sistemas con biodiscos sobre el proceso convencional de lodos activados son las siguientes:

1. Bajo consumo de energía y mantenimiento más sencillo.
2. Ya que es posible tener en cada etapa un cultivo biológico diferente se cuenta con un grado adicional de flexibilidad en el proceso. Puede conseguirse bastante nitrificación desarrollando cultivos de bacterias nitrificantes selectivas en las últimas etapas.
3. La biomasa presenta en general buenas características de sedimentación con lo que se disminuye el costo de la clarificación secundaria.
4. No se necesita reciclado de la biomasa.

Debe mencionarse una desventaja, la cual es la presencia de una pequeña película líquida de gran superficie sobre la zona húmeda de los discos expuesta al aire ambiente, lo que lleva al peligro de congelación en el caso de operación en climas fríos. En tales casos las unidades de tratamiento deben alojarse en un edificio cerrado, lo que incrementa el costo del inmovilizado.

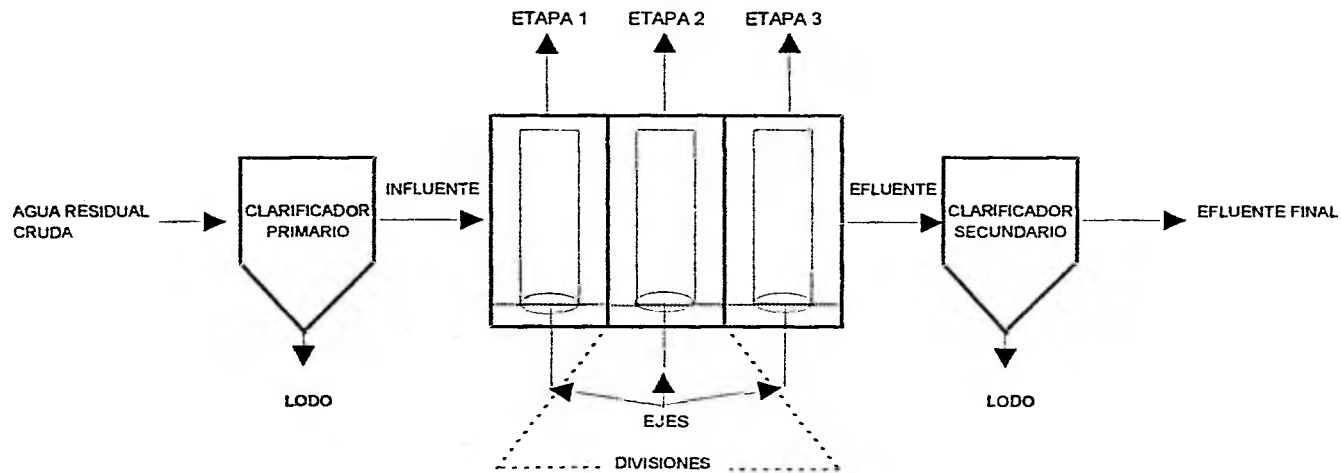
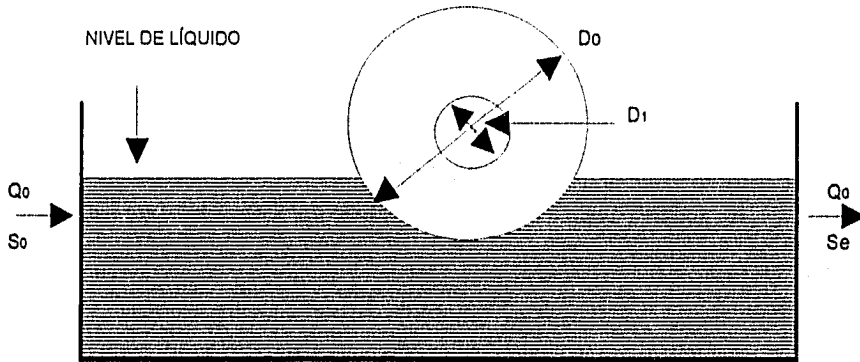


FIGURA 8.

ESQUEMA DE UNA UNIDAD RBC TÍPICA

$$\text{AREA DEL ANILLO} = 1/4 (D_o^2 - D_i^2)$$



AREA HÚMEDA DE LOS DISCOS

FIGURA 9. DETALLE DE LA ZONA HÚMEDA DE UN BIODISCO

ESTABILIZACION POR LAGUNAJE

Las lagunas de estabilización son medios simples y flexibles para el tratamiento de aguas residuales por descomposición biológica. Su empleo es posible cuando se dispone de extensiones de terreno considerablemente grandes a precio bajo y cuando no se requiere un efluente de alta calidad. Representan el método más sencillo de tratamiento de aguas residuales existente. Consisten en excavaciones poco profundas rodeadas de taludes de tierra. Generalmente tienen forma rectangular o cuadrada.

El tratamiento utilizando lagunas de estabilización tiene tres objetivos:

1. Remover la materia orgánica de las aguas residuales que causa la contaminación.
2. Eliminar los microorganismos patógenos que representan un grave peligro para la salud.
3. Utilizar su efluente para reuso, con otras finalidades, como agricultura por ejemplo.

Por lo tanto, los factores que influyen sobre la calidad deseada para las lagunas de estabilización son:

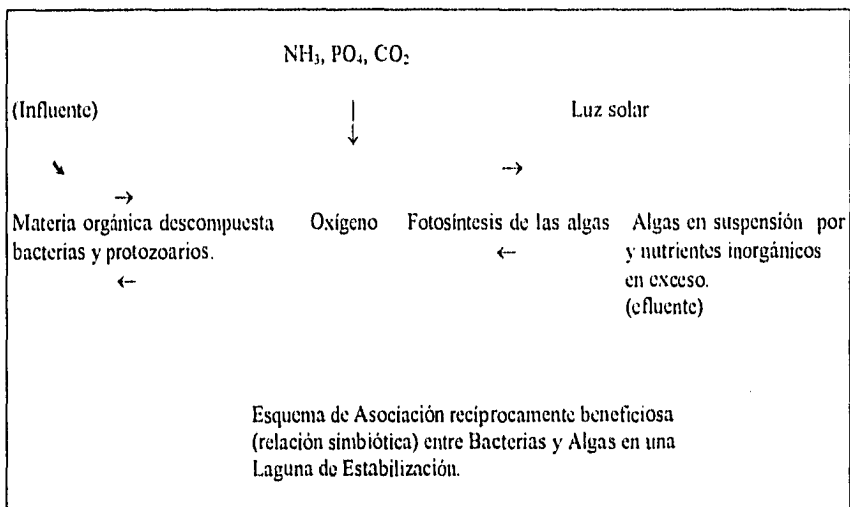
- a) Salud.- Número de microorganismos patógenos o indicadores.
- b) Medio ambiente.- Los principales indicadores de contaminación son: la demanda bioquímica de oxígeno (DBO5) y los sólidos suspendidos (SS).
- c) Reuso.- Dependiendo del uso que se dará al efluente, se podrán determinar los criterios para la reducción bacteriológica del DBO5 y de los SS.

Los métodos de tratamiento convencionales (lodos activados o filtros biológicos) usados en los países desarrollados consumen grandes cantidades de energía; además utilizan equipos electromecánicos sofisticados y de alto costo y requieren de técnicos especializados para su adecuada operación y mantenimiento.

Tales métodos no tuvieron éxito en los países desarrollados, debido principalmente a la dificultad de la operación y mantenimiento de los equipos y de poder mantener en existencia una cantidad de repuestos adecuados, además de las barreras para obtención de los recursos financieros para alcanzar dicho objetivo.

La mayoría de los países de clima tropical ofrece condiciones ideales para el tratamiento de aguas residuales, a través de procesos naturales, como es el caso de las lagunas de estabilización. Esto se debe principalmente a la temperatura ambiente.

La relación existente entre las bacterias y las algas en una laguna de estabilización es indicada en la siguiente figura:



Las bacterias descomponen la materia orgánica, formando nitrógeno, NH_3 ; fosfatos, PO_4 ; y dióxido de carbono, CO_2 . Las algas usan estos componentes, junto con la energía de la luz solar, para la fotosíntesis, liberando oxígeno al medio acuático. El oxígeno a su vez, es asimilado por las bacterias, cerrando así el ciclo. El efluente de una laguna de estabilización contiene algas en suspensión y el exceso de los productos finales de descomposición bacteriana.

Pueden ser clasificadas en cuatro tipos: lagunas anaerobias, facultativas, de maduración y estrictamente aerobias (de alta tasa).

Lagunas anaerobias.- son diseñadas siempre que sea posible, en asociación con lagunas facultativas o aeradas. Tienen la finalidad de oxidar compuestos orgánicos complejos antes del tratamiento a través de estos tipos de lagunas. Las lagunas anaerobias no dependen de la acción fotosintética de las algas, pudiendo así ser construidas con profundidades mayores que las otras lagunas, con una variación de 2.0 a 5.0 metros.

Lagunas facultativas.- tienen profundidades que varían de 1.0 a 2.5 metros y áreas relativamente grandes. Funcionan por medio de la acción de las algas y bacterias bajo la influencia de la luz solar (fotosíntesis). La materia orgánica contenida en los desechos es estabilizada, una parte se transforma en materia más estable en la forma de células de algas, y otra parte se transforma en productos inorgánicos finales que salen con el efluente. Estas lagunas son llamadas facultativas debido a las condiciones aerobias mantenidas en la superficie, liberando oxígeno y por las condiciones anaerobias mantenidas en la parte inferior donde la materia orgánica es sedimentada. Son de tipo más frecuente.

Lagunas de maduración.- tienen la principal finalidad de reducir coliformes fecales (CF) contenidos en los desechos de las aguas servidas. Son construidas generalmente después del tratamiento completo en una laguna facultativa o en una planta de tratamiento de aguas residuales convencional. Con adecuado dimensionamiento se puede obtener remoción de coliformes por arriba del 99 %. Tienen profundidades semejantes a las lagunas facultativas.

Lagunas aerobias (de alta tasa de degradación) .- tienen muy poca profundidad, variando normalmente de 0.3 a 0.5 metros, siendo su principal aplicación en el cultivo y cosecha de algas. Son proyectadas para el tratamiento de aguas residuales decantadas. Constituyen un poderoso método para producción de proteínas, siendo de 100 a 1000 veces más productivas que la agricultura convencional. Se piensa que deberán solo ser usadas como métodos de tratamiento de aguas residuales cuando hubiere la variabilidad de reaprovechamiento de la producción de algas. Su operación exige personal capaz y su uso tiene que ser restringido a unidades experimentales.

Las principales ventajas de los sistemas de las lagunas de estabilización son:

1. Bajo costo.
2. Escasa necesidad o ninguna de partes o componentes importados.
3. Sencilla construcción.
4. Sencilla operación.
5. Confiables y de fácil mantenimiento.
6. Producen un efluente de alta calidad con excelente reducción de microorganismos patógenos.
7. Pueden absorber aumentos bruscos de cargas hidráulicas u orgánicas.
8. Usan poca o ninguna energía eléctrica.

Las principales desventajas del sistema de tratamiento de aguas residuales convencionales son:

1. Alto costo.
2. Requerimiento de repuestos, componentes o partes importadas.
3. Tienen construcción compleja.
4. Necesitan operadores especializados.
5. Necesitan mantenimiento especializado y repuestos.
6. Pobre eliminación de microorganismos patógenos.
7. Tendencia a sobrecarga
8. Necesitan de energía eléctrica.

Se puede considerar como la única desventaja de las lagunas de estabilización el requerimiento de una extensión más grande de terreno en comparación con cualquier otro tipo de tratamiento de aguas residuales.

Es muy importante que aguas arriba de un sistema de lagunas de estabilización sea construido un tratamiento preliminar compuesto de rejillas de filtrado, desarenador y medidor parshall. Dependiendo del caudal de las aguas residuales, las rejillas podrán ser manuales o mecánicas. Las rejillas manuales tienen la ventaja de no dañarse fácilmente pudiendo ser fabricadas localmente. El material recolectado después de seco deberá ser enterrado o incinerado.

En países de clima tropical, otro problema serio existente es el acumulamiento de arena en las lagunas de estabilización. La acumulación de arena se debe a calles no pavimentadas, cuyos residuos minerales pesados penetran en la red colectora a través de pozos de visita, mal uso de las instalaciones sanitarias debido a la falta de educación sanitaria y por la costumbre de los habitantes de ciertas localidades de limpiar los utensilios de cocina con arena.

Aguas abajo del efluente final de las lagunas deberá ser construido un medidor, usualmente del tipo triangular para estimar su gasto final.

TRATAMIENTO TERCIARIO (AVANZADO)

El tratamiento terciario es la serie de procesos destinados a conseguir una calidad del efluente superior a la del tratamiento secundario convencional. Se describirán los siguientes tipos de tratamiento terciario:

1. Separación de sólidos en suspensión
2. Adsorción en carbón activado (separación de compuestos orgánicos)
3. Intercambio iónico
4. Ósmosis inversa
5. Electrodialisis
6. Oxidación química (cloración y ozonación)
7. Métodos de eliminación de nutrientes (eliminación de nitrógeno y fósforo)
8. Proceso "sonozone" para la purificación de aguas residuales.

Muchos de estos procesos, actualmente no se emplean demasiado en el tratamiento de aguas residuales, pero su empleo a mayor escala está previsto conforme las exigencias de calidad de los efluentes se hagan más estrictas en el futuro.

El propósito del tratamiento avanzado es remover los contaminantes que permanecen en el agua después de que ésta ha recibido un tratamiento a nivel secundario, ya que el efluente de este se utiliza para riego de parques, jardines; y usos industriales, como enfriamiento y producción de vapor; también se pretende evitar la recirculación de contaminantes como metales pesados, compuestos orgánicos y organismos patógenos.

SEPARACION DE SOLIDOS EN SUSPENSION

Los sólidos en suspensión que no han sido eliminados en las operaciones convencionales de tratamiento primario y secundario pueden constituir una parte importante de la DBO de los efluentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales. Se dispone de los siguientes procesos para la eliminación de estos sólidos en suspensión.

- a) Microtamizado
- b) Filtración
- c) Coagulación

MICROTAMICES

Es un medio mecánico de filtración que no ha dado resultados comparables con la filtración de arena por la baja eficiencia obtenida.

Los microtamices se construyen sobre tambores rotativos. El agua residual se alimenta de forma continua en la parte inferior del tambor, fluyendo hasta una cámara de almacenamiento de agua clara en la parte exterior. La limpieza de la superficie inferior del tambor se lleva a cabo mediante pulverizadores de agua clara necesitándose normalmente del orden del 5 % del volumen de alimentación para esta limpieza. Con el microtamizado se consiguen eliminaciones del 70 al 90 % de los sólidos en suspensión.

FILTRACION

Es efecto para la remoción de sólidos y turbidez, consiste en pasar un flujo a través de un lecho poroso ya sea simple (arena) o dual (arena-antracita) siendo más eficiente este último.

Se utiliza normalmente la filtración para conseguir rendimientos en la eliminación de sólidos en suspensión de hasta el 99 %, además es uno de los procesos más económicos.

La filtración es un proceso unitario básico en el tratamiento de agua para usos diversos, la cual se pasa a través de un lecho poroso, teniendo como finalidad retener materia en suspensión o en estado coloidal.

Las variantes de la filtración presentan un amplio margen: tasas de filtración y retrolavado, tiempos de retrolavados ya sea con aire y agua o con agua solamente, tipo y granulometría de lecho simple (arena), doble (arena-antracita), triple (arena-antracita, gravilla), tipo de flujo (puede ser lento o rápido), por gravedad o a presión, en sentido ascendente o descendente.

Recientemente con objeto de reducir los costos de inversión se han incrementado las tasas de filtración. En la actualidad se ha empleado una forma más amplia de filtración rápida con lecho doble (arena-antracita) cuyo material va del fino al grueso y con tasas de filtración de 83 a 450 l/m² min.

La aplicación del filtro se hace en base a las teorías físicas, las cuales consideran las características del lecho (diámetro, espesores), la tasa de filtración (C.H.S.) y la suspensión a filtrar.

En la filtración se presentan dos fenómenos de transporte, el primero debido a un mecanismo físico-hidráulico antes de llegar al empaque y el segundo es de adhesión de las partículas del material para resistir la fuerza de corte del líquido en movimiento. Es decir, es este proceso permanecen fijas unas partículas y otras en suspensión.

La adhesión de una partícula suspendida en la interfase sólido-líquido que presenta el filtro se atribuye a dos fenómenos:

1. Acción recíproca de las fuerzas electrostáticas y de Van Der Waals en la doble capa de los granos del medio.
2. La unión química de la partícula y la superficie del medio por un material de enlace.

El problema práctico de la filtración se puede plantear considerando las concentraciones de la turbiedad o color de las aguas a filtrar para así darles tratamiento previo o como paso ulterior de algún proceso biológico o físico-químico. La remoción de la turbiedad permanente de las capas gruesas se hará en la zona del medio más fino.

La filtración se utiliza para remover flocos biológicos residuales de un tratamiento secundario, sólidos remanentes de una coagulación química, antes de un paso de adsorción en carbón activado o de intercambio iónico. La filtración remueve precipitados de fosfatos con sales de aluminio, hierro o cal, remoción de materia suspendida previo tratamiento con microcoagulación (ayuda de filtración).

Para elevar la eficiencia de remoción de contaminantes es necesario optimizar los parámetros que rigen la filtración: duración de la carrera de filtración entendiéndose como el tiempo de duración del filtro en operación que va de 6 a 8 hrs. Y no más de 36 a 48 hrs. Para controlar la descomposición anaeróbica del lecho y en consecuencia nos determina la producción del agua tratada por unidad de área del filtro, lo que afecta a la carga hidráulica superficial o tasa de filtración, en base a estos parámetros se determina la pérdida de carga debida a la granulometría del filtro, la tasa de retrolavado y el volumen de agua de retrolavado. Otra variable importante es el espesor y granulometría del lecho, pues de ésta depende la retención, la cantidad y la filtrabilidad de los sólidos.

COAGULACION

Es adecuado para la remoción de sólidos, fósforo, color y turbidez; sin embargo presenta altos costos por el manejo de los lodos producidos:

Consiste en la adición de un agente químico a una dispersión coloidal, la cual resulta de desestabilizar las partículas disminuyendo la carga eléctrica de las partículas coloidales y formando hidróxidos complejos, es decir aquí se utilizan fuerzas electrostáticas o interiónicas.

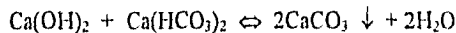
Uno de los objetivos principales del tratamiento químico es disminuir los compuestos de fósforo, determinar dosis mínimas de productos químicos, establecer las condiciones de operación de máxima economía, obtener la mayor eficiencia de remoción de fosfatos (P-PO₄); de sólidos suspendidos (S.S.T.); materia orgánica como (D.Q.O.) sol; de turbiedad, color, y algunos metales pesados como el hierro y el manganeso.

La remoción de fósforo como nutriente es una importante operación. El fósforo se encuentra en tres formas: ortofosfatos, polifosfatos y fósforo orgánico.

La amplia gama de reactivos químicos a usar depende de la economía y de su efectividad; los más empleados son: cloruro férrico (FeCl₃); cal química (CaO); alumbre (Al₂(SO₄)₃ · 16H₂O) o sulfato de aluminio; combinaciones de hierro (Fe²⁺) - cal (CaO); sulfato de aluminio (Al³⁺) - (CaO); polímeros catiónicos y aniónicos, arcillas y otra ayudas. En el *cuadro 5* se presenta la aplicabilidad de los coagulantes químicos y sus criterios de selección. A continuación se desarrollan algunas reacciones llevadas a cabo con los coagulantes.

COAGULANTE CON CAL

La cal reacciona con la alcalinidad de bicarbonatos, o compuestos ortofosfóricos para formar los precipitados insolubles de carbonato de calcio o hidroxapatita como se muestra en las ecuaciones siguientes:



De donde:

Una molécula de hidróxido de calcio reacciona con una molécula de bicarbonato de sodio dando lugar a la formación de dos moléculas de carbonato de calcio, que se precipita, más dos moléculas de agua, esto es en el caso de carbonatos; si se tratan fosfatos, reaccionan cinco moléculas de ión calcio con cuatro moléculas de ión oxhidrilo y tres moléculas de ión fosfato de calcio, que se precipita, más tres moléculas de agua. El fósforo de calcio o hidroxapatita es un precipitado cristalino de composición variable.

La relación calcio: fósforo varía en relación 1:3 a 2:0 la cual resulta de sustituir los iones hidrogeno y calcio de la superficie y dentro de la estructura cristalina. Los polifosfatos se remueven en presencia de ortofosfatos.

El fósforo también se absorbe en la superficie de las partículas de carbonato de calcio.

La solubilidad del fosfato de calcio baja al incrementar el PH (potencial hidrógeno) incrementándose así la remoción.

La dosis de cal para alcanzar una remoción de fosfatos dada o turbidez está en función de la alcalinidad del agua.

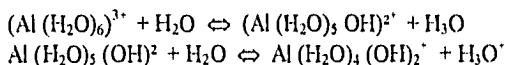
A un PH de 9.5, la mayoría del fósforo se precipita como hidroxiapatita, esto se acompaña por alta turbidez que es común con precipitados de calcio y por partículas coloidales dispersas de compuestos de calcio.

Aun PH mayor de 9.5, los compuestos de manganeso tienden a producir un efluente altamente clarificado, el hidróxido de magnesio que se forma es de naturaleza gelatinosa y dificulta su disposición final, la presencia de magnesio afecta la calidad del efluente y el manejo de lodo específico.

COAGULANTE	DOSIS mg/l	P.H.	OBSERVACIONES
CAL	150-500	9.0-11.0	REMOCION DE FOSFORO Y COLOIDES: AGUAS CON BAJA ALCALINIDAD, AGUAS CON FOSFATOS VARIABLES.
ALUMBRE	72-250	4.5-7.0	REMOCIÓN DE FOSFORO Y COLOIDES: AGUAS CON ALTA ALCALINIDAD, FOSFORO BAJO Y CONSTANTE.
SALES DE FIERRO	35-150	4.0-7.0	REMOCION DE FOSFORO Y COLOIDES: AGUAS CON ALTA ALCALINIDAD, CON FOSFORO BAJO Y CONSTANTE. DISPO- NIBILIDAD DE SALES DE FIERRO A BAJO COSTO. ESCURRIMIENTO PERMISIBLE DE FIERRO EN EL EFLUENTE.
POLIMEROS CATIONICOS	2-5	SIN CAMBIO	REMOCION DE COLOIDES, AYUDA DE COAGULACION.
POLIMEROS ANIONICOS	0.25-1.0	SIN CAMBIO	AYUDA DE FLOCULACION AYUDA DE FILTRACION
ARCILLAS Y ALGUNAS OTRAS ARCILLAS	3-20	SIN CAMBIO	AYUDA EN EL CASO DE SUSPENSIONES COLOIDALES MUY FINAS.
CUADRO 5.	CRITERIOS DE SELECCION DE LOS COAGULANTES QUIMICOS QUE SE UTILIZAN ACTUALMENTE EN EL TRATAMIENTO QUIMICO.		

COAGULACION CON COMPUESTOS DE ALUMINIO

Los iones de aluminio entran en una serie de reacciones hidrolíticas con el agua para formar especies multivalentemente cargadas. Estas especies tienen un rango de compuesto positivo a bajo PH, negativos a alto PH; a continuación se muestran las ecuaciones consecutivas siguientes:



El ión complejo hexa acuoaluminato reacciona con una molécula de agua, dando lugar a una reacción reversible, formándose el ión pentahidroxialuminio, complejo también y un ión hidronio. En una segunda reacción, el ión pentahidroxialuminio se vuelve a combinar en otra reacción reversible con una molécula de agua para formar el ión tetrahidroxialuminato y un ión hidronio, llevándose a cabo la reacción en medio ácido.

Los fosfatos se remueven por acomplejamiento con aluminio o por absorción sobre floculos de hidróxido de aluminio.

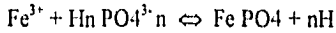
Si las reacciones de hidrólisis no se efectúan, se puede requerir aproximadamente de 0.87 Kg de aluminio por Kg de fósforo removido. Actualmente la relación es utilizada de 2 ó 3 Kg de aluminio requerido por cada Kg de fósforo removido.

El sulfato de aluminio es la sal más común usada para la coagulación de aguas residuales.

COAGULACION CON FIERRO

Al igual que para el aluminio las sales de fierro, particularmente, el cloruro férrico, presenta reacciones similares utilizándose aproximadamente 1.8 Kg de fierro por cada Kg de fósforo removido, más aproximadamente 10 mg/lit de fierro, para formación de hidróxido.

La ecuación de la reacción es la siguiente:



El ión férrico reacciona con el ácido fosfórico (sustituido n veces) para formar reversiblemente el fosfato férrico y el número de moléculas de hidrógeno correspondiente a la cantidad de sustituciones en el ácido, el tratamiento químico consta de tres procesos unitarios coagulación, floculación y sedimentación los cuales se preceden uno del otro.

ADSORCION (CARBON ACTIVADO)

Adsorción es la concentración de un soluto en la superficie de un sólido. Este fenómeno tiene lugar cuando se coloca dicha superficie en contacto con una solución. Una capa de moléculas de soluto se acumula en la superficie del sólido debido al desequilibrio de las fuerzas superficiales. (figura 11).

FUERZAS NO EQUILIBRADAS

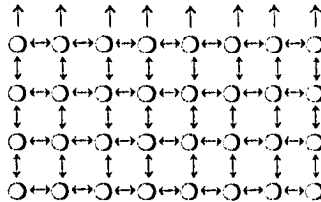


Figura 11. Presentación de fuerzas en un sólido

En el interior del sólido, las moléculas están rodeadas totalmente por moléculas similares y por lo tanto sujetas a fuerzas equilibradas, tal como indican las flechas de la figura. Las moléculas en la superficie están sometidas a fuerzas no equilibradas. Debido a que estas fuerzas residuales son suficientemente elevadas, pueden atrapar moléculas de un soluto que se halle en contacto con el sólido. Este fenómeno se denomina adsorción física (ó de Van Der Wals).

El sólido (por ejemplo, carbón activado) se denomina adsorbente y el soluto a adsorber se denomina adsorbato. La capacidad de adsorción es función de la superficie total del adsorbente, ya que cuando mayor sea esta superficie se dispone de mayor número de fuerzas residuales no equilibradas para la adsorción.

Los carbones activos, bien granulares, bien en forma de polvo, se han empleado profusamente como adsorbente en las plantas de tratamiento de aguas para eliminar los olores y sabores que producen los contaminantes. Se prevé que con la atención que se esta prestando a las mayores exigencias de calidad de los efluentes, el uso de los carbones activados en el tratamiento avanzado de las aguas residuales aumentará considerablemente en el futuro.

Los carbones activos se preparan a partir de materias primas carbonosas tales como madera, lignito, carbón, y cascara de nuez mediante procesos térmicos que implican la deshidratación y carbonización, seguidos por la aplicación de vapor caliente. Se obtiene una estructura muy porosa con grandes áreas superficiales (tan elevadas como 1000 m²/g).

La gran ventaja del carbón activo como adsorbente descansa en la posibilidad de reactivación (hasta 30 veces o más) sin pérdida apreciable de poder de adsorción. Usualmente la reactivación se lleva a cabo calentando el carbón agotado hasta 930°C aproximadamente en una atmósfera aire-vapor (reactivación térmica). Esta operación puede realizarse en hornos de hogar múltiple o en hornos rotativos. Los productos orgánicos se queman y el carbón activo se restaura básicamente hasta su capacidad inicial de adsorción

Las relaciones de equilibrio entre adsorbente y adsorbato se describen mediante los isotermas de adsorción. Se establece el equilibrio de adsorción cuando la concentración del contaminante remanente en la solución se haya en equilibrio dinámico con la que hay presente en la superficie del sólido. Los datos pueden obtenerse en ensayos continuos de laboratorio, que pueden también emplearse para determinar los efectos del PH, de la temperatura y de otras variables sobre el proceso de adsorción.

En la practica de adsorción, la adsorción en carbón activado se lleva acabo bien en forma continua o bien en forma discontinua. En la operación discontinua, el carbón activo en polvo se mezcla con el agua residual y se deja decantar. La operación continua se lleva acabo en columnas conteniendo carbón granulado (de 40 a 80 mallas). Es más económica que la operación discontinua y ha encontrado mayores aplicaciones. La eliminación de contaminantes en las columnas de carbón activado se lleva acabo mediante tres mecanismos:

1. Adsorción
2. Fijación de partículas grandes
3. Deposición parcial de materia coloidal

Los porcentajes de eliminación dependen fundamentalmente del tiempo de contacto entre el agua residual y el carbón activado.

