

DISEÑO DE UN SISTEMA PUESTO EN TIERRA PARA
EL TRATAMIENTO DE AGUAS SUCIAS Y DE SENTINAS
DE LOS BUQUES DE ABOCOL

MONICA AYAZO MONTOYA
SANDRA CARRILLO CASTELLANOS
ALFREDO CUBILLOS GONZALEZ

CORPORACION UNIVERSITARIA TECNOLOGICA DE
BOLIVAR
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA
CARTAGENA DE INDIAS, D. T. Y C.

1996

**DISEÑO DE UN SISTEMA PUESTO EN TIERRA PARA
EL TRATAMIENTO DE AGUAS SUCIAS Y DE SENTINAS
DE LOS BUQUES DE ABOCOL**

**MONICA AYAZO MONTOYA
SANDRA CARRILLO CASTELLANOS
ALFREDO CUBILLOS**

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Mecánico

Director

ANTONIO AVILA

Ingeniero Químico

**CORPORACION UNIVERSITARIA TECNOLOGICA DE
BOLIVAR**

FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA

CARTAGENA DE INDIAS, D. T. Y C.

1996

Cartagena, 14 de Mayo de 1996

Señores

MIEMBROS DEL COMITE DE PROYECTO DE GRADO
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA
Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar
Ciudad

Apreciados señores:

Nos dirigimos a ustedes para presentar a su consideración el proyecto de grado titulado: **Diseño de un sistema puesto en tierra para el tratamiento de aguas sucias y de sentinas de los buques de ABOCOL**, como requisito parcial para optar el título de Ingenieros Mecánicos.

Cordial saludo,

SANDRA CARRILLO

MONICA AYAZO

ALFREDO CUBILLOS

Cartagena, 14 de Mayo de 1996

Señores

MIEMBROS DEL COMITE DE PROYECTO DE GRADO
FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA
Corporación Universitaria Tecnológica de Bolívar
Ciudad

Respetados señores:

Pongo a consideración el proyecto de grado del cual he sido Director, elaborado por los estudiantes: Mónica Ayazo, Sandra Carrillo y Alfredo Cubillos, titulado: **Diseño de un sistema puesto en tierra para el tratamiento de aguas sucias y de sentinas de los buques de ABOCOL**, como requisito para optar al título de Ingenieros Mecánicos.

Agradezco la atención prestada a la presente,

Cordialmente,

ANTONIO AVILA
Director Proyecto de Grado

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos a:

PATERNINA LUIS C., Ingeniero Químico, Jefe de Departamento de Protección Ambiental de Abonos Colombianos S.A.

LÓPEZ G. JAIME, Ingeniero Químico de la Superintendencia Técnica de ECOPETROL.

GARAY T. JESÚS, Ingeniero Químico Jefe del Departamento del Centro de Investigación Oceanográfico e Hidrográfico CIOH.

DE LA VEGA M. MIREYA, Secretaria de Departamento de Producción y Mantenimiento de Abonos Colombianos S.A.

DÍAZ LUIS MANUEL, Ingeniero Químico de la Dependencia de Mantenimiento Seguridad Industrial de ECOPETROL.

PINEDO JORGE, Analista de Sistema de SISCOM LTDA .

GLOSARIO

AGUAS DE SENTINA: Las sentinas de un buque son las cavidades inferiores que están sobre la quilla. Las aguas de sentinas son las mezclas oleosas que se acumulan continuamente en estas partes del buque y es necesario descargarlas al mar o instalaciones de recepción en tierra.

AGUAS SUCIAS: Desagües y otros residuos procedentes de cualquier tipo de inodoros, urinarios, tazas de WC, lavados, lavaderos, conductos de salida situados en cámara de servicios médicos.

BASURAS: Se entiende toda clase de restos de víveres, residuos resultantes de las faenas domésticas y trabajo rutinario del buque, en condiciones normales de servicio.

BINES: Bodegas.

BUQUE: El convenio MARPOL 73/78 incluye a todo tipo de embarcación que opera en el medio marino, incluidos los aerodeslizadores, sumergibles, artefactos flotantes y las plataformas fijas o flotantes.

CABOTAJE: Movilización de carga entre puertos de un mismo país.

COLIFORMES: Dícese de todos los bacilos aerobios o anaerobios facultativos, que producen ácido y gas en la fermentación.

COLOIDES: Nombre dado a las sustancias que tienen la apariencia de la cola de gelatina.

ENDOGENA: Dícese del elemento que nace en el interior del órgano que lo engendra.

ESTREPTOCOCO: Microbio del grupo de los cocos, cuyos individuos se presentan en cadena y producen enfermedades graves.

EXPLANACION: Allanación de terreno.

HIDROCARBUROS (OIL): Es el petróleo en todas sus manifestaciones.

IONIZACION: Producción de iones en un gas o en un electrolito.

ISOTOPO: Cuerpo que tiene los mismos elementos químicos que otro, pero de peso atómico diferente.

LASTRES CONTAMINADOS: O lastre sucio, es el agua contaminada con hidrocarburos.

MARPOL 73/78: Convenio internacional para prevenir contaminación por los buques.

MEZCLAS OLEOSAS: Es cualquier mezcla, generalmente con agua, que contenga hidrocarburos. Las mezclas oleosas pueden ser lastres sucios, aguas de sentinas, aguas de lavado de tanques de carga de petróleo y aguas con residuos de hidrocarburos.

OMI: Organización Marítima Internacional.

PUTRESCIBLES: Que puede pudrirse.

SALVACION: Fenómeno en virtud del cual las moléculas de un cuerpo disuelto pueden combinarse con las del solvente, para formar hidratos y otros compuestos.

TPM: Toneladas peso muerto.

TRANSGRESIONES: Quebrantamientos, infracciones o violaciones de una ley.

TRB: Toneladas brutas.

ZONAS PROHIBIDAS: Según el convenio OILPOL, se define como toda zona marina comprendida dentro de un límite de 50 millas marinas desde la costa. En estas zonas estaban prohibidas las descargas de hidrocarburos. El Convenio MARPOL 73/78 ha reemplazado este término por el de Zonas Especiales.

RESUMEN

En este proyecto se pretende diseñar una planta para el tratamiento de aguas de los buques que arriban al muelle de ABOCOL, como una estrategia encaminada a la solución de los principales problemas que afronta la bahía de Cartagena, debido a la contaminación marina, por la ausencia de sistemas que traten estas aguas para poder verterlas luego a la bahía.

La OMI, Organización Marítima Internacional, entidad encargada de promover convenios internacionales que establezcan la seguridad marina, eficiencia de la navegación, prevención y control de la contaminación marina por buques, ha desarrollado el convenio internacional para prevenir contaminación por los buques (MARPOL 73/78), el cual está compuesto por 49 artículos (MARPOL 73, Protocolo de 1948, protocolos I y II), 71 reglas (en los cinco anexos) y 9 apéndices.

Colombia entró a formar parte de este convenio a partir de 1993, el cual empezó a regir en 1995 y en el cual se fundamenta este proyecto para el tratamiento de las aguas de sentinas y sucias. Se plantean dos alternativas, un sistema biológico y otro fisico-químico.

El sistema biológico está basado en el método SAMM, sistema anaeróbico múltiple mixto. El objetivo de este sistema es lograr una degradación controlada de la materia orgánica para obtener un agua compatible con la

de cuerpos naturales de agua. Es un sistema de etapas consecutivas, adaptándose a las fases del proceso natural de descomposición anaerobia de la materia orgánica. La primera etapa se basa en los principios de sedimentación, flotación y retención por el uso de trampas de grasas y rejillas para separar el material no biodegradable.

La segunda etapa se basa en los principios de lodos activados, mediante digestores anaeróbicos de baffles para lograr la fase de hidrolización y acidulación del material orgánico.

La tercera etapa se basa en los principios percoladores, mediante un filtro percolador anaeróbico para lograr la fase de metalización.

En su cuarta etapa se basa en los principios de laguna de estabilización, mediante un filtro fitopedológico facultativo, para lograr parcialmente la remoción final de nutrientes y tóxicos a niveles aceptables.

El sistema fisico-químico se fundamenta en los procesos físicos unitarios para el tratamiento de aguas residuales, cuyos objetivos son eliminar los sólidos suspendidos en un 80% y disminuir la DBO5 en un rango de 20-30 y pH de 5-9. Consta de dos tanques de recepción para el almacenamiento de las aguas sucias y de sentinas, un separador API cuya función es remover los aceites de las sentinas y un sedimentador primario para retirar las partículas discretas del agua sucia.

Un floculador el cual recibe tanto las aguas sucias y de sentinas como las de la empresa que provienen de una poza séptica, el cual tiene como

función formar flocs que luego puedan ser removidos por un sedimentador secundario y finalmente poseerá un filtro de arena cuya función es eliminar los últimos contaminantes que puedan haber quedado disueltos en el agua.

Con la presentación de estas alternativas y su análisis cuantitativo y cualitativo, se tendrán las pautas para seleccionar la más adecuada.

1. ASPECTOS GENERALES DEL CONVENIO MARPOL

73/78

1.1 EVOLUCION DE LA REGLAMENTACION INTERNACIONAL SOBRE LA PREVENCION DE LA CONTAMINACION POR BUQUES

La preocupación sobre aspectos ecológicos y la protección del medio marino es relativamente reciente. La existencia del problema de contaminación marina, especialmente en puertos se admitía ya antes de la Primera Guerra Mundial, como resultado de la expansión del comercio internacional al comienzo del siglo. En los años 20 y 30 se impusieron multas para evitar las descargas de hidrocarburos en las aguas territoriales de algunos países.

La magnitud del problema de transporte marítimo y de contaminación marina, que no respeta fronteras políticas, hace necesaria soluciones internacionales. El compartir un medio como el oceánico, obliga a los países costeros a protegerlo, y hace que su contaminación no sea considerada una amenaza local sino un problema mundial.

Después de la Segunda Guerra Mundial, las Naciones Unidas reconocieron la necesidad de crear una agencia especializada, dedicada exclusivamente a temas marítimos. En la Conferencia Marítima de las Naciones Unidas en 1948 en Ginebra se aprobó la Convención sobre la Organización Marítima Internacional (OMI). Desde su inicio en 1958 con 27 países miembros, la

OMI cuenta actualmente con 132 países miembros y un miembro asociado. La OMI es una Organización Marítima Universal, donde participan todos los países interesados en materia de transporte marítimo.

Los objetivos de la OMI son, entre otros, servir de mecanismo de cooperación entre los gobiernos en el campo de los aspectos técnicos de las actividades de transporte marítimo internacional; promover la adopción de convenios internacionales que establezcan los mas altos estándares prácticos en materia de seguridad marítima, eficiencia de la navegación y prevención y control de la contaminación marina por buque.

En la Figura 1.1 se describen las distintas áreas de asistencia técnica de la OMI a la comunidad marítima mundial.

En el campo de la contaminación marina por buques, la labor de la OMI se ha orientado a fomentar su prevención analizando sus causas y estableciendo mecanismos para combatirla. También se le ha dado importancia a la acción de enfrentar emergencias de derrame de hidrocarburos y sustancias nocivas. En general los objetivos de la OMI en este campo pueden resumirse como sigue:

- ◆ Promover la reducción de descargas de hidrocarburos y otras sustancias nocivas al mar, resultantes de operaciones rutinarias de buques, hasta niveles mínimos que no produzcan daños de consideración. Esto puede lograrse mediante la adopción de normas sobre limpieza de tanques, descarga de lastres sucios y de aguas de sentina, de estándares de diseño, construcción y equipamiento de buques y, proveyendo instalaciones de

recepción en tierra para mezclas contaminadas con hidrocarburos, sustancias nocivas, aguas servidas y basuras.

- ◆ Participar en el desarrollo de convenios internacionales para su cumplimiento en materia de prevención de contaminación marina.

- ◆ Minimizar las posibilidades de ocurrencia de accidentes marítimos y derrames de hidrocarburos u otras sustancias nocivas, mediante la adopción de estándares de construcción y equipamiento de buques, normas de navegación, manejo de la carga, requisitos para titulación y guardia de oficiales y tripulantes y, medidas preventivas en terminales marítimos.

- ◆ Minimizar la magnitud de los derrames que puedan ocurrir, mediante normas de diseño y operación de buques.

- ◆ Estimular en países ribereños el diseño de una capacidad de respuesta ante emergencias de contaminación marina, a fin de disminuir posibles daños.

- ◆ Desarrollar convenios internacionales y mecanismos legales para asegurar la indemnización por daños y perjuicios producidos por accidentes de contaminación marina por hidrocarburos y otras sustancias nocivas.

- ◆ Desarrollar programas y proyectos de asistencia técnica para facilitar la aplicación de los convenios, fortalecer la capacidad nacional para enfrentar emergencias de contaminación marina, y promover acuerdos nacionales y regionales para combatir la contaminación.

La Figura 1.2 muestra las actividades de la OMI relacionadas con la prevención y control de la contaminación proveniente de buques . La OMI contribuye con la protección de la vida humana, del buque y del medio marino.

1.2 CONVENIOS INTERNACIONALES RELACIONADOS CON LA SEGURIDAD MARINA Y PREVENCIÓN DE LA CONTAMINACIÓN MARINA

La OMI en materia de seguridad marítima, prevención y control de la contaminación marina, ha tenido por resultado la formulación de convenios internacionales e instrumentos multilaterales equivalentes, elaboración de códigos de práctica y recomendación a los gobiernos.