INTERCAMBIO IONICO

Es un proceso en que los iones que se mantienen unidos a grupos funcionales sobre la superficie de un sólido por fuerzas electrostáticas se intercambian por iones de una especie diferente en disolución. Este procedimiento ha llegado a ser notablemente importante en el campo del tratamiento de las aguas residuales.

Ya que la desmineralización completa puede alcanzarse mediante intercambio iónico, es posible utilizar procesos de tratamiento de corriente partida, en los que parte del agua residual efluente se desmineraliza y se combina después con parte del influente que ha sido desviado del tratamiento para producir un efluente de calidad específica (por ejemplo, de una determinada dureza).

Hasta los años cuarenta las zeolitas (resinas) naturales eran los únicos cambiadores de iones disponibles. La capacidad de intercambio relativamente baja, lo que limitaba la posibilidad económica del proceso en su aplicación del tratamiento de las aguas residuales. A partir de entonces, las zeolitas naturales han sido sustituidas por resinas sintéticas tales como estireno y divinil-benceno (DVB). Estas resinas son polímeros insolubles a los que se añaden grupos básicos o ácidos mediante reacciones químicas. Estos grupos son capaces de intercambio reversible con los iones presentes en una disolución. El número total de grupos funcionales por unidad de peso (o unidad de volumen) de resina determina la capacidad de intercambio, mientras que el tipo de grupo funcional determina la selectividad iónica y la posición del equilibrio de intercambio.

Las partículas de resina tienen diámetros de 0.5 mm aproximadamente y se emplean en columnas rellenas utilizando caudales de aguas residuales de 200 a 500 l/ min(m²). La operación de las columnas de intercambio iónico en serie y en programa de regeneración, para el caso de un sistema bien diseñado, sigue los mismos principios que para el caso de las columnas de carbón activado.

OSMOSIS INVERSA

Aunque los fenómenos osmóticos se conocen desde hace más de 200 años, los primeros experimentos relacionando la presión osmótica con la temperatura y la concentración del soluto se llevaron a cabo al final del siglo pasado por Pfeffer. En la *figura 12* se representa un experimento típico con una solución de sacarosa.

La bolsa mostrada en la figura está hecha de una membrana permeable al disolvente (agua) pero impermeable al soluto (sacarosa). Estas membranas se conocen como semipermeables. Las primeras membranas semipermeables utilizadas en osmosis fueron procedente de tejidos animales (por ejemplo, vejiga de cerdo). Más tarde se desarrollaron membranas sintéticas, siendo actualmente las más empleadas las de acetato de celulosa.

Se coloca una solución diluida de sacarosa dentro de la bolsa semipermeable, que se sumerge en un depósito conteniendo agua pura. El agua se difunde espontáneamente desde el depósito al interior de la bolsa semipermeable, tal como se indica por las flechas. En consecuencia, a través del tubo de vidrio conectado a la solución diluida de sacarosa asciende una columna de líquido, alcanzando en el equilibrio una altura π por encima del nivel de agua en el depósito. En este momento se termina el paso del disolvente. La presión ejercida sobre los puntos A' y A situados al mismo nivel difiere por el aumento correspondiente a la altura π del líquido. Este valor se denomina presión osmótica de la solución de sacarosa. La ósmosis se define como el paso espontáneo de un disolvente desde una solución diluida (agua pura en el caso de la figura) a otra más concentrada a través de una membrana semipermeable.

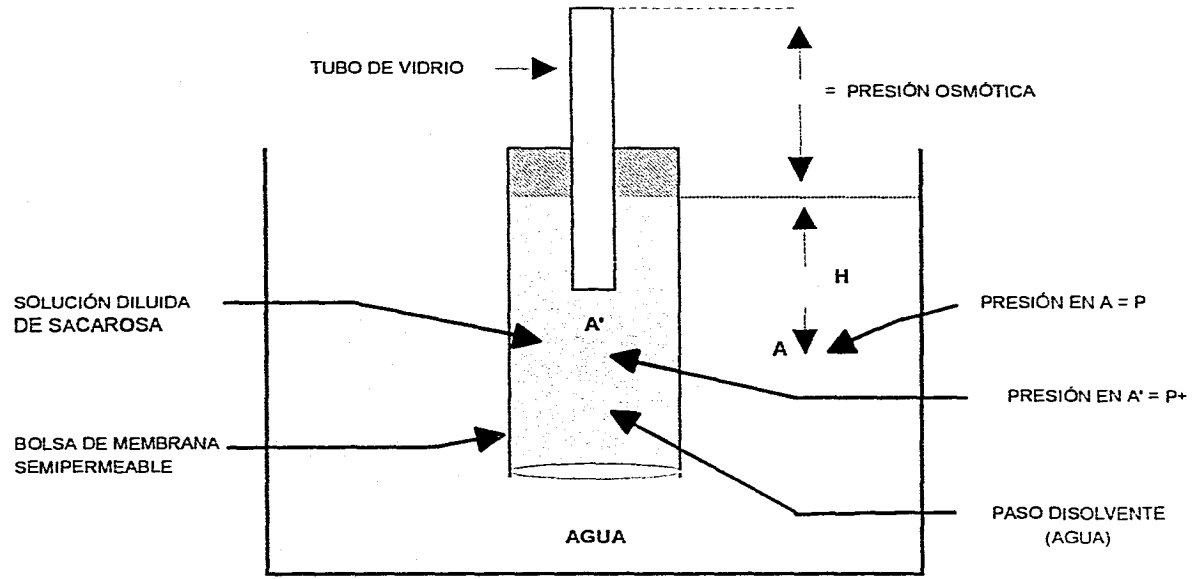


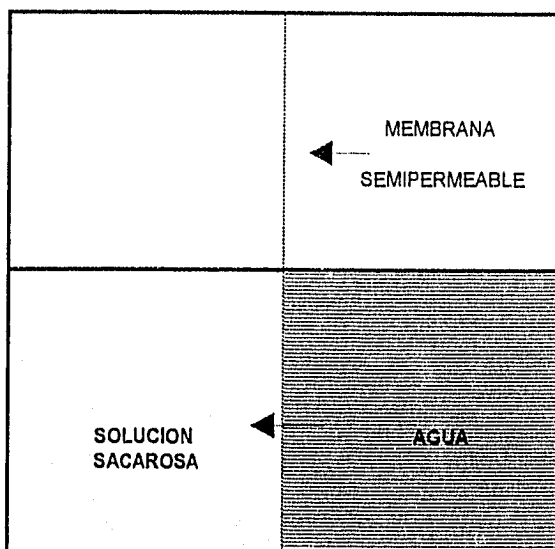
FIGURA 12. EXPERIMENTO DE LA OSMOSIS

El principio en el que se basa la ósmosis inversa se representa en la *figura 13*. El disolvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. En la *figura 14* Se representa la condición de equilibrio. En este momento la altura del líquido que se ha desarrollado como consecuencia del flujo de disolvente a través de la membrana es igual a la presión osmótica. El flujo de disolvente se detiene. En la *figura 15* se representa lo que sucede cuando se aplica una fuerza F superior al valor de la presión osmótica a la solución de sacarosa. El flujo de disolvente se invierte, o sea, desde el compartimiento conteniendo la solución de sacarosa al compartimiento de agua. Este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de aguas residuales mediante ósmosis inversa, el influente contaminado se pone en contacto con una membrana adecuada a una presión superior a la presión osmótica de la solución (sustituyendo la solución de sacarosa por agua residual). Bajo estas circunstancias, el agua con una cantidad muy pequeña de contaminantes pasa a través de la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimiento del agua residual. Este concentrado, que posiblemente sea una fracción de volumen total de agua residual a tratar, se descarga. Se obtiene agua purificada en el otro compartimiento. En la práctica, el proceso de ósmosis inversa se lleva a cabo mediante un sistema de configuración tubular *figura 16*. El agua residual fluye bajo presión elevada (superior al valor de su presión osmótica) a través de un tubo interior formado por material semipermeable y proyectado para soportar presiones elevadas. El agua purificada se separa en el tubo exterior, que se encuentra a presión atmosférica y está fabricado de material ordinario.

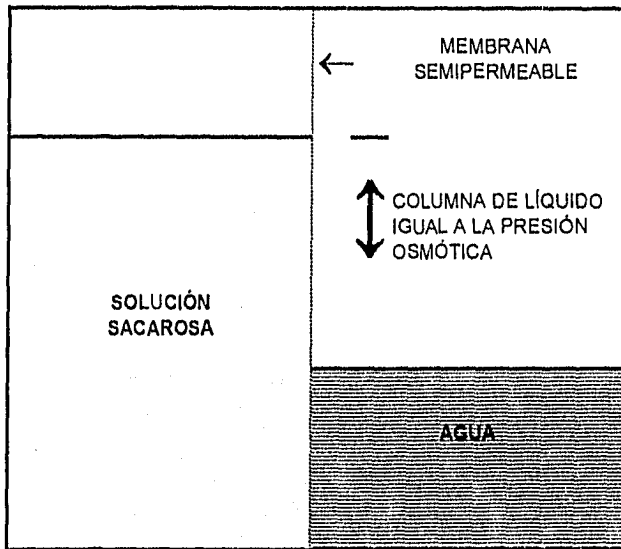
La ósmosis inversa se aplica en sistemas de baja presión para potabilizar aguas contaminadas. Como pretratamiento antes de un intercambio iónico, para aguas salobres, de mar en barcos, en plataformas marinas, en aguas para calderas y procesos. Últimamente se esta dando auge en las aguas residuales ya sean domésticas o industriales. Utilizándose como pulimento del agua previamente tratada con procesos convencionales, controlando el contenido de sales disueltas, trazas orgánicas, virus, color, turbiedad, metales, etc.

Su desventaja es el alto costo del equipo y de operación, pero es mejor en comparación con otros procesos como la electrodiálisis y el intercambio iónico. Pues la ósmosis inversa remueve del 85 al 99% de contaminantes.



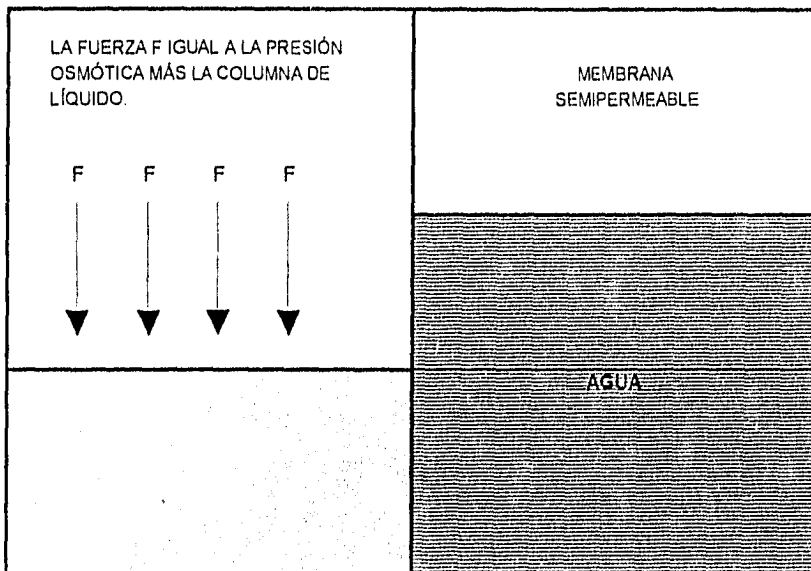
EL DISOLVENTE FLUYE ESPONTÁNEAMENTE A TRAVÉS DE LA MEMBRANA SEMIPERMEABLE

FIGURA 13. OSMOSIS DIRECTA



SE DETIENE EL FLUJO DE DISOLVENTE

FIGURA 14. CONDICIÓN DE EQUILIBRIO



EXIGE APLICAR UNA FUERZA SUPERIOR A LA PRESIÓN OSMÓTICA

FIGURA 15. OSMOSIS INVERSA

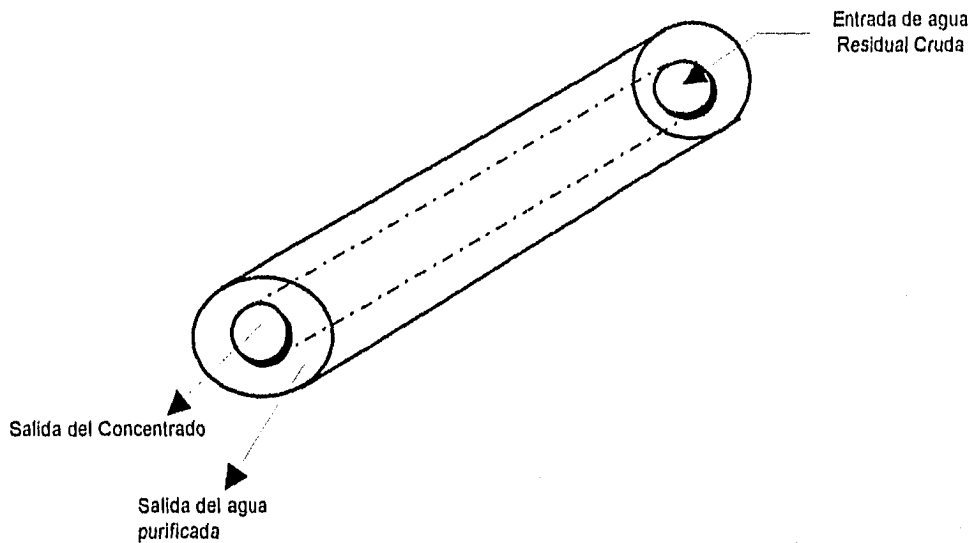


FIGURA 16. DIAGRAMA DE SISTEMA TUBULAR PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES MEDIANTE OSMOSIS INVERSA

En la ósmosis inversa se aplica presión para extraerle agua a una solución concentrada a través de una membrana semipermeable hasta lograr que el flujo sea nulo denominándose presión osmótica, el agua de alimentación se divide en dos flujos; producto (agua purificada) con baja concentración de sales y el rechazo con alta concentración de sales.

En la ósmosis inversa se conoce como recuperación de agua a la relación que hay entre el flujo producto y el flujo de alimentación en porcentaje. Es decir, un porcentaje del agua alimentada pasa a través de las membranas ya sin contaminante (agua producto) por ejemplo 10% y el otro porcentaje 90% se elimina con los contaminantes (concentrado o salmuera), así sucesivamente según el número de membranas se incrementará el agua producto.

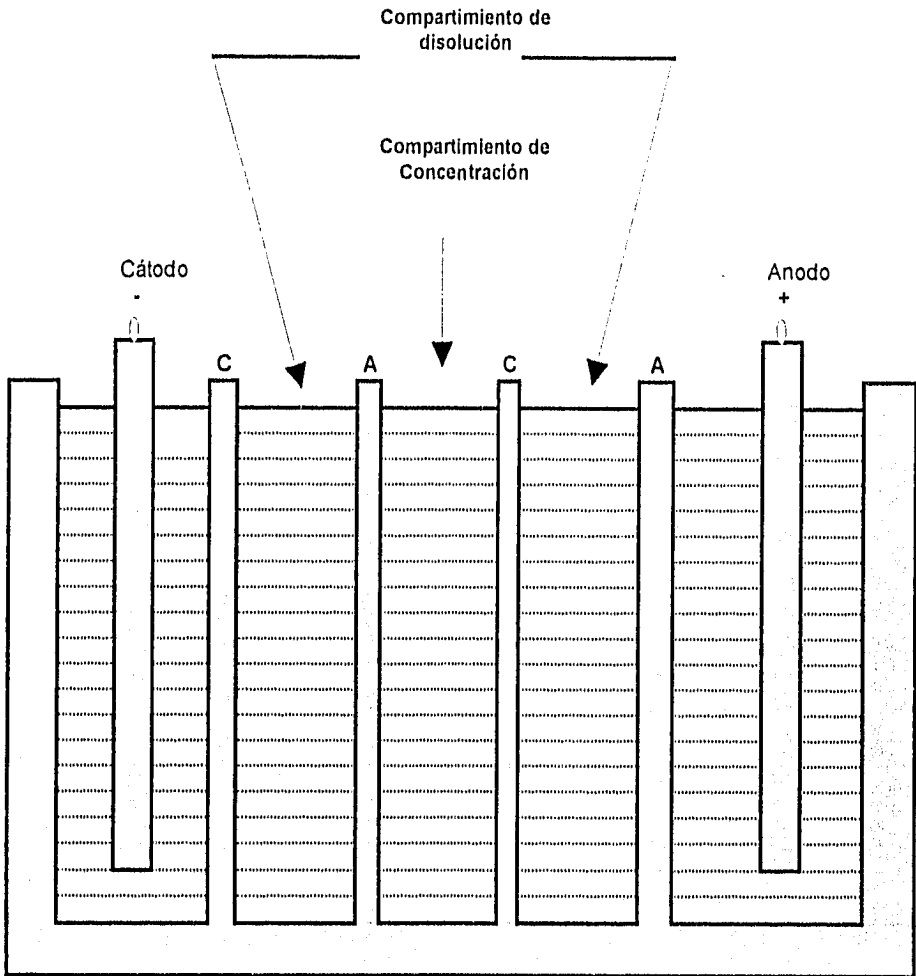
ELECTRODIALISIS

Es un proceso electroquímico, el cual se lleva a cabo a partir de aguas salobres, mediante el rechazo de los iones a través de membranas bajo la influencia de una corriente eléctrica. En dicho proceso se remueven contaminantes orgánicos y a medida que se reduce la contaminación de iones el consumo de energía se incrementa. Este proceso requiere de pequeñas cantidades de productos químicos (generalmente ácido clorhídrico o ácido sulfúrico).

La electrodiálisis se desarrolló para la desalación del agua de mar. Es un método prometedor de eliminación de nutrientes inorgánicos (fósforo y nitrógeno) de las aguas residuales y, por ello, una posible etapa final en los procesos de tratamiento de aguas residuales.

En la *figura 17* se presenta un diagrama de una celda de electrodiálisis. Los componentes básicos de las celdas son una serie de membranas hechas de resina de intercambio iónico. Estas membranas son permeables sólo a las especies iónicas y son relativamente selectivas de un tipo específico de iones. Existen dos tipos de membranas utilizadas en las celdas de electrodiálisis: (1) membranas catiónicas, que poseen una carga fija negativa, permitiendo a los cationes (iones positivos) pasar a través de ellas pero repeliendo a los aniones (cargas negativas); y (2) membranas aniónicas, que poseen una carga positiva fija, permitiendo el paso de los aniones (iones negativos) a través de ellas pero repeliendo a los cationes (iones positivos).

El paso de los iones a través de las membranas se acelera por la aplicación de una tensión constante a los largo de una serie de membranas permeables al catión y al anión tal como se indica en la *figura 17*. El cátodo y el ánodo se colocan en los dos extremos de la celda de forma tal que la membrana más próxima al cátodo sea permeable a los cationes y las más próxima al ánodo sea permeable a los aniones. El agua residual cruda se alimenta continuamente en los compartimientos de concentración y el agua residual tratada se extrae continuamente de los compartimientos de dilución.



LEYENDA:

FIGURA 17.

DIAGRAMA DE UNA CELDA DE ELECTRODIÁLISIS

Para un funcionamiento adecuado de la celda de electrodiálisis, la materia en suspensión, los iones orgánicos de gran tamaño y la materia coloidal deben separarse antes del proceso. Si esto no se hace, estos materiales pueden provocar el ensuciamiento de la membrana, lo que conduce a un aumento de la resistencia eléctrica total. Para una tensión constante aplicada, la corriente que pasa a través de la celda disminuye. Por lo tanto, la capacidad desmineralizadora del equipo disminuye también ya que según la ley de Faraday hay migración de un equivalente-gramo de una especie iónica por amperio por segundo aplicado.

El ensuciamiento de las membranas es el mayor problema a superar con objeto de alcanzar el funcionamiento económico de la electrodiálisis en el tratamiento de las aguas residuales. El ensuciamiento se disminuye mediante:

1. El tratamiento del agua residual cruda con objeto de separar la materia en suspensión coloidal y los iones orgánicos de gran tamaño. Esto se realiza mediante la adición de coagulantes, la filtración a través de microfiltros y/o la adsorción en columnas de carbón activado. El costo de este tratamiento puede hacer que el proceso resulte antieconómico.
2. El ensuciamiento se disminuye mediante la parada periódica de la planta para la limpieza.
3. La inversión frecuente de la corriente tiende a minimizar los efectos del ensuciamiento.

La electrodiálisis reversible (EDR) es una técnica versátil de la desalinización que permite controlar los elementos iónicos en las aguas naturales y en las aguas contaminadas.

El sistema de electrodiálisis tiene una historia larga y comprobada en el tratamiento eficaz de aguas con alto contenido de cloruro de sodio. La Island Water Ass. de la isla de Sanibel, ha empleado plantas desalinizadoras por electrodiálisis y electrodiálisis reversible para tratar aguas de alto contenido de NaCl desde 1973.

Una planta de EDR tiene capacidad para producir agua de calidad específica, usando aguas de alimentación con índices tan altos como 3600 PPM STD. Este margen de flexibilidad es importante en procesos de desalinización donde la calidad del agua de alimentación varía según la estación del año. El proceso EDR es perfectamente adecuado para el tratamiento de aguas municipales en las zonas costeras.

La electrodiálisis es una de las técnicas empleadas para la eliminación de nitratos en las fuentes de agua potable. El proceso EDR no requiere utilización de productos químicos para regeneración y tiene capacidad para alcanzar el nivel deseado de desmineralización con una operación hidráulica. El repaso de los datos de operación de varias plantas de EDR ilustran las capacidades de esta importante técnica en las estrategias para afrontar los retos de hoy en el tratamiento de aguas residuales.

CLORACIÓN Y OZONACION

CLORACIÓN

La cloración es un proceso muy usado en el tratamiento de aguas residuales industriales y urbanas. Algunos efluentes industriales que normalmente se cloran antes de su descarga a las aguas receptoras son los procedentes de las plantas de azúcar de caña, de azúcar de remolacha, de centrales lecheras, de las fábricas de pasta y papel, de las plantas textiles, de las de curtido, de las petroquímicas, de las farmacéuticas, y de las de acabado superficial de los metales (cromado, electrodeposición, etc).

El cloro se ha aplicado ampliamente tanto en el tratamiento de agua residual como de agua potable, ya que puede ejercer acción bactericida y oxidante, lo cual permite remover contaminantes biológicos, orgánicos e inorgánicos.

Los objetivos de la cloración se resumen como sigue:

1. Desinfección.- Fundamentalmente el cloro es un desinfectante debido a su fuerte capacidad de oxidación por lo que destruye o inhibe el crecimiento de bacterias y algas.
2. Reducción de la DBO.- El cloro produce una reducción de la DBO por oxidación de los compuestos orgánicos presentes en las aguas residuales.
3. Eliminación o reducción de colores y olores.- Las sustancias que producen olor y color presentes en las aguas residuales se oxidan mediante el cloro. La capacidad oxidante del cloro se emplea para el control del olor y la eliminación del color en muchos tratamientos industriales (azúcar de caña, industrias de conservas, centrales lecheras, pasta y papel, textiles, etc.).
4. Oxidación de los iones metálicos.- Los iones metálicos que están presentes en forma reducida se oxidan por el cloro (por ejemplo, ferroso a férrico y manganoso a mangánico).
5. Oxidación de los cianuros a productos inocuos.- El cloro se emplea para oxidar los cianuros a productos inocuos. Estos se lleva a cabo en un medio alcalino con valores de PH superiores a 8.5. La oxidación tiene lugar en dos etapas de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Primera etapa: $CN^- + 2OH^- + Cl_2 \rightarrow CNO^- + 2Cl^- + H_2O$

Segunda etapa: $2\text{CNO}^- + 4\text{OH}^- + 3\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{CO}_2 + \text{N}_2 + 6\text{Cl}^- + 2\text{H}_2\text{O}$

De estas ecuaciones la relación estequiométrica teórica es: $5\text{Cl}_2/2\text{CN}^-$ o $2.5\text{Cl}_2/\text{CN}^-$. En la práctica, se emplea un gran exceso de cloro del orden de 7.5 partes de cloro por cada parte de CN^-

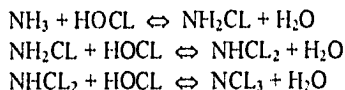
De las muy diferentes aplicaciones del cloro continua siendo la mas importante la desinfección, si bien en la actualidad existen serias dudas sobre la conveniencia de la cloración de los efluentes en general.

En los cuadros 2 y 3 se presentan las diversas aplicaciones de la cloración y dosis recomendadas de acuerdo al uso destinado. Para el caso particular de la desinfección, el cloro es quizá el más utilizado en todo el mundo, ya que reúne la mayoría de las características de un desinfectante ideal.

Los componentes del cloro mas frecuentemente utilizados son el hipoclorito de sodio, de calcio y gas cloro. La elección del método de desinfección se efectúa en base a las medidas de seguridad que deben seguirse, la disponibilidad, el costo y la capacidad de almacenamiento.

Las concentraciones de HOCl presentes en el agua se denomina cloro libre disponible, la distribución relativa de estas dos especies es muy importante, ya que la eficiencia de la mortandad del HOCl es de 40 a 80 veces la del (OCl^-) , ya que a temperatura constante, a mayor PH, menor porcentaje de HOCl .

De igual manera, puede añadirse al agua cloro libre en forma de hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{OCl})_2$). El cloro libre en solución reaccionara con el amoniaco del agua para formar cloraminas, las cuales sirven igualmente como desinfectantes aunque reaccionen de una manera sumamente lenta; las reacciones mas importantes pueden expresarse:



A las dos formas que predominan en la mayoría de los casos (NH_2Cl y NHCl_2) se les denomina cloro combinado disponible.

Características	Desinfectante Ideal	Cloro	Hipoclorito De Sodio	Hipoclorito De Sodio	Bióxido De Cloro	Ozono
Toxicidad hacia los Microorganismos	Deberá ser altamente tóxico a altas diluciones	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
Solubilidad	Deberá ser soluble en agua o en los tejidos de las células	Ligeramente Estable	Alta	Alta	Alta	Alta
Estabilidad	La pérdida de acción germicida a lo largo del tiempo, deberá ser baja	Ligeramente Estable	Ligeramente Estable	Relativamente Estable	Inestable, debe generarse conforme se usa	Inestable, debe generarse conforme se usa
No tóxico hacia las formas superiores de vida	Deberá ser tóxico hacia los microorganismos y no tóxico hacia el hombre y animales	Altamente tóxico hacia las formas superiores de vida	Tóxico	Tóxico	Tóxico	Tóxico
Interacción con material extraño	No deberá ser absorbido por materia orgánica diferente a las células bacterianas.	Oxida a la materia orgánica	Oxidante activo	Oxidante activo	Alta	Oxida a la materia orgánica
Toxicidad a temperatura ambiental	Deberá ser efectivo en el ámbito de temperatura ambiente	Alta	Alta	Alta	Muy Alta	
Capacidad de Desodorizar	Deberá desodorizar mientras desinfecta	Alta	Moderada	Moderada	Alta	Alta
Disponibilidad	En grandes cantidades y tener un precio razonable	Costo Bajo	Costo Moderadamente bajo.	Costo Moderadamente bajo.	Costo moderado	Costo Alto
No Corrosivo y No Colorante	No deberá atacar a metales o manchar ropa.	Altamente Corrosivo	Corrosivo	Corrosivo	Altamente Corrosivo	Altamente Corrosivo

CUADRO 2. APLICACIONES DE LA DESINFECCIÓN

EFLUENTE DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	INTERVALO DE DOSIFICACIÓN (mg/l)
Agua Residual a Tratar (Precloración)	6-25
Sedimentación Primaria	5-20
Planta de Precipitación Química	2-6
Filtro Preclorador	3-15
Lodo Activo	2-8
Filtro Múltiple seguido de Planta de Lodos Activos	1-5

CUADRO 3. DOSIS TÍPICAS DE CLORO EN DESINFECCIÓN

CLORACION AL PUNTO DE QUIEBRE

Consiste en agregar una dosis de cloro, tal que los compuestos nitrogenados se oxiden hasta formar un nitrógeno (gas), teniéndose la ventaja de oxidar materia orgánica y desinfectar el agua. Este proceso tiene la desventaja de tener un alto costo ya que se requieren dosis elevadas de cloro y se generan compuestos orgánicos tóxicos (trihalometanos).

Debido a que el cloro libre reacciona con el amoníaco, además de que es un fuerte oxidante, complica el mantenimiento de una cantidad residual (combinado o libre) para efectuar la desinfección.

Quando se añade cloro, las sustancias fácilmente oxidables tales como el Fe^{3+} , Mn^{2+} , H_2S y la materia orgánica reaccionan con el cloro reduciendo la mayor parte a ion cloruro (punto A), al satisfacer esta demanda inmediata, el cloro continuará reaccionando con el amoníaco para formar cloraminas entre los puntos A y B. Entre el punto B y el punto de quiebre algunas de las cloraminas se convierten en NCl_3 , mientras que las restantes se oxidarán a óxido nitroso y nitrógeno reduciéndose el cloro a ion cloruro.

La adición del cloro más allá del punto de quiebre, dará como resultado un aumento directamente proporcional del cloro libre disponible. La razón principal para añadir cloro suficiente hasta obtener cloro residual libre, es que la desinfección se logrará con toda seguridad (*figura 10*).

La presencia de compuestos adicionales que reaccionen con el cloro pueden alterar mucho la forma de esta curva, la cantidad de cloro que debe añadirse para alcanzar un nivel deseado de cloro residual se llama demanda de cloro.

En bases a estas consideraciones, podemos afirmar que la función principal de la presencia del cloro residual es preservar la calidad bacteriológica del agua desde su tratamiento hasta los puntos de aplicación y durante su conducción.

La capacidad de los equipos de cloración se seleccionan de acuerdo a los criterios que sancionen la concentración de cloro residual en el efluente o al número final de bacterias coliformes, la cantidad real de cloro deberá determinarse experimentalmente.

Algunos valores pragmáticos para el cálculo de equipo de esta naturaleza se pueden observar en la siguiente relación.

DOSIS DE CLORO TIPICAS PARA DESINFECCION

Efluente de:	Dosis (mg/l)
Agua residual sin tratar (precloración)-----	6-25
Sedimentación primaria-----	5-20
Planta de precipitación química-----	2-6
Planta de filtros percoladores -----	3-15
Planta de lodos activados-----	2-8
Filtros multicapa a continuación de plantas de lodos activados-----	1-5

Aunque el empleo de la cloración esta muy extendido, debe anotarse que el cloro es un producto químico relativamente caro. Si la economía tiene importancia en una aplicación dada, deben evaluarse otros métodos. Se han empleado en la desinfección de las aguas los óxidos de cloro (Cl_2O , Cl_2O_3 , Cl_2O_7).

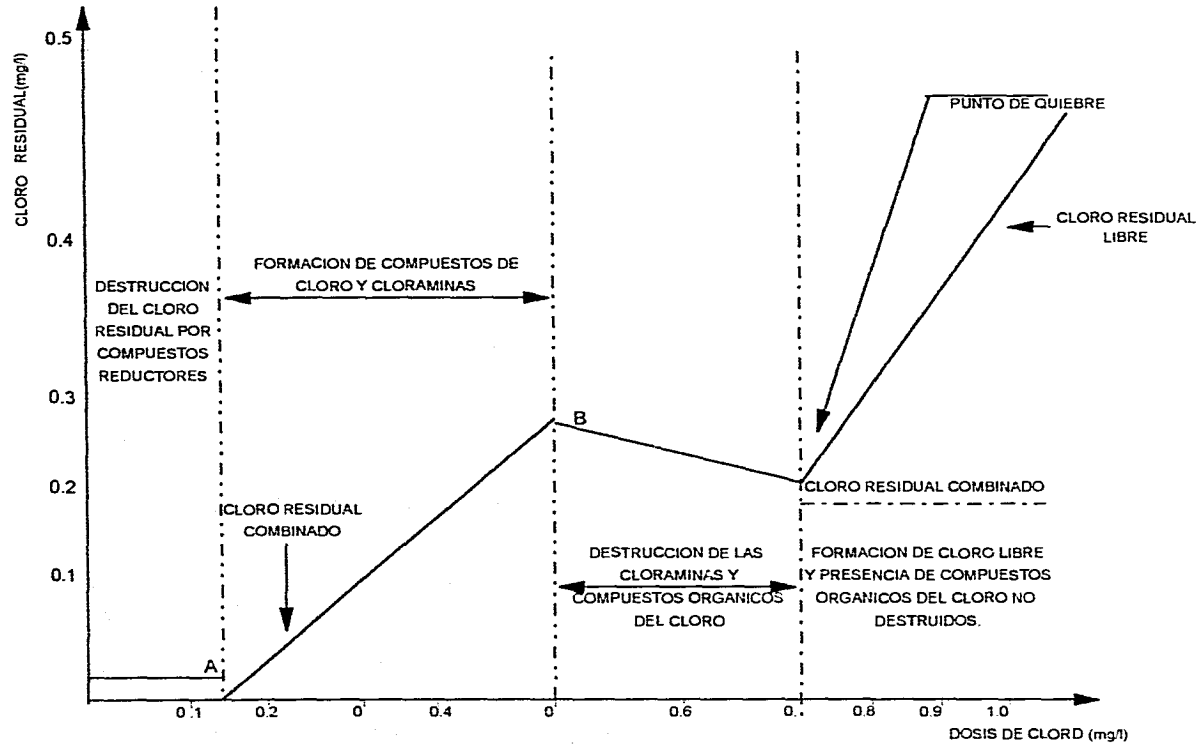


FIGURA 10. CLORACION AL PUNTO DE QUIEBRE.

OZONACION

El empleo de la ozonación en el tratamiento de aguas residuales es reciente. Tiene como finalidad oxidar compuestos orgánicos y metales, eliminación de olor y sabor e inactivación viral. Este proceso se utiliza como un paso final en el tratamiento de aguas, ya que se emplea ozono siendo un oxidante poderoso que no produce compuestos tóxicos a diferencia del cloro. El ozono oxida los compuestos orgánicos disueltos, facilitando su precipitación. Este proceso es más efectivo después de una filtración para remover las partículas solubilizadas oxidadas que posteriormente se filtrarán también, por medio de carbón activado.

La oxidación química con ozono es un método efectivo para tratar las aguas residuales, basándose en los siguiente factores:

1. El ozono reacciona fácilmente con los productos orgánicos no saturados presentes en las aguas residuales.
2. La tendencia a la formación de espuma de las aguas residuales se reduce después del tratamiento con ozono.
3. La ruptura de los anillos y la oxidación parcial de los productos aromáticos deja a las aguas residuales mas susceptibles del tratamiento convencional biológico.
4. El ozono presente en el efluente se convierte rápidamente a oxígeno una vez que ha servido a sus fines. Este oxígeno es beneficioso para las corrientes receptoras y ayuda a mantener la vida acuática. Por el contrario, el cloro (que es el agente más ampliamente usado para eliminar las bacterias) permanece en el efluente y se convierte en contaminante.

Las propiedades físicas y químicas del ozono se han aprovechado de manera práctica, ya que es un fuerte oxidante, siendo una forma alotrópica del oxígeno, con un átomo más que la molécula natural. La ozonación se utiliza con propósitos varios:

Como ayuda de coagulación en la filtración directa de las aguas, acondicionamiento químico de las aguas para el proceso de carbón activado; para anticipar una posible degradación de calidad de las aguas y una disminución en la capacidad adsorptiva de dicho proceso, se puede diseñar la capacidad de transferencia del ozono como ayuda de oxidación de orgánicos. Contribuye también a promover la conversión biológica del amoniaco presente a formas oxidadas del nitrógeno (nitratos y nitritos).

Eliminar también color, sabor, olor, fierro, manganeso, y cianuro, etc; como se puede observar, el ozono es un oxidante de amplio espectro, ya que oxida compuestos orgánicos, inorgánicos y biológicos por lo que también se emplea como desinfectante, además de facilitar la remoción de compuestos solubles ya que oxida la mayor parte de elementos y compuestos a su estado más elevado de oxidación como los orgánicos refractarios (detergentes, pesticidas, fenoles, etc.).

El uso de la ozonación se ha extendido por Europa y América con buenos resultados, por ejemplo en las plantas de los Angeles (EUA), Belle Glade, Florida (EUA), Ormon Beach, Florida (EUA), Worcester, Ma. (EUA), Hackensack, New. Jersey (EUA), Choisy-le-roi (Francia) y Moule (Francia).

El ozono es producido comercialmente por la excitación de oxígeno en una corona dieléctrica, es decir, se propicia una descarga eléctrica en el dieléctrico. El oxígeno alimentado puede ser puro o combinado (aire). En el caso de alimentación de oxígeno puro las concentraciones de ozono logradas son aproximadamente el doble de las logradas si la unidad generadora se alimenta con aire, para la producción de la corona tradicionalmente se han empleado dieléctricos de vidrio pero la tendencia actual es el empleo de elementos de cerámica, por su mayor eficiencia en términos de energía consumida en la producción de ozono, una reducción potencial en el tamaño de las unidades y una concentración mayor de ozono en la mezcla de gases.

La solubilidad del ozono del agua depende principalmente de la temperatura y la presión parcial del O_3 en la fase gas, también el curso y grado de las oxidaciones por ozono pueden variar considerablemente de un caso a otro, dependiendo de factores como: la naturaleza y la concentración de los reactivos, temperatura, PH y tiempo de contacto.

En la práctica, no puede esperarse una degradación completa de los compuestos pocos reactivos tales como hidrocarburos saturados y aún compuestos alifáticos halogenados.

Una amplia gama de ozono se destaca como: mayor capacidad de adsorción del carbón activado en la remoción de materia orgánica disuelta, mayor vida útil del carbón hasta tres años antes de su regeneración; mayor efectividad en la combinación pre-ozonación-carbón activado-ozonación y por último reduce la demanda del cloro para la desinfección final.

En términos generales la dosis de ozono recomendable para el tratamiento de agua en combinación con carbón activado es proporcional a la concentración de carbón orgánico disuelto, esta proporción varía de 0.5 a 2.5mg. de ozono por mg de carbón orgánico disuelto.

Es importante insistir que la dosis de ozono necesaria no es calculada estequiométricamente para la oxidación total de dicho carbón orgánico, pues las reacciones de oxidación buscadas son sólo las necesarias para romper y oxidar parcialmente ciertas moléculas.

Otra opción de tratamiento es colocar la unidad de ozonación entre los procesos de filtración y carbón activado. La ventaja de esta opción es la de reducir la demanda de ozono, pues una parte de los compuestos que demandan ozono serían removidos en los filtros.

Las características de los equipos generadores de ozono, así como sus costos, varían considerablemente según la tecnología empleada por cada fabricante; algunos conceptos pragmáticos, útiles para evaluar la adquisición de equipos son:

1. Para los generadores dieléctricos de cerámica, el consumo de energía es del orden de 13.8 watts-hr/g ozono generado (algunos de los fabricantes de equipo mencionan eficiencias del orden de 10 watts-hr/g ozono producido).
2. El volumen de gas manejado varía considerablemente, en términos generales, si se emplea aire en el generador de ozono, la concentración de ozono en la mezcla es del orden de 18g/hm³, si se emplea oxígeno la concentración puede llegar a ser de 75g ozono/Nm³. La capacidad de los difusores deberá ser por lo tanto ajustada a la concentración de ozono que produzca el equipo escogido. Algunos fabricantes especifican concentraciones del orden de 11g/m³, otros recomiendan especificaciones aún mayores de 18 g/m³, por lo que evidentemente implica menores volúmenes de gas a manejar.

PROCESO DE REDUCCION DE NUTRIENTES

La eliminación de nutrientes (compuestos de fósforo y nitrógeno) de las aguas residuales es una operación importante, debido a que estos productos juegan un papel crítico en la eutrofización. Se ha acentuado el interés en la eliminación de fósforo últimamente por dos razones: (1) El fósforo es el nutriente mas crítico, y (2) los procesos de eliminación de nitrógeno son menos eficaces y mas caros. La mayoría de los procesos de tratamiento para la eliminación de nutrientes que se encuentran en funcionamiento hoy día están proyectados para la eliminación de fósforo exclusivamente.

REMOCIÓN DE FOSFORO

El fósforo se remueve parcialmente por medio del tratamiento biológico debido a que este elemento se incorpora al tejido de los microorganismos, la remoción se lleva a cabo en el tratamiento biológico-químico, en el cual se agregan sales de hierro o aluminio en el reactor, reduciéndose también los parámetros: color turbidez y sólidos suspendidos.

Se tiene además la remoción fisico-química:

En este proceso la remoción del fósforo se lleva a cabo adicionando agentes químicos coagulantes como la cal química, el sulfato de aluminio o sales de hierro, que además mejora el aspecto estético del agua, reduce la materia orgánica, los sólidos suspendidos, algunos organismos patógenos y precipita metales como el hierro, calcio, magnesio, manganeso, etc., es por esto que este último proceso se considera óptimo y consta de coagulación, precipitación y filtración rápida, como complemento para incrementar la calidad de agua; en el *cuadro 5* se muestran los criterios generales para seleccionar los coagulantes a emplear.

Los procesos para eliminación de fósforo son, entre otros, (1) precipitación química, (2) proceso de lodos activados, (3) balsas de estabilización, (4) ósmosis inversa, (5) electrodiálisis.

El proceso de lodos activados, aunque pensados primariamente para la separación de compuestos orgánicos, puede utilizarse en la eliminación tanto de fósforo como de nitrógeno, ya que las células biológicas contienen aproximadamente 2 % de fósforo y el 12 % de nitrógeno en peso. En una planta municipal típica de lodos activados, el crecimiento microbiano es responsable de una reducción de 10 a 13 % del fósforo en el influente, dependiendo de la edad de lodos utilizada en la operación. Aproximadamente 1.0 mg/l de fósforo es eliminado por cada 100 mg/l de la DBO₅ soluble separada. Sin embargo, en algunas plantas de tratamiento biológico, se logran eliminaciones de fósforo superiores a las requeridas para la síntesis de la biomasa. Los términos "asimilación en exceso" y "separación incrementada de fósforo" son utilizados para describir este fenómeno. La asimilación en exceso es la base de varios procesos comerciales, que son ahora de uso corriente en la tecnología de eliminación de fósforo.

Las balsas de estabilización conducen a eliminaciones relativamente elevadas de nitrógeno, siempre que las condiciones de luz y temperatura sean favorables al crecimiento de las algas. Durante el verano, pueden alcanzarse separaciones de aproximadamente 80 %, mientras que en invierno este rendimiento puede descender al 20 % o menos. La ósmosis inversa y la electrodiálisis son todavía demasiado costosas para un uso generalizado.

Los agentes de precipitación química más empleados en la eliminación de fósforo son:

- a) Fe^{3+} como FeCl_3 (cloruro férrico) en dosis de 10 mg/l, es el agente de precipitación más utilizado conduciendo a rendimientos de aproximadamente el 90 %.
- b) Ca^{2+} como cal en dosis de 500-700 mg/l es menos eficaz que el cloruro férrico, con rendimientos de como mucho 50 % a valores de PH de 10.5 a 11.
- c) Al^{3+} como $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 16\text{H}_2\text{O}$ (alumbre) en dosis de 200-250 mg/l, aunque tiene rendimientos de aproximadamente 95 % se emplea menos debido a su alto costo.
- d) Combinación de Fe^{3+} y cal. Las combinaciones de soluciones de cloruro férrico y cal en proporciones respectivos de 100-150 mg/l y 2-5 mg/l conducen a rendimientos en la eliminación del fósforo de aproximadamente el 95 %.

La operación de precipitación se lleva normalmente a cabo dentro del proceso de tratamiento. En la *figura 18* se resumen tres operaciones alternativas de precipitación para la eliminación de fósforo dentro de una planta de lodos activados.

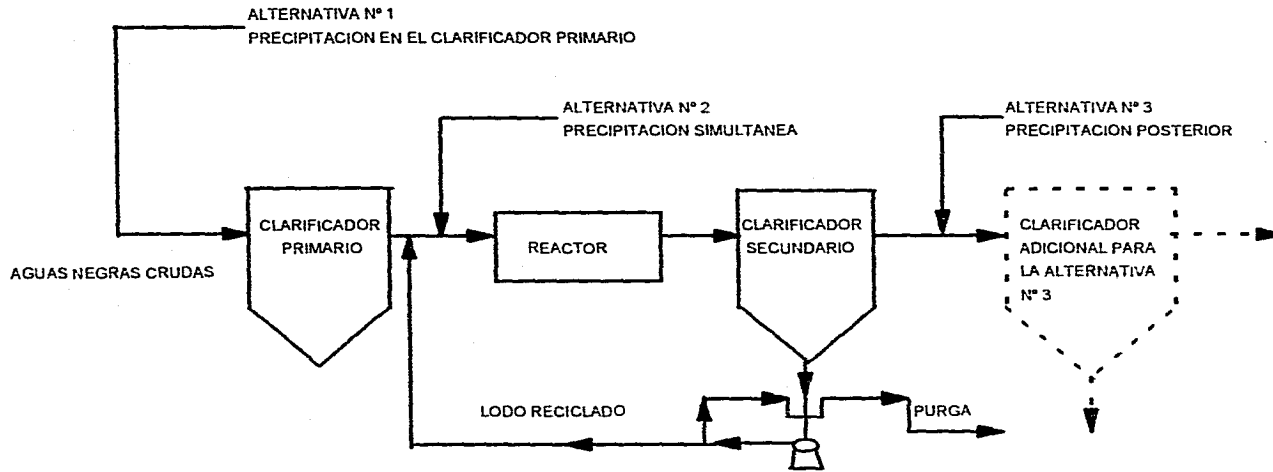


FIGURA 18. OPERACIONES ALTERNATIVAS DE PRECIPITACION EN LA ELIMINACION DEL FOSFORO.

Alternativa 1. Precipitación en el clarificador primario. El agente de precipitación, normalmente una combinación de cloruro férrico y cal con las dosis típicas indicadas anteriormente, se añade el agua residual cruda, precipitándose los fosfatos y separándose en el clarificador primario. La eliminación del fósforo es de 90-95 % y se obtiene una cantidad considerable de lodo. La adición de cal en este proceso aumenta el PH del efluente del clarificador primario a cerca de 10.0. Esto no un obstáculo para el adecuado funcionamiento del proceso biológico en el reactor, que requiere un PH casi neutro. La capacidad natural de tampón del proceso de lodos activados es suficiente para proporcionar la neutralización requerida debido a la producción de dióxido de carbono.

Alternativa 2. Precipitación simultánea. El agente de precipitación se añade directamente al tanque de aeración. El precipitado decanta en el clarificador secundario junto con el lodo activado. Parece ser que los reactivos químicos producen daño a largo plazo a las células biológicas, y que su rendimiento en la separación de productos orgánicos queda disminuido en alguna extensión. Por otra parte, la adición de los reactivos químicos mejora la decantación y compactación del lodo activado en el clarificador secundario.

Alternativa 3. Precipitación sucesiva. Los reactivos químicos para la precipitación se añaden al efluente del clarificador secundario. Se requiere un clarificador adicional para separar los fosfatos precipitados con lo cual se aumentan los costos del inmovilizado. Por otra parte, los rendimientos obtenidos en la eliminación del fósforo son algo superiores a los de las dos alternativas anteriores.

La estimación del consumo de reactivos para la eliminación del fósforo no puede llevarse a cabo a partir de relaciones estequiométricas sencillas, ya que no se conoce el mecanismo real de esa eliminación.

Puede llevarse a cabo una evaluación en el laboratorio de la remoción del fósforo. Estos ensayos no sólo permiten representar las curvas de rendimiento en la remoción de fósforo en función de la dosis de precipitante, sino también la evaluación de los efectos del PH y de la temperatura. Las curvas de rendimiento en la remoción del fósforo en función de la dosis de precipitante son exponenciales. Alcanzan una parte plana al sobrepasar cierta concentración del agente químico añadido. No resulta económico por la tanto intentar reducir la concentración de fósforo por debajo de 0.10 mg/l debido a los consumos extremadamente altos de reactivo químico.

REMOCION DE NITROGENO

Proceso biológico: Se efectúa con biomasa adhesiva y biomasa suspendida, en el cual se oxidan los compuestos nitrogenados presentes en el agua residual a nitratos en medios aeróbicos; posteriormente se reducen los nitratos a nitrógenos (gas) en medios anaeróbicos. Por lo que al oxidar se le conoce como nitrificación y al reducir se le conoce como denitrificación. Este proceso se tiene actualmente en México en las plantas de tratamiento a nivel secundario, favoreciéndose el proceso a altas temperaturas.

Existen varias razones importantes que justifican la remoción de los compuestos de nitrógeno de las aguas residuales antes de su descarga a los cauces receptores. Estas razones son:

1. El nitrógeno, junto con el fósforo, juega un papel importante como nutriente en el proceso de eutrofización.
2. Los compuestos nitrogenados exigen una demanda de oxígeno. Los compuestos orgánicos de nitrógeno en las aguas residuales, bajo condiciones ambientales, favorables, se convierten en nitrógeno amoniacal (por ello se indica como $N-NH_4^+$). A veces el $N-NH_4^+$ se oxida a nitrito ($N-NO_2^-$) y finalmente a nitrato ($N-NO_3^-$).
3. La presencia de $N-NH_4^+$ en el agua residual conduce a la formación de cloraminas y tricloruro de nitrógeno por reacción con el cloro utilizado como desinfectante. Como estos compuestos tienen un poder desinfectante considerablemente inferior al del propio cloro, esta situación resulta indeseable. Más aún, las cloraminas y el tricloruro de nitrógeno pueden ser responsables de olores y sabores desagradables en las aguas potables.
4. El $N-NH_4^+$ es tóxico para la vida acuática. Conforme las reglamentaciones ambientales se hacen más estrictas, se hace más necesaria la eliminación de los compuestos nitrogenados de las aguas residuales con objeto de cumplir los estándares de calidad del efluente.

La eutrofización es el proceso natural de envejecimiento de los lagos. Progresa aún sin tener la ayuda del hombre. La contaminación, sin embargo, acelera el envejecimiento natural y acorta considerablemente la vida del receptor acuático.

La secuencia general del proceso de eutrofización de un lago consiste en una progresión gradual (sucesión ecológica) de una etapa a la otra, basada en cambios en el grado de nutrición o productividad.

El crecimiento acelerado de bacterias es una respuesta a suministros ricos en nutrientes en las aguas residuales domésticas. Durante el periodo de rápida asimilación de nutrientes, la reproducción bacteriana alcanza su óptimo y la utilización del oxígeno disuelto es aproximadamente proporcional a la cantidad de materia orgánica o de alimento utilizado.

El nitrógeno y el fósforo presentes en las proteínas de las aguas residuales dan lugar a problemas especiales en los cauces receptores. La alta concentración de estos elementos en el agua crea condiciones especialmente favorables para el desarrollo de las plantas verdes. Si el agua es de curso libre (ríos, arroyos), se forman unos recubrimientos verdes aterciopelados sobre las piedras y partes laterales de los arroyos que forman a veces como hilos conocidos como cabellos de sirena. Si, por el contrario, el agua está quieta (pantanos), se estimula el crecimiento de tipos de algas no deseados y que hacen que el agua aparezca con un color verdoso, pudiendo llegar a oler y teniendo un aspecto poco atractivo.

CAPITULO III

DATOS DEL PROYECTO PARA PLANTAS DE TRATAMIENTO

El incremento de la población implícita con el de los conjuntos habitacionales, ha creado la necesidad de reutilizar el agua negra generada por la actividad humana dentro de su hábitat.

La demanda de agua para todos los fines, aumenta en forma constante cada día por tal motivo se han elaborado para la demanda actual y futura del agua, los cuales nos indican la forma en que deben racionalizarse los recursos acuíferos disponibles.

La descarga de aguas negras se ha incrementado notablemente, de tal manera que resulta necesaria la aplicación de conocimientos y técnicas para el tratamiento y aprovechamiento de las aguas tratadas.

Para tal efecto, es de vital importancia la ejecución de obras de infraestructura necesarias, con el fin de cumplir con los ordenamientos legales relativos al control y prevención de la contaminación ambiental así como aprovechar las aguas residuales tratadas en el riego de las áreas verdes.

El motivo de este tema es el de referirme a una de las obras construidas para el tratamiento y reuso de las aguas residuales: "PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, CONEJOS".

Atendiendo al programa de inversiones que lleva a cabo el Gobierno Federal, para ejecutar el proyecto y construcción de las obras de infraestructura necesarias en el desarrollo de Bahías de Huatulco, el Fondo Nacional de Fomento al Turismo, (FOTNATUR) ha encomendado a esta empresa, Sistemas de Ingeniería Sanitaria (SISSA), la elaboración del Proyecto Ejecutivo de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, con el fin de cumplir con los ordenamientos legales relativos al control y prevención de la contaminación ambiental, así como reaprovechar las Aguas Residuales tratadas en el riego de la áreas verdes de esta región.

El terreno donde se proyecta construir la Planta de Tratamiento de localiza sobre la margen derecha del Canal "Conejos" que se encuentra en la Zona Hotelera de la Bahía del mismo nombre y forma parte del Desarrollo Turístico "Bahía de Conejos" en el Estado de Oaxaca; encontrándose aproximadamente a 8 km de la población de Huatulco.

La superficie de este predio es de aproximadamente 11,500 m² con forma irregular y presenta una topografía típica de lomeros con desniveles máximos hasta de 10 m. y con pendiente descendiente en dirección oriente, es decir hacia el canal "Conejos".

Este proyecto contempla una capacidad de tratamiento de 40 l.p.s., en dos módulos de 20 l.p.s. cada uno a partir del diseño específico seleccionado por FONATUR. La obra civil se llevará a cabo para los dos módulos y el equipamiento electromecánico será sólo para un módulo, además se ha previsto una ampliación futura con la cual se alcanzará una capacidad hasta de 80 l.p.s., ésta se llevará a cabo como una tercera etapa, por lo que únicamente se considera el arreglo general de etapas debiéndose revisar sus condiciones de diseño, ya que para ese entonces pueden variar totalmente. El diseño de esta planta es de operación manual y bajo el proceso de lodos activados en la modalidad aeración extendida. El tipo de cloración se llevará a cabo mediante cilindros de los cuales se inyectará al tanque de cloración gas cloro con una concentración del 10%. Parte del efluente de esta planta se utilizará en el riego de áreas verdes de la zona Hotelera de Conejos y el sobrante será desalojado hacia el canal "Conejos" que se encuentra en el lado oriente de la Planta.

La planta para llevar a cabo su proceso de tratamiento estará integrada básicamente por un pretratamiento construido por tres canales de desarenación; un cárcamo de agua tratada, un medidor Parshall con caja distribuidora hacia dos sedimentadores secundarios circulares de 9 m. de diámetro, dos tanques de aeración rectangulares de 10 x 21 m., dos sedimentadores secundarios circulares de 10m. de diámetro y un tanque de contacto de cloro rectangular de 8 x 10 m.; por otro lado se tienen dos digestores de lodos rectangulares de 15 x 16 m., dos espesadores de lodos circulares de 6 m. de diámetro, un edificio de cloración, el edificio central, el edificio taller y bodega y una caseta de vigilancia.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DE BAHIA DE CONEJOS

La planta de tratamiento "Bahía de Conejos" tratará las aguas residuales de la Zona Turística "Conejos" en la localidad de "Huatulco, Oax." y se diseñará para tratar un gasto de 80 l.p.s., de los cuales 40 l.p.s. serán construidos en la primera etapa y los restantes en la segunda etapa, la calidad que producirá esta planta estará adecuada para riego de áreas verdes.

Esta planta funcionará con un sistema convencional de lodos activados y las unidades que la conformarán son las siguientes:

- 1.- Rejillas de Cribado.
- 2.- Canales Desarenadores.
- 3.- Cárcamo de Bombeo de Agua Cruda.
- 4.- Medidor de Flujo Tipo Parshall.
- 5.- Caja Distribuidora de Gasto.
- 6.- Sedimentador Primario.
- 7.- Tanque de Aeración.
- 8.- Sedimentador Secundario.
- 9.- Sistema de Recirculación de Lodos.
- 10.- Tanque de Contacto de Cloro.
- 11.- Cárcamo de Bombeo de Agua Tratada.
- 12.- Digestor de Lodos.
- 13.- Espesador de Lodos.

Debido a que no se cuenta con análisis de laboratorio del agua que se va a tratar, en vista de que ésta aún no se produce, se considerarán sus características similares a las de otras zonas turísticas donde se cuenta con plantas de tratamiento.