Hay 28 convenios e instrumentos similares desarrollados por la OMI ó bajo su auspicio, la mayoría de los cuales se refieren a temas de seguridad marítima, prevención y control por contaminación de buques. Los principales convenios son los siguientes:

1.2.1 Convenio Internacional para la Seguridad de la Vida Humana en el Mar. 1974. (SOLAS 74): Contiene disposiciones sobre temas tales como la construcción de buques, equipos salvavidas, radio comunicaciones, seguridad de la navegación y equipos de la navegación, transporte de mercancías peligrosas, inspección y certificación.

1.2.2 Convenio Internacional de Linea de Carga (1966). Su objetivo principal es el control sobre la sobrecarga en los buques, ya que es uno de los causantes de accidentes marítimos.

1.2.3 Convenio Internacional sobre normas de formación, titulación y guardia para la gente de mar (1978)(STCW). La mayoría de los accidentes marítimos se deben a errores humanos, derivados muchas veces de una preparación insuficiente del personal marítimo. El Convenio STCW establece requisitos básicos para la formación, titulación y guardia para la gente de mar. Consiste en 17 artículos y un anexo que trata de los principios que deben observarse en guardia de navegación y de sala de máquinas, requisitos mínimos obligatorios para la titulación de capitanes y tripulación a bordo.

1.2.4 Convenio Internacional para prevenir la contaminación de las aguas del mar por hidrocarburos (1954)(OILPOL 54/69). La contaminación en buquetanques y las descargas de los desechos oleosos de los espacios de maquina de todos los buques, originó este convenio, cuyo principal objetivo es la protección de las aguas de mar frente la contaminación de hidrocarburos. El OILPOL exige que todo buque lleve un libro registro de hidrocarburo, tales como lastrado, delastrado, limpieza de tanques o combustibles, descarga de residuos oleosos, etc. Se exige la inspección del libro por parte de los responsables de controlar el cumplimiento del convenio.

1.2.5 Convenio internacional sobre la constitución de un Fondo Internacional para la indemnización de daños causados por hidrocarburos (FONDO 71). Los dueños del cargamento de hidrocarburos adquieren un seguro que complementa el de los armadores del buque, aumentando el monto total de cobertura por daño en caso de derrames.

1.2.6 Convenio internacional relativo a la intervención en altamar en caso de accidentes que causen una contaminación por hidrocarburos (1969). Permite al estado ribereño tomar las medidas necesarias para prevenir y controlar la contaminación o una amenaza de ella, que pueda producir un buque, con consecuencias desastrosas para ellas, estas medidas pueden incluir la detención de buques y la compensación por daños.

1.2.7 Convenio internacional para prevenir contaminación por los buques, 1973 (MARPOL 73). El convenio de MARPOL está compuesto de artículos, dos protocolos relativos a informes sobre incidentes relacionados con sustancias dañinas y arbitraje, cinco anexos para la contaminación marina que se origine en los buques.

1.2.8 Protocolo 1978 relativo a la seguridad de buquetanques y a la prevención de la contaminación (TSPP). El objetivo es introducir medidas adicionales para dar más fuerzas y eficacia al convenio MARPOL 73, fundiéndose en un solo instrumento conocido como MARPOL 73/78.

1.2.9 Convenio sobre la prevención de la contaminación por vertimientos de desechos y otras materias (1972)(LDC 72). Se refiere a

la contaminación producida por vertimiento de desechos y otras materias que el buque ha transportado para evacuarlas al mar, no se trata de una contaminación accidental o producida por operaciones rutinarias de buques.

1.2.10 Convenio de las Naciones Unidas sobre los derechos del mar (1982). Es el marco jurídico en el cual se insertan los convenios técnicos marítimos de la OMI. Otro aspecto importante de este convenio es que entrega a los estados ribereños la jurisdicción de sus respectivas zonas económicas de 200 millas marinas y de la de su plataforma continental.

1.2.11 Reconocimiento de buques. Es responsabilidad de la administración asegurar que los buques bajo su bandera sean construidos, equipados y mantenidos cumpliendo las exigencias de los convenios. Un buque debe ser objeto de los siguientes tipos de reconocimiento: reconocimiento inicial, antes de emitir un resultado por primera vez; reconocimiento anual obligatorio; reconocimiento intermedio, al menos una vez entre inspecciones periódicas; reconocimiento periódico a intervalos que no excedan a 5 años en aspectos de construcción, dos años de equipamiento de seguridad y uno para instalación de radio.

1.2.12 Encargo de reconocimientos a las sociedades de clasificación. Se debe contar con inspectores idóneos para realizar los reconocimientos. Si no cuenta con esto puede encargar esta tarea, y también la emisión de certificados, a las sociedades de clasificación reconocidas por ello.

1.2.13 Estado jurídico de los convenios internacionales de la OMI relativos a la seguridad marítima y la contaminación del mar. La Figura

1.3 muestra el estado jurídico y nivel de ratificaciones de los convenios de la OMI sobre contaminación del mar.

1.2.14 Cobertura geográfica de los convenios sobre contaminación marina de los buques en América Latina y el Caribe. La Figura 1.4 incluye una lista de 200 millas de área marítima en América Latina, el Caribe y América del Norte.

1.3 ESTRUCTURA Y COMPONENTES DEL MARPOL 73/78

1.3.1 Elementos del MARPOL 73/78. Con su enmienda en 1984. El MARPOL 73/78 es un instrumento jurídico integrado por varios documentos que deben ser considerados como una unidad, a continuación se hará una breve descripción de estos:

MARPOL 73 (Adoptado en 1973)

a. ARTICULOS

- Obligaciones generales
- Definiciones
- Ambito de aplicación
- Transgresiones
- Certificados en Inspección
- Detección de transgresiones
- Demoras innecesarias a buques
- Informes sobre sucesos

- Solución de controversia
- Comunicación de información
- Siniestros sufridos por buques
- Anexos facultativos
- Entrada en vigor
- Enmienda
- Fomento de su cooperación técnica
- Denuncia
- Depósitos y registros
- Idiomas

b. PROTOCOLO I: Informes sobre sucesos relacionados con sustancias perjudiciales.

c. PROTOCOLO II : Arbitraje

ANEXOS OBLIGATORIOS:

d. ANEXO I: Reglas para prevenir la contaminación por hidrocarburos.

e. ANEXO II: Reglas para prevenir la contaminación por sustancias nocivas líquidas transportadas a granel (contiene 14 reglas y 5 apéndices).

ANEXOS FACULTATIVOS:

f. ANEXO III: Reglas para prevenir la contaminación por sustancias perjudiciales transportadas por vía marítima en bultos (contiene 7 reglas).

g. ANEXO IV: Reglas para prevenir la contaminación por las aguas sucias de los buques (contiene 11 reglas y un apéndice).

h. ANEXO V: Reglas para prevenir la contaminación por las basuras de los buques (contiene 7 reglas).

2. PROTOCOLO DE 1978 DEL MARPOL 73. Contiene modificaciones al Anexo I del MARPOL 73, adoptadas en la conferencia sobre seguridad de buque tanques y prevención de la contaminación (TSPP), de 1978. Combinado con el convenio original conforman el MARPOL 73/78.

ARTÍCULOS

- Obligaciones generales
- Aplicación del Anexo II
- Comunicación de la información
- Firma, ratificación, etc.
- Entrada en vigor
- Enmiendas
- Denuncia
- Depositario
- Idiomas

3. ENMIENDAS DE 1984 (Modificaciones a reglas del Anexo I del MARPOL 73/78) aprobadas por el MEPC en su 20a. sesión, septiembre de 1984.

4. ENMIENDAS DE 1985 (modificaciones al Anexo II y al Protocolo I del MARPOL 73/78) aprobadas en la 22a. sesión del MEPC, que agregan las reglas 5a y 12a y que entraron en vigor el 6 de abril de 1987.

5. INTERPRETACIÓN UNIFORME DE ALGUNAS DISPOSICIONES DE LOS ANEXOS: significado oficial del MEPC sobre ciertas reglas para facilitar la aplicación del convenio.

6. TOTAL DE DISPOSICIONES DEL MARPOL 73/78. El total de disposiciones que componen la versión actual del MARPOL 73/78 es la siguiente:

- 44 artículos (MARPOL 73, protocolo de 1948, prots I y II)
- 71 reglas (en los 5 anexos) (53 actualmente en vigor)
- 9 Apendices

1.3.2 Entrada En Vigor De Los Instrumentos Del Marpol 73/78. Los artículos de MARPOL 73/78 son muy diversos, ya que han sido aprobados en distintas instancias y se han dado plazos diferentes para algunas exigencias.

Los artículos del MARPOL 73/78, es decir, los del convenio original del 73 y los de su protocolo en el 78, incluyendo las modificaciones que este último introduce, entraron en vigor desde el 2/10/1983.

Los Protocolos I y II del MARPOL 73/78 están en vigor desde el 2/10/83. Las enmiendas del 85 al protocolo I, entraron en vigor el 6/4/87.

El Anexo I del MARPOL 73/78 entró en vigencia, junto con el articulado del convenio, el 2/10/1983.

Las Enmiendas de 1984 al Anexo I fueron aprobadas por el procedimiento de Enmienda táctica y entraron en vigor el 7/1/86.

El Anexo II del MARPOL 73/78, con sus enmiendas de 1985, entró en vigor el 6/4/87.

Los anexos facultativos (III - IV) no han entrado aún en vigor, aunque están cerca de cumplir los requisitos para hacerlo. El Anexo V, que es facultativo, entró en vigor el 31/12/88.

1.3.3 Aplicación del MARPOL 73/78. La adhesión al MARPOL 73/78 y su implantación envuelve diferentes tareas y compromete la participación de diferentes sectores con responsabilidades variadas:

- Los gobiernos interesados en adherirse al MARPOL 73/78 han debido:
 1. Realizar seminarios de capacitación y estudiar el contenido del convenio y las implicaciones de su aplicación en el país.
 2. Realizar los trámites legislativos necesarios para su ratificación e implantación.
 3. Desarrollar una capacidad de inspección de buques respecto al convenio, capaz de llevar a cabo los reconocimientos y certificación de buques, y la aprobación de procedimientos, equipos y documentación.
 4. Establecer una infraestructura técnica y administrativa para la supervisión de los buques que navegan bajo su bandera.
 5. Desarrollar sistemas y procedimientos para su implantación, incluyendo la supervisión de buques en puertos y terminales; la investigación de los incidentes que originan derrames, y la preparación y envío a la OMI de los informes y documentos requeridos por el MARPOL 73/78.

- La industria marítima ha debido:
 1. Desarrollar y fabricar equipos de acuerdo a las exigencias de MARPOL y a las directrices y especificaciones desarrolladas por la OMI.

2. Construir o transformar los buques y dotarlos de los equipos requeridos para cumplir las exigencias del Convenio.
3. Desarrollar procedimientos para la operación de buques de acuerdo a las exigencias de MARPOL.
4. Capacitar el personal a bordo y en tierra en el tema.

1.3.4 Documentación de apoyo para la aplicación del MARPOL 73/78.

Las disposiciones del Convenio incluyen exigencias de diversos tipos, tales como el diseño y construcción de instalaciones y equipos, aprobación de sistemas.

2. EXIGENCIAS GENERALES QUE SE DERIVAN DE LOS ARTICULOS DEL MARPOL 73/78

2.1 GOB-G: RESPONSABILIDAD DE LOS GOBIERNOS ESTADOS PARTES

OBLIGACIONES GENERALES (ARTICULO 1)

Los gobiernos de las partes se comprometen a cumplir las disposiciones del Convenio, sus anexos y protocolos, a fin de prevenir la contaminación del medio marino.

TRANSGRESIONES (ARTICULO 2 Y 4)

Todas las transgresiones estarán prohibidas y serán sancionadas por su legislación nacional. El estado en que se ha producido la transgresión puede iniciar un proceso según su legislación, o facilitar a la administración del buque todas las pruebas de transgresión, la que deberá tomar las medidas correspondientes e informar al estado afectado.

Controles de buques y de certificados (artículo 5, 6 y 7). Para facilitar las funciones de la administración 73/78, la OMI ha establecido control para certificación de buques por parte de los gobiernos partes en el convenio. Esto puede resumirse en la forma siguiente:

1. Si un buque posee certificados válidos, de acuerdo al MARPOL 73/78, el estado corrector del puerto lo deberán aceptar como evidencia a primera vista de que el buque cumple con las exigencias.
2. Si el certificado deja de ser válido, o hay sospecha de que el buque tiene deficiencias, el funcionario del estado ribereño a cargo del control de buque investigará las condiciones del buque.
3. Cuando un estado parte en el convenio prohíbe la entrada de un buque extranjero a un puerto o a un terminal, costa afuera bajo su jurisdicción o ponga a fuerza unas resistencias al buque por considerar que no cumple

con las condiciones del MARPOL, dicho estado informará inmediatamente a la administración del buque.

4. Todo estado ribereño que sea parte del convenio deberá cooperar en la parte de vigilancia del convenio.

5. El estado rector del puerto deberá evitar una demora innecesaria del buque por caso de la medida que tome por la aplicación de las medidas del convenio.

6. Los informes de los estados parte sobre deficiencias de buques, deberán ser enviados a la OMI para ser revisados periódicamente.