Estas características son las siguientes:

Demanda Bioquímica de Oxígeno	200.0 mg/l.
Demanda Química de Oxígeno	325.0 mg/l.
Sólidos Suspendedos Totales	200.0 mg/l.
Sólidos Suspendedos Volátiles	155.0 mg/l.
Sólidos Disueltos Totales	1145.0 mg/l.
Sólidos Disueltos Volátiles	185.0 mg/l.
Fosfatos	8.0 mg/l.
Nitrógeno	17.5 mg/l.
Grasas y Aceites	115.0 mg/l.
	7.1 mg/l.

GASTOS

MÍNIMO	20 l/s
MEDIO	20 l/s
MÁXIMO	25 l/s
Elevación del terreno en el sitio de la estación	4.50 m
Elevación de plantilla de la tubería en la conexión con la estación	3.45 m
Diámetro de la tubería de llegada (3 canales) de:	.60 x .60 m
Long aproximada de la línea de presión	160.0 m
Elevación del terreno del sitio de la descarga de la línea a presión	14.0 m
Elevación de plantilla de la tubería a presión al llegar a la caja rompedora de presión	11.5 m

LOCALIZACIÓN

El terreno donde fué construida esta planta de tratamiento, se localiza sobre la margen derecha del canal "CONEJOS II" que se encuentra en la zona hotelera de la Bahía del mismo nombre y forma parte del Desarrollo Turístico "BAHIAS DE HUATULCO", en el estado de Oaxaca, encontrándose aproximadamente a 8 kilómetros de la población de Santa cruz, Huatulco.

SUPERFICIE Y TOPOGRAFIA

La superficie de este predio es de aproximadamente 11,500 m² con forma irregular y presenta una topografía típica de lomeríos con desniveles máximos hasta de 10 metros y con pendiente descendiente en dirección oriente, es decir, hacia el canal "CONEJOS II".

CONDICIONES AMBIENTALES

Las condiciones ambientales de la zona son las siguientes:

Altura Media Sobre el Nivel del Mar.....	0.00 metros
Temperatura Ambiente Máxima.....	35° c
Temperatura Ambiente Mínima.....	23° c
Temperatura Ambiente Promedio.....	30° c
Clima.....	Tropical
Ambiente.....	Húmedo

La planta de tratamiento de Aguas Negras (P.T.A.N.) tratará las aguas residuales de la zona Hotelera Conejos que aportará un gasto de 80 L.P.S.

Esta planta de tratamiento fue diseñada bajo el proceso de lodos activados, en la modalidad de aeración extendida. Del efluente de esta planta, parte de él se utilizará en el riego de las áreas verdes de la zona Hotelera Conejos y el sobrante será canalizado hacia el canal "CONEJOS II", que se encuentra al oriente de la planta.

La planta estará constituida por las siguientes unidades:

UNIDAD	N° DE UNIDADES
1) REJILLAS DE CRIBADO.....	3
2) CANAL DESARENADOR.....	3
3) CARCAMO DE BOMBEO DE AGUA CRUDA.....	1
4) MEDIDOR DE FLUJO TIPO PARSHALL.....	1
5) CAJA DISTRIBUIDORA DE GASTO.....	1
6) SEDIMENTADOR PRIMARIO.....	2
7) TANQUES DE AERACION.....	2
8) SEDIMENTADOR SECUNDARIO.....	2
9) TANQUE DE CONTACTO DE CLORO.....	1
10) CARCAMO DE BOMBEO DE AGUA TRATADA.....	1
11) DIGESTOR DE LODOS.....	2
12) ESPESADOR DE LODOS.....	2
13) SUBESTACION ELECTRICA.....	1
14) EDIFICIO DE CLORACION.....	1
15) EDIFICIO CENTRAL.....	1
16) EDIFICIO DE TALLERES Y BODEGA.....	1
17) CASETA DE VIGILANCIA.....	1

DESCRIPCION DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS (AERACION EXTENDIDA)

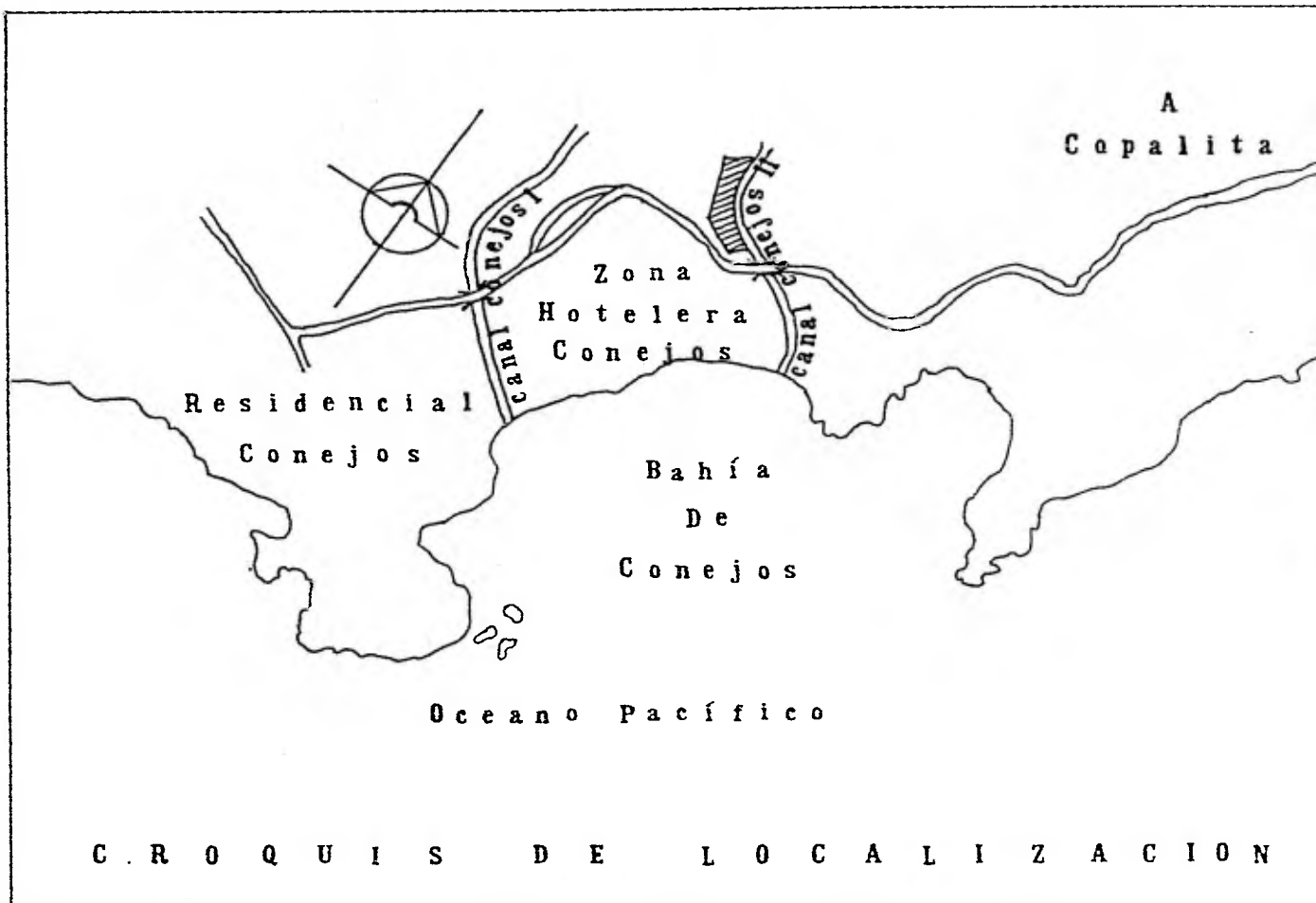
En el proceso de lodos activados el agua residual y el lodo biológico (microorganismos) son mezclados y aerados en un tanque comunmente llamado Tanque de Aeración.

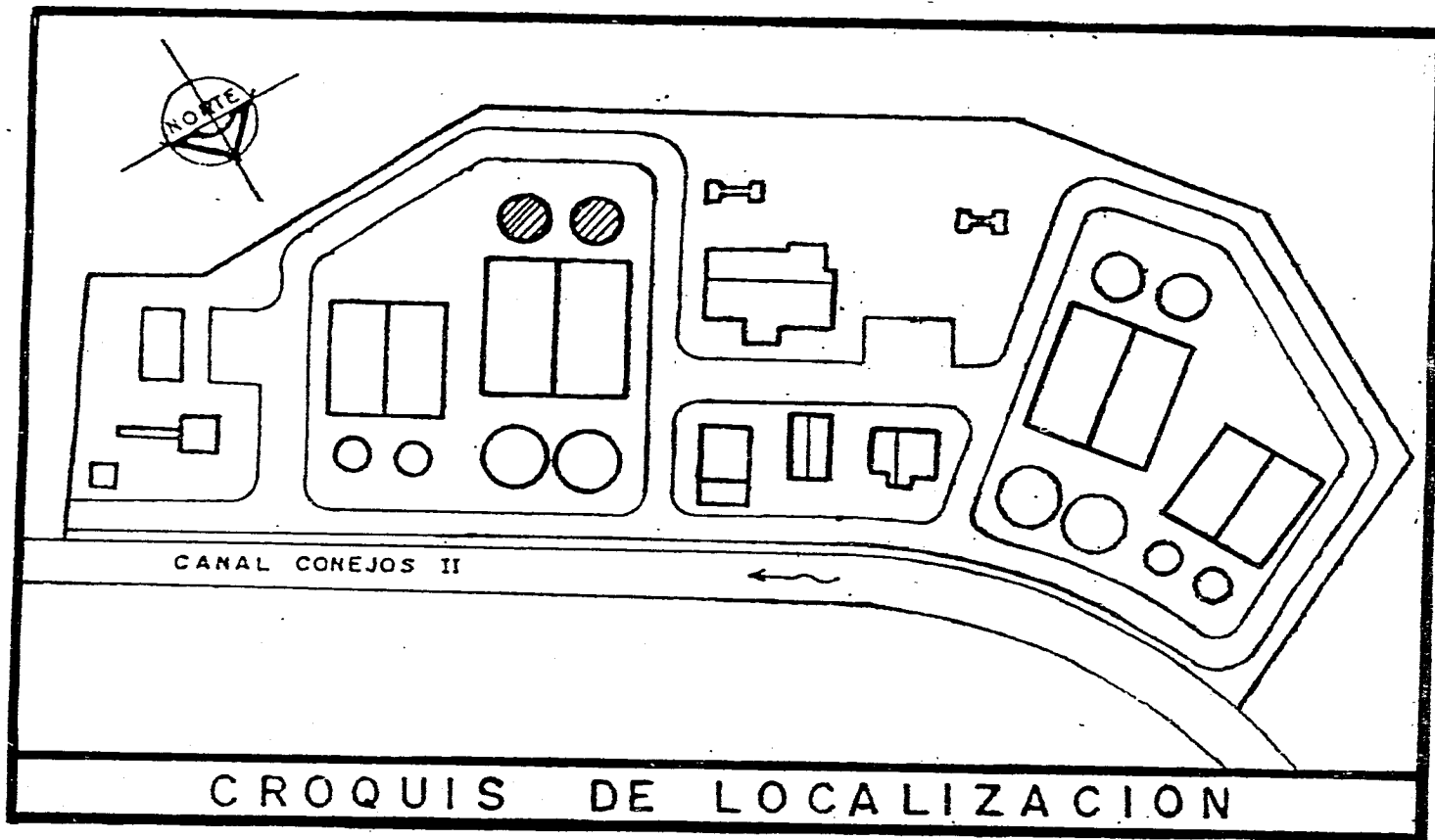
Los lodos biológicos son posteriormente separados del agua residual tratada en un tanque de sedimentación (microorganismos). En este proceso de tratamiento, la materia orgánica del agua residual y los microorganismos son mezclados completamente de tal forma que la materia orgánica les sirve de alimento y así pueden incrementarse éstos. A medida que los microorganismos crecen, se agrupan formando flóculos los cuales producen una masa activa de microorganismos llamados "Lodo Activado".

El agua residual fluye continuamente dentro del reactor biológico, el aire introducido en el tanque se mezcla con el lodo activado y proporciona el oxígeno necesario a los microorganismos para que estos remuevan la materia orgánica con mayor rapidez.

El aire es introducido al tanque de Aeración por medio de los aeradores superficiales fijos.

El tiempo de retención hidráulico en el tanque de aeración será de 6 a 8 horas, como se usa en el proceso convencional.





CAPITULO IV

DISEÑO FUNCIONAL E HIDRAULICO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO “BAHIA DE CONEJOS”, HUATULCO, OAX.

IV.1 PRETRATAMIENTO

Las aguas residuales llegan al alcantarillado por gravedad a tres canales desarenadores, donde mediante una compuerta manual se controlará el flujo a los canales desarenadores, dos en operación y uno en reserva, después se hace pasar el agua a través de una rejilla la cual consiste en una serie de barras inclinadas a 45 grados con respecto a la horizontal con 3/8" de espesor con una separación entre barras de 2.5 cm, la limpieza de estas rejillas será manual, su principal función es la de devastar y retener los sólidos de mayor tamaño que afectan a los equipos de bombeo. El agua circulará por el canal desarenador y los sólidos presentes en el agua se alojarán por medio de la gravedad en éste, ya que el paso de éstos afecta a los equipos mecánicos y al proceso biológico. Posteriormente el agua llegará al carcamo de agua cruda a través de un vertedor proporcional indica el gasto que fluye por cada uno de los canales.

4.1.1.) Las rejillas de cribado tienen como objetivo reducir el contenido de sólidos y basuras que pueden interferir en el buen funcionamiento de los equipos de la planta, como son: Bombas, válvulas, Etc.. La rejilla de cribado será del tipo de barras y la limpieza será manual.

La criba estará compuesta por barras de acero inclinadas 45° con respecto a la horizontal y se instalarán mediante guías empotradas en los muros del canal. La planta contará con tres rejillas de cribado, una por cada uno de los tres canales con los que contará el sistema de pretratamiento.

La simbología utilizada en estas unidades será la siguiente:

W	Ancho del canal	(m)
B	Espesor de las barras de la rejilla	(mm)
S	Espacio entre barras	(mm)
F	Flujo máximo o de diseño	(l.p.s.)
K	Constante numérica	(Ref.)
V	Velocidad máxima a través de la rejilla	(m/s)
D	Tirante de agua a flujo de diseño	(m)
NB	Número de barras	
VC	Velocidad en el canal	(m/s)
VR	Velocidad en las rejillas	(m/s)
hL	Pérdida de carga	(m)
β	Factor de forma de la barra	(Ref.)
w	Ancho máximo de la sección transversal de la cara de la barra corriente arriba	(m)

b	Espacio mínimo entre barras	(mm)
h _v	Carga o velocidad corriente arriba	(m)
θ	Angulo de las barras de la criba con respecto a la horizontal. (Grados sexagesimales).	

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$w = [(B + S) / S] * [(F * K) / (V * D)] \quad (\text{EC. 1})$$

$$NB = (W + S) / (B + S) \quad (\text{EC. 2})$$

$$VC = F / (W * D) \quad (\text{EC. 3})$$

$$VR = F / [(NB - 1) * S * D] \quad (\text{EC. 4})$$

$$hL = \beta * (w/b)^{1.33} * h_v * \text{sen } \theta \quad (\text{EC. 5})$$

La solución a estas ecuaciones se indica en el cuadro 4.1.

CUADRO 4.1.

CARACTERISTICAS DE LAS REJILLAS DE CRIBADO

Datos de las Rejillas	Dimensiones
Gasto Máximo	60 l.p.s.
Gasto Medio	40 l.p.s.
Gasto Mínimo	20 l.p.s.
Ancho	10.0 mm.
Profundidad	37.0 mm.
Espacio entre barras	25.0 mm.
Angulo de inclinación de las barras	45 °
Velocidad de Llegada	0.30 m/s.
Velocidad máxima entre barras	0.45 m/s.
Pérdida de carga permisible	150.0 mm.
Factor de forma de la barra (Ver Tabla 1.1)	2.42
Ancho Máximo de la Sección Transversal de la barra	10.0 mm.
Espacio Mínimo entre barras	25.0 mm.
Carga velocidad corriente arriba	0.30 m/s

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones antes presentadas, se obtiene la siguiente información:

Ancho del canal	(EC. 1)	0.6 m.
Número de barras en cada rejilla	(EC. 2)	18.0.
Velocidad en el canal	(EC. 3)	0.27 m/s.
Velocidad en las rejillas	(EC. 4)	0.38 m/s.
Pérdida de Carga	(EC. 5)	0.15 m.

TABLA 1.1

VALORES DE β EN LA ECUACION DE KIRSCHMER

<u>TIPO DE BARRA</u>	β
Rectangular de bordes afilados	2.42
Rectangular con cara semi-circular corriente arriba	1.83
Circular	1.79
Rectangular con cara semi-circular corriente arriba y abajo	1.67

4.1.2.) CANALES DESARENADORES

El canal desarenador estará diseñado para eliminar partículas con un diámetro mínimo de 21 μm ., considerando una velocidad de sedimentación de 1.1. m/min. y un peso específico de la arena de 2.65 gr/cm^3 .

Se contará con tres canales desarenadores con las siguientes características:

La simbología empleada es:

Qm	Gasto Medio	($\text{m}^3/\text{s}.$)
As	Area Superficial	(m^2)
CHS	Carga Hidráulica Superficial	($\text{m}^3/\text{m}^2 * \text{d}$)
AC	Ancho del Canal	(m)
L	Longitud del Canal	(m)
At	Area Transversal	(m^2)
VH	Velocidad Horizontal	(m/s)
T	Tirante	(m)
Lt	Longitud total del Canal	(m)*

* En este punto se aumentará a la longitud total del canal un 50% para compensar las zonas de turbulencia.

Los criterios empleados son los siguientes:

Velocidad horizontal de flujo	0.3	n/s
Carga hidráulica superficial	2047.0	$\text{m}^3/\text{m}^2 * \text{d}$
Gasto máximo por canal	60.0	l.p.s.
Número de canales	3.0	

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$As = Qm / CHS$	(EC. 1)
$L = As / AC$	(EC. 2)
$At = Q / VH$	(EC. 3)
$T = At / Ac$	(EC. 4)
$Lt = L * 1.5$	(EC. 5)

La solución de estas ecuaciones se presenta en el cuadro 4.2.

CUADRO 4.2.

CARACTERISTICAS DE LOS CANALES DESARENADORES

Datos de los Canales	Dimensiones
Gasto Medio por Canal	40.0 l.p.s.
Gasto Máximo por Canal	60.0 l.p.s.
Ancho del Canal	0.60 m.
Velocidad Horizontal	0.30 m/s.

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores se obtiene lo siguiente:

Area Superficial	(EC. 1)	2.53 m ²
Longitud del Canal	(EC. 2)	4.22 m.
Area Transversal a gasto medio	(EC. 3)	0.13 m ²
Area Transversal a gasto máximo	(EC. 3)	0.20 m ²
Tirante a gasto medio	(EC. 4)	0.22 m.
Tirante a gasto máximo	(EC. 4)	0.33 m.
Longitud total	(EC. 5)	6.33 m.

Se añadirán 10 cm. a la profundidad del canal, para alojamiento de arenas.

4.1.3) VERTEDORES PROPORCIONALES

Los vertedores proporcionales tendrán como finalidad mantener constante la velocidad en los canales de desarenación y se contará con uno en la salida, por cada uno de los tres canales.

La simbología empleada es la siguiente:

Q	Gasto	(m ³ /s)
b	Mitad del ancho del vertedor	(m)
a	Altura del rectángulo del vertedor	(m)
y	Altura del vertedor	(m)
g	Valor de la constante de gravedad	(m/s ²)
T _m	Tirante a gasto máximo	(m)
x	Abscisa del vertedor proporcional	(m)

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$Q = 2 * b * \sqrt{(2 * a * g) * (y + [(3/3) * a])} \quad (\text{EC. 1})$$

$$x = b [1 - 2 / \pi * \tan^{-1} \sqrt{(y/a)}] \quad (\text{EC. 2})$$

$$b = Q / [1.4 (T_m + 0.0233)] \quad (\text{EC. 3})$$

La solución de estas ecuaciones se indica en el cuadro 4.3.

CUADRO 4.3

CARACTERISTICAS DE LOS VERTEDORES PROPORCIONALES

Datos de Vertedores Proporcionados	Dimensiones
Gasto	0.06 m ³ /s.
Altura del rectángulo del vertedor	0.025 m.
Valor de la constante de gravedad	9.81 m/s ² .
Tirante a gasto máximo	0.33 m.

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores se obtiene la siguiente tabla:

TABLA 4.2.

COORDENADAS Y GASTOS DEL VERTEDOR PROPORCIONAL

x (m)	y (m)	Q (l/s)
0.121	0.00	2.80
0.057	0.03	7.90
0.044	0.06	12.90
0.037	0.09	18.10
0.032	0.12	23.20
0.029	0.15	28.20
0.027	0.18	33.30
0.025	0.21	38.40
0.024	0.24	43.50
0.023	0.27	48.60
0.022	0.30	53.60
0.021	0.33	58.70

CARCAMO DE BOMBEO DE AGUAS CRUDAS

A este carcamo llegan las aguas del pretratamiento por gravedad, en el se encuentran las bombas centrífugas verticales, el funcionamiento de éstas será automático en forma alternada. La principal función de estas bombas es elevar el agua residual a la unidad inicial del tratamiento (MEDIDOR PARSHALL).

IV.2 MEDIDOR PARSHALL Y CAJA DISTRIBUIDORA

Esta unidad tiene como función medir la cantidad de agua que entra al sistema de tratamiento, a su vez la caja distribuidora repartirá el gasto a cada uno de los drenes de tratamiento en partes iguales o lo que proceda de acuerdo a la operación de la planta.

El sistema de medición de flujo, estará compuesto en la primera etapa por un medidor de Parshall con las dimensiones que se muestran en la figura 4.2.1. y una caja distribuidora de 1.0 x 1.2 m. que distribuirá el agua residual a los dos sedimentadores primarios.

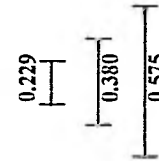
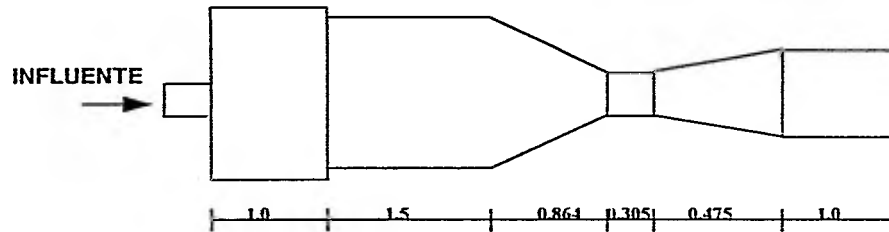
El canal de Parshall contará con escalas graduadas para la medición de flujo, en la tabla 4.2.1, se muestra la relación altura-gasto.

TABLA 4.2.1

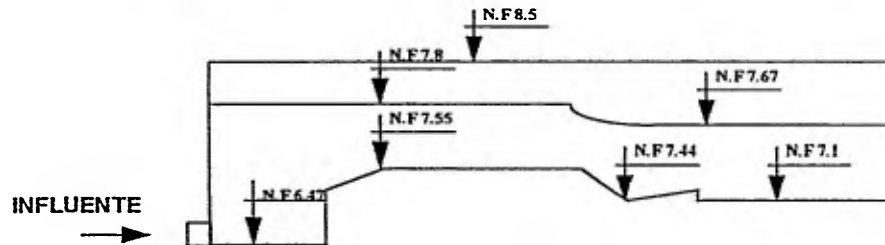
RELACION ALTURA - GASTO

H (cm)	Q (l/s)
3	2.5
4	4.0
5	5.5
6	7.3
7	9.1
8	11.1
9	13.5
10	15.8
11	18.1
12	24.0
13	25.8
14	26.6
15	29.2
16	32.4
17	35.6
18	38.8
19	42.3
20	45.7
25	64.2
30	85.0
35	106.8
40	131.0
45	157.0
50	185.0
55	214.0
60	243.0

FIGURA 4.2.1
CANAL PARSHALL (DIMENSIONES)



ANCHO DE GARGANTA 22.9 CM
GASTO DE 2.5 A 2.43 L/S



IV.3 SEDIMENTADORES PRIMARIOS

El sedimentador primario es de forma circular con alimentación central, estará equipado con un mecanismo central giratorio para transportar el fango al fondo del tanque mediante un proceso fisico-mecánico (de sedimentación) se separa la arena, basura y grasas que no fueran retenidos en la rejilla o los canales de tratamiento. El agua se extrae del sedimentador por gravedad a través de una placa vertedora dentada y se envía al tanque de aeración y los sólidos sedimentados son enviados al digestor aerobio mediante bombeo.

El tratamiento primario estará compuesto por dos sedimentadores primarios circulares, con un diámetro de 7.62 m. y una profundidad de 2.36 m. para la primera etapa y dos para la segunda, tienen como función remover los sólidos inorgánicos en suspensión, presentes en el agua para impedir que éstos lleguen a los tanques de Aeración, los elementos considerados en su diseño son: Carga Hidráulica Superficial y Tiempo de Retención Hidráulico.

Diseño de Proceso.

La simbología empleada es la siguiente:

Qm	Gasto medio
L	Largo de unidad
A	Ancho de unidad
As	Area superficial
T	Tirante
V	Volumen utilizado
CH	Carga hidráulica superficial promedio
θ	Tiempo de retención hidráulico
CHV	Carga hidráulica sobre vertedores
CSS	Carga superficial de sólidos
SSI	Concentración de sólidos suspendidos en influente.
LV	Longitud de vertedores
E	Eficiencia de Remoción de sólidos suspendidos
SSE	Sólidos suspendidos en el efluente
CL	Concentración de sólidos en el efluente
PLP	Producción de lodos primarios
VL	Volumen de lodos

DATOS DE LA UNIDAD:

Para el diseño de estos tanques se considerará un gasto de 20 l.p.s. en cada unidad y una cantidad de sólidos suspendidos totales de 200 mg/l.

Los criterios empleados en el diseño son los siguientes:

- a) La CH a QM estará entre 24 y 48 m³/m² d.
- b) El tiempo de retención recomendado es de 1.5 a 3 horas, se pueden considerar tiempos de retención menores cuando el tratamiento primario es precedido de un tratamiento secundario.
- c) La máxima carga hidráulica recomendada sobre los vertedores es de 248 m³ / m²d, ya que los vertedores se encuentran lejos de corrientes locales ascendentes.
- d) La concentración de lodos para sedimentadores primarios estará entre 2.5 y 5%.

La densidad de lodos para este sedimentador será de 1.02 Kg/dm³.

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$A_s = Q_m/CH$	(EC. 1)
$V = (\theta/24) (Q_m)$	(EC. 2)
$LV = Q_m/CHV$	(EC. 3)
$CSS = SSI/A_s$	(EC. 4)
$SSE = SSI (1 - E)$	(EC. 5)
$PLP = Q_m * SSI * E$	(EC. 6)
$VL = PLP / (CL + \text{densidad})$	(EC. 7)

La solución de estas ecuaciones se muestra en el cuadro 4.3.1.

CUADRO 4.3.1

CARACTERISTICAS DE LOS SEDIMENTADORES PRIMARIOS

Datos de los Sedimentadores Primarios	Dimensiones
Gasto medio	1728.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos fijos	45.0 mg/l
Sólidos suspendidos Volátiles	155.0 mg/l
Sólidos suspendidos totales	200.0 mg/l
Carga hidráulica superficial	37.9 m ³ /m ² d
Carga hidráulica sobre vertedores	72.18 m ³ /m d
Tiempo de retención hidráulico	1.6 Hrs.
Eficiencia de remoción de sólidos suspendidos	25.0 %
Concentración de lodos	2.5 %
Densidad de lodos	1.02 kg/dm ³

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores se obtiene la siguiente información:

Area Superficial	(EC. 1)	48.0 m ²
Volumen del sedimentador	(EC. 2)	115.0 m ³
Longitud de Vertedores	(EC. 3)	23.9 m.
Carga superficial de sólidos	(EC. 4)	7.2 Kg/ m ² d
Sólidos suspendidos en efluente	(EC. 5)	150.0 mg/l
Producción de lodos primarios	(EC. 6)	172.8 Kg/d
Volumen de lodos producidos	(EC. 7)	7.06 m ³ / d

Balance de Masa en sedimentador Primario

INFLUENTE

Agua	1728.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	77.76 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	267.84 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	345.6 Kg/d

EFLUENTE

Agua	1719.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	58.32 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	200.88 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	259.2 Kg/d

PURGA DE LODOS

Agua	7.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	19.44 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	66.96 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	86.4 Kg/d

IV.4 TRATAMIENTO

IV.4. TANQUE DE AERACION

En este tanque las aguas residuales son sujetas a tratamiento aerobio para degradar la materia orgánica presente en las mismas, permanecen en este tanque el tiempo suficiente para lograr la remoción del 90 al 95 % de la materia orgánica contenida en las aguas residuales. Además se encuentran instalados cuatro Aeradores los cuales se encargarán de propiciar la transferencia de oxígeno atmosférico mediante la continua renovación de la interfase aire-agua.

Este tanque conforma la parte medular del sistema de tratamiento, resultando indispensable el mantenerlo siempre en condiciones aerobias.

En el tanque de aeración se mezclará el agua proveniente de los sedimentadores primarios, con los lodos que se recirculan del sedimentador secundario, para convertir la materia finalmente dividida y disuelta en el agua, en floculos que pueden separarse en los tanques de sedimentación secundaria.

DISEÑO DEL PROCESO:

La simbología empleada es la siguiente:

Q_m	Gasto al tanque de aeración
L	Largo de unidad
T	Tirante
V	Volumen
y	Coefficiente de síntesis
K_d	Coefficiente de respiración endógena
x	Concentración de SSV en el tanque de aeración
X_v	Concentración de SSV en la recirculación
v	Tasa de recirculación de lodos
θ	Tiempo de retención hidráulica
θ_c	Tiempo de retención celular
SSVLM	Sólidos suspendidos volátiles en el tanque
SSVR	Sólidos suspendidos volátiles en la recirculación

S ₀	DBO en el influente
S	DBO en el efluente
Q _r	Gasto de recirculación
Q _u	Gasto de purga de lodos en línea de recirculación
a'	Demanda de O ₂ para síntesis
b'	Demanda de O ₂ para fase endógena
δ	Peso específico del aire
n	Coefficiente de transferencia de oxígeno
α	Factor de corrección de transferencia
β	Factor de corrección de saturación
C _w	Valor de concentración de saturación
Cl	Concentración de oxígeno disuelto
t	Temperatura
F _c	Factor de corrección
N	Transferencia de oxígeno por consumo de energía
P _t	Potencia requerida
P _m	Potencia requerida para mezcla completa

La relación mínima de nutrientes para el agua residual DBO:N:F es de 100:5:1 y el influente a esta planta tiene una relación de nutrientes de 200:17.5:8, que es equivalente a 100:8.75:4, por lo que se cuenta con los nutrientes necesarios.

Las constantes cinéticas empleadas para el diseño del tanque de aeración son las siguientes:

Coefficiente de síntesis	0.67 mgssv/mg DBO rem.
Coefficiente de respiración endógena	0.06 mgssvo _x /mgssv-d
Tasa de recirculación de lodos	50.00 %
Demanda de O ₂ para síntesis	0.52 Kg O ₂ / Kg DBO rem.
Demanda de O ₂ para fase endógena	0.08 Kg O ₂ / Kg SSV - d
Oxígeno disuelto en tanque de aeración	1 a 3 mg/l

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$v = [(\theta_c Q y) (S_o - S)] / [(x) (1 + K_d \theta_c)] \quad (\text{EC. 1})$$

$$\theta = (v/Q_m) \quad (24) \quad (\text{EC. 2})$$

$$X_u = [(x \cdot Q) / Q_r] + x \quad (\text{EC. 3})$$

$$\theta_r = v_x / \theta_c X_u \quad (\text{EC. 4})$$

$$\theta_z \text{ req.} = Q a' (S_o - S) + (b' x v) \quad (\text{EC. 5})$$

$$F_c = [(\beta C_w - C_l) / 9.17] \alpha (1.024)^E (T - 20) \quad (\text{EC. 6})$$

$$N = C_l F_c \quad (\text{EC. 7})$$

$$P_t = (O_{2 \text{ req.}} / N) \quad (24) \quad (\text{EC. 8})$$

$$P_m = V (0.013) \quad (\text{EC. 9})$$

La solución a estas ecuaciones se indica en el cuadro 4.4

DETERMINACION DE LA EFICIENCIA DE TRANSFERENCIA DE OXIGENO

$$N = N_o \frac{[C_{sw} - C_e] * 1.024^{T-20} \alpha}{9.2}$$

Donde:

N = Eficiencia de transferencia de oxígeno bajo condiciones de campo (lb O₂/HP/hr).
 N_o = Eficiencia de transferencia de oxígeno a condiciones estándar (de la toma de agua potable a 20° C) con oxígeno disuelto inicial cero a presión atmosférica (lb O₂/HP/hr).
 C_{sw} = Concentración de saturación del oxígeno disuelto en el agua residual.
 C_e = Nivel de oxígeno disuelto de operación en el tanque de aeración.
 T = Temperatura del tanque (°C)
 $\alpha = K_o \alpha$ (Coeficiente de transferencia de oxígeno del agua residual) / $K_o \alpha$ (Coeficiente de transferencia de oxígeno de la toma de agua potable).

En nuestro caso:

$C_{sw} = 8.4 \text{ mg/l}$ (invierno) a 25° C a nivel del mar (Ref. 1)

$C_{sw} = 7.4 \text{ mg/l}$ (verano) a 30° C (Ref. 1)

$C_e = 2.0 \text{ mg/l}$

$\alpha = 0.89$ = Factor de corrección de transferencia

$\beta = 0.96$ = Factor de corrección de saturación

$T_v = 30^\circ \text{C}$ (verano)

$T_i = 25^\circ \text{C}$ (Invierno)

Requerimientos de O₂ = 280.7 Kg O₂/d = 617.54 lb O₂/d = 25.73 lb O₂/hr

Para condiciones de verano:

$$N = N_o \left(\frac{\beta 7.4 - 2}{9.2} * 0.89 \times 1.024^{(30-20)} \right)$$

$$N = N_o [(0.554) * 0.89 \times 1.26]$$

$$N = 0.6212 N_o$$

Para condiciones de Invierno:

$$N = N_o \left| \frac{(0.96) 8.4 - 2.0}{9.2} * 0.89 * 1.024^{(25-20)} \right|$$

$$N = N_o [(0.6591) * 0.89 * 1.12]$$

$$N = 0.6570 N_o$$

Por lo que las condiciones de verano controlan el diseño, debido a una menor eficiencia de transferencia de oxígeno.

Debido a que la ubicación del proyecto es a nivel del mar, no es necesario hacer correcciones a los valores por presión barométrica.

De acuerdo a los datos del proyecto, la transferencia de oxígeno del equipo seleccionado es de 1.32 Kg O₂ / Kw - h, lo que equivale a 2.13 lb O₂ / HP* h

$$N = 0.6212 (2.13) = 1.32 \text{ lb O}_2 / \text{HP} * \text{h}$$

Por lo que se requiere:

$$P = \frac{25.73 \text{ lb O}_2 / \text{h}}{1.32 \text{ lb O}_2} = 19.49 \text{ HP}$$

Tomando un factor de seguridad de 1.2, la potencia requerida es de 23.39 HP, la que deberá ajustarse a las potencias comerciales de 25 HP.

CUADRO 4.4

CARACTERISTICAS DEL TANQUE DE AERACIÓN

Datos de los tanques de aeración	Dimensiones
Gasto	19.9 l/s
DBO en Influyente	200.0 mg/l
DBO en Efluente	10.0 mg/l
Sólidos suspendidos en licor mezclado	2,500.0 mg/l
Gasto de Recirculación	10.0 l/s
Tiempo de retención celular	10.0 d
Temperatura del agua	25.0 °C
Factor de Corrección de Transferencia	0.89 MSNM
Factor de Corrección de saturación	0.96 MSNM
Valor de la concentración de saturación	8.4 mg/l
Concentración de Oxígeno disuelto en el tanque	2.0 mg/l

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores, se obtiene la siguiente información:

Volumen del tanque de aeración	(EC. 1)	550.0 m ³
Tiempo de retención hidráulico	(EC. 2)	7.6 hr
Sólidos suspendidos en recirculación	(EC. 3)	5000.0 mg/l
Gasto de purga de lodos	(EC. 4)	0.32 lps
Oxígeno requerido	(EC. 5)	280.7 Kg O ₂ /d
Transf. O ₂ / Consumo de energía	(EC. 7)	1.32 Kg O ₂ /kw-h
Potencia requerida	(EC. 8)	12 HP
Potencia requerida para mezcla completa	(EC. 9)	12 HP

IV.5 SEDIMENTADOR SECUNDARIO

La función de este tanque es separar los sólidos presentes en el licor mezclado y es el último paso para obtener un efluente clarificado y de bajo contenido de sólidos suspendidos.

Los sedimentadores son de forma circular con alimentación central, estarán equipados con un mecanismo central giratorio para transportar el fango al fondo del tanque para posteriormente ser extraído y recircularlo por bombeo al tanque de aeración.

El efluente clarificado saldrá de este tanque por gravedad, mediante vertedores dentados hacia el tanque de contacto de cloro.

Los sedimentadores secundarios en el proceso biológico tienen como función separar los flocos que se formaron en el tanque de aeración del efluente clarificado.

DISEÑO DEL PROCESO

La simbología usada es la siguiente:

CH	Carga hidráulica superficial promedio
CHV	Carga Hidráulica sobre vertedores
CSS	Carga superficial de sólidos
SSI	Concentración de sólidos suspendidos en influente
LV	Longitud de vertedores
SSE	Sólidos suspendidos en Efluente
E	Eficiencia de remoción de sólidos suspendidos

Los criterios de diseño empleados son los siguientes:

- La carga hidráulica recomendada sera de $25 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ d}$ para licor mezclado.
- La carga de sólidos variará de 2.4 a $6 \text{ Kg} / \text{m}^2 \text{ - hora}$
- La velocidad horizontal de flujo no excederá los 30 m/h
- La carga sobre vertedores no excederá de $15.8 \text{ m}^3 / \text{m h}$

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

As	=	Q_m / CH	(EC. 1)
V	=	$As T$	(EC. 2)
LV	=	Q_m / CHV	(EC. 3)
CSS	=	SSI / AS	(EC. 4)
θ	=	$V/Q_m (24)$	(EC. 5)

La solución a estas ecuaciones se indica en el cuadro No. 4.5

CUADRO 4.5

CARACTERISTICAS DE LOS SEDIMENTADORES SECUNDARIOS

Datos de los Sedimentadores Secundarios	Dimensiones
Gasto Medio	2592.0 m ³ / d
Sólidos Suspendidos Fijos	562.5 mg/l
Sólidos Suspendidos Volátiles	1937.5 mg/l
Sólidos Suspendidos Totales	2500.0 mg/l
Carga Hidráulica Superficial	39.5 m ³ /m ² d
Carga Hidráulica sobre Vertedores	60.15 m ³ /m - d
Tirante	3.30 m
Eficiencia de Remoción de S.S. del Proceso	80.0 %

Sustituyendo en las ecuaciones se tiene:

Area Superficial	(EC. 1)	65.66 m ²
Volumen de la Unidad	(EC. 2)	216.7 m ³
Longitud de Vertedores	(EC. 3)	28.73 m
Carga Superficial de Sólidos	(EC. 4)	38.07 Kg/m ² d
Tiempo de Retención Hidráulica	(EC. 5)	2.0 hr.

Balance de Masa en Tratamiento Biológico

INFLUENTE

Agua	1719.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	58.3 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	200.9 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	259.2 Kg/d

EFLUENTE

Agua	1691.0 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	30.5 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	90.7 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	121.2 Kg/d

RECIRCULACION DE LODOS

Agua	859.7 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	1074.0 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	3224.0 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	4298.5 Kg/d

PURGA DE LODOS

Agua	27.6 m ³ /d
Sólidos suspendidos Fijos	34.5 Kg/d
Sólidos Suspendidos Volátiles	103.5 Kg/d
Sólidos Suspendidos Totales	138.0 Kg/d

IV.6 TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

En esta unidad se pone en contacto el agua procedente del sedimentador secundario con el cloro que se inyecta en el tanque mediante una solución con una concentración de cloro.

El tanque está dividido por mamaparas que dirigen el sentido de flujo por gravedad para evitar que el agua llegue al final del mismo sin haber tenido el tiempo de contacto necesario con el cloro para eliminar los microorganismos patógenos existentes.

DESINFECCIÓN:

El método para desinfección del efluente tratado será mediante cloro líquido-gas inyectado a un tanque de contacto de $9.2 \times 5.55 \times 2.5$ m.

La finalidad de esta desinfección es eliminar la mayoría de las bacterias remanentes en el efluente dejando una concentración aceptable de cloro residual en el efluente según los criterios de calidad. Los parámetros de diseño considerados son el tiempo de contacto, la concentración de coliformes deseada después de la desinfección y la concentración de cloro residual en el efluente.

Diseño del proceso:

La simbología empleada es la siguiente:

Y	NMP en el agua residual clorada al final del tiempo.
Y_{∞}	NMP en el efluente antes de cloración
C	Residual de cloro al final del tiempo de contacto
t	Tiempo de contacto
V	Volumen
AS	Area Superficial
T	Tirante útil

Datos del tanque de desinfección:

Para el diseño de esta unidad se consideró un gasto de 80 lps y un tiempo de contacto de 15 min.

Los criterios empleados en el diseño son los siguientes:

- a) Tiempo de contacto de 15 a 30 min.
- b) Cloro residual de 0.3 mg/l a 1.0 mg/l.
- c) Dosificación de cloro de 6 a 12 mg/l según WCPF.
- d) Relación largo-ancho mínima 10:1

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$C_t = (Y_\infty/Y)^{1/3} (-1) / 0.23 \quad (\text{EC. 1})$$

$$V = Q_t \quad (\text{EC. 2})$$

$$T = V/AS \quad (\text{EC. 3})$$

La solución a estas ecuaciones se presenta en el cuadro 4.6

CUADRO 4.6

CARACTERISTICAS DEL TANQUE DE CLORACION

Datos del Tanque de Cloración	Dimensiones
Gasto medio	80.0 lps
N.M.P. en el agua residual clorada al final del tiempo	1.5×10^3 NMP/100 ml.
N.M.P. en el efluente antes de cloración	1×10^6 NMP/100 ml.
Area Superficial	38.37 m^2
Tiempo de Contacto	15.0 min.
Ancho de Canales	0.8 m.

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores se obtiene lo siguiente:

Residual de cloro total al final del tiempo	(EC. 1)	2.4 mg/l.
Volumen del Tanque	(EC. 2)	72.0 m^3
Tirante útil	(EC. 3)	1.9 m.

CARCAMO DE AGUA TRATADA

Una vez que las aguas terminan su recorrido en el tanque de contacto de cloro pasan al carcamo de agua tratada por gravedad y es por medio de bombeo que se envía parte del agua a la red de riego de la zona y el agua restante, al canal CONEJOS II.

IV.7 TRATAMIENTO DE LODOS

El tratamiento de lodos estará compuesto por dos digestores de lodos de 16.6 x 6 x 8 x 3.3 m. y dos espesadoras de lodos de 4.8 m. de diámetro en la primera etapa y dos unidades más de cada una para la segunda etapa.

DIGESTORES DE LODOS

Esta parte del proceso de tratamiento, consiste en un tanque de aeración en el cual los lodos en exceso durante las operaciones anteriores, son sujetos a un proceso de aeración para que los microorganismos agoten el sustrato disponible y consuman su propio protoplasma de las células presentes. En este tanque existen dos aeradores los cuales realizan el mezclado del lodo mediante la adición de aire, transfiriendo el oxígeno al sistema.

El digestor aerobio tiene como función suministrar aire al lodo producido en los sedimentadores primarios y secundarios, para permitir que los microorganismos agoten el alimento y consuman su protoplasma a fin de obtener energía para las reacciones de mantenimiento de las células.

Según Metcalf and Eddy (pg. 642-643), la cantidad de sólidos volátiles en el fango se reducirá en forma lineal en un 40% aproximadamente en un tiempo de 10 a 12 días sin considerar recirculación y de acuerdo con Water Pollution Control Federation (pg. 505), los sólidos volátiles se reducirán en un 43% en 16 a 20 días considerando que exista recirculación.

Por lo anterior se considera que la recirculación de lodos del espesador al digestor es innecesaria, ya que no mejora el proceso significativamente.

NOTA: Las páginas antes indicadas se anexan al final del reporte de proceso.

Diseño de los Digestores:

La simbología empleada es la siguiente:

VLP	Volumen de lodos primarios.
VLS	Volumen de lodos secundarios
QL	Gasto de lodos
DL	Digestión de lodos
EL	Edad del lodo
V	Volumen útil del tanque
CSI	Carga de sólidos Influyente
θ	Tiempo de retención hidráulico
R_{O_2}	Requerimiento de oxígeno
EM	Energía para mezclado
TF	Transferencia por fabricante
CSE	Carga de sólidos en el efluente
TR	Transferencia real
P	Potencia

Datos de los digestores

Los criterios empleados para el diseño son los siguientes:

- Tiempo de retención hidráulico de 10 a 12 días.
- Carga de sólidos de 0.1 a 0.2 Kg/m³ d.
- Requerimientos de oxígeno de 2 Kg. de O₂/Kg de tejido celular.
- Necesidades de energía para mezclado de 0.013 a 0.026 Kw/ m³.

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$QL = VLP + VLS \quad (EC. 1)$$

$$V = QL \cdot 0 \quad (EC. 2)$$

$$CSE = CSI (1 - DL) \quad (EC. 3)$$

$$EL = (CSI (10)) / CSE \quad (EC. 4)$$

$$RO_2 = CSI (0.8) (DL) (2.3) \quad (EC. 5)$$

$$TR = TF (0.8) \quad (EC. 6)$$

$$P = (RO_2) / (TR (24)) \quad (EC. 7)$$

$$EM = V (EM \times m^3) \quad (EC. 8)$$

La solución a estas ecuaciones se encuentra en el cuadro 4.7

CUADRO 4.7

CARACTERISTICAS DEL DIGESTOR DE LODOS

Datos del Digestor de Lodos	Dimensiones
Volumen de lodos primarios	7.06 m ³ / d
Volumen de lodos secundarios	27.5 m ³ / d
Digestión de lodos	40.0 %
Carga de sólidos en Influyente	310.3 Kg/d
Tiempo de retención hidráulico	10.0 días
Transferencia de oxígeno por fabricante	1.8 Kg O ₂ /HP - h
Energía para mezclado	0.013 Kw/ m ³

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores se tiene:

Gasto de lodos	(EC. 1)	34.56 m ³ / d
Volumen útil del tanque	(EC. 2)	345.6 m ³
Carga de sólidos en Efluente	(EC. 3)	186.2 Kg / d
Edad del Lodo	(EC. 4)	16.7 días
Requerimiento de Oxígeno	(EC. 5)	228.4 Kg O ₂ /d
Transferencia Real	(EC. 6)	1.4 Kg O ₂ /HP - h
Potencia	(EC. 7)	6.79 HP.
Energía para mezclado	(EC. 8)	5.76 HP.

Por lo que se requiere de dos aeradores de 5 HP.

IV.8 ESPESADOR DE LODOS

En este tanque se realiza un proceso similar al que ocurre en el sedimentador secundario, donde mediante un proceso físico los sólidos presentes en el lodo digerido se sedimentan, formando un lodo espeso, el agua sobrenadante es enviada al drenaje para ser tratada nuevamente.

El lodo espesador que se produce en este tanque es bombeado a las garzas de extracción que tienen como función, disponer los lodos espesados en camiones cisterna que llevarán éstos al lugar de depósito final.

El espesador de lodos tiene como función reducir el volumen de lodos mediante la concentración del mismo. Esto tiene gran importancia debido a que los lodos serán sacados de la planta por camiones cisterna.

Diseño del Proceso:

La simbología empleada es la siguiente:

Q	Gasto
CHS	Carga Hidráulica Superficial
AS	Area Superficial
\varnothing	Diámetro del Espesador
T	Tirante Util
CS	Carga de Sólidos
SI	Sólidos en Influyente

Los criterios empleados en el diseño son los siguientes:

a) Carga de sólidos de 1.6 a 3.2 Kg/m² hr.

Las ecuaciones empleadas son las siguientes:

$$AS = Qnv/CHS \quad (EC. 1)$$

$$\varnothing = \sqrt{(4 AS) / \pi} \quad (EC. 2)$$

$$CS = SI / AS \quad (EC. 3)$$

La solución a estas ecuaciones se encuentran en el cuadro 4.8

CUADRO 4.8

CARACTERISTICAS DE LOS ESPESADORES

Datos de los Espesadores	Dimensiones
Gasto	34.56 m ³ / d
Carga Hidráulica Superficial	1.85 m ³ /m ² d
Tirante Util	3.51 m.

Sustituyendo estos valores en las ecuaciones anteriores:

Area Superficial	(EC. 1)	18.68 m ²
Diámetro	(EC. 2)	4.87 M.
Carga de Sólidos	(EC. 3)	0.41 kG/ m ² hr.

EDIFICIO DE CLORACIÓN

Edificación en la cual se encuentran las instalaciones de los cilindros de gas cloro, dosificadores y mezcladores, equipo con el cual se lleva a cabo la mezcla agua-cloro, obteniéndose así la solución clorada (necesaria para la desinfección del agua), la que posteriormente es enviada mediante un equipo de bombeo al tanque de contacto del cloro.

IV.9 DISEÑO HIDRAULICO

BOMBA DE AGUAS CRUDAS

Preselección:

Con base al gasto máximo de llegada al cárcamo, procederemos a la modulación de los equipos escogiendo como caso óptimo 20 min en operación, con una capacidad de 25 l.p.s. cada equipo.

Aplicando la ecuación para bombas de igual capacidad y operación automática:

$$V = \frac{Qt}{4}$$

Donde: V = volumen (m³)
Q = Gasto (m³/seg)
t = Tiempo entre para sucesivo de una bomba.

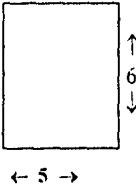
$$\therefore V = \frac{0.025 \times 20 \times 60}{4} = 7.5 \text{ m}^3$$

Ahora procederemos a calcular el tirante útil empleando la siguiente fórmula:

$$tv = \frac{V}{A}$$

Donde: tv = Tirante útil (m)
V = Volumen del cárcamo (m³)
A = Area del cárcamo (m²)

De acuerdo al análisis preliminar (De forma rectangular) del cárcamo, suponemos una longitud de 5 x 6 m.



Sabemos que para calcular el área de un rectángulo se emplea la siguiente fórmula:

$$A = b \times a$$

$$\therefore A = 5 \times 6 = 30 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores:

$$tv = \frac{7.5 \text{ m}^3}{30.0 \text{ m}^2} = 0.25 \text{ m} \quad tv = 0.25 \text{ m}$$

Cálculo de la carga dinámica total (Hdt) - Preselección

$$Hdt = G + hf \text{ cond.} + 1.5 \text{ m. hfpe} \text{ ----- A}$$

Desnivel Topográfico (incluye tirante útil)

$$G = 11.50 - 2.45 = 9.05 \text{ m.}$$

Pérdida por fricción en la conducción $\varnothing 10''$

$$hf = KLQ^2 \quad K = 3.01, \quad L = 160 \text{ m} \quad Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$hf = 3.01 \times 160 \times (0.100)^2 = 4.81 \text{ m.c.a.} \quad v = 1.97 \text{ m/seg.}$$

Pérdidas por fricción en piezas especiales, supuestos hfpe = 1.5 m.

Determinación de la carga Dinámica Total.

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente, en la ecuación "A"

$$Hdt = 9.05 + 4.81 + 1.5 = 15.36 \text{ m.c.a.}$$

$$Hdt = 15.36 \text{ m.c.a.} = 50.38 \text{ ft.c.a.}$$

$$Q = 25 \text{ L.P.S} = 396.25 \text{ gal./min.}$$

Con estas condiciones de operación, entramos en las curvas de comportamiento de las bombas verticales y observamos que el equipo que las satisface es el siguiente:

Bomba vertical Inatascable para instalarse en cárcamo húmedo marca fairbani morse o similar con las siguientes características:

Modelo	=	5422 K - 4
Velocidad de Operación	=	1750 RPM
Carga de operación	=	220/440 Volts.
Frecuencia	=	60 HP
Potencia del Motor	=	8.31 H.P.
Eficiencia	=	65%

Cálculo de potencia del Motor Eléctrico

$$N = \frac{Q \text{ Hdt } \delta}{76 \eta}$$

Donde: Hdt = Carga dinámica total (m)
 δ = Peso Especifico agua negra (1.0)
 η = Eficiencia del motor 65%
 N = Potencia del motor eléctrico (HP)
 Q = Gasto (L.P.S.)

$$\therefore N = \frac{25 \times 15.36 \times 1.07}{76 \times 0.65} = 8.31 \text{ HP}$$

\therefore Se recomienda un motor de 10 HP

SELECCIÓN DE EQUIPOS:

Para comprobar el resultado de la preselección procedemos a realizar el siguiente análisis:

Cálculo de la carga dinámica total (Hdt)

Sabemos que:

$$(A') \text{ Hdt} = G + hf \text{ cond.} + hf \text{ succ.} + hf \text{ col} + hf \text{ vel.} + hf \text{ p.e.}$$

Para poder determinar la carga dinámica total con la que operarán los equipos es necesario conocer cada uno de los términos que componen la ecuación anterior.