2.1.1 Procedimiento para el control de descargas (Artículo 10). Se puede resumir así:

A. 10.1 ASPECTOS JURISDICCIONALES Y RESPONSABILIDADES DE LOS ESTADOS PARTE EN EL MARPOL 73/78.

1. Toda descarga en contravención a las disposiciones del **Marpol 73/78** debe ser sancionada severamente, para disuadir de toda nueva descarga ilegal.

2. Cualquier descarga producida por un buque en contravención al convenio, deberá ser investigada por la Administración y, si procede, se inician acciones legales contra el Armador o el Capitán del buque por esa infracción.

3. Cuando un buque ha efectuado una descarga en contravención al convenio en aguas jurisdiccionales de un estado y posteriormente ha salido de él, entrando a un puerto o terminal marítimo de otro estado, este último, denominado Estado Rector, a solicitud del estado ribereño afectado, investigará y tomará las medidas del caso.

A.10.2 INFORMES A LA OMI SOBRE SANCIONES A BUQUES QUE HAN EFECTUADO DESCARGAS NO PERMITIDAS. Los informes que se remiten a la OMI son de tres tipos:

1. Sanciones impuestas por los estados costeros por descargas ilegales de buques.
2. Informes sobre descargas ilegales de buques extranjeros fuera de las aguas jurisdiccionales, detectadas por estados costeros.
3. Acciones tomadas por estados de pabellón luego de recibir los informes.

2.2 ADM-A RESPONSABILIDAD DE LA ADMINISTRACION

ADM-A-1 OBLIGACIONES GENERALES DE LA ADMINISTRACIÓN (ARTÍCULO 1). El estado de Pabellón (Administración), se compromete a cumplir y a exigir el cumplimiento de la disposición del Convenio.

ADM-A-2 TRANSGRESIONES (ARTICULO 4). Después de ser informada la Administración de una transgresión de un buque bajo su autoridad, donde quiera que ocurra, deberá examinar las pruebas e iniciar un proceso de acuerdo a la legislación vigente, informando de ello a la OMI.

ADM-A-3 SINIESTROS SUFRIDOS POR BUQUE (ARTICULO 2). La Administración se compromete a investigar todo siniestro ocurrido a los buques que tenga bajo la disposición del MARPOL 73/78, que hayan causado daños al medio ambiente, informando a la OMI de los resultados de esta investigación.

2.3 CAP-A RESPONSABILIDAD DEL CAPITAN O ARMADOR QUE SE DERIVA DE LOS ARTICULOS DEL MARPOL 73/78

El convenio del MARPOL exige al Capitán y al Armador que el buque cumpla con sus disposiciones, y se les reconoce ciertos derechos y obligaciones de tipo general, así:

CAP-A-1. OPERAR EL BUQUE DE ACUERDO A LAS RECOMENDACIONES DEL MARPOL 73/78. El Capitán deberá asegurarse de que la certificación y el equipamiento del buque está acorde con el convenio y con lo que se le exigirá al entrar a un estado parte; que los procedimientos de lavado de tanques de carga y descarga de hidrocarburos o sustancias nocivas cumplan las normas del convenio; que en caso de accidente se tomen las medidas para reducir la descarga de contaminantes al mar.

CAP-A 2. FACILITAR LA INSPECCIÓN DEL BUQUE POR PARTE DE CUALQUIER ESTADO DEL PUERTO, PARA COMPROBAR LA EXISTENCIA DE CERTIFICADOS A BORDO. El Capitán deberá aceptar la inspección del estado rector del puerto para verificar que existe certificado a bordo y tiene validez y le prohíba la salida de este, sin antes tomar las medidas para corregir las irregularidades.

CAP-A-3. FACILITAR LA INSPECCIÓN DEL BUQUE E INVESTIGACIÓN POR PARTE DEL ESTADO DEL PUERTO PARA VERIFICAR SI SE HA EFECTUADO UNA DESCARGA ILEGAL DEL BUQUE (ARTÍCULO 6 Y 2).

Cuando se trate de buque al que se aplica el convenio el Capitán deberá aceptar inspecciones por parte del estado ribereño, a fin de verificar si se ha efectuado una descarga.

CAP-A-4. DERECHO A INDEMNIZACIÓN (ARTÍCULO 7). Cuando el buque ha sufrido una indemnización o demora innecesaria a causa de las medidas que se tome, relacionadas con transgresiones con control e inspección, el Armador tendrá derecho a ser indemnizado por daños y perjuicios.

CAP-A-5. Notificación sobre sucesos relacionados con descargas perjudiciales (artículo 8 y protocolo 1). El Capitán del buque cuyo estado sea parte del MARPOL 73/78 tiene la obligación de informar oportunamente acerca de cargas y descargas en el mar de sustancias perjudiciales o efluentes que contengan dichas sustancias.

2.4 BUQ-A DISPOSICION DE LOS ARTICULOS DEL MARPOL 73/78 REFERIDOS A LOS BUQUES

BUQ-A-1 DEFINICIÓN DEL BUQUE (ARTÍCULO 2). El convenio lo define como todo tipo de embarcación que opere en el medio marino incluidos los aliscafos, sumergibles, aerodeslizadores, artefactos flotantes y plataformas fijas o flotantes.

BUQ-A-2 APLICACIÓN DE LAS EXIGENCIAS DEL MARPOL 73/78

(ARTÍCULO 3). Conviene hacer unas precisiones básicas sobre los buques como:

1. El anexo I de MARPOL 73/78. Considera a las plataformas petroleras costa afuera como si se tratara de buques no petroleros con un tonelaje igual o mayor a 400 ft³.

2. La disposición del MARPOL 73/78 no se aplica a buques de guerra y unidades navales auxiliares, los buques que presten servicio gubernamentales no comerciales.

3. No se aplicaran las exigencias del convenio a buques exclusivamente fluviales o lacustres, como tampoco a buques de menor tamaño que el exigido por las reglas del convenio.

4. Un buque está afectado a las disposiciones de mas de un anexo del MARPOL 73/78. El anexo I no solo se aplica a petroleros sino a casi todos los buques, en lo que respecta a sus salas de máquinas, ya que practicamente todos usan hidrocarburos como combustible. El Anexo V sobre basuras que es relevante para todo tipo de buques o el Anexo 4 sobre aguas sucias, que se generan en todos los buques. El Anexo II y III solo se aplican a los buques que transportan cierto tipo de cargamento.

3. ELEMENTOS DEL ANEXO I Y SU EVOLUCION

3.1 DESARROLLO DE LAS NORMAS INTERNACIONALES DE PREVENCION DE LA CONTAMINACION MARINA POR LOS BUQUES

El primer paso en el control de contaminación ambiental se dió en 1954, cuando se adoptó el convenio para prevenir la contaminación de las aguas del mar por hidrocarburos (OILPOL-54). Su logro principal fue definir ciertas zonas prohibidas que se extendían desde la costa hasta una distancia de 50 millas marinas, donde se prohibían las descargas de hidrocarburos persistentes, o mezclas oleosas con contenido de hidrocarburos de 400 o mas partes por millon.

En la conferencia de 1969, se adoptaron enmiendas al convenio, que pasó a llamarse OILPOL 54/69. Estas enmiendas establecieron un criterio para las descargas de hidrocarburos basadas en 3 exigencias. La descarga total de un buque en lastre no debe exceder 1/15000 de la carga transportada en un viaje anterior; la tasa instantánea de descarga no exceda a 60 millas por hora marina navegable; que la descarga se haga a mas de 50 millas marinas de la costa. El OILPOL 54/69 exige un libro de registro de hidrocarburo a bordo que debe ser inspeccionado rutinariamente.

Posteriormente el convenio OILPOL 54/69 demostró insuficiencia para controlar el creciente problema de contaminación marina por hidrocarburo. De allí que se adoptara el convenio de MARPOL 73. Después de varios accidentes mayores de buquetanques, y ante nuevos avances tecnológicos, se decidió enmendar el convenio MARPOL 73, adoptando el protocolo de 1978, que se integró al convenio internacional, formando el instrumento conocido como MARPOL 73/78 que entró en vigor el 2/10/1983.

3.2 RESPONSABILIDAD DE LOS GOBIERNOS DE ESTADOS PARTES EN LA APLICACION DEL ANEXO I

Los gobiernos de estados partes en el MARPOL 73/78 deben cumplir las disposiciones del Anexo I en sus 3 calidades: estado ribereño, estado del puerto y administración de un buque.

3.2.1 Responsabilidades de los estados ribereños. GOB 1.1 Investigación sobre descargas de hidrocarburos. REGLA 9 (3) Y 10 (6).

Cuando haya descarga por hidrocarburos en las proximidades de un buque, el gobierno de dicho estado ribereño investigará los hechos que permitan aclarar si hubo o no transgresiones de la disposición del Anexo I del MARPOL 73/78, cuando la investigación requiera información complementaria, relativa a la estadía del buque en otro estado parte. También cuando el buque ha abandonado las aguas jurisdiccionales de un Estado y se presume que ha efectuado una descarga de hidrocarburos en esas aguas, infringiendo las disposiciones del Anexo I del MARPOL 73/78, el estado rector investigará si hubo transgresión al MARPOL 73/78 y, si procede, iniciará, en nombre del estado afectado, los procedimientos legales correspondientes.

GOB I-2. APROBACIÓN DE DESCARGAS EXCEPCIONALES (REGLA 11C). Los gobiernos de las partes deberán decidir sobre la aprobación de descargas excepcionales de sustancias que contengan hidrocarburos en sus aguas jurisdiccionales, que previamente hayan sido aprobadas por la administración del buque, cuando se empleen para combatir casos

concretos de contaminación, a fin de reducir los daños resultantes de tal contaminación.

GOB I-3. PROVEER SERVICIOS DE RECEPCION DE LASTRES SUCIOS, MEZCLAS Y RESIDUOS OLEOSOS (REGLA 12). Uno de los principios básicos del anexo I para controlar las descargas de hidrocarburos al mar, es que las mezclas oleosas, cuya descarga está prohibida, sean retenidas a bordo y luego a instalaciones de recepción a tierra. Con este fin los gobiernos de las partes en el MARPOL 73/78 garantizarán que en los puertos y terminales de cargas de hidrocarburo y descarga o reparación, se provean instalaciones o servicios de recepción adecuados.

El término adecuado se refiere a que los servicios de recepción deber ser apropiados y no califica los procesos de tratamiento que deban tener estas mezclas o residuos en dichas plantas.

Considerando los objetivos del medio marino que se persiguen con el MARPOL 73/78 y la importancia que tiene la recepción para alcanzarlos, es evidente que el término adecuado debe interpretarse extendiendo el criterio de protección del medio marino a las descargas, desde esta instalación de recepción en tierra.

Estas consideraciones, al aplicarla a la práctica a los países latinoamericanos, deberán traducirse a las siguientes medidas:

- ◆ El contenido de hidrocarburos en el efluente de descarga de una instalación de recepción terrestre debería no exceder de 15 ppm.

- ◆ Para asegurar que no sobrepase este límite, deberían exigirse sistemas de monitoreo de las descargas con sistemas de alarmas y registros.
- ◆ Debe distinguirse entre instalación de lastres sucios y plantas de tratamiento de agua de refinerías petroleras. Los lastres sucios generalmente pueden ser decantados unas 24 o 48 horas y producir efluentes relativamente limpios. El flujo continuo de aguas que entran a las plantas de tratamiento de refinerías y su gran volumen, exige el uso de separadores API, que producen efluentes mas sucios que las descargas de tanques de decantación de lastres.
- ◆ Debe distinguirse entre lastres sucios de crudo o productos negros de los lastres sucios, con producto blanco. En el tratamiento de los primeros, además de la decantación, será necesaria una pileta abierta, donde con ayuda del viento se produzca una separación adicional. Los lastres con producto blanco se pueden descargar directamente al mar o al río, después de la decantación.
- ◆ Para recepción de aguas de sentinas de los buques, los puertos comerciales principales deberán tener sistema de camión cisterna que reciban la mezcla y la lleven a una planta de separación con tratamiento y ojalá recuperación.
- ◆ En los puertos pesqueros importantes, deben proveerse sistemas de recolección, tratamiento y recuperación de aceites y lubricantes quemados.

GOB I-4. CONEXION UNIVERSAL A TIERRA EN EL CONDUCTO DE RECEPCION DE LASTRES SUCIOS Y MEZCLAS OLEOSAS DE INSTALACIONES TERRESTRES. (REGLA 19). Para que sea posible acoplar este conducto con el de descarga de los buques, deberá tener una

conexión universal con las siguientes dimensiones, mostrados en la tabla

3.1

Diámetro exterior	215 mm
Diámetro interior	De acuerdo al diámetro exterior del conducto.
Diámetro de círculo de pernos	183 mm
Agujeros en las bridas	6 orificios de 22 mm de diámetro, equidistantes en el círculo de perno y prolongados hasta la periferia de la brida por una ranura de 22 mm de ancho.
Espesor de la brida	20 mm
Pernos y tuercas	6 de 20 mm de diámetro y de longitud adecuada.

La brida estará proyectada para acoplar conductos de un diámetro interior máximo de 125 mm y será acero u otro material equivalente con una cara plana. La brida y su empaquetadura, que será de material inatacable por los hidrocarburos, se calcularán para una presión de servicios de 6 kg/cm².

3.3 SUPERVISION DEL ESTADO DEL PUERTO

GOB I-7. INSPECCIÓN A LOS BUQUES PARA GARANTIZAR QUE SIGUEN CUMPLIENDO LAS EXIGENCIAS DEL ANEXO I, O PARA DETERMINAR SI HAN COMETIDO UNA INFRACCIÓN A SUS DISPOSICIONES. Normalmente la inspección se limitará a la comprobación de que lleva a bordo un certificado válido, a no ser de que existan indicios de que el estado del buque no corresponde a los detalles del certificado.