1.1 Desnivel topográfico que existe desde el cárcamo (considerando el tirante útil) a la descarga de la línea a presión.

$$\therefore G = 11.50 - 2.45 = 9.05 \text{ m.}$$

1.2 Pérdidas por fricción en la succión

$$hf_{\text{succ.}} = \varnothing + \frac{5.6 Q}{\sqrt{2G} \varnothing^{1.5}} - \frac{V^2}{2g} \quad Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$hf_{\text{succ.}} = 0.2772 - 0.09574 = 0.1814 \text{ m.c.a.}$$

$$\therefore hf_{\text{succ.}} = 0.1814 \text{ m.c.a.}$$

1.3 Pérdidas por fricción en la columna Fo. Ga. 152.4 mm (6") \varnothing

$$hf = KLQ^2 \quad n = 0.014 \quad K = 46.65 \quad L = 3.55 \text{ m} \quad Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$hf = 46.65 \times 3.55 \times (0.025)^2 = 0.1035 \text{ m.c.a.}$$

1.4 Pérdidas por fricción en la conducción

$$hf = KLQ^2 \quad n = 0.014 \quad K = 3.01 \quad L = 160.0 \text{ m} \quad Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Del cálculo de la línea de presión de 254 mm (10'') de \varnothing (Preselecc.)

$$hf = 3.01 \times 160 \times (0.100)^2 = 4.81 \text{ m.c.a.}$$

1.5 Pérdidas por carga de velocidad:

$$hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.97)^2}{19.62} = 0.19 \text{ m.c.a.}$$

1.6 Pérdidas por fricción en piezas especiales

1.6 a) Pérdidas por fricción en piezas especiales antes del múltiple $\varnothing 6''$

2	Codos de 90°	=	9.00	K = 46.65
1	Valv. Check	=	12.00	L = 24 m
1	Valv. compuerta	=	1.00	Q = 0.025 m ³ /seg
2	Carretes	=	<u>2.00</u>	
			24.00	

$$\therefore hf = KLQ^2 = 46.65 \times 24 \times (0.025)^2 = 0.699 \cong 0.70 \text{ m.c.a.}$$

1.6 b) En el múltiple $\varnothing 8''$

$$K = 9.95 \quad L = 5.20 \text{ m} + 3.10 \text{ m} = 8.30 \text{ m} \quad Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$hf = KLQ^2 = 9.95 \times 8.30 \times (0.100)^2 = 0.82 \text{ m.c.a.}$$

1.6 c) Después del múltiple:

K = 9.95	L = 10.75	Q = 0.100 m ³ /seg
2	Codos 90° x 8'' \varnothing	= 9.00
1	Ampliación a 10'' \varnothing	= $\frac{1.75}{10.75}$

$$h_f = KLQ^2 = 9.95 \times 10.75 \times (0.100)^2 = 1.06 \text{ m.c.a.}$$

1.7 Determinación de la carga dinámica total (Hdt)

Sustituyendo valores obtenidos anteriormente en la ecuación "A" tenemos:

$$Hdt = 9.05 + 0.1814 + 0.1035 + 4.81 + 0.19 + 0.70 + 0.82 + 1.06 = 16.91 \text{ m.c.a.}$$

Por lo tanto para condiciones de operación de diseño se tiene:

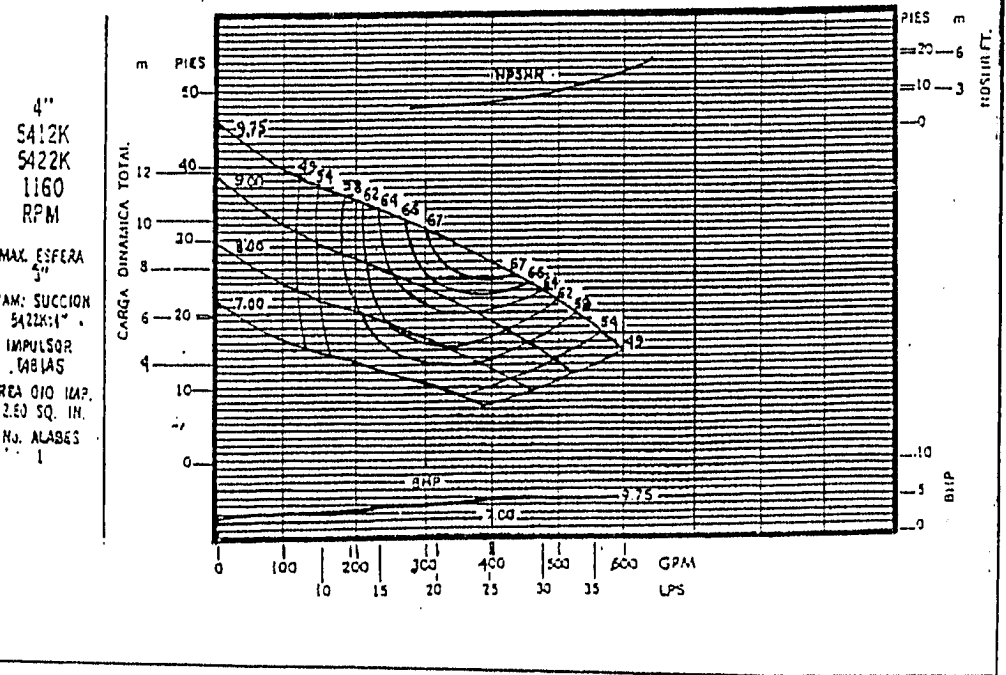
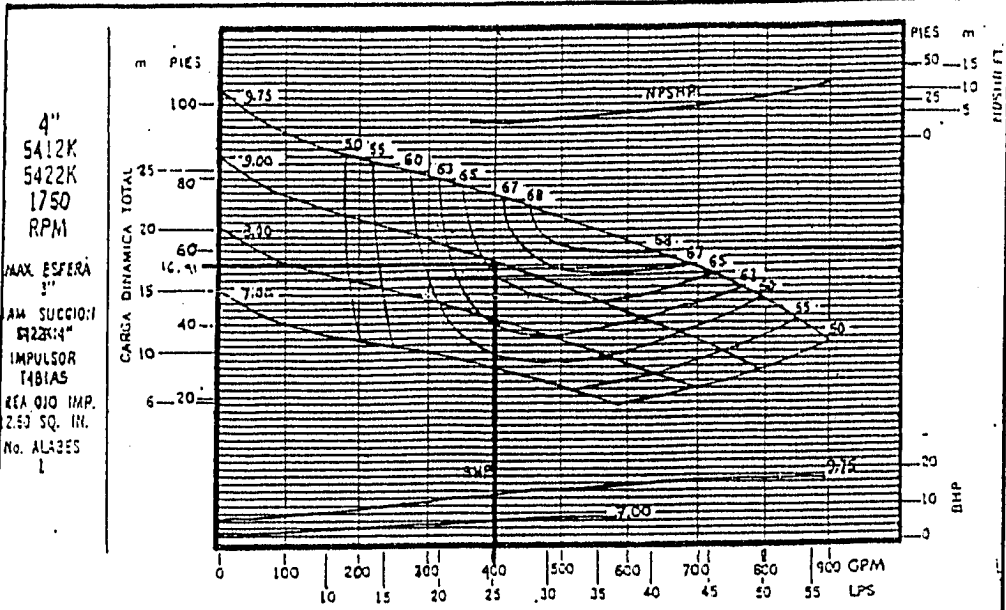
$$Hdt = 16.91 \text{ m.c.a.}$$

Con los valores así obtenidos entramos a las curvas de comportamiento de las bombas verticales e inatascables y observamos que el gasto a conducir es de 25 l.p.s. y una carga total a vencer de 16.91 m.c.a. y así concluimos que el equipo que satisface estas condiciones de trabajo es el siguiente:

Modelo	=	5422 K-4
Velocidad de Operación	=	1750 R.P.M.
Carga de Operación	=	220/440 volts
Frecuencia	=	60 Hz.
Potencia del Motor	=	10 H.P.
Eficiencia (η)	=	65%

NOTA: Anexamos copia de curva de comportamiento para selección de la bomba.

MANUFACTURERA FAIRBANKS-MORSE, S. A.

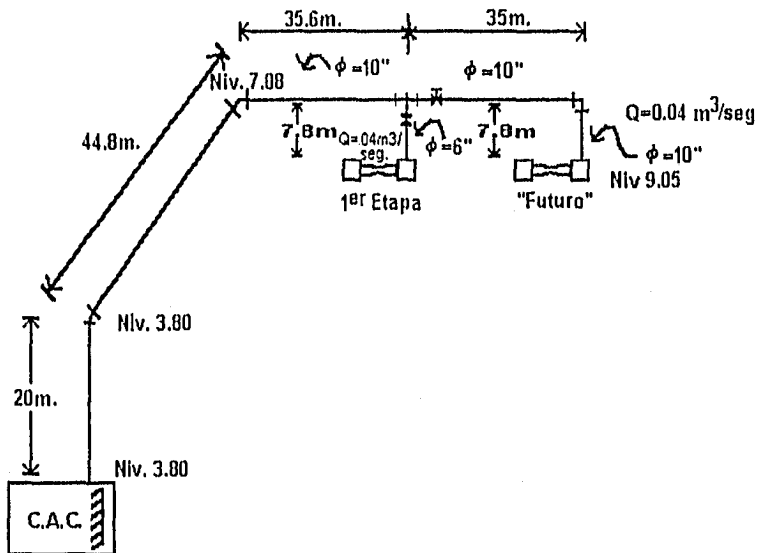


Memoria de Cálculo de las Tuberías

Cárcamo de Aguas Crudas hacia Medidores de Flujo Parshall

En lo referente a la línea de conducción que parte del cárcamo de aguas crudas, el cual abastecerá a los medidores de flujo Parshall por medio de bombeo, con un QTOT. = 80 L.P.S., para que éstos a su vez, manejen un $Q = 40$ L.P.S. cada uno, y viendo que se encuentran localizados a diferentes niveles, procederemos al cálculo del diámetro de tubería que se requerirá para esta parte del sistema.

Recordando que trabajarán, uno al principio o primera etapa y el segundo a futuro, por tanto tenemos:



PRIMERA ETAPA:

Tomando en cuenta el gasto y observando que nuestra longitud de tubería es de 7.8 con accesorios tenemos:

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad \varnothing = 6'', \quad K = 46.65, \quad L = 7.8 - 0.8509 \text{ m.p.e.} = 6.949 \cong 6.95 \text{ m}$$

- Pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$\begin{array}{rcl} \text{TEE } 10'' \times 10'' & = & 17.0 \text{ m} \\ \text{Reducc. de } 10'' \times 6'' & = & 1.8 \\ \text{Valv. Comp. } 6'' \varnothing & = & \underline{1.0} \\ 19.8 & \text{m} & \end{array}$$

Utilizando Ec. de Manning con $\varnothing = 6''$

$$hf \text{ p.e.} = KLQ^2 = 46.65 \times 19.8 \times (0.04)^2 = 1.47 \text{ m.c.a.}$$

Ahora calculando pérdidas en la tubería, también por Manning, tenemos:

$$hf = KLQ^2 = 46.65 \times 6.95 \times (0.04)^2 = 0.518 \text{ m.c.a.}$$

También sabemos que el área de un círculo es:

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

∴ Para nuestra tubería de $\varnothing = 6''$

$$A = \frac{\pi (0.1524)^2}{4} = 0.0182 \text{ m}^2$$

Y de la fórmula de Continuidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.04}{0.0182} = 2.197 \text{ m/seg} \cong 2.20 \text{ m/seg}$$

Entonces tenemos que las pérdidas por velocidad serán:

$$hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(2.20)^2}{2g} = \underline{0.246 \text{ m.c.a.}}$$

∴ Total de pérdidas en este tramo es:

$$H_{dt} = 1.47 + 0.518 + 0.246 = \underline{2.234 \text{ m.c.a.}}$$

SEGUNDA ETAPA (Futuro):

Ahora pasando a la segunda etapa con un gasto de $Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{seg}$ y una longitud de tubería igual a $L = 42.8$ con piezas especiales, y manteniendo un $\varnothing 10''$, tenemos:

$$Q = 0.04 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad \varnothing = 10'', \quad K = 3.01, \quad L = 42.8 - 0.6096 \text{ m.p.e.} = 42.19 \text{ m}$$

- Entonces, calculando pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$\begin{aligned} 1 \text{ Valv. comp. } 10'' \varnothing &= 1.8 \text{ m} \\ 1 \text{ Codo } 90^\circ \times 10'' \varnothing &= \underline{5.4 \text{ m}} \\ &7.2 \text{ m} \end{aligned}$$

Utilizando ecuación de Manning con $\varnothing = 10''$

$$h_{f.p.e} = KLQ^2 = 3.01 \times 7.2 \times (0.04)^2 = 0.03467 \text{ m.c.a.}$$

Ahora calculando pérdidas en la tubería, también por Manning:

$$h_f = KLQ^2 = 3.01 \times 42.19 \times (0.04)^2 = 0.2031 \text{ m.c.a.}$$

- Pérdidas por carga de velocidad sabemos que:

$$A = 0.0506 \text{ m}^2$$

Y de continuidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.04}{0.0506} = 0.7905 \text{ m/seg}$$

$$\therefore h_f = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.7905)^2}{2g} = \underline{0.0318 \text{ m.c.a.}}$$

Y existiendo un desnivel de 1.97 m, en comparación con el otro cárcamo que se encuentra más abajo tenemos:

$$H_{dt} = 0.03467 + 0.2031 + 0.0318 + 1.965 = 2.239 \text{ m.c.a.}$$

Concluyendo que los diámetros de $\varnothing = 10''$ y $\varnothing = 6''$ son los que se requieren para nuestro funcionamiento.

De las líneas de conducción de aguas crudas en la 1a. etapa, del medidor Parsall hacia los sedimentadores primarios y con base en el diámetro de las mismas, que es de $\varnothing = 8''$ y un gasto a manejar de $Q = 20 \text{ Lit/seg.}$, las pérdidas por fricción en las líneas, así como de sus piezas especiales, son las siguientes:

Empleando a Manning tenemos:

$$h_f = K L Q^2 \quad \text{Donde:} \quad h_f = \text{Pérdida de carga}$$

$$K = \text{Constante de rugosidad del tubo}$$

$$L = \text{Longitud de la tubería}$$

$$Q = \text{Gasto a manejar en la Tubería}$$

Para la primera línea:

$$L = 21.7 \text{ m} \quad \varnothing = 8'' = 0.2032 \text{ m} \quad Q = 0.02 \text{ m}^3 / \text{seg} \quad K = 9.95 \text{ p/8'' de } \varnothing$$

$$\text{y } h_f = K L Q^2$$

∴

$$h_f = 9.95 \times 21.7 \times (0.02)^2 = 0.12935 \text{ m. c. a.}$$

Pérdidas en piezas especiales:

$$3 \text{ Codos de } 90^\circ \times 8'' \text{ de } \varnothing = 12.6 \text{ m}$$

$$1 \text{ válvula de comp. } 8'' \text{ de } \varnothing = \frac{1.4 \text{ m}}{14.0 \text{ m}}$$

∴

$$h_{f \text{ p.e.}} = 9.95 \times 14.0 \times (0.02)^2 = 0.05572 \text{ m. c. a.}$$

Pérdidas Totales en esta conducción:

$$h_{f \text{ p.e.}} = 0.08636 + 0.05572 = 0.1420 \text{ m.c.a.}$$

Para la segunda línea:

Tenemos : $L = 32.5 \text{ m}$ $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{seg}$ $K = 9.95$

$$h_f = KLQ^2$$

$$h_f = 9.95 \times 32.5 \times (0.02)^2 = \underline{0.12935 \text{ m.c.a.}}$$

Pérdidas en piezas especiales:

$L = 14.0 \text{ m}$ $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{seg}$ $K = 9.95$

$$\therefore h_f \text{ p.e.} = 9.95 \times 14.0 \times (0.02)^2 = 0.05572 \text{ m. c. a.}$$

Pérdidas Totales en esta conducción:

$$h_fT = 0.12935 + 0.05572 = 0.18507 \text{ m.c.a.}$$

Por lo que, de acuerdo a niveles de agua que encontramos en plano "Perfil Hidráulico" tanto del medidor de flujo Parshall, así como en los sedimentadores primarios (Parshall N.A. 6.90 y S.P. N.A. 6.59), vemos que tenemos una carga a vencer de 31 cm.

Por tanto, conforme a cálculos obtenidos (Pérdidas por razonamiento) en las líneas de conducción notamos que sí es factible que el sistema por gravedad funcione.

Memoria de Cálculo de las Tuberías

Para determinar el diámetro de las tuberías que intervienen en el proceso de esta planta de tratamiento se estableció una metodología iterativa que comprende básicamente el cálculo de la velocidad en m/seg y las pérdidas por fricción en m.c.a. que se presentan, tanto en la trayectoria, así como en las piezas especiales que conforman la línea que conduce el fluido, para después comparar estos resultados con la carga hidráulica disponible entre unidades de cada proceso.

Las fórmulas empleadas son las siguientes:

Fórmula de Continuidad:

$$Q = V.A.$$

Donde: $Q =$ Gasto (m^3 /seg)
 $V =$ Velocidad (m/seg)
 $A =$ Área (m^2)

Fórmula de Manning:

$$h_f = KLQ^2$$

Donde: $h_f =$ Pérdida de carga

$K =$ Constante de Rugosidad

$L =$ Longitud de la tubería

$Q =$ Gasto transportado en la tubería

En algunos datos de diámetro de tuberías, nos basamos en datos proporcionados por el Ing. Constantino Gutiérrez, de FONATUR.

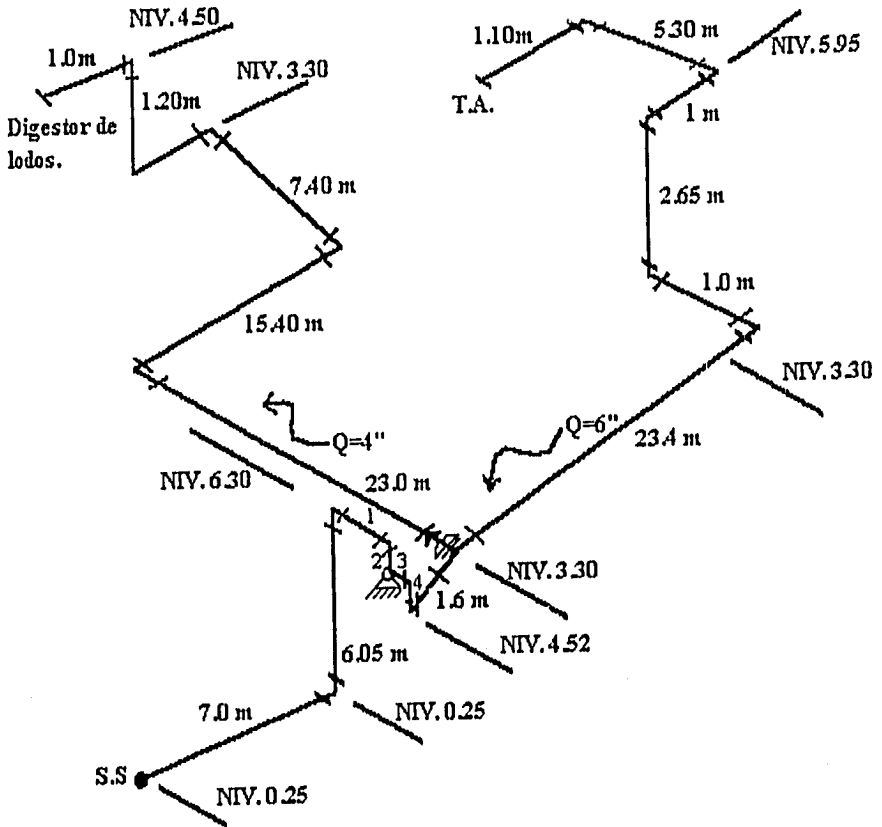
Sedimentador Secundario, Recirculación de Lodos a Tanque de Aeración y hacia Digestores de Lodos.

En lo que respecta a las tuberías de conducción que parten del sedimentador secundario, vamos a tener que la mayor cantidad de flujo (Lodos), se recircularán hacia el tanque de aeración y una mínima parte hacia los digestores de lodos. El sistema funcionará por medio de bombeo, teniéndose también en cuenta una parte en operación y otra a futuro, pero para fines de cálculo, tomaremos en cuenta las dos partes.

Nuestra conducción se llevará a cabo por medio de tubería de $\varnothing = 6''$ en lo que respecta hacia el tanque de aeración (recirculación de lodos), con un gasto a manejar de $Q = 9$ L.P.S..

Por el otro lado, hacia los digestores de lodos, se mandará un $Q = 1$ L.P.S., el diámetro de la tubería, que es de $\varnothing = 4''$, fue proporcionado por el Ing. Constantino Gutiérrez de FONATUR. En caso de que se hubiera hecho el cálculo, de acuerdo al gasto, nuestro diámetro sería aproximadamente de $1''$, por lo que:

En la primera parte tenemos:



- Pérdidas por fricción, salida de la bomba hasta donde empieza a repartir: con un $\varnothing = 6''$, un $Q = 10$ L.P.S. y utilizando la fórmula de Manning para pérdidas en tuberías y descontando a la tubería la longitud de las piezas especiales, tenemos:

$$Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 2.115 \text{ m} \quad K = 46.65$$

$$hf = KLQ^2 = 46.65 \times 2.115 \times (0.01)^2 = \underline{0.00986 \text{ m.c.a.}}$$

- Ahora Calculando las pérdidas en piezas especiales:

$$\begin{aligned} 1 \text{ Valv. Check } \varnothing 6'' &= 12.0 \text{ m} \\ 1 \text{ Valv. Comp } \varnothing 6'' &= 1.0 \\ 2 \text{ codos de } 90^\circ \times 6''\varnothing &= \frac{6.5}{19.5 \text{ m}} \end{aligned}$$

$$\therefore hf_{p.e.} = KLQ^2 = 46.65 \times 19.50 \times (0.01)^2 = \underline{0.0909 \text{ m.c.a.}}$$

Tenemos también pérdidas por carga de velocidad:

Sabemos que el área de un círculo es:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1524)^2}{4} = 0.0182 \text{ m}^2$$

Y por la fórmula de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.010}{0.0182} = 0.5494 \text{ m/seg}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.5494)^2}{2g} = \underline{0.01538 \text{ m.c.a.}}$$

Por lo que el total de pérdidas en este tramo es de :

$$Hdt = 0.00986 + 0.0909 + 0.01538 = \underline{0.116 \text{ m.c.a.}}$$

Ahora, la tubería que va para la recirculación de lodos desde la TEE, hasta el tanque de aeración, las pérdidas son las siguientes:

Tomando en cuenta el gasto, el diámetro y la longitud de la tubería tenemos $\varnothing = 6''$

$$Q = 0.009 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 31.327, \quad K = 46.65$$

- Con la fórmula de Manning para pérdidas, tenemos en la tubería:

$$hf = K L Q^2 = 46.65 \times 31.327 \times (0.009)^2 = 0.1183 \text{ m. c. a.}$$

- Ahora pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$\begin{array}{l} 5 \text{ codos de } 90^\circ \times 6'' \varnothing = 3.25 \times 5 = 16.25 \text{ m} \\ 1 \text{ TEE } 6'' \times 4'' = 10.00 \\ \hline 26.25 \text{ m} \end{array}$$

Por lo que con Manning $\varnothing = 6''$

$$hf_{p.c.} = K L Q^2 = 46.65 \times 26.25 \times (0.009)^2 = 0.0991 \text{ m. c. a.}$$

- Pérdidas por carga de velocidad

Pero antes sabemos que para un círculo:

$$A = 0.0182 \text{ m}^2$$

y de la ecuación de continuidad tenemos:

$$V = 0.4945 \text{ m/seg}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.4945)^2}{2g} = 0.01246 \text{ m.c.a.}$$

Y tomando en cuenta una diferencia de alturas de 2.65 m

$$H_{dt} = 0.1183 + 0.0991 + 0.01246 + 2.65 = 2.88 \text{ m.c.a.}$$

Posteriormente tenemos la línea de tubería que parte desde la TEE hacia los digestores de lodos. Tomando en cuenta ahora el $\varnothing = 4''$ en la tubería proporcionado por el Ing. Constantino Gutiérrez de FONATUR y manejando un gasto de $Q = 1 \text{ L.P.S.}$, tenemos, en la tubería:

$$* \quad Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 45.38 \text{ m}, \quad K = 391.47$$

Por Manning

$$hf = K L Q^2 = 391.47 \times 45.38 \times (0.001)^2 = 0.01776 \text{ m. c. a.}$$

- Pérdidas en piezas especiales:

5 codos de 90° x 4"Ø	2.10 x 5	=	10.5 m
1 Reducc. 6" x 4"Ø		=	1.15
1 Valv. Comp 4"Ø		=	<u>0.7</u>
			12.35 m

$$\therefore hf_{p.e.} = K L Q^2 = 391.47 \times 12.35 \times (0.01)^2 = 0.00483 \text{ m. c. a.}$$

Pérdidas por carga de velocidad:

Pero como ya sabemos:

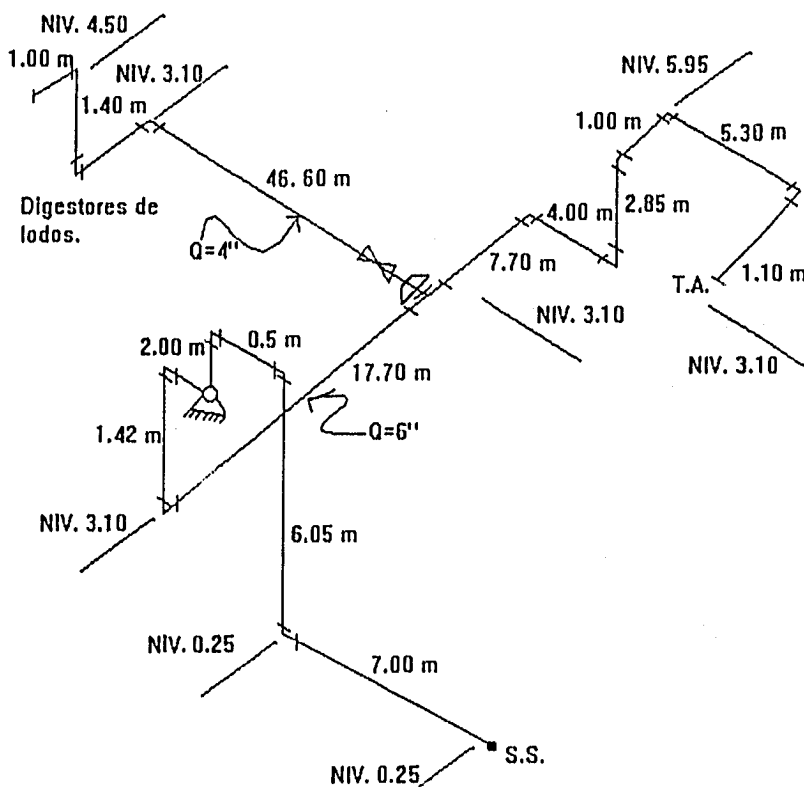
$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.1234)^2}{2g} = 0.000776 \text{ m.c.a.}$$

Y tomando en cuenta un desnivel de terreno de 1.20 m. tenemos:

$$Hdt = 0.01776 + 0.00483 + 0.000776 + 1.20 = 1.223 \text{ m.c.a.}$$

Calculando ahora para la segunda parte

Partiendo de nuevo desde el sedimentador secundario hacia la recirculación en el tanque de aeración y posteriormente hacia los digestores de lodos.



Entonces tenemos que las pérdidas por fricción desde la descarga (salida de la bomba) hasta la TEE de repartición son las siguientes:

Utilizando la ecuación de Manning para pérdidas en tuberías:

- Pérdidas en tuberías:

$$\begin{aligned} \varnothing = 6'' = 0.1524 \text{ m} \quad Q = 10 \text{ L.P.S.} = 0.01 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 18.33 \text{ m} \quad K \\ = 46.65 \end{aligned}$$

$$hf = KLQ^2 = 46.65 \times 18.33 \times (0.01)^2 = \underline{0.0855 \text{ m.c.a.}}$$

- Y pérdidas en piezas especiales:

$$1 \text{ Valv. Check } 6''\varnothing = 12.0 \text{ m}$$

$$1 \text{ Valv. Comp } 6''\varnothing = 1.0$$

$$2 \text{ codos de } 90^\circ \times 6''\varnothing \quad 3.25 \times 2 = \underline{6.5} \\ 19.5 \text{ m}$$

$$\therefore hf_{p.e.} = KLQ^2 = 46.65 \times 19.50 \times (0.01)^2 = \underline{0.09096 \text{ m.c.a.}}$$

- Pérdidas por carga de velocidad:

Ya vimos que:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1524)^2}{4} = 0.01824 \text{ m}^2$$

Y que de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.010}{0.01824} = 0.5484 \text{ m/seg}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.5482)^2}{2g} = \underline{0.0153 \text{ m.c.a.}}$$

Por lo que las pérdidas en este tramo es de :

$$Hdt = 0.0855 + 0.09096 + 0.0153 = \underline{0.1917 \text{ m.c.a.}}$$

Tomando ahora, la tubería que va desde la TEE de repartición, hasta el tanque de aeración y con un gasto a manejar de $Q = 9 \text{ L.P.S.}$, y un $\varnothing = 6''$ en la tubería tenemos:

- Pérdidas en la Tubería $\varnothing = 6''$ por Manning

$$Q = 0.009 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 15.53, \quad K = 46.65$$

$$hf = K L Q^2 = 46.65 \times 15.53 \times (0.009)^2 = \underline{0.0586 \text{ m.c.a.}}$$

- Pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$1 \text{ TEE } 6'' \times 2''\varnothing = 10.00$$

$$5 \text{ codos de } 90^\circ \times 6''\varnothing = 3.25 \times 5 = \underline{16.25} \text{ m}$$

$$26.25 \text{ m}$$

$$\therefore hf_{p.e.} = K L Q^2 = 46.65 \times 26.25 \times (0.009)^2 = 0.099 \cong \underline{0.10 \text{ m.c.a.}}$$

- Pérdidas por carga de velocidad

Sabemos que:

$$A = 0.01824 \text{ m}^2$$

y de la ecuación de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.009}{0.01824} = \underline{0.4934 \text{ m/seg}}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.4934)^2}{2g} = \underline{0.0124 \text{ m.c.a.}}$$

Y tomando en cuenta una diferencia de alturas de 2.85 m

$$Hdt = 0.0586 + 0.10 + 0.0124 + 2.85 = \underline{3.021 \text{ m.c.a.}}$$

Posteriormente tenemos la línea de tubería que parte desde la TEE hacia los digestores de lodos. Tomando en cuenta un gasto de $Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}$ y un $\varnothing = 4''$ en la tubería.

El $\varnothing = 4''$ fue proporcionado por el Ing. Constantino Gutiérrez de FONATUR.

- Pérdidas por fricción en la tubería

$$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad \varnothing = 4'' \quad L = 17.245\text{m}, \quad K = 391.47$$

Por Manning

$$hf = KQ^2 = 391.47 \times 17.245 \times (0.001)^2 = 0.00675 \text{ m. c. a.}$$

- Pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$\begin{array}{llll} 3 \text{ codos de } 90^\circ \times 4''\varnothing & 2.10 \times 3 & = & 6.3 \text{ m} \\ 1 \text{ Reducc. } 6'' \times 4''\varnothing & & = & 1.15 \\ 1 \text{ Valv. Comp } 4''\varnothing & & = & \frac{0.7}{8.15 \text{ m}} \end{array}$$

Por lo que con Manning:

$$\varnothing = 4'', \quad L = 8.15, \quad K = 391.47, \quad Q = 0.009 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$hf_{p.e.} = KQ^2 = 391.47 \times 8.15 \times (0.009)^2 = 0.00319 \text{ m. c. a.}$$

- Pérdidas por carga de velocidad:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1016)^2}{4} = 0.00810 \text{ m}^2$$

Y que de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.001}{0.00810} = 0.1233 \text{ m/seg}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.1233)^2}{2g} = \underline{0.000776 \text{ m.c.a.}}$$

Y tomando en cuenta un desnivel de terreno de 1.40 m:

$$\underline{Hdt = 0.00675 + 0.00319 + 0.000776 + 1.40 = 1.41 \text{ m.c.a.}}$$

Concluyendo que para la primera parte y para la que funcionará a futuro, en la línea de tubería de 4" Ø es necesario colocar una válvula reguladora de flujo, para que nuestros gastos funcionen como deseamos.

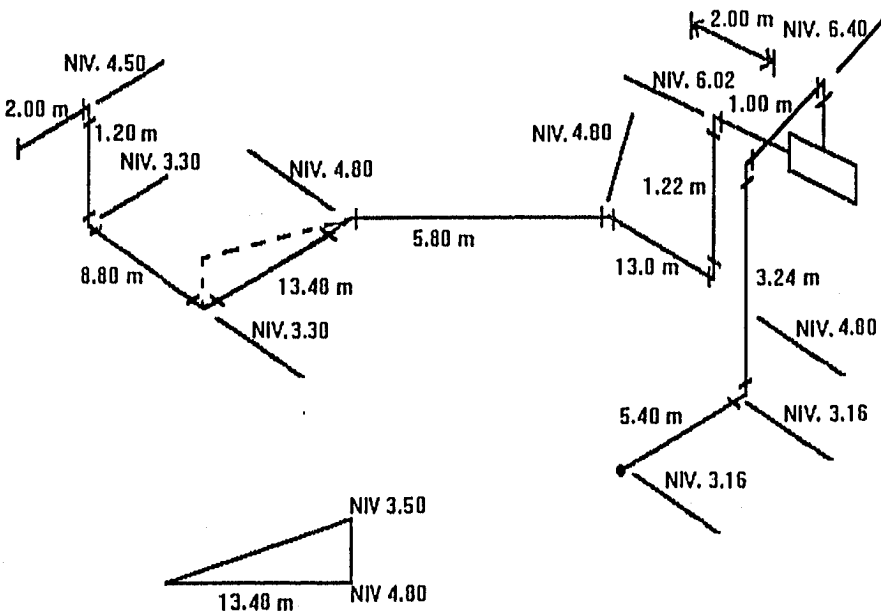
Memoria Cálculos de Tuberías

En lo concerniente a los lodos que salen del sedimentador primario, éstos se mandarían hacia los digestores de lodos por medio de bombeo, utilizando un diámetro en la tubería de $\varnothing = 4''$ y un gasto a manejar de $Q = 0.99 \cong 1.0$ L.P.S..

En el diámetro de la tubería nos basamos al gasto que proporcionó el Ing. Constantino Gutiérrez de FONATUR, ya que si nos basáramos al gasto que se está manejando, nos daremos cuenta que el diámetro de tubería sería aproximadamente de 1".

Por lo que con base en estos datos y con la cantidad de tubería que se requiere, así como de piezas especiales, procederemos al cálculo de las pérdidas en toda la línea de conducción de los S.P. hacia los D.L., recordando que funcionará sólo una parte y la otra a posteriori.

Entonces partiendo de la salida de la bomba, tenemos lo siguiente:



∴ Por Manning tenemos en la tubería:

$$\varnothing = 4'' = 0.1016 \text{ m}, \quad Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 43 \text{ m}, \quad K = 391.47$$

$$hf_{p.e.} = KLQ^2 = 391.47 \times 43 \times (0.001)^2 = 0.0168 \text{ m. c. a.}$$

• Pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$1 \text{ Valv. Check } 4''\varnothing = 6.8 \text{ m}$$

$$1 \text{ Valv. Comp } 4''\varnothing = 0.7$$

$$5 \text{ codos de } 90^\circ \times 4''\varnothing \quad 2.1 \times 5 = 10.5$$

$$2 \text{ codos de } 45^\circ \times 4''\varnothing \quad 1.6 \times 2 = 6.3$$

$$21.2 \text{ m}$$

Por lo que por Manning:

$$\varnothing = 4'', \quad Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 21.2, \quad K = 391.47$$

$$hf_{p.e.} = KLQ^2 = 391.47 \times 21.2 \times (0.001)^2 = 0.00829 \text{ m. c. a.}$$

• Pérdidas por carga de velocidad:

Tenemos que:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1016)^2}{4} = 0.00810 \text{ m}^2$$

Y que de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.001}{0.00810} = 0.1234 \text{ m/seg}$$

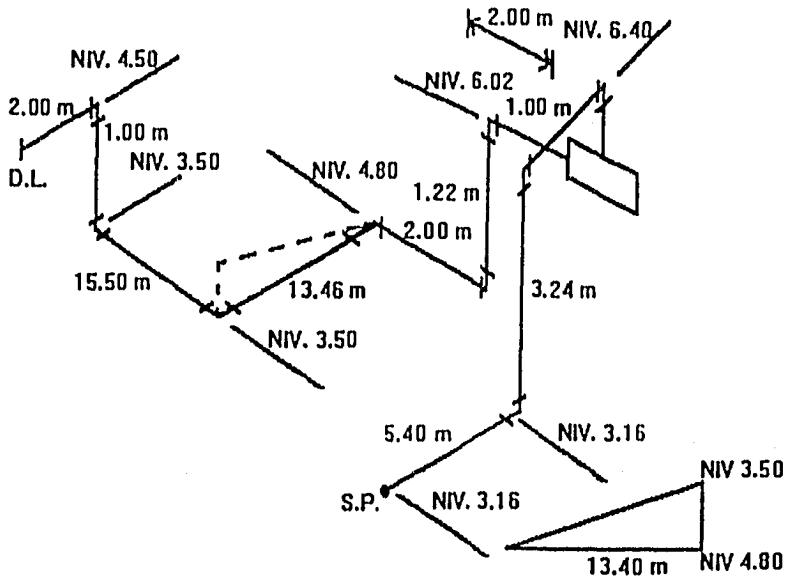
$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.1234)^2}{2g} = 0.000776 \text{ m.c.a.}$$

Y al tener una carga positiva de 1.22 m y una negativa de 1.20 m

$$\therefore Hdt = 0.0168 + 0.00829 + 0.000776 = 0.0258 - 0.02 = 0.00586 \text{ m.c.a.}$$

que es la carga a vencer.

Ahora Calculando para la otra etapa tenemos, siguiendo el mismo procedimiento anterior:



Partiendo de la salida de la bomba, tenemos, $\varnothing = 4''$

- Pérdidas por fricción en la tubería:

$$Q = 0.001 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad L = 34.2 \text{ m}, \quad K = 391.47$$

Y utilizando la fórmula de Manning:

$$\underline{hf_{pe} = K L Q^2 = 391.47 \times 34.2 \times (0.001)^2 = 0.0133 \text{ m.c.a.}}$$

- Pérdidas por fricción en piezas especiales:

$$1 \text{ Valv. Check } 4''\varnothing = 6.8 \text{ m}$$

$$1 \text{ Valv. Comp } 4''\varnothing = 0.7$$

$$6 \text{ codos de } 90^\circ \times 4''\varnothing \quad 2.1 \times 6 = \underline{12.6}$$

20.1 m

∴ Con Manning:

$$\underline{hf_{pe} = K L Q^2 = 391.47 \times 20.1 \times (0.001)^2 = 0.00786 \text{ m.c.a.}}$$

- Pérdidas por carga de velocidad:

Tenemos que:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1016)^2}{4} = 0.00810 \text{ m}^2$$

Y que de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.001}{0.00810} = 0.1234 \text{ m/seg}$$

$$\therefore hf = \frac{V^2}{2g} = \frac{(0.1234)^2}{2g} = \underline{0.000776 \text{ m.c.a.}}$$

Y al tener una carga positiva de 1.22 m y una negativa que vencer de 1.0 m, tenemos .22 m a favor, vemos:

$$\therefore \underline{Hdt = 0.0133 + 0.00786 + 0.000776 = 0.021936 \text{ m.c.a.}}$$

haciendo la diferencia:

$$\underline{Hdt = 0.021936 - 0.22 = -0.198 \text{ m.c.a.}}$$

Nuestro sistema puede funcionar por gravedad.

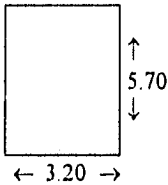
SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS

Se diseñará un sistema de bombeo para la disposición final, con una capacidad de bombeo de 78.48 L.P.S. y vencer una carga dinámica total de 40 m.c.a., este sistema tendrá como función el riego de áreas verdes.

La carga dinámica total fue proporcionada por FONATUR, debido a que en los alcances del proyecto no se consideró el cálculo de la red de riego.

El equipo de bombeo estará formado por 4 bombas con una capacidad de 30 L.P.S., cada una de las cuales tres estarán en operación y una en reserva.

Las bombas estarán instaladas en un cárcamo (de forma rectangular), con las siguientes dimensiones:



Sabemos que para calcular el área de un rectángulo se emplea la siguiente fórmula:

$$A = b \times a$$

$$\therefore A = 5.70 \times 3.20 = 18.24 \text{ m}^2$$

Aplicando la ecuación para bombas de igual capacidad y operación automática:

$$V = \frac{Qt \ 60}{4}$$

Donde : $V = \text{Volumen (m}^3\text{)}$
 $Q = \text{Gasto (m}^3\text{/seg)}$
 $t = \text{Tiempos entre paro sucesivo de una bomba (min)}$

$$\therefore V = \frac{0.030 \times 21 \times 60}{4} = 9.45 \text{ m}^3$$

Ahora procederemos a calcular el tirante útil empleando la siguiente fórmula.

$$tv = \frac{V}{A} = \therefore Tv = \frac{9.45 \text{ m}^3}{18.24 \text{ m}^2} = 0.518 \text{ m}$$

Las pérdidas por rozamiento que se encuentran desde el succionamiento hasta el múltiple de descarga son las siguientes:

1. Pérdidas por fricción en la succión

$$h_{fsucc} = \varnothing + \frac{5.6 Q}{\sqrt{2g} \varnothing^{1.5}} - \frac{V^2}{2g} \quad Q = 0.030 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\varnothing_{succ \text{ y desc.}} = 6'' = 0.1524 \text{ m}$$

$$h_{fsucc} = 0.3078966 - 0.1377541 = 0.170142 \text{ m.c.a.}$$

$$\therefore h_{fsucc} = 0.170142 \text{ m.c.a.}$$

2. Pérdidas por fricción en piezas especiales (antes del múltiple) $\varnothing = 6''$

2 Extremidades de 6" \varnothing x 400 mm long	=	0.80 m
1 Valv. Check 6" \varnothing	=	12.50
1 Valv. compuesta 6" \varnothing	=	1.00
1 Codo de 90° x 6" \varnothing	=	3.30
1 Salida lateral de 6" \varnothing x 630 mm long	=	<u>0.63</u>
		18.23

$$h_f = KLQ^2 \quad K = 46.65 \quad L = 18.23 \text{ m.c.a.} \quad Q = 30 \text{ lit/seg} = 0.03 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_{fpe} = 46.65 \times 18.23 \times (0.03)^2 = 0.7653 \text{ m.c.a.}$$

3. Pérdidas en el múltiple $\varnothing = 10''$

$$h_f = KLQ^2 \quad K = 3.01 \quad L = 3.07 \text{ m} + 2.52 \text{ m} = 5.59 \text{ m} \quad Q = 120 \text{ lit/seg} = 0.12 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_f = 3.01 \times 5.59 \times (0.12)^2 = 0.2422 \text{ m.c.a.}$$

Con los valores proporcionados por FONATUR Hdt = 40 m.c.a. y con base a datos y cálculos de planos de la P.T.A.N. de Bahía de Conejos, vemos que el gasto a manejar más viable es de Q = 30. L.P.S. por cada bomba.

Por tanto entrando a curvas de comportamiento con estos valores el equipo que satisface estas condiciones es el siguiente:

Bomba centrífuga vertical tipo turbina, lubricación aceite, para agua tratada marca Fairbanks-morse.

Modelo	=	6970 8 HC
Velocidad de Operación	=	1770 R.P.M.
Carga de Operación	=	220/440 Volts.
Frecuencia	=	60 Hz.
Potencia del Motor	=	25 HP
Eficiencia (η)	=	71%

Memoria de Cálculo de las Tuberías

En lo referente a las bombas de servicio, las cuales estarán instaladas a un costado del cárcamo de agua tratada, éstas manejarán un gasto de un $Q = 5$ L.P.S. con una carga a vencer de (Hdt) = 25 m.c.a.

Su función principal será la de suministrar agua tratada para el riego de áreas verdes, para limpieza de unidades de tratamiento, así como remoción de espumas y natas.

Se instalarán tres bombas para servicio, estando en operación dos y una de reserva.

La carga a vencer y el gasto se consideraron tomando como base los datos de la planta de Tangolunda (adaptada a este proyecto).

Por tanto con una carga dinámica total a vencer y el gasto arriba mencionado, entramos a las gráficas de curvas de comportamiento de las bombas, encontrándose que el equipo que satisface estas necesidades es el siguiente:

Bomba Marca	=	Fairbanks-morse.
Modelo	=	5223 A 2"

Velocidad de Operación = 1750 R.P.M.
Eficiencia = 57%

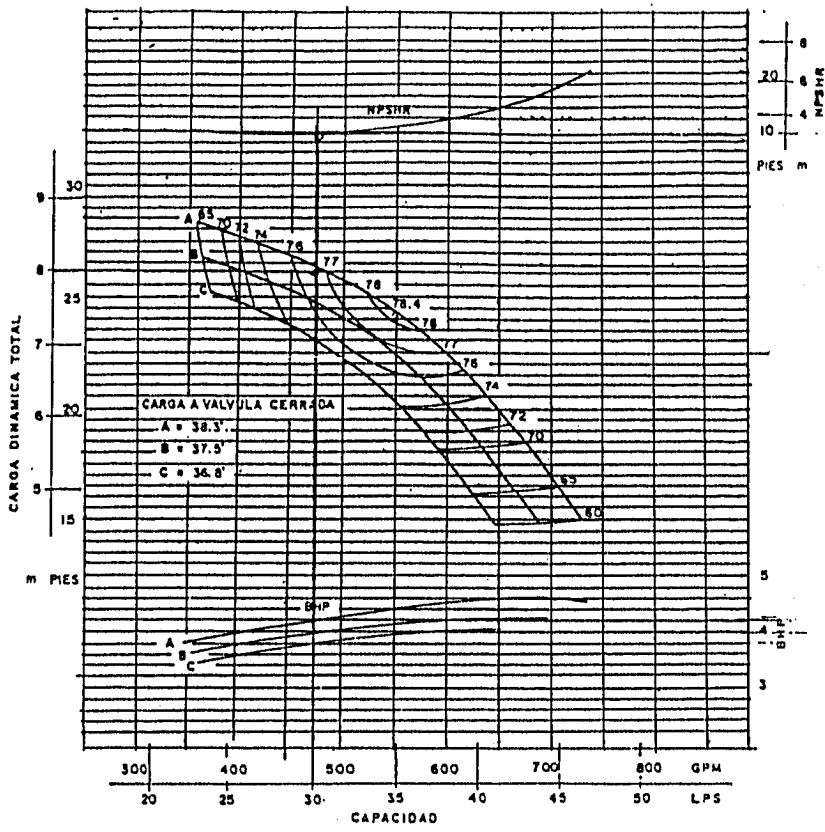
* Cálculo de la potencia del motor eléctrico:

$$N = \frac{Q \text{ Hdt } \theta}{76\eta} = \frac{5 \times 25 \times 1}{76 \times 0.57} = 2.88 \cong 3 \text{ HP}$$

∴ Se recomienda un motor eléctrico horizontal tipo jaula de ardilla flecha maciza, de 3 HP, 3 fases, 220/440 Volts, 60 Hz y 1750 R.P.M.

* Hacemos referencia a la marca Fairbanks-morse, pero también incluimos una gráfica similar de la marca Ocelco.

* También considerando que en la segunda etapa requerimos de más carga, proponemos un motor de 5 H.P.



**8 HC
6970
1770
RPM**

IMPULSOR SEMI-ABIERTO
T-6
BOMBA VERTICAL TIPO TURBINA

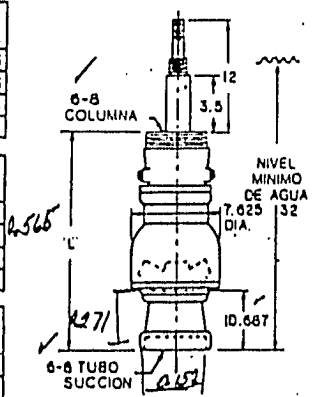
CORRECCIONES DE EFICIENCIA

NUMERO DE PASOS	CAMBIO DE EFICIENCIA
1	-4.0 PUNTOS
2	-2.5 PUNTOS
3	0.0 PUNTOS
4	0.0 PUNTOS

MATERIAL DEL TAZON	CAMBIO DE EFICIENCIA
FIERRO FUNDIDO	-4.0 PUNTOS
Fa Fa ESMALTADO	0.0 PUNTOS
BRONCE	-4.0 PUNTOS
AC INOXIDABLE	-5.0 PUNTOS

MATERIAL IMPULSOR	CAMBIO DE EFICIENCIA
FIERRO FUNDIDO	-2.0 PUNTOS
Fa Fa ESMALTADO	0.0 PUNTOS
BRONCE	-1.0 PUNTOS
AC INOXIDABLE	-2.0 PUNTOS

DIMENSIONES (pulgadas)



*AUMENTAR 7.0 POR CADA PASO ADICIONAL

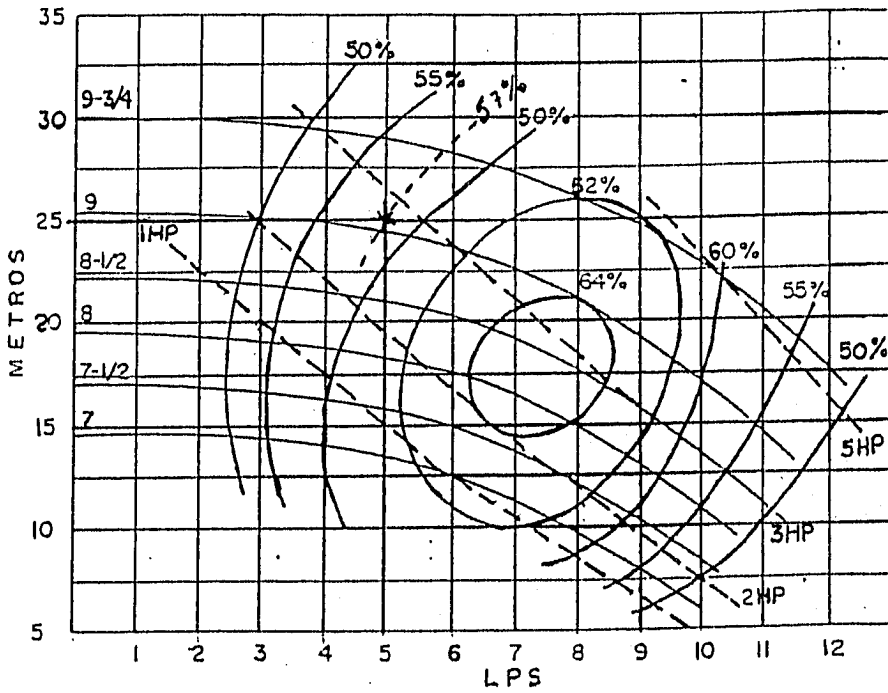
DATOS TECNICOS

DATOS	VALOR
VELOCIDAD MAXIMA DE OPERACION	3600 RPM
NUMERO MAXIMO DE PASOS	15 **
K1 (FACTOR CARGA HID AXIAL)	7.2 LBS/FT
K2 (PESO ROTOR POR PASO)	5.5 LBS
PESO TAZON PRIMER PASO	125 LBS
PESO TAZON PASO ADICIONAL	45 LBS
MAX ALARGAMIENTO DE LA FLECHA CON MAQUINADO ESPECIAL	0.312 PULG **
IMPULSOR TIPD DAMPER	NO
LUB AGUA	1" L PRIMER PASO 19.75 PULG DIAM FLECHA BOMBA 1-3/16 PULG
LUB ACEITE	1" L PRIMER PASO 22.25 PULG DIAM FLECHA BOMBA 1-3/16 PULG

** ESTOS SON VALORES NOMINALES REFERIRSE A DATOS DE APLICACION Y REFERENCIA PARA INFORMACION ADICIONAL

Fairbanks Morse

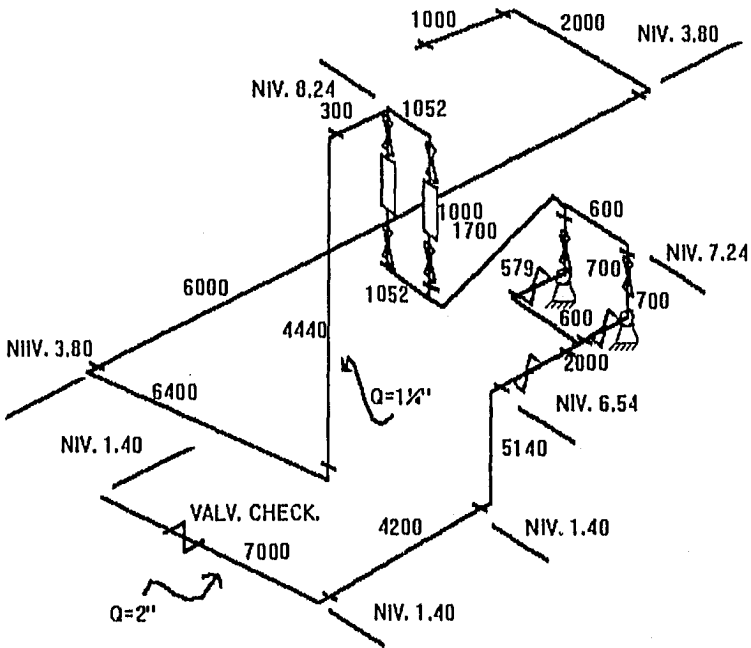
MODELO: 1-1/2 H	TAMAÑO: 2" x 1-1/2" 51mm x 38mm	IMPULSOR: 1-1/2 HI CERRADO	D.A.M.: VARIOS	R.P.M.: 1750
---------------------------	--	---	--------------------------	------------------------



ELECTRO BOMBA MODELO 1-1/2 H

Memoria de Cálculo

En lo referente a las bombas de cloración y con respecto a las medidas que tenemos en el arreglo, así como el gasto a manejar que es de $Q = 2$ L.P.S. y manejando un diámetro $\varnothing = 2''$ en la tubería de succión $\varnothing = 1\frac{1}{4}''$ en la tubería de descarga, procederemos a calcular el tipo de bomba que se requiere.



* Cálculo de la carga dinámica total

$$Hdt = G + hf_{succ.} + hf_{conduct.} + hf_{vel.} + hf_{pe.} \quad (A)$$

* hf tubería de succión $\varnothing = 2''$

$$L = 19.519 \text{ m}, \quad Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad K = 15781.25$$

Aplicando la fórmula de Manning:

$$hf_{succ.} = KLQ^2 = 15781.25 \times 19.519 \times (0.002)^2 = \underline{1.23 \text{ m.c.a.}}$$

* $hf_{p.e.}$ en piezas especiales de la tubería de succión: $\varnothing = 2''$

También por Manning:

4 Codo de 90° x 2" \varnothing	1.35 x 4	=	5.4 m	
TEE 2" X 2" \varnothing		=	3.5	
1 Valv. Check 2" \varnothing		=	4.2	
1 Valv. compuerta 2" \varnothing	0.35 x 2 =		<u>0.7</u>	
				13.8 m

$$hf_{p.e.} = KLQ^2 = 15781.25 \times 13.8 \times (0.002)^2 = \underline{0.8711 \text{ m.c.a.}}$$

En cuanto a la tubería de descarga, se ve que es más viable utilizar un $\varnothing = 1\frac{1}{2}''$.

* Por lo que por Manning: Para $\varnothing = 1\frac{1}{2}''$, $K = 75939.85$

$$L = 25.94 \text{ m}, \quad Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{seg}, \quad K = 188785.05$$

$$hf_{conduct.} = KLQ^2 = 75939.85 \times 26.24 \times (0.002)^2 = \underline{7.97 \text{ m.c.a.}}$$

* $hf_{p.e.}$ pérdidas en piezas especiales en la descarga:

Codo de 90° x 1½" \varnothing	10 x 0.9 m	=	9.0 m	
TEE 1½" x 1½" \varnothing	2 x 2.5 m	=	5.0	
1 Valv. Check 1½" \varnothing		=	3.0	
1 Valv. compuerta 1½" \varnothing	3 x 0.25 m	=	<u>0.75</u>	
				17.75 m

$$hf_{p.e.} = KLQ^2 = 75939.85 \times 17.75 \times (0.002)^2 = \underline{5.39 \text{ m.c.a.}}$$

* $hf_{succ.}$ Pérdidas por fricción en la succión de la bomba:

Tenemos que:

$$hf_{succ.} = \phi + \frac{5.6 Q}{(\sqrt{2g}) \phi^{1.5}} - \frac{V^2}{2g} \quad \begin{array}{l} Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{seg} \\ \phi_{succ} = 2'' = 0.0508 \text{ m} \\ \phi_{desc.} = 1 \frac{1}{2}'' = 0.0381 \text{ m} \end{array}$$

$$hf_{succ.} = 0.0508 + \frac{5.6 (0.002)}{(\sqrt{2g}) (0.0508)^{1.5}} - \frac{(1.75)^2}{2g} =$$

$$hf_{succ.} = 0.2716375 - 0.1560907$$

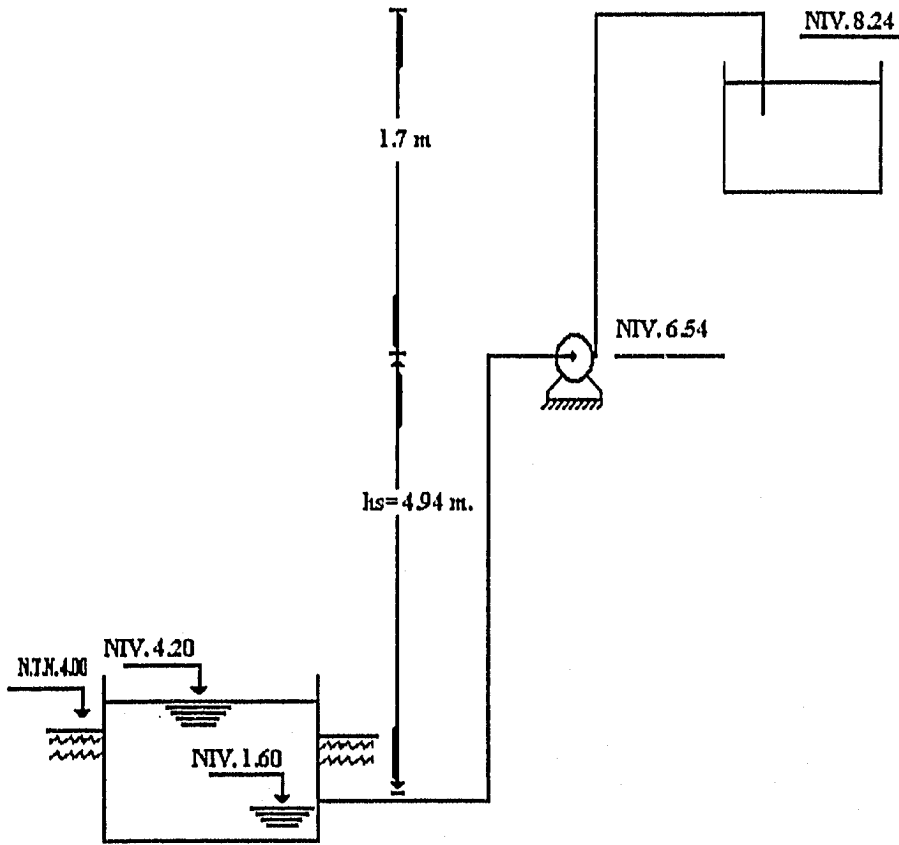
$$\therefore hf_{succ.} = \underline{0.11554 \text{ m.c.a.}}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.0381)^2}{4} = 0.00114 \text{ m}^2 \quad \begin{array}{l} \therefore \text{por continuidad:} \\ Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{seg} \\ V = \frac{Q}{A} = \frac{0.002 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.00114 \text{ m}^2} = 1.75 \text{ m/seg} \end{array}$$

* $hf_{VEL.}$ Pérdida por carga de velocidad:

$$hf_{VEL} = \frac{V^2}{2g^2} = \frac{(1.75)^2}{2g} = 0.15609 \text{ m.c.a.}$$

Y un desnivel topográfico de: $G = 6.64 \text{ m.}$



$$G = 4.00 - 1.60 + 4.24 = \underline{6.64 \text{ m}}$$

∴ Sustituyendo en (A)

$$\text{Hdt} = 1.23 + 0.8711 + 7.97 + 5.39 + 0.11554 + 0.15609 + 6.64 = \underline{22.37 \text{ m.c.a.}}$$

* Cálculo de la potencia del motor eléctrico:

$$N = \frac{Q \text{ Hdt } \rho}{76 \eta}$$

Donde: N = Potencia del motor eléctrico

Q = Gasto (LPS)

Hdt = Carga Dinámica Total (m)

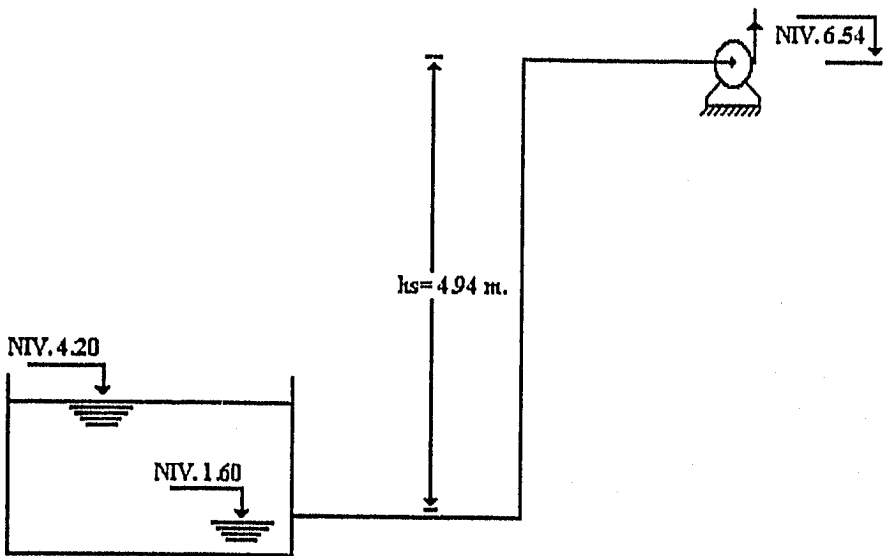
ρ = Peso específico del agua

η = Eficiencia del motor Aprox. 57%

Tomando Hdt = 25 m.c.a.

$$N = \frac{2 \times 25 \times 1}{76 \times 0.57} = 1.15 \text{ HP}$$

* Pero en lo concerniente al catálogo que se manejó, se utilizarán motores de 3 HP.