Esta inspección debe hacerse tanto a buques de estados partes como a los de estados no partes, ya que el artículo 5 del MARPOL 73/78 establece que no se dará un trato mas favorable a tales buques.

**3.3.1 Inspección de certificados del buque y de sus equipos.
Identificación del inspector ante el Capitán u oficial responsable.**

- ◆ Comprobación de que los hidrocarburos que transportan corresponden al autorizado en el certificado IOPP (Certificado Internacional de Prevención de la Contaminación Marina por Hidrocarburos).
- ◆ Examen del libro de registros de hidrocarburos. Comprobación de que está al día.

De observarse anomalías en el estado del buque, se realizará una inspección mas detallada, que incluirá inspección de la sala de máquinas, examen detenido de los equipos del buque que figuren en el certificado IOPP, y verificación por si se hubiera realizado alguna modificación no aprobada del buque y su equipo.

Si de este examen se desprende alguna duda, se notificará inmediatamente al Consul o representante diplomático, a la administración sobre las medidas a tomar; antes de 60 días el estado del puerto preparará un informa de deficiencia dirigido a la administración. Este informe se hará según el formato descrito en al apendice de los Procedimientos de Supervisión de Buques y Control de Descargas acorde con el Anexo I del

MARPOL 73/78, el estado del puerto enviara a la OMI informe de estos y de las medidas correctivas.

3.3.2 Infracción de las disposiciones relativas a descargas. Lo esencial en la determinación de una infracción de las disposiciones relativas a descargas es obtener evidencias y pruebas sustantivas que la fundamenten, siguiendo los procedimientos que se resumen a continuación:

Medidas Al Observar Una Contaminacion Por Hidrocarburos:

- ◆ Pormenores del buque. Presuntos autores de la infracción (nombre, situación, tipo, color, fecha, calado, rumbo y velocidad, etc.).
- ◆ Pormenores de la marcha y su ubicación (situación, distancia a la costa, aspectos, estado del mar y del cielo, y corriente).
- ◆ Identificación del observador.
- ◆ Método de observación y documentación (ocular, fotografía, teledetección, muestras).

Investigacion a Bordo:

- ◆ Inspección del certificado IOPP
- ◆ Inspección de registros de libro de hidrocarburos (anotaciones de carga, descarga, limpieza de tanques en los últimos 30 días y planos de los tanques).
- ◆ Inspección del diario de navegación (puerto de salida, calados, comprobar horas de descarga Vs. ruta seguida, etc).

- ◆ Inspección del buque (muestras tomadas, fugas, sentinas, estado del separador, agua e hidrocarburo, sistema de control de la descarga).
- ◆ Informaciones diversas.

Investigación En Tierra:

- ◆ Análisis de muestra
- ◆ Información adicional
- ◆ Información del último puerto de embarque

GOB I-8. SUPERVISIÓN DE PUERTOS DE LOS PROCEDIMIENTOS DE LAVADO CON CRUDO QUE REALIZAN LOS PETROLEROS PARA CRUDO, PARA GARANTIZAR QUE EL BUQUE CUMPLE EN TODO MOMENTO CON LAS DISPOSICIONES DEL ANEXO I (ARTÍCULOS 5 Y 6). Esta inspección se realiza en los términos de descarga de crudos y tiene por objeto asegurar el cumplimiento de las “Especificaciones revisadas relativas al proyecto, la utilización y el control de los sistemas de lavados con crudo”.

Los procedimientos para llevar la supervisión del estado del puerto consisten básicamente en:

- Examen De La Documentación:

- ◆ Certificado IOPP y su suplemento (para verificar si el buque está dotado del sistema de lavado con crudos exigidos por la regla).
- ◆ Manual sobre la operación y el equipo de lavado de crudos.
- ◆ Libro de registro de hidrocarburos
- ◆ Certificado de seguridad del equipo.

- Sistema de gas inerte (examen del sistema de registro de funcionamiento).
- Generación de electricidad estática.
- Medio de comunicación entre las personas que participan en el lavado con crudos.
- Fugas en cubiertas.
- Exámen de los sistemas de aislación del calentador del sistema de lavado con crudos.
- Programa de lavado con crudo, debe terminar antes del zarpe del buque.
- Verificar la operación, que las máquinas están realmente funcionando, que la duración es la prescrita.
- Lastrado. Se dejará constancia en el libro de registro de hidrocarburos de los tanques lavados con crudo en el mar.

GOB I-11. CONSTANCIA DE RECEPCIÓN DE MEZCLA OLEOSAS EN INSTALACIONES DE TIERRA EN EL LIBRO DE REGISTRO DE HIDROCARBUROS, DE BUQUES EXENTOS DE CIERTAS EXIGENCIAS.

Debe quedar constancia en el libro de registro de hidrocarburos del buque, que éste ha descargado sus aguas lastres y mezclas oleosas, en las instalaciones de recepción en puerto.

3.4 RESPONSABILIDADES DE LA ADMINISTRACION DEL BUQUE EN LA APLICACION DEL ANEXO I

La administración de un buque parte del MARPOL 73/78 es responsable de:

- Aprobación de procedimientos operacionales, instalaciones, equipos y manuales de buques. La administración tiene la opción de:

- ◆ Someter los equipos a las pruebas y ensayos que establece la OMI.
- ◆ Si un equipo ha sido aprobado por otras administraciones, aprobarlos tras algunas pruebas básicas.

- Autorizar la operación de buques en condiciones diferentes a las exigidas por el Anexo I por:

- ◆ Características especiales de algunos buques.
- ◆ La mayoría de las exenciones consisten en la sustitución de ciertas exigencias por otras mas apropiadas. Son de caracter provisorio o temporal, mientras puedan normalizar sus operaciones, variar el ámbito geográfico de sus operaciones.

- Desarrollar acuerdos con gobiernos partes sobre la operación de buques en condiciones especiales, sin transgredir las disposiciones del Anexo I.

- Información a la OMI sobre diversas materias.

3.4.1 Medidas de Implantación.

ADM-I-1. RECONOCIMIENTO A LOS BUQUES QUE ENARBOLAN SU PABELLÓN. Es responsabilidad de ellos asegurar que todos los buques petroleros ≥ 150 TRB y todos los ≥ 400 TRB sean construidos, equipados y mantenidos cumpliendo con las normas MARPOL 73/78, en donde se señala

que el buque debe tener reconocimiento durante su construcción y luego periódicamente. En general los reconocimientos exigidos son:

- ◆ Reconocimiento inicial. El buque debe contar con el certificado de IOPP en la fecha en que rige el MARPOL 73/78 en su estado de Pabellón.
- ◆ Reconocimiento anual obligatorio. Debe realizarse en el aniversario del reconocimiento inicial, con un margen de 3 meses.
- ◆ Reconocimiento intermedio: Se realiza en la mitad del período entre reconocimientos periódicos, con margen de 6 meses.
- ◆ Reconocimientos periódicos. No debe excederse de cinco años en construcción y 2 años en equipamiento.

Para llevar a cabo las labores de reconocimiento de los buques, la administración tomará en cuenta las recomendaciones y directrices de la OMI contenidas en la Resolución MEPC 11 (18) aprobadas 25/3/83: directrices para realizar reconocimientos acordes al Anexo I del MARPOL.

ADM I-2. EXPEDICIÓN DEL CERTIFICADO IOPP. Este certificado es expedido por un país parte en el MARPOL 73/78 a todo buque tanque ≥ 150 TRB y otros buques ≥ 400 TRB que realicen viajes a puertos de otras costas, asumiendo la total responsabilidad del certificado, donde el buque deberá haber pasado satisfactoriamente el reconocimiento inicial y los periódicos exigidos por MARPOL 73/78. Este certificado tiene una duración de 5 años.

El tipo de certificado IOPP que una Administración puede emitir a un buque dependerá de sus instalaciones, equipamiento, tamaño y edad. La figura

3.1 señala el tipo de certificado que puede emitirse a un petrolero, de acuerdo a su equipamiento principal.

ADM-I-3 SANCIONES A TRANSGRESIONES DE LAS REGLAS DEL ANEXO

I.

La administración velará para que sus buques que infrinjan las disposiciones de este anexo, sean sancionados de tal forma que ello sirva de disuasivo para evitar nuevas transgresiones.

ADM-I-4 APROBACIÓN DE SISTEMAS DE MONITOREO DE DESCARGAS DE SENTINAS Y DE LASTRES DE TANQUES DE COMBUSTIBLE LÍQUIDO, CON SU MANUAL A BORDO (REGLA 16, C 1,2,5). Estos sistemas, que son exigidos tanto a los petroleros como a otros buques, se componen en general de tres unidades: de control, computadora y calculadora, y uno de sus elementos fundamentales es el hidrocarburoómetro.

El sistema de vigilancia y control (sistema de monitoreo) de descargas de sentinas de espacios de máquinas, o de lastres y aguas de lavado de tanques de combustible líquido, es exigido por el Anexo I del MARPOL 73/78 a diferentes tipos de buques, ver figura 3.2.

ADM-I-5 APROBACION DE SISTEMAS DE MONITOREO DE DESCARGAS DE LASTRES Y AGUAS DE LAVADO DE TANQUES DE CARGA A BORDO DE LOS PETROLEROS (REGLAS 15 (3)(A), 15(3)(C). El sistema de vigilancia y control (o sistema de monitoreo) de descargas de lastres sucios

y aguas de lavados de tanques de carga de petrolero, con su respectivo manual son exigidos por el Anexo I (Reglas 15(1) y 15(3) a los siguientes tipos de buques:

- ◆ A todos los petroleros mayores de 150 TRB REGLA 15(1) Y 15(3).
- ◆ A todos los buques no petroleros que tengan instalaciones para transportar mas de 1000 m³ de hidrocarburos a granel (Regla 15(1) y 15(3).

ADM-I-7. APROBACION DE LOS EQUIPOS SEPARADORES DE AGUA E HIDROCARBUROS (100 PPM) PARA DESCARGAS DE SENTINAS Y LASTRES DE TANQUES DE COMBUSTIBLES (REGLA 16(6). Estos equipos permiten obtener un efluente de descarga con un contenido de hidrocarburos inferior a 100 ppm independientemente del contenido de hidrocarburos en el agua de sentina entrante.

ADM-I-8. APROBACION DE EQUIPOS FILTRADORES DE HIDROCARBUROS (15 PPM)(REGLA 16(7). Estos equipos han sido proyectados para producir un efluente con un contenido de hidrocarburos que no exceda de 15 ppm. La expresión "equipo filtrador de hidrocarburos" se refiere al conjunto formado por el equipo separador de agua e

hidrocarburos (100 ppm) y un sistema eficaz de filtración de hidrocarburos que recibe el efluente de 100 pmm del separador y lo transforma en un efluente de 15 ppm. En otras palabras el equipo filtrador lleva incorporado un separador de 100 ppm. También estará dotado de un sistema de alarma que se activa cuando el contenido de hidrocarburos sobrepasa de 15 ppm.

ADM-1-9 APROBACION DE DETECTORES DE LA INTERFAZ HIDROCARBUROS/AGUA (REGLA 15(3)(B)). Este instrumento que exige el Anexo I del MARPOL 73/78 a los petroleros ≥ 150 TRB y a otros buques no petroleros que tengan instalaciones para transportar mas de 1000 m^3 de hidrocarburos al granel, permite determinar con rapidez y seguridad la posición de la interfaz hidrocarburos/agua en los tanques de decantación, u otros tanques donde se ha producido la separación de los hidrocarburos del agua que será descargada directamente al mar, evitándose así la descarga de hidrocarburos o mezclas.

ADM-I-10 APROBACIÓN DE TANQUES DE DECANTACIÓN DE COT PETROLEROS (SLOP-TANKS). Estos tanques están específicamente destinados a recoger aguas de lavados de tanques y otras mezclas oleosas.

Para aprobación de estos se incluye lo siguiente:

1. Verificar que el petrolero cuente con el número requerido de tanques de decantación (1, 2 ó mas).
2. Comprobar que la capacidad total de estos tanques será superior al 3% del TPM del petrolero.
3. Autorizar a petroleros existentes (no "M") para que utilicen tanques de carga como tanques de decantación.

Las exigencias de tanques de decantación son aplicables a:

- Los petroleros mayores de 150 TRB (uno o mas tanques de decantación).

- A otros buques, no petroleros, que tengan instalaciones para transportar mas de 1000 m³ de hidrocarburos a granel (1 o mas tanques de decantación, según las necesidades).
- A los petroleros mayores de 70000 TPM (2 o mas tanques de decantación).

ADM-I-12. APROBACIÓN DE LOS TANQUES DE LASTRES SEPARADOS (STB) CON CAPACIDAD SUFICIENTE PARA CUMPLIR CON LAS NORMAS DE ASIENTO Y CALADO DEL BUQUE (REGLAS 13(1) Y 13(2)). Tiene por objeto asegurar que el buque opere con seguridad durante los viajes en lastre sin tener que recurrir normalmente a la utilización de los tanques de carga para lastrar con agua, salvo en situaciones excepcionales. Esta disposición se aplica a:

1. Petroleros nuevos "P" para crudos de un tonelaje ≥ 20000 TPM.
2. Petroleros nuevos "P" para productos petrolíferos ≥ 30000 TPM.
3. Petroleros nuevos "M" para crudos o productos ≥ 70000 TPM (Regla 1(26)).

ADM-I-13 APROBACIÓN DE TANQUES DEDICADOS A LASTRE LIMPIO (CBT) Y DE SUS OPERACIONES. (REGLA 13A(2)). La administración deberá establecer prescripciones referentes a la operación y disposición de tanques dedicados a lastre limpio. Estas prescripciones contendrán por lo menos lo dispuesto en las especificaciones de la OMI.

ADM-I-14. APROBACIÓN DE SISTEMAS DE GAS INERTE (REGLA 13B(3)). El Anexo I del MARPOL 73/78 exige estos sistemas a los buques que deben

operar con equipos de lavado con crudos. El sistema de gas inerte exigido a los petroleros debe ser capaz de:

1. Mantener la atmósfera en el interior de un tanque de carga o de decantación con un contenido de O₂ que no excede de 8% y con una presión positiva.
2. Introducir gas inerte en los tanques de carga con una tasa superior en un 25% a la tasa máxima de descarga de las bombas de los tanques de carga.
3. Introducir gas inerte con un contenido de O₂ que no exceda de 5% del volumen total.

ADM-I-15. VERIFICACIÓN DEL EQUIPO PARA LA RETENCIÓN DE HIDROCARBUROS A BORDO DE UN BUQUE PEQUEÑO PARA SUS DESCARGAS AL MAR (REGLA 9(2)). El MARPOL 73/78 exige a la administración cuidar de que buques < 400 TRB que no sean petroleros, mientras se encuentran fuera de una zona especial, estén equipados dentro de lo posible, con instalaciones que garanticen la retención a bordo de los residuos de hidrocarburos y su descarga en instalaciones de recepción o en el mar, de acuerdo con las normas especificadas.

3.5 EXIGENCIAS DEL ANEXO I A LOS BUQUES

3.5.1 Tipo de buque. El Anexo I reconoce dos tipos de buques: “petroleros” y “otros buques” (no petroleros). Dentro de los petroleros también se incluyen las siguientes clases de buques:

- ◆ Buques tanques para productos químicos que sean considerados como petroleros cuando transportan hidrocarburos y cumplen ciertas condiciones.
- ◆ Buques que no son petroleros pero disponen de espacio de carga especialmente construidas para transportar hidrocarburos a granel en volúmenes superiores a 200 m³.
- ◆ Plataformas petroleras o gaseras costa afuera que se consideran como buques no petroleros ≤ 400 TRB.

3.5.2 Exigencias de documentación

BUQUE I-1 CERTIFICADO INTERNACIONAL DE PREVENCIÓN DE LA CONTAMINACIÓN POR HIDROCARBURO (IOPP) (REGLA 5). Se expide cuando el buque satisface todas las exigencias del Anexo I. Este certificado es obligatorio para petroleros ≥ 150 TRB u otros buques ≥ 450 TRB.

BUQUE I-2 LIBRO REGISTRO DE HIDROCARBUROS A BORDO SEGÚN MODELO (REGLAS 20 Y 13C(2)). ES UNA DE LAS EXIGENCIAS DEL ANEXO I Y SE APLICAN A TODOS LOS:

- Petroleros ≥ 150 TRB
- Otros buques no petroleros ≥ 400 TRB o de menor tamaño que tengan instalaciones para transportar más de 200 m³ de hidrocarburos a granel.

3.5.3 Exigencias del equipamiento. Equipamiento mayor:

BUQUE I-6 TANQUES DE LASTRES SEPARADOS (SBT) CON CAPACIDAD TOTAL SUFICIENTE PARA SATISFACER LAS EXIGENCIAS DE ASIENTOS

Y CALADO DEL BUQUE. (REGLA 13-1 Y 13-2). Esta disposición es obligatoria a los siguientes tipos de petroleros:

- Petroleros nuevos "P" para crudos ≥ 20000 TPM.
- Petroleros nuevos "P" para productos petrolíferos ≥ 30000 TPM.
- Petroleros nuevos "M" para crudos o productos ≥ 70000 TPM.

Los tanques de lastres separados para los petroleros que están obligados a contar con tanques SBT y que tienen mas de 150 de eslora son los siguientes:

- Calados de trazado medio, $d_m = 2 + 0.02 L$ (m)
- Asiento apopante: (calado a popa - calado a proa), $\pm \geq 0.015 L$ (n)
- Calado a popa \geq calado necesario para la inmersión total de hélice.

BUQ I-7 SISTEMA DE LAVADO CON CRUDO (COW), ADEMÁS DE TANQUES DE LASTRE SEPARADO (SBT). Este equipo es obligatorio para petroleros nuevos "P" para crudos ≥ 20000 TPM. La utilización del sistema COW no solo disminuye la cantidad de residuos adheridos a las paredes de los tanques de carga y, por lo tanto, reduce una de las fuentes de contaminación por hidrocarburos, sino, a la vez permite descargar una proporción mayor del cargamento.

La administración del buque debe aprobar los sistemas de lavado con crudos, el equipo y su disposición, y para ello debe tomar en cuenta las especificaciones y recomendaciones de la OMI.

BUQ I-7-1 SISTEMA DE LAVADO CON CRUDO (COW). Esta exigencia es una alternativa a los tanques de lastre separado (SBT) o a los tanques dedicados al lastre limpio (CBT) para los petroleros nuevos "M" para crudos de tamaño entre 40-70000 TPM y para los petroleros existentes (no M) para crudos ≥ 40000 TPM.

En los siguientes esquemas se muestran sistemas de lavado con crudo y sistema de gas inerte. Figura 3.3.

BUQUE I-8 SISTEMA DE GAS INERTE (IGS) EN TODOS LOS PETROLEROS QUE UTILIZAN SISTEMAS DE LAVADO CON CRUDO (REGLA 13B(3)). Este sistema sirve para reemplazar las gasas inflamables acumulados en:

- Los espacios vacíos que quedan en los tanques encima de la carga.
- El interior de tanque de carga sin llenar.
- Los espacios que se van produciendo en un tanque que se está descargando, especialmente durante el lavado con crudos.

La instalación de sistemas de gas inerte reduce considerablemente la posibilidad de explosiones en dichos tanques de carga, mientras esté siendo operado correctamente. La Administración debe aprobar la instalación del sistema de gas inerte, según especificaciones y recomendaciones de la OMI.

BUQ I-9 TANQUES DEDICADOS A LASTRES LIMPIOS (CBT) CON CAPACIDAD SUFICIENTE CON SU MANUAL A BORDO EN LUGAR DE

TANQUES DE LASTRES SEPARADOS (REGLAS 13(10) 13(A). Consiste en asignar ciertos tanques de carga de un petrolero exclusivamente para el agua de lastre.

BUQ I-10. LOS PETROLEROS DEBERÁN CONTAR CON UNO O MAS TANQUES DE DECANTACIÓN (SLOP TANKS) CON CAPACIDAD TOTAL SUPERIOR AL 3% DE SU CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE HIDROCARBUROS (REGLA 15(1) Y 15(2). Esta exigencia se aplica a todos los petroleros ≥ 150 TRB y menores de 70000 TPM y a otros buques no petroleros con instalaciones para transportar mas de 1000 m³ de hidrocarburos a granel.

Los tanques de decantación deberán ser diseñados de tal forma de evitar al máximo que se produzcan turbulencias en su interior (que impedirían la separación del agua de los hidrocarburos) y que se produzca arrastre de hidrocarburos o emulsiones en su descarga.

BUQ I-11 TANQUES PARA RESIDUOS DE HIDROCARBUROS (FANGOS) CON UNA CAPACIDAD SUFICIENTE (REGLA 17). Esta exigencia aplica a todos los buques ≥ 400 TRB.

No debe confundirse los tanques de decantación (slop tanks) con los tanques de residuos o fangos (sludge tanks), ni con los tanques de retención de mezclas oleosas de sentinas (que no son obligatorios). Estos residuos o fangos se generan en la purificación de los combustibles y

aceites lubricantes y de las pérdidas de hidrocarburos en los espacios de máquinas.

BUQ I-12. TANQUES PARA RETENCIÓN DE MEZCLAS OLEOSAS DE SENTINAS A BORDO Y SU POSTERIOR DESCARGA A INSTALACIONES DE RECEPCIÓN EN TIERRA (REGLA 16(3)). Cuando un buque de un tonelaje entre 400 y 10000 TRB está dedicado exclusivamente a tráficos dentro de una zona especial, o opere en tráficos de cabotaje dentro de las 12 millas marinas de la costa más cercana, la Administración puede eximirlo de tener instalado a bordo un separador de 100 ppm en ciertas condiciones. De igual forma cuando un buque ≥ 10000 TRB está dedicado a los tráficos restringidos mencionados, la Administración también puede eximirlo de tener instalado a bordo la combinación de un separador de 100 ppm y un sistema de monitoreo de descargas, o alternativamente, un equipo filtrador de 15 ppm con alarma, con ciertos requisitos.

Las condiciones para ambas exenciones son las siguientes:

Que el buque posea uno o más tanques de retención de mezclas oleosas de sentinas, de capacidad suficiente para la retención a bordo del total de hidrocarburos que se descargarán posteriormente a instalaciones de recepción en tierra.

Que conste en el certificado IOPP que el buque está destinado exclusivamente al tipo de viajes descritos.

Que la Administración haya comprobado que existen instalaciones de recepción adecuadas en varios de los puertos donde hace escala el buque,

Que cuando el buque descargue sus mezclas de sentinas a la instalación de recepción en tierra, se anote en el libro de registro de hidrocarburos la cantidad, fecha, hora y puerto de descarga.

BUQ-I-13 SEPARADOR DE AGUA E HIDROCARBUROS (100 PPM) PARA MEZCLAS OLEOSAS DE SENTINAS Y LASTRES SUCIOS DE TANQUES DE COMBUSTIBLE (REGLA 16(1) Y 16(6)). Estos equipos permiten obtener un efluente de descarga con un contenido de hidrocarburos inferior a 100 ppm, independientemente del contenido de hidrocarburos del líquido entrante. La regla 16 original, que se refiere a los separadores de 100 ppm, fue modificada con las enmiendas de 1984, retirando algunos conceptos y términos.

La exigencia de separadores de 100 ppm se aplica a todo buque de tamaño ≥ 400 TRB, sea petrolero o no. Los buques menores tienen la opción de tener un separador a bordo, o contar con tanques de retención de mezclas oleosas.

Para asegurar que el separador está trabajando adecuadamente en buques ≥ 10000 TRB, se exige que el efluente del separador pase por un sistema de monitoreo de descargas, que incluya un hidrocarbúrometro con alarma.

3.5.4 Capacidad de los separadores y equipos filtradores. Con respecto a la capacidad mínima de los separadores de 100 ppm (o la de los equipos filtradores de 15 ppm), no se establece ninguna exigencia.

BUQUE I-14 EQUIPO FILTRADOR DE 15 PPM (REGLA 16(2) Y 16(7)). Este equipo filtrador ha sido proyectado para producir un efluente con un contenido de hidrocarburos que no exceda de 15 ppm. La expresión "equipo filtrador de hidrocarburos" se refiere al sistema formado por el equipo separador de agua e hidrocarburos (100 ppm) mencionado en la regla 16(6) y un sistema eficaz de filtración de hidrocarburos que recibe el efluente de 100 ppm del separador y lo transforma en un efluente (10 ppm). En otras palabras, el equipo filtrador lleva incorporado un separador de 100 ppm. También el equipo filtrador estará dotado de un sistema de alarmas que se activa cuando el contenido de hidrocarburos sobrepasa de 15 ppm.

La exigencia de un equipo filtrador (15 ppm) es aplicable a todos los buques de mas de 400 TRB que dejan descargar aguas oleosas de sentinas a menos de 12 millas marinas desde la costa, dentro de zonas especiales, o desde un buque estacionario. En este caso el equipo filtrador deberá ir combinado con una alarma de 15 ppm. También es obligatorio para buques entre 400 y 10000 TRB que descarguen estas mezclas a mas de 12 millas marinas desde la costa pero estando estacionarios y, en este caso no se requiera alarma de 15 ppm.

BUQUE I-15 SISTEMA DE VIGILANCIA Y CONTROL PARA LAS DESCARGAS DE HIDROCARBUROS DESDE ESPACIOS DE MÁQUINAS (SENTINAS) Y DE TANQUES DE COMBUSTIBLE LÍQUIDO (REGLA 16(2)(A) Y 16(5)). Este equipo tiene por objeto monitorear, registrar y controlar las descargas de mezclas oleosas desde espacios de máquinas de buques tanto petroleros como no petroleros. Estos sistemas de vigilancia y control están compuestos por:

Un hidrocarburoómetro para medir el contenido de hidrocarburos del efluente en ppm.

Un contador que de un registro continuo del contenido de hidrocarburos de la descarga, desde espacio de máquinas en ppm, incluyendo registros de hora y fecha.

Un sistema de detención automática de la descarga, cuando el contenido de hidrocarburos exceda los límites permitidos (15 ppm o 100 ppm), o cuando se produzca cualquier avería en el sistema de monitoreo.

Un sistema que permita tomar muestras representativas de la descarga.

BUQ-I-19 MEDIDAS ADECUADAS PARA EL LAVADO DE TANQUES Y LA TRANSFERENCIA DE RESIDUOS DE LASTRES SUCIOS Y AGUAS DE LAVADO A TANQUES DE DECANTACIÓN (REGLAS 15(2)(A) Y 15(2)B. Es decir, el petrolero deberá contar con sistema de lavado de tanques (con agua y en casos que se exige, lavado con crudo y enjuague con agua) y con sistemas de conductos y bombas para transferir las mezclas oleosas resultantes de los lavados de tanques de carga a los tanques de decantación.

Esta exigencia es válida para todos los petroleros ≥ 150 TRB y a otros buques no petroleros que tengan instalaciones para transportar mas de 1000 m³ de hidrocarburo a granel.

3.6 RESPONSABILIDAD DEL CAPITAN O ARMADOR EN LA APLICACION DEL ANEXO I

Una exigencia tácita al Capitán de un buque al que se aplica el MARPOL 73/78, es que conozca en detalle todas las obligaciones que le competen en su aplicación.

En lo que respecta al Anexo I debe conocer especialmente aquellos relativos al equipamiento del buque, los procedimientos operativos, los criterios de descarga de hidrocarburos, las normas de seguridad, la delimitación de las zonas especiales, la disponibilidad de instalaciones de recepción en puertos de su ruta, las atribuciones de la administración del buque, de los estados ribereños y del estado rector del puerto, etc.

También debe velar porque los oficiales y personal bajo su mando conozcan estas disposiciones en la medida en que lo requieran.

4. REGLAS PARA PREVENIR LA CONTAMINACION POR LAS AGUAS SUCIAS DE LOS BUQUES

Este anexo se refiere a la prevención de la contaminación por las aguas sucias generadas a bordo de los buques. Las disposiciones de este Anexo

IV se aplican a todos los buques ≥ 200 TRB y a buques autorizados para transportar mas de 10 personas. La regla I (3) define aguas sucias como:

- a. Desagües y otros residuos procedentes de cualquier tipo de inodoros, y tazas de wc

- b. Desagües procedentes de lavados, lavaderos y conductos de salida situados en cámaras de servicios médico (dispensario, hospital, etc).

- c. Desagües procedentes de espacios en que se transportan animales vivos;

- d. Otras aguas residuales, cuando estén mezcladas con las de desagüe arriba definidas.

La regla 8 prohíbe o establece el cumplimiento de ciertas condiciones para el descargue de agua sucia como se muestra en la figura 4.1. Los buques deben estar equipados con una instalación de tratamiento aprobada por la administración, basándose en las normas elaboradas por la OMI, o con una instalación para desmenuzar y desinfectar aguas sucias y/o un tanque de retención, además debe contar con un conducto para la descarga de las aguas sucias a bordo de una conexión universal a tierra (Regla 11).

El MEPC en la conferencia de 1973 elaboró y aprobó las “Normas Internacionales relativas a efluentes y directrices sobre pruebas de rendimiento de las instalaciones de tratamiento de aguas sucias”, las cuales se resumen así:

1. Norma relativa a coliformes fecales. El promedio geométrico de la cuenta de coliformes fecales de las muestras tomadas durante el período de prueba, no deberán exceder de 250 coliformes/100 mls MPN (número mas probable).

2. Norma relativa a sólidos suspendidos. Si el equipo se somete a prueba en tierra, las muestras tomadas no deberían exceder de 50 mg/L y a bordo de un buque no debe ser mayor a 100 mg/l sobre el contenido de sólidos suspendidos del agua ambiental usada para propósitos de lavado con flujo rápido de agua.

3. Demanda Bioquímica de Oxígeno. El promedio de demanda bioquímica de oxígeno durante 5 días (BOD)₅ de las muestras de efluentes tomadas durante el período de prueba no debe exceder de 50 mg/l.

4.1 DIRECTRICES SOBRE PRUEBAS DE RENDIMIENTO DE LAS INSTALACIONES DE TRATAMIENTO DE AGUAS SUCIAS ACORDES CON LAS NORMAS RELATIVAS A EFLUENTES (MEPC VI/17, 13/12/76 ANEXO V.

Con estas directrices lo que se busca es ayudar a las administraciones a establecer programas de pruebas de rendimiento operacionales de las instalaciones de tratamiento de aguas sucias.

Las pruebas de rendimiento operacional de una instalación de tratamiento de aguas sucias (“equipo”) debe realizarse teniendo en cuenta los siguientes puntos:

4.1.1 Calidad de las aguas sucias sin tratar. En el caso de los equipos probados en tierra, el efluente debería ser aguas sucias de fecha reciente, compuestas de materia fecal, orina, papel higiénico y aguas de lavado con flujo rápido, a las que se haya agregado a efectos de las pruebas, sedimentos primarios de aguas sucias, en la cantidad necesaria para alcanzar una concentración mínima de 500 mg/l de sólidos suspendidos.

Para los equipos probados en buque, el influente puede consistir en las aguas sucias generadas a bordo del buque, bajo condiciones normales de funcionamiento.

4.1.2 Duración de la prueba. La duración del período de prueba será de 10 días después de que el equipo sometido a prueba quede en una condición estable.

4.1.3 Factores de carga. El equipo se debería probar bajo condiciones de carga volumétrica media, mínima y máxima, según las especificaciones del fabricante. La Administración deberá determinar la capacidad del equipo para producir un efluente conforme a las normas prescritas en la parte I, después de una carga volumétrica nula, mínima, máxima y media.

4.1.4 Método y frecuencia del muestreo. Estas se determinarán con arreglo a la calidad del influente. Con respecto a la frecuencia del

muestreo, se deberá tomar en cuenta el tiempo en que ha estado estancado el influente en el equipo. Se extraerán por lo menos 40 muestras de efluente para permitir un análisis estadístico de los datos (media geométrica, máximo, mínimo, varianza, etc).

Todo residuo de desinfectante en las muestras deberán neutralizarse al recoger la muestra, para evitar la destrucción de bacterias o la oxidación química de materias orgánicas por el desinfectante, lo cual podría desvirtuar la autenticidad de los resultados si se prolongan artificialmente los tiempos de contacto.

4.1.5 Método de análisis del efluente. Además de los parámetros exigidos (coliformes fecales, sólidos en suspensión y DBOs) otros que se pueden considerar incluyen cantidad de sólidos, sólidos volátiles, sólidos depositables, sólidos volátiles en suspensión, demanda química de oxígeno, turbiedad, contenido total de fósforo, pH, contenido total de carbono orgánico y el contenido total de estreptococos coliformes de origen fecal.

4.1.6 Residuos de desinfectantes. Se recomienda que la Administración fomente el uso de ozono, radiaciones ultravioletas o de cualquier otro desinfectante, que disminuyan al mínimo los efectos desfavorables para el ambiente. Cuando se usa el cloro como desinfectante, los administradores deberán cerciorarse de que se usen los mejores métodos técnicos para que la cantidad de residuos de desinfectante en el efluente se mantenga lo mas bajo posible.

4.1.7 Salinidad y temperatura. Las administraciones deberían cerciorarse de que tales especificaciones son las correspondientes a las condiciones en que deben funcionar el equipo.

4.1.8 Inclinación y vibración. Puede ser necesario someter los componentes de control y detección a pruebas de choque y de vibración, a fin de verificar que son apropiados para uso marítimo.

4.1.9 Otras consideraciones. Se recomienda registrar el tipo y modelo de la instalación de tratamiento de aguas sucias y el nombre del fabricante, en una etiqueta resistente, firmemente adherida directamente sobre el equipo.

La Administración debe revisar manuales de instalación, funcionamiento y todos los intentos posibles para garantizar uniformidad ante las diversas instalaciones de pruebas.

4.2 REGLAS PARA PREVENIR LA CONTAMINACION POR BASURAS DE LOS BUQUES. ANEXO 5

El anexo 5 tiene por objeto prevenir la contaminación por las basuras generadas durante la operación normal del buque.

De acuerdo a la Regla 1(1) se entiende por basuras toda clase de restos de víveres, así como los residuos resultantes de las faenas domésticas y trabajo rutinario del buque en condiciones normales de servicio, los cuales suelen echarse continúa o periódicamente.

Este anexo se aplica a todos los buques, y para cumplirlas no se necesitan instalaciones especiales.

4.2.1 Zonas Especiales. Se reconocen como zonas especiales mar Mediterraneo, mar Báltico, mar Negro, Mar Rojo, zona de los Golfos. Estas zonas especiales no se aplicaran hasta que se notifique a la OMI los servicios adecuados de recepción en todos los puertos.

4.2.2 Eliminación de basuras. Las reglas 3, 4 y 5 disponen la prohibición de eliminar diferentes tipos de basuras desde los buques, desde las plataformas, o de inmediaciones de las plataformas, dedicadas a la exploración, en instalaciones mar adentro, de los recursos marinos; la figura 4.2 resume estas aplicaciones.

4.2.3 Problemas de aplicación. En 1948 se señalan las dificultades de la aplicación de este Anexo V.

- Prohibición de descargar materias plásticas
- Restricción relativa a la descarga de material de estiba
- Restricción a la descarga de restos de comida
- Establecimiento de instalaciones y servicios adecuados de recepción en puertos.
- Restricciones sanitarias locales a desembarque de ciertos productos.

4.2.4 Conclusión. La aplicación efectiva del Anexo V del MARPOL depende principalmente de la comprensión y buena voluntad de la gente del

mar, pescador y todas las personas afectadas. De aquí la importancia de la educación de estas personas, a través de avisos a los navegantes, etc.

Años atrás en algunos seminarios, a todos los buques que visitan el puerto se les entregaban bolsas para arrojar las basuras durante la estadía en el puerto. Al zarpar se le entregaban suficientes bolsas para almacenar las basuras hasta llegar a su próximo puerto de escala, solicitando no descargar la basura en el puerto.

5. GENERALIDADES AREA EN ESTUDIO-ABOCOL S.A.

La empresa Abonos Colombianos S. A., fundada en el año 1962, fabrica en su planta en Cartagena abonos químicos compuestos granulados, que contienen los tres elementos nutrientes básicos para las plantas cultivadas: Nitrógeno, Fósforo y Potasio y en algunos casos elementos secundarios (Magnesio, Azufre y Calcio) y menores (Boro y Zinc), de acuerdo con las exigencias del cultivo y las necesidades del suelo.

Los abonos son fabricados utilizando el proceso PEC de Potasse et Engrais Chimique de Francia, o fosfonítrico mediante reacciones químicas, por lo cual son homogéneos en todas sus partículas.

Para la fabricación de los abonos compuestos, ABOCOL utiliza materias primas nacionales e importadas. La venta de los productos es a través de una amplia red de distribuidores localizados en las principales regiones agrícolas. Se despachan por vía terrestre y vía fluvial a través de su muelle privado, en el cual también se reciben las materias primas importadas.

El muelle de ABOCOL S. A. inició operaciones desde el año 1962, mediante concesión otorgada por la Armada Nacional en resolución 00904 del 5 de junio de 1962, y cuyo beneficiario fue la sociedad Abonos Colombianos S. A.

Actualmente, mediante resolución No. 266 de abril 6 de 1993, la Superintendencia de Puertos homologó la concesión portuaria a favor de Abonos Colombianos S. A., y le concedió la autorización para operar como muelle privado,

En la realización de la investigación sobre el manejo de aguas de sentinas y sucias de los buques que arriban al muelle de ABOCOL S. A., se consideraron estudios realizados en esta área por especialistas del Centro de Investigaciones Oceanográficas e Hidrográficas (C.I.O.H.), en lo referente a la parte biológica, fisicoquímica, batimétrica y oceanográfica, el estudio de Impacto Ambiental elaborado por la firma consultora Asa Franco & Cia. S. en C. y la información técnica del muelle, suministrada por las secciones de Ingeniería de Proceso e Ingeniería Técnica de la empresa ABOCOL S. A.

5.1 LOCALIZACION

El área en que se desarrolló el estudio comprende el sector de los terrenos donde se ubican las instalaciones de la sociedad Abonos Colombianos S. A. "ABOCOL", localizadas en el extremo Sureste de la Bahía de Cartagena, ensenada de Buenavista, sector industrial de Mamonal, municipio de Cartagena, departamento de Bolívar.

La figura 10 y 11 (tomada de la carta Golfo de Urabá a Puerto Cabello escala 1:956:170) y figura 12 (tomada de la carta Nautica Col 261 bahía de Cartagena escala 1:25.000, línea de costa basada en fotografías aéreas del ECG de 1974); muestran con claridad la ubicación del terreno, desde su

macrolocalización en la costa Norte colombiana hasta su microlocalización en la bahía de Cartagena.

5.2 DESCRIPCION DEL AREA Y EL TERRENO

El área de investigación comprende los terrenos que limitan el extremo Sureste de la bahía de Cartagena y los cuerpos de agua frente a ellos, que conforman la ensenada de Buenavista, formada por la protección natural de la punta denominada “ahorcazorra”, situada al Oeste de los terrenos de ABOCOL.

La bahía protege el sector de la acción directa del mar, siendo un lugar de aguas tranquilas durante todo el año y seguro para operaciones marinas de puertos.

Los terrenos pertenecientes a la empresa ABOCOL S. A. corresponden a los lotes identificados en la Resolución 504 de la Superintendencia Portuaria como lote No. 1 y lote A, cuyas ubicaciones y áreas se muestran en la figura 13 . La línea de costa de estos terrenos tiene una longitud de 554 m y por sus características actuales se pueden diferenciar en dos sectores: el primero que corresponde al lote No. 1 ha sido estabilizado por la construcción de un muelle. Este tiene una longitud de 210.30 metros y permite descargar buques con una carga de 7000 TM y con calado máximo de 23 pies. El segundo, que corresponde al lote A, se encuentra en condiciones naturales, protegido por un bosque de mangles. En el extremo del lote 1 un pequeño canal descarga aguas de escorrentía a la bahía.

En términos generales la línea del litoral es estable, debido a la poca acción de la dinámica costera en la bahía, además de estar resguardada por su geomorfología litoral de tipo ensenada.

En los terrenos contiguos hay construidos numerosos muelles para buques de carga, y numerosas industrias, que conforman el complejo industrial de Mamonal.

5.3 GEOLOGIA Y MORFOLOGIA DEL AREA

Según estudios realizados en 1982, la morfología de los terrenos que rodean y conforman la bahía de Cartagena, es el resultado de movimientos tectónicos que afectaron las formaciones miopliocénicas, constituidas estas por acumulaciones arcilloarenosas, suprayacidas por construcciones calcáreas, formando el tope de la mayoría de los relieves, tales como: los morros, la Popa, el Bosque, Albornoz, etc.

El cuaternario marino está representado por terrazas arrecifales, tanto en el lado externo como en la parte interna de la bahía, que se conformaron durante la última transgresión (retroceso de la línea de la mas alta marca hacia dentro del océano, quedando al descubierto el antiguo suelo marino) marina y participan en la sedimentación calcárea de la bahía.

El área de los terrenos de ABOCOL corresponde a una terraza arrecifal, lo que se considera un terreno consolidado, como se muestra en la figura 5.5.

5.4 ESTUDIO DE OLAS, VIENTOS, CORRIENTES Y MAREAS

Los datos de las condiciones del área de trabajo han sido tomados del último estudio realizado para la empresa Abonos Colombianos S. A. “Estudio Oceanográfico terreno sociedad Abonos Colombianos S. A.”

5.4.1 Climatología de la región Caribe colombiana. Esta zona está influenciada por la circulación atmosférica de los alisios, vientos tributarios de los centros antiadónicos del Atlántico Nor Oriental. Es en general un clima tropical semiárido, con humedad y temperatura relativamente altas todo el año.

El clima cuenta con dos estaciones tropicales: una estación de vientos o seca desde noviembre a marzo y una estación de humedad o lluviosa de julio a septiembre. Los períodos climáticos de la estación metereológica del CIOH se pueden clasificar así: diciembre-enero, disminuyen las precipitaciones de 160 mm del período previo a 30 o 40 mm mensuales. Se incrementan los vientos alisios.

Febrero-marzo período árido con promedio de lluvia menos a 1 mm. Abril-junio el viento sopla de manera inconstante en el sector norte.

Julio presenta una disminución en la precipitación.

Agosto-noviembre suben las precipitaciones, suben por encima de 150 mm, la velocidad de los vientos cae, llegando la nubosidad a valores elevados.

5.4.2. Régimen de vientos. Se utilizó para este estudio el análisis estadístico de la velocidad y dirección del viento con datos del Himat en Cartagena. En el histograma de la figura 5.6 se representa la velocidad durante todo el año y sobre los cuatro meses mas favorables, en partes por mil.

La región de Cartagena está sometida al régimen de los vientos que soplan de manera constante del N-NE durante los meses de diciembre, enero, febrero, marzo, abril; en otra época del año (mayo hasta noviembre) los vientos son muy variables tanto en dirección como en fuerza.

La época húmeda está caracterizada por vientos de poca velocidades y aumento de porcentaje de calma. Los vientos vienen del sector Oeste y no sobrepasan los 7 m/seg.

5.4.3 Temperatura. La temperatura del aire indica un promedio anual de 29.9°C (observaciones de 27 años) Ver figura 5.7. Las variaciones son de 2°C y el mínimo valor promedio corresponde de enero a marzo 26.8 y 27.1°C.

La temperatura es influyente en el comportamiento de los vientos, en lo que se conoce como efecto brisa, mar-tierra y viceversa; que se origina por calentamiento en el continente como en el mar, ocasionando flujo de aire del continente hacia el mar en el día y del mar hacia el continente en la noche. Las temperaturas menores se dan en la noche y madrugada aumentando hacia el medio día y disminuye en la noche.

5.4.4 Lluvias. Según las observaciones de 31 años se promedió la lluvia obteniéndose una pluviosidad anual de 92.1 mm, valor que puede ser considerado como intermedio comparado con datos del caribe colombiano. El año se puede dividir en tres épocas:

Un período seco de diciembre hasta abril con 12.10 mm/mes de lluvia promedio. Un período intermedio correspondiente a los meses de mayo a agosto con 95.5 mm/mes de lluvia promedio. Un período lluvioso en los meses de septiembre a noviembre con un promedio de 154 mm/mes.

5.4.5 Radiación solar. La radiación solar es de muy poca variación durante el ciclo anual y guarda una relación directa con la evaporación como se observa en la figura 5.8.

5.4.6 Sistemas de corrientes. En la época de lluvia el canal del dique tiene muchas influencias sobre los movimientos superficiales y genera una capa de agua liviana y salobre que tiene desplazamiento general hacia el Norte. El viento por su continuidad y velocidad, favorece el intercambio profundo y completo de las aguas de la bahía, acentuando la llegada de agua de mar por el fondo (Bocachica). Se observa un movimiento superficial de dirección global hacia el Sur y una circulación profunda hacia el Norte.

En la época de vientos (época seca) las aguas del dique están pegadas contra la orilla de la bahía, bajo el efecto del roce del viento en la superficie. Esto induce en profundidad una corriente orientada del Sur hacia el Norte. En el "Veranillo de San Juan" los vientos recobran fuerza y soplan con más regularidad. Con esta dinámica las aguas del dique subsiste en los bordes Este y Oeste de la bahía desapareciendo totalmente

de su centro. Al entrar en la parte intensa de la época de lluvia, el proceso se repite; salida superficial de las aguas del dique por Bocachica y luego por Bocagrande. En octubre las aguas del dique cubren un mayor porcentaje de la bahía alcanzando un espesor de 15 metros y 22 metros en la desembocadura del canal.

Cuando regresan los vientos alisios, la presencia del agua del dique disminuye; vuelven a tener su salida superficial por Bocachica y se acumulan contra los francos Surestes de la bahía, donde se localiza ABOCOL S. A.

Las aguas dulces del dique desaparecen por mezcla gradual con aguas de la bahía, lo que tiene como resultado una disminución de la salinidad global de las aguas.

El régimen dinámico de las aguas indican la influencia principal del sistema mareal y de los vientos predominantes del Norte y Noreste, figura 5.9. En la época de vientos, de diciembre a marzo, estos inciden en la superficie del agua, dando origen a corrientes de vientos o corrientes superficiales a no mas de tres pies bajo la superficie; por debajo de este nivel predominan las corrientes inducidas por la marea, las cuales tienen un comportamiento cíclico semidiurno, como se puede observar en la figura 5.10.1 y 5.10.2. El régimen dinámico del sector de la bahía aledaño a los terrenos de ABOCOL está influenciado por las mareas, que generan corrientes subsuperficiales, con valores máximos de 8 cm/seg. y de dirección Suroeste-Noreste con mareas entrantes. Se observa la presencia de una corriente predominante superficial de dirección Noreste-Sureste a lo largo del litoral, originada por

los vientos predominantes y la morfología misma de la ensenada de Buenavista.

5.4.7 Sistemas de mareas. Las mareas que imperan en esta zona del Caribe tienen características regulares durante la mayor parte del año y tienen dos componentes la semidiurna y la diurna; la fluctuación no es mayor de 0.3 metros como se puede observar en la figura 5.11.

5.5 ESTADO ACTUAL DE LA BAHIA

La bahía de Cartagena se encuentra actualmente en un deterioro crítico, donde las condiciones ecológicas de esta se han visto afectadas.

La bahía es el medio receptor de las aguas del canal del Dique, la zona industrial de Mamonal y parte del alcantarillado municipal, y a esto sumado las aguas descargadas por los buques en los puertos.

El canal del dique es quizá la fuente que ha producido más alteraciones en la bahía, por la reducción de la transparencia y el aporte de sólidos en suspensión. Según estudio de CGA (1983) el canal del Dique aporta 7'344.000 m³/día con un contenido promedio de 230 mg/l de sólidos en suspensión. Los aportes de DBO₅ son de 57.75 T/día, esta cantidad se debe a las aguas servidas de varias poblaciones y pantanos que recoge antes de su desembocadura. El canal aporta 2.57 T/día de N y P. El aporte del alcantarillado municipal a la bahía es de 50.112 m³/día (Cga 1983) con 12.83 T/día de DBO₅, 12.83 T/día de sólidos, 5.6 T/día de grasas y aceites y es el mayor aporte de Fósforo y Nitrógeno.

La influencia de las industrias del sector de Mamonal es tan diversa, existen aproximadamente 79 empresas entre industrias de alimentos y bebidas, industrias textiles, industrias madereras, industrias químicas, industrias mineras y de construcción, metalmecánicas; sin embargo, no todas vierten sus desechos a la bahía directamente, sino a través del alcantarillado; pero según estudios de 1984 llega una carga de 255.641 m³/día provenientes de las industrias, con 55.6 T/día de DBO₅, 94 T/día de sólidos en suspensión, 0.78 T/día de Nitrógeno, 0.18 T/día de Fósforo, 26.3 T/día de grasas y aceites.

A todo lo anterior se suman los vertimientos de agua sucia y de sentinas que pueden realizar los buques en los puertos, sin ningún tipo de control, el cual por no tener datos históricos es difícil de evaluar, pero conociendo el alto contenido de DBO, grasas y sólidos en suspensión que contienen estas aguas, es fácil determinar la incidencia en la contaminación de la bahía.

Del análisis anterior se observa la mayor influencia en el deterioro de la bahía por parte del Canal del Dique, ya que los datos de las industrias no se encuentran definidos, al igual que las descargas de los buques.

En la caracterización de las aguas de la bahía en los últimos años se encontró:

SOLIDOS SUSPENDIDOS. Los sólidos en suspensión son en su mayoría de origen mineral (arcillas y limos) que reducen la transparencia de las aguas, lo que disminuye la fotosíntesis.

OXIGENO DISUELTO. El oxígeno disuelto disminuye en forma drástica debido a la columna de agua que disminuye la solubilidad de los gases y a la demanda de oxígeno, que aumenta en razón inversa con la calidad del agua.

PH. El pH se encuentra en un rango normal, 5 a 9 unidades y no ha sufrido cambios notables.

TEMPERATURA. Los cambios de temperatura aumentan en la medida que aumenta el nivel de contaminación y aún más si el agua que reciben es cálida.

DBO5. Los datos de 1991 son de 8 a 5 mg/L, en su mayoría aportada por alcantarillas e industrias. La demanda bioquímica de oxígeno es baja, es decir, que el factor de dilución es alto y o hay una buena renovación de las aguas por parte del canal, intercambios con el mar por Bocachica o efectos de las mareas.

NITROGENO. El crecimiento de amonio y Nitrógeno entre 1983 y 1991 ha venido creciendo hasta alcanzar 0.001 y 0.017 mg/L y la mayor se encuentra al frente de la zona de Mamonal y cerca a la desembocadura del canal está entre 0.01 y 0.248 mg/L. En 1991 se encontró valores de amonio de 0.1 y 0.5 mg/L, dato considerado alto para la vida acuática.

5.6. DESCRIPCION DE LAS ACTIVIDADES MARITIMAS EN EL PUERTO DE CARTAGENA

En el puerto marítimo de Cartagena se localizaron 53 muelles dedicados a diferentes actividades industriales; estos muelles se agrupan en muelles de carga general, cabotaje, petroleros, quimiqueros, pesqueros, turismo y recreación, astilleros y otras actividades (CIOH, 1993).

MUELLES DE CARGA GENERAL

Terminal Marítimo y Fluvial de Cartagena

Muelle el Bosque

H. A. Trading Colombia (zona franca)

Muelle de contenedores

MUELLES DE CARTAGENA

Almagran

Arrocera Nacional

Aserradero "El Bosque"

Interoceánica

Naviera Costa Brava

Resenal

Transpetrol

Los Pegasos

Almadelco

MUELLES PETROLEROS

Ecopetrol Refinería

Ecopetrol Nestor Pineda

Esso Colombiana Combustibles

Esso Colombiana Lubricantes

Codimobil

Estación Mobil "La Marina"

Texaco

MUELLES QUIMIQUEROS

ABOCOL S. A.

Alcalis de Colombia

Algranel

Colterminales

Colclinker S. A.

Dexton

Dow Química S. A.

Petroquímica Colombiana

MUELLES PESQUEROS

Antillana S. A.

Atunes de Colombia S. A.

Coapesca Ltda

Frigopesca

Oceános

Vikingos de Colombia

Explopesca

Pescalli

MUELLES DE TURISMO Y RECREACION

Terminal Turístico de Cartagena

Club Nautico Cartagena

Marina Santa Cruz
Marina El Bosque (Estemcar)
Marina Todomar (Dacosta S. A.)
Club de Pesca
Los Pegasos

ASTILLEROS

Conastil
Astilleros Cartagena
Astilleros Vikingos (Astivik)
Astilleros Naval
Ferrocem

OTRAS ACTIVIDADES

Muelle de la Base Naval ARC Bolívar
Muelle de Coremar
Muelle de Remolcar
Muelles de Sipsa
Muelles de Matería Tropical
Muelle de Procermar

En la tabla 5.1 se muestran las empresas que poseen muelles determinando su carácter oficial o privado y el movimiento de embarcaciones menores o buques por mes, este último estudio realizado por la CIOH.

Instalaciones y servicios de recepción en el puerto de Cartagena, de acuerdo con las exigencias del convenio MARPOL 73/78.

Hay cinco terminales del puerto de Cartagena, poseen instalaciones y servicios de recepción en tierra para residuos de hidrocarburos y basuras, como muestra la tabla 5.2.

5.6.1 Movimiento de embarcaciones por mes. El promedio mensual fue de 4847, de los cuales 91.5% corresponde a embarcaciones menores y turísticas principalmente, el 8.3% a embarcaciones desde 100 a 50.000 toneladas representadas, y el 0.2% a embarcaciones de más de 50.000 toneladas.

5.6.2 Movimiento de carga en el puerto. Entre productos químicos, productos pesqueros, hidrocarburos, carga en general y cabotaje se movilizan cerca de 745.426 ton/mes, distribuidos así: hidrocarburos 70% del total de carga movilizada, productos químicos con un total de 125.923 toneladas/mes, representando cerca del 16.9% del total; cabotaje y carga en general un 12% y los pesqueros con un 0.6%.

5.6.3 Movimiento de productos químicos. En total son 8 empresas del puerto de Cartagena que movilizan cerca de 125.923 toneladas/mes de productos químicos a través de sus respectivos muelles, de los cuales Colclinker moviliza cerca del 49% del total. Le sigue en importaciones Alcalis de Colombia con 20.6%, Petroquímica con 12.9% y Abocol con un 8%. Ver figura 5.12.

5.7 MOVIMIENTO DEL MUELLE DE ABOCOL S. A.

El muelle de la empresa Abonos Colombianos S. A. permite descargar barcos con una carga neta de 6000 a 7000 TM, con un calado de 23 pies

máximo y eslora de 420 pies. Este muelle se utiliza para cargar productos terminados empacados, despachados por vía fluvial para el interior del país o por vía marítima para el cabotaje y exportación.

Actualmente el manejo de los buques de carga se hace a través del agente Over Seas Marine Services, quien contrata con la empresa Dow Line Panama Inc. los barcos que van a cargar la materia prima, generalmente en los puertos de Tampa y Burside. Todo lo relacionado con el fondeo, atraque del buque y gestión ante las autoridades portuarias locales de las materias primas importadas, está a cargo del agente “Aduanera Colombiana”.

Una vez el barco atraca en el muelle se inicia la operación de descargue de la materia prima a granel, por medio de tolvas de almacenamiento, bandas transportadoras, hasta llevarla a los bins de almacenamiento en las instalaciones de Abonos Colombianos S. A.

Para el transporte fluvial la empresa contrata los servicios de una compañía transportadora multimodal. El producto es transportado de las bodegas de Abonos Colombianos S. A. al muelle de la Sociedad Portuaria a través de camiones de 5 TM de capacidad.

Las características generales de los buques, carga y tiempo de transporte se encuentran en las tablas 5.3, 5.4 y 5.5.

5.8 ANALISIS DEL CUMPLIMIENTO DEL CONVENIO MARPOL 73/78 EN LOS TERMINALES DEL PUERTO DE CARTAGENA

Según los estudios realizados se puede determinar que el mayor porcentaje de residuos de hidrocarburos (lastres, residuos de sentinas, lubricantes quemados, residuos de combustible, etc.) vertidos a la bahía de Cartagena, provienen de los buques de cabotaje, tanques, pesqueros, buques de carga en general, que no poseen sistemas de tratamiento a bordo, como tampoco los terminales a donde arriban poseen la infraestructura necesaria para recibir y tratar estos residuos.

En cuanto al Anexo 4 del convenio MARPOL 73/78 sobre las reglas para prevenir contaminación por aguas sucias de los buques, todos los puertos deben poseer este servicio. Sin embargo, solo la empresa SIPSA posee un sistema con tres tanques para líquidos y un cilindro con incinerador para los sólidos. El resto de terminales no poseen infraestructura para tratar las aguas sucias de los buques.

En la actualidad los buques que arriban a los puertos de Cartagena no están entregando aguas sucias a los terminales en tierra, porque son buques nuevos que poseen sistemas de tratamiento de aguas sucias a bordo y no necesitan botar estas aguas. En la mayoría de los casos es porque no existen instalaciones adecuadas de los diferentes terminales en tierra. Posiblemente los buques los han botado en el mar y con mayor frecuencia dentro de la bahía de Cartagena, aumentando así los problemas de contaminación que ya existen en ésta.

Respecto a la basura proveniente de los buques, el convenio MARPOL 73/78 en el Anexo 5 regla 7, establece que todos los terminales de un puerto deben disponer de los servicios adecuados para su recepción,

tratamiento y disposición final, pero sólo dos terminales disponen de la infraestructura en tierra, Dow Química y Sipsa, que poseen un tanque cilíndrico con incinerador de baja capacidad. Algunos muelles lo reciben y entregan al sistema municipal de basuras y en el peor de los casos no la entregan al terminal y la botan al mar.

Hay muchos aspectos que han influido en el no cumplimiento del Convenio MARPOL 73/78 como son:

- Elevado costo de las instalaciones
- Reducido volumen de desechos y residuos a recibir
- Falta de recursos técnicos por parte de las autoridades para hacer cumplir las normas.
- Impunidad debido a la ineficiencia de las autoridades y a lo reducido de las sanciones, lo cual hace mas barato dejar verter que tomar medidas.
- No existe la autoridad por parte de un ente gubernamental para actuar en caso de vertidos de buques, donde se requiere un control diario para detectar las violaciones a la preservación del medio ambiente.

La necesidad de reglamentar el convenio internacional MARPOL 73/78 en nuestro país por intermedio de la Dirección General Marítima (DIMAR), de acuerdo con lo prescrito con el decreto 2324 de 1984; reglamentado por la Superintendencia General de Puertos en la Resolución 172 de abril 11/95 (Anexo 5.1) y dado a conocer en su circular de julio 5 de 1995 (Anexo 5.2), en el que se solicita la evaluación del cumplimiento de dicha resolución.

5.8.1 Cumplimiento del Convenio MARPOL 73/78 POR ABOCOL S. A.

Para definir de que manera incumbe a Abocol el cumplimiento del convenio,

se debe mencionar aspectos ya tratados, que determinan la necesidad de contar con instalaciones de recepción que logren el objetivo de evitar la contaminación por los buques.

ABOCOL S. A. debe cumplir con el Anexo I, regla 12 y Anexo 5. El MARPOL 73/78 actualmente exige instalaciones de recepción en tierra respecto del Anexo I para mezclas y residuos oleosos generados por los buques (lastres sucios, aguas de sentinas, aguas de lavado de tanques y lubricantes, residuos de separadores). La importancia de estas instalaciones de recepción en tierra reside en que son uno de los elementos para la efectividad del sistema que establece el convenio.

Si se limitan las descargas al mar que pueden hacer los buques; algunos puede reducir los volúmenes generados a bordo mediante equipos especiales y tratamiento, pero siempre queda un resto de residuos a bordo; otros sin equipamiento deben retener sus mezclas y residuos a bordo. Para ambos casos se tiene:

La descarga a tierra. Si no se poseen las instalaciones en tierra, los buques se verán obligados a hacer las descargas al mar, y no se lograrán los objetivos del convenio.

De acuerdo al análisis del MARPOL, Anexo I, capítulo 1, respecto a la obligatoriedad de los terminales de contar con instalaciones de recepción, en la medida en que se incremente el volumen de operaciones del terminal de ABOCOL S. A. mas evidente se hará la necesidad de estas instalaciones de recepción para todos los buques.

Con relación a la regla 12-3 se debe señalar que el MARPOL 73/78 es poco explícito para calificar la aptitud de las instalaciones de recepción respecto al cumplimiento de los objetivos del convenio. Indica que deben ser “adecuadas”, con esto quiere decir que estos servicios tendrán la capacidad suficiente y sistemas técnicos apropiados para atender los buques sin obligarlos a demoras innecesarias, que representan altos costos. Pero no dice nada referente a los métodos de tratamientos y disposición final de los residuos, pero el MARPOL 73/78 es claro en sus objetivos de preservación del medio.

Respecto a la capacidad de las instalaciones dada la variedad de categoría de buques con diferentes equipamiento, no es fácil determinar los volúmenes de contaminantes que deben descargar los buques que llegan al terminal. Algunos cuentan con equipos de tratamiento de contaminación a bordo, otros no cuentan con dichos equipos y deben retener los contaminantes a bordo para después descargarlos a instalaciones en tierra. Además, los procedimientos de tratamientos que utilizan los buques son dependientes de las condiciones del mar en que operan; algunos no pueden funcionar en condiciones adversas de mar y el volumen de contaminantes con que arriba el buque puede ser significativamente mayor que lo normal. Por lo anteriormente expuesto los servicios de receptor de mezclas o residuos oleosos son difíciles de cuantificar y debe recurrirse a criterios prácticos.

5.8.2 Situación de ABOCOL S. A. respecto a la Resolución 172/95.

Después del análisis pormenorizado del MARPOL 73/78 consideramos:

1. El terminal de ABOCOL S. A. debe ser dotado con una instalación de recepción y tratamiento de las aguas de sentinas y sucias de los buques.

2. Para determinar el tamaño o capacidad de las instalaciones de recepción es necesario establecer el número de buques que arriban al terminal durante un período de un mes, el tipo de buque, la carga transportada, el número de tripulantes, el tiempo de viaje, para establecer los volúmenes probables de mezclas oleosas o de aguas residuales.

3. Los principales efluentes a recibir serían:

- Aguas de sentinas generadas en los espacios de máquinas, tuberías y sistemas de tanques.
- Residuos de los separadores de algunos buques que tienen sistema de tratamiento.
- Las aguas sucias del buque generadas por la tripulación.
- Las aguas sucias de ABOCOL S. A. después de salir de la poza séptica existente en la empresa. El tratamiento de estas aguas no hace parte del cumplimiento de la resolución 172/95 pero se desarrolla con el fin de aprovechar el sistema de tratamiento y disminuir el vertimiento de estas aguas a la bahía.

El manejo de los procesos se establece de tal forma que la instalación receptora no se convierta en contaminante del medio y se evalúa el área con que se cuenta para la disposición de equipos.

Es evidente que la implantación de estos sistemas se convierte en una erogación para la empresa, pero dado que el convenio no especifica el

sistema de tratamiento que se debe usar, se cuenta con un amplio margen para diseñar las instalaciones más económicas posibles, utilizando al máximo los elementos y espacio con que cuenta la empresa.

Debe tenerse en cuenta que los servicios de recepción de mezclas oleosas y residuos de los buques no son gratuitos y por tanto se podrá recuperar las inversiones realizadas.

6. CONCEPTOS BASICOS SOBRE QUIMICA DEL AGUA

Antes de entrar a cualquier estudio sobre los procesos de tratamientos del agua, es necesario explicar algunos conceptos básicos sobre:

1. Estructura química y propiedades del agua
2. La naturaleza de las dispersiones coloidales
3. Las impurezas del agua

6.1 ESTRUCTURA QUIMICA Y PROPIEDADES DEL AGUA

6.1.1 Composición química del agua. En 1842 se comprobó que la relación al peso entre Hidrógeno y Oxígeno es 2 a 16, y se estableció que la molécula de agua estaba constituida por H_2O . Existen tres isótopos conocidos del Hidrógeno y seis del Oxígeno, como se muestra en la tabla 6.1.

6.1.2 Forma de la molécula (Polaridad). Los enlaces más comunes se muestran en la tabla 6.2. El agua es una molécula dipolar, tiene una forma angular, con el Oxígeno colocado en el vértice y las uniones formando un ángulo de aproximadamente 104.5. En la figura 6.1 se representa de manera idealizada y se dan los valores de la longitud de las uniones y los ángulos para agua natural H_2O y agua pesada D_2O .

6.1.3 Estructura molecular. Se ha concebido hoy en día, que la estructura molecular del agua está conformada por conjuntos hexagonales, en donde cada molécula está unida a su vecina por medio de un puente de hidrógeno, como se muestra en la figura 6.2.

La estructura del agua no es fija, sino que se tiende a modificar constantemente pues las moléculas oscilan reorientándose o girando sobre si mismas a través del tiempo, como lo muestra la figura 6.3, tomada de Eisenberg y Kauzman.

Al incrementar la temperatura la velocidad de reorientación aumenta.

6.1.4 Ionización y Salvatación. El caracter bipolar del agua impide que las sustancias que se disuelven en ella conserven sus moléculas intactas. Al contrario, la disolución implica la ionización o fraccionamiento de las moléculas en átomos o grupos de átomos (radicales), con una carga eléctrica positiva o negativa. Esto se debe a que en cuanto el soluto se dispersa, cada extremo de la molécula de la sustancia es atraído por el dipolo de carga opuesta, lo que produce la ruptura molecular y la consiguiente disolución iónica. Por tanto debe tenerse muy presente que en el agua no existan compuestos con sus moléculas enteras, sino compuestos ionizados parcial o totalmente. A los primeros se les llama electrolitos fuertes y a los segundos electrolitos débiles. Cada ión crea y transporta su propio campo eléctrico y, por consiguiente, no puede permanecer