Como se encuentra A.N.M.

$P_{atm} = 1.01324 \text{ bar Aprox. } 10.33 \text{ m}$

El agua se encuentra a una temperatura de 20° C

$P_v = 0.02337 \text{ bar aprox. } 0.23837 \text{ m}$

$h_s = 4.94 \text{ m}$

$h_{rs} = 2.10 \text{ m.c.a. - En la succión}$

$NPSHD = P_a - P_v - h_s - h_{rs}$

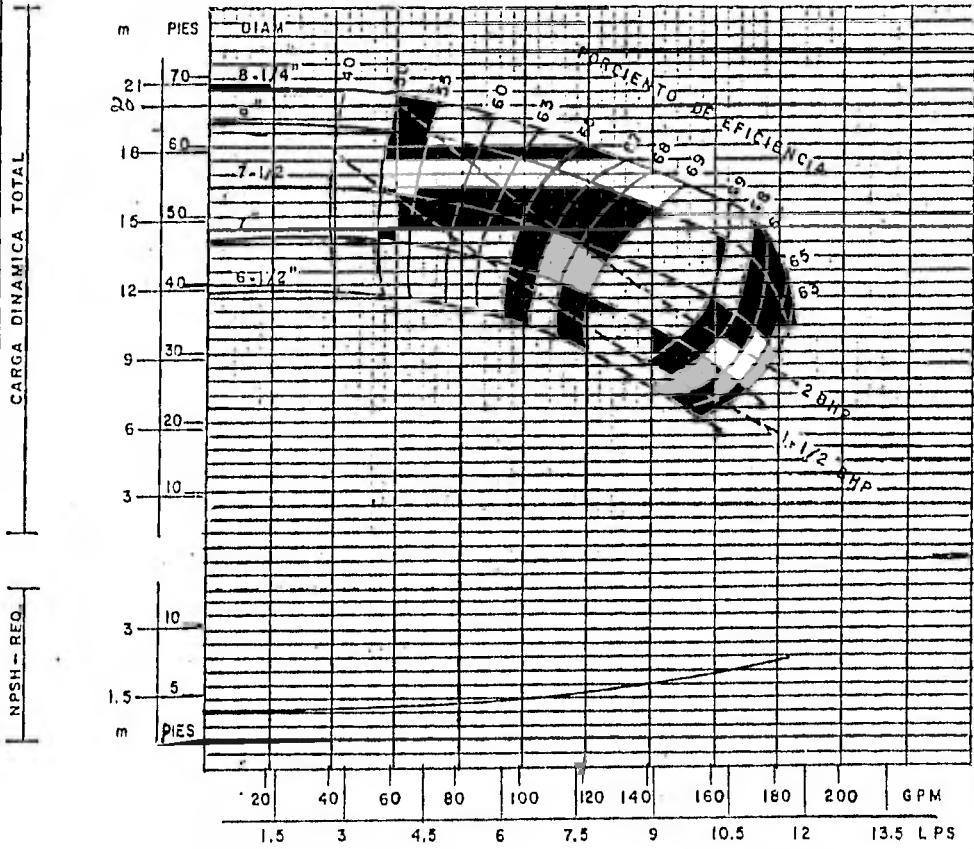
$= 10.33 - 0.23837 - 4.94 - 2.10 = \underline{3.05 \text{ m}}$

$NPSHD = 3.05 \text{ m}$

EL COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEPENDE DE SUMINISTRAR A LA BOMBA LA CANTIDAD ESPECIFICA DE AGUA LIMPIA, FRESCA, NO AEREADA, SIN EXCEDER DE 85°F (30°C)

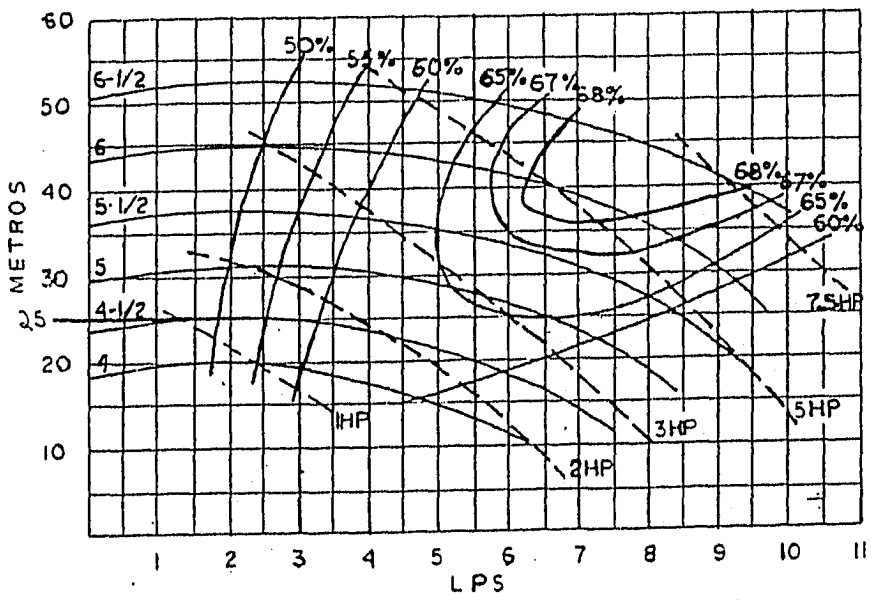
5223A-2" 1750 RPM IMPULSOR F2DIZ

REFERENCIA 49658 CP



Fairbanks Morse

MODELO: 1-1/4 L	TAMARO: 1-1/2" x 1-1/4" 38mm x 32mm	IMPULSOR: 1-1/4 LI	DIAM: VARIOS	R. P. M. 3 450
---------------------------	---	-----------------------	-----------------	-------------------



ELECTRO BOMBA MODELO 1-1/4 L

CAPITULO V

CONCLUSIONES

El impacto del crecimiento poblacional, el económico y el de las continuas sequías, en muchas partes del mundo, han incrementado significativamente la concientización sobre las limitaciones de los recursos acuíferos. Lo anterior se evidencia fuertemente del creciente movimiento con ser vacacionista del agua, que ha dado origen a numerosas reglamentaciones que restringen y requieren más eficiencia del uso del recurso agua.

El énfasis incipiente en la conservación del agua también ha despertado un mayor interés sobre los nuevos métodos y tecnologías de manejo y tratamiento tanto del agua como de las aguas residuales y de drenajes.

En los edificios públicos y privados, como los de oficinas, centros comerciales, hoteles, multifamiliares residenciales, etc., un vasto potencial existe para reducir los requerimientos de agua potable a través de los tratamientos in-situ y el reciclado del agua tratada en irrigación, barrido de escusados y mingitorios, reposición de agua de torres de enfriamiento de sistemas de aire acondicionado centrales, de lagunas o espejos de agua, sistemas de contraincendio y otros usos no potables.

El tratamiento in-situ simplemente se refiere a que la descarga y tratamiento se llevan a cabo en el mismo lugar en donde se generan los drenajes, en lugar de descargarse en el drenaje municipal o receptor que los conduzca lejos de él.

El reciclado de las aguas tratadas en esos sistemas puede tener un significativo impacto en el incremento de la conservación, y puede ayudar grandemente a resolver, simultáneamente, problemas tanto de suministro del agua como manejo y disposición de las residuales.

APLICACIONES DE BARRIDO DE EXCUSADOS Y MINGITORIOS

En los grandes centros urbanos, donde principalmente se tienen edificios de oficinas y gubernamentales, a menudo se tienen pocos requerimientos de agua de irrigación, por la falta de jardines. Sin embargo, en estos casos la fuente predominante del agua residual son los excusados y los mingitorios, que presentan un promedio del 90 % de agua usado en ellos.

Consecuentemente, si reciclamos esta agua, podemos reducir los requerimientos de agua potable en un 90 %, lo cual es una reducción muy sustancial. Por ejemplo, un edificio de oficinas de 28,000 m² requeriría normalmente 37,000 m³ de agua potable por año. Reciclando el agua tratada se reduciría su requerimiento a menos de 2,000 m³ por año, o sea un ahorro aproximado de 35,000 m³ por año.

El uso del reciclado del agua dentro de un edificio es una operación sencilla, pero su seguridad y éxito solo puede garantizarse con un cuidadosamente diseñado y operado proceso de tratamiento, así como un bien diseñado e instalado sistema de tuberías.

En la *figura 5.1* se muestra un esquema de un sistema que ha sido instalado exitosamente en más de 80 diferentes lugares en los Estados Unidos de Norteamérica desde 1979. Este método de reciclado es cada vez más utilizado en dicho país, primordialmente para reducir las descargas en áreas ecológicamente críticas donde los drenajes son o inexistentes o que están ya operando a plena capacidad. En el Japón, que ha padecido escasez de agua crónicamente, este tipo de reciclado es práctico común en edificios de oficinas, hoteles, centros comerciales y residenciales.

APLICACIONES EN IRRIGACIÓN Y REPOSICIONES EVAPORATIVAS

Los hoteles, desarrollos residenciales multifamiliares, áreas recreativas, complejos de hospitales, centros vacacionales, etc., son instalaciones que generan grandes volúmenes de aguas residuales, y a la vez tienen grandes requerimientos de agua para irrigación de prados y jardines.

En este tipo de aplicaciones, recuperar agua de los drenajes para irrigación y reposición de procesos evaporativos puede ahorrar mucha agua y dinero. No es poco común en muchos Estados de los Estados Unidos de Norteamérica que los campos de golf sean irrigados con efluentes secundarios desinfectados de aguas negras. De hecho en Estados como Arizona, es ilegal irrigar con agua que no provenga de drenaje tratado cuando se tenga éste disponible. En México, en el club campestre de Monterrey, se riega con efluente de tratamiento de aguas negras desde hace varios años, y lo mismo se hace con los jardines del edificio corporativo del Grupo Cydsa. Sin embargo, en aplicaciones donde la irrigación irrestricta de jardines que rodean edificios, banquetas y camellones y áreas verdes públicas sea considerada, las plantas de tratamiento secundario de drenajes tradicionales no pueden ofrecer la confiabilidad, operación y calidad del agua requeridas para una irrigación que ofrezca garantía de no atentar contra la salud. En California la irrigación irrestricta requiere y exige que la calidad del agua continuamente dé un estándar de 2.2 cuentas de coliforme total/100 ml, y una turbiedad menor de 2 N.T.V. La base de este criterio es asegurar que los virus también hayan sido destruidos. La *tabla 5.1* señala los requerimientos de calidad de agua para irrigación irrestricta de varios países diferentes donde esto ya se practica en forma reglamentada.

Estos requerimientos de calidad normalmente requieren de tratamientos avanzados, desinfección y filtración. En lugares de alto desarrollo urbanístico, las plantas convencionales, abiertas, de gran tamaño, pueden no ser aceptables porque normalmente despiden olores ofensivos, y son estéticamente desagradables y difíciles de integrarse arquitectónicamente en los sitios descritos.

EJEMPLOS DE CRITERIOS DE AGUA RECUPERADA PARA IRRIGACIÓN IRRESTRICTA *

PARAMETRO	JAPON	ISRAEL	AFRICA DEL SUR	KUWAIT	ARABIA SAUDITA
E.COLI	< ct/100ml	12 (80%) 2.2. (50%) 1 mpn/100ml	Estándar para agua Potable de Tratamiento Avanzado	100ct/100ml	2.2 mpn/100ml
COLOR RESIDUAL	> 0.4	0.5		1	-----
APARIENCIA	No degradable	-----		-----	-----
TURBIEDAD	-----	-----		-----	1
FILTRACIÓN AVANZADA	-----	Requerida		-----	-----
DBO (mg/l)	-----	15		10	10
PH	5.8 - 8.6	-----		-----	6.0 - 8.4
SST (mg/l)	-----	-----		10	10

* WORD HEALTH ORGANIZATION

TABLA 5.1.

REQUERIMIENTOS DE CALIDAD DE AGUA PARA IRRIGACIÓN IRRESTRICTA

TECNOLOGÍA DE MEMBRANAS

La tecnología de membranas semipermeables, que fue desarrollada en la década de los 60, como parte del programa espacial, tiene muchas aplicaciones en los tratamientos de aguas, efluentes y drenajes. Existen muchas plantas en México que utilizan sistemas de membranas de ósmosis inversa para purificar aguas influentes, para sus procesos, operando desde hace más de 10 años algunas de ellas, como son varias termoeléctricas de la Comisión Federal de Electricidad, Altos Hornos de México en Monclova, Coah., General Motors en Ramos Arizpe, Coah., las embotelladoras de Coca Cola en Can-Cun, Campeche y Durango, por mencionar unas cuantas, entre muchas otras.

Adicionalmente a lo anterior, plantas de ultrafiltración y microfiltración también se utilizan, en México, en aplicaciones de procesados de alimentos, de productos medicinales, procesos industriales y en la industria automotriz, principalmente, por lo que el uso de membranas en procesos de separación no es ni nuevo ni extraño en México, y pueden darse muchas referencias de ellos.

La tecnología de ultrafiltración, combinada con el tratamiento biológico, ofrece muchos beneficios y ventajas a las aplicaciones que involucren la recuperación para reciclado de aguas de drenaje sanitario. Las membranas de ultrafiltración pueden diseñarse para separar contaminantes de pesos moleculares muy bajos. Las membranas típicas de ultrafiltración usadas en aplicaciones de tratamientos de drenajes sanitarios separan desde pesos moleculares de 15,000 y mayores. En este nivel de filtración la mayoría de los compuestos orgánicos solubles, bacterias y virus encontrados en ellos son retenidas y separadas, en el concentrado, del agua permeada o producto de la ultrafiltración. La *tabla 5.2* muestra lo anterior.

La membrana es una barrera positiva a los contaminantes y microorganismos, que es independiente de la calidad de, o condición del proceso biológico. El sistema de membranas, de hecho, sustituye a los procesos de clarificación y filtración final que se tienen en la mayoría de los procesos de tratamientos convencionales. Estos dos pasos de los procesos tradicionales requieren de mucho mantenimiento y de una gran habilidad de los operadores para operar satisfactoriamente. El sistema de membranas elimina por completo las limitaciones de mantenimiento y proceso que impone el clarificador.

COMPOSICION	TAMAÑO DE PORO (MICRAS)	PUNTO DE BURBUJA (MIN. Kg/cm ²)	ESTERILIZABLE			TEMP. MAX OPER. H ₂ O °C	ESPESOR (MICRAS)	APLICACIONES
			AUTO-CLAVE	ETO	VAPOR			
TRIACETATO DE CELULOSA	0.2	3.16 (45)	SI	SI	NO	93	Análisis de agua, esterilización de soluciones acuosas, diagnósticos, sueros, filtración de gases, Etc.	
	0.3	2.39 (34)	SI	SI	NO	93		
	0.45	1.83 (26)	SI	SI	NO	93		
	0.8	0.98 (14)	SI	SI	NO	93		
	1.2	0.70 (10)	SI	SI	NO	93		
	5.0	0.28 (4)	SI	SI	NO	93	150	
COPOLÍMERO ACRÍLICO SIN SOPORTE	0.2	1.69 (24)	NO	SI	NO	82	Esterilación de soluciones acuosas, sueros inyectables, Etc.	
	0.45	1.27 (18)	NO	SI	NO	82		178
	0.8	0.56 (8)	NO	SI	NO	82		305
	1.2	0.42 (8)	NO	SI	NO	82		305
	3.0	0.18 (2.5)	NO	SI	NO	82	305	
POLÍMERO AROMÁTICO PARA ALTA TEMPERATURA	0.1	5.06 (72)	SI	SI	SI	100	Control de calidad, filtración de suero, esterilización de soluciones acuosas.	
	0.2	2.53 (36)	SI	SI	SI	100		130
	0.45	1.54 (22)	SI	SI	SI	100		130
	0.65	0.91 (13)	SI	SI	SI	100		150
(PTFE) TEFLÓN	0.2	1.06 (13)	SI	SI	SI	100	Clarificación soluciones no acuosas, gases.	
	0.45	0.49 (7)	SI	SI	SI	100		175
	1.0	0.14 (3)	SI	SI	SI	100		150
CELULOSA REGENERADA	0.2	1.96 (24)	SI	SI	NO	149	Clarificación soluciones no acuosas.	
	0.45	1.12 (12)	SI	SI	NO	149		100
TRIACETATO DE CELULOSA	0.2	3.16 (24)	SI	SI	NO	93	Suero con Prefiltración	
	0.45	1.83 (13)	SI	SI	NO	93		150

RETENCION (MICRAS)	AREA DE FILTRACION		COMPOSICION (MEDIO FILTRANTE)	LONGITUDES			APLICACIONES GENERALES
	M ²	ft ² /10"		10"	20"	30"	
0.2, 0.45, 0.8, 1.2, 3.0, 5.0	0.42	4.5	Copolímero acrílico	✓	✓	✓	Filtración final Estéril
0.2, 0.45, 0.65	0.36	3.8	Polisulfona	✓	✓	✓	Filtración final Estéril
0.2	0.6	6.5	Copolímero Acrílico	✓	✓	✓	Filtración de Agua Desionizada
0.2	0.51	5.5	Teflón y Polipropileno	✓	✓	✓	Filtración de Solventes

TABLA 5.2: CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES DE LAS MEMBRANAS.

El proceso de ultrafiltración positiva simplifica dramáticamente todo el proceso de tratamiento, eliminando la necesidad de mantenimiento del clarificador, los ajustes rutinarios de proceso, y la difícil administración y manejo de los lodos. Por eliminar los problemas derivados de los descontrolados de los niveles y consistencia de la cama de lodos y del tamaño de los floculos del licor mezclado, el proceso biológico opera en forma muy estable y consistentemente eficiente. Y por no requerir ajustes, la combinación del proceso biológico con el de membranas puede hacerse altamente automatizada mediante el uso de controles de lógica programable para su control.

El proceso de ultrafiltración positiva también permite que el sistema total pueda ser contenido en tanques compactos, cerrados. Esto ofrece sistemas de procesos mucho más limpios, eliminando los problemas de malos olores y estéticos que inherentemente tienen los tanques y clarificadores abiertos. Muy frecuentemente los sistemas biológico/membranas se instalan dentro de los edificios que generan los drenajes sanitarios, y en los sótanos de ellos.

FUTURO DE LA RECUPERACIÓN DE DRENAJES IN-SITU

La recuperación y reciclado de aguas de drenajes sanitarios, aunque es ya práctica exitosa y creciente, no es todavía ampliamente utilizada. La falta de experiencia en muchos países, y la falta de especificaciones y reglamentaciones estandarizadas han severamente restringido el uso del reciclado. Las varias áreas que presentan los obstáculos para su adopción son:

1. Falta de estándares de calidad de aguas recicladas. Aunque como antes mencionamos, la práctica del reciclado no es nueva, solo se ha utilizado en forma limitada, en algunos países. Varios de ellos, muy activos en proyectos de recuperación de aguas de drenaje, han adoptado códigos y lineamientos, pero aún existen pocos estándares nacionalmente aceptados. La ausencia de estándares autorizados y aprobados puede representar retrasos significativos; y rechazo de proyectos de recuperación y reciclado.

Los códigos y lineamientos, así como los pocos estándares nacionalmente aceptados y adoptados por los países que han estado más activos en el reciclado de aguas residuales deben ser traducidos y profusamente distribuidos por los interesados, en todos los países con graves problemas de escasez de agua, y ausencia de experiencia en reciclado, para ayudar a vencer este obstáculo, así como para ayudar al establecimiento de códigos respectivos nacionales en ellos.

2. Códigos de plomería ambiguos. La mayoría de las normas están redactadas con lenguaje que implica que cada dispositivo de plomería (incluyendo los excusados y mingitorios) debe ser alimentado con agua potable, "excepto donde sea considerado necesario por la autoridad respectiva". Esta frase exceptuante fue adicionada para promover el uso saludablemente seguro de aguas no-potables, tales como las de reciclado. Estas aplicaciones deben ser cuidadosamente examinadas y autorizadas con el reconocimiento y aceptación de las autoridades locales. Pero muchas de estas autoridades no están conscientes del propósito de la inclusión de la frase propiciadora del uso de agua reciclada. Por lo innovador del concepto, dichas autoridades no están familiarizadas con él, y por inercia y desconocimiento se rehusan a considerar su aplicación.

Nuevamente, la distribución de normas y códigos traducidos a los lenguajes respectivos, junto con la de reglamentos, listas de usuarios de referencia, etc., de los países con muchos años de experiencia en el reciclado de aguas residuales, tales como los E.U.A. y Japón, deben grandemente ayudar a las eventuales modificaciones de los códigos y normas de tal forma que permitan el uso de agua reciclada en aplicaciones no-potables.

3. Falta de confianza en las prácticas estándar para controlar las interconexiones y el mezclado de aguas. Se ha demostrado, a través de 10 años la experiencia en E.U.A., que la mezcla de agua pueda evitarse, totalmente con prácticas estándar en el diseño e instalación de tuberías, y que el riesgo de salud es extremadamente bajo, en el uso de agua de tratamiento avanzado de drenajes sanitarios, en la alimentación de excusados y mingitorios. Sin embargo, muchos departamentos de seguridad, y de construcción están renuentes a aceptar, o a considerar el uso de agua no potable en los edificios. La falta de familiaridad con el concepto de reciclado y con sistemas de tuberías dobles, así como de técnicas y equipos que evitan la posibilidad del mezclado de las aguas, producen una cerrazón mental que a menudo no se abre a nuevas ideas.

Las mentes cerradas de los ingenieros y de las autoridades responsables de la autorización el uso seguro y saludable de aguas recicladas en aplicaciones no-potables, también deberían abrirse con las mismas herramientas antes descritas, información traducida profusa, videocintas, transparencias, invitaciones a visitar plantas existentes, simultáneamente con el esfuerzo concientizador de los efectos mitigantes en la escasez de agua, y todas las otras ventajas económicas y ecológicas que el reciclado de aguas representa.

Las ciudades y los países tendrán que enfrentar la realidad de las limitaciones de capacidad de las fuentes de abastecimiento de agua convencionales, y de los incrementos constantes de los costos de suministrarla en los sitios de consumo. Costos macro-económicos como los de las obras de Cutzamala, para alimentar aguas al D.F., de las presas Cerro Prieto y el Cuchillo en Nuevo León, para alimentar Monterrey y su zona metropolitana, que tienen que sufragar las economías de los países, en estos casos la de México, son claras evidencias de lo anterior. Como resultado, las aguas residuales se convertirán en un recurso muy valioso, con un potencial enorme para resolver, en buena parte, los problemas de suministros limitados. Las economías de suministros de agua forzarán la adaptación e implementación de reglamentos modernos que maximizen la recuperación y aprovechamiento de las aguas de drenajes sanitarios. Estas mismas necesidades estimularán el desarrollo de nuevas tecnologías para con mayor efectividad de costos recuperar el muy valioso recurso por aprovechar: las aguas residuales.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Barnes George.
Tratamiento de aguas negras y desechos.
- 2.- Castellanos López Octavio.
Sistema de tratamiento y rehuso de agua.
- 3.- Rolim Mendoza Sergio.
Sistemas de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales.
- 4.- Mendoza M.H.
Tratamiento avanzado, operaciones y procesos unitarios, descripción y aplicaciones.
- 5.- Arboleda V.J.
Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua.
- 6.- Weber W. Jr.
Control de la calidad del agua, procesos fisico-químicos.
- 7.- DDF/DGCOH.
Experimentación en tratamiento avanzado de aguas residuales.
- 8.- Azevedo Neto N.
Manual de Hidráulica.
- 9.- Ramalho Rubens.
Tratamiento de aguas residuales.
- 10.- Purschel Wolfgang.
El tratamiento de aguas residuales domesticas.
- 11.- Trillo Juan De Dios.
Tratamiento y depuración de las aguas residuales.
- 12.- Molina Requelme Jorge.
Tratamiento primario de aguas.
- 13.- Wintler Michael.
Tratamiento biológico de aguas de desecho.

- 14.- Harold E. Babbitt; E. Robert Baumann.
Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.
- 15.- Nordell Eskel
Tratamiento de agua para la industria y otros usos.
- 16.- Asociación Mexicana de Hidráulica A.C.
11° Congreso Nacional de Hidráulica, Tomo I
- 17.- Asociación Mexicana de Fabricantes de Equipos y Servicios
para agua A.C. 1987.
6° Congreso de tratamiento de aguas.
- 18.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental
VIII Congreso Nacional 1992.
Acciones para un ambiente limpio.

TESIS:

- 19.- Figueroa Ramírez Rodrigo J.
Aplicación de tratamiento avanzado en aguas residuales.
- 20.- Martínez Guzman E.
Sistemas de tratamiento de aguas residuales para poblaciones menores.
- 21.- González Casares P.
Aguas residuales municipales.
- 22.- Tecnología del agua.
Números 105, 107, 116.
- 23.- Montejano.
Aguas residuales tratadas.
- 24.- Munguía Vaca E.
Almacenamiento de aguas negras por periodos prolongados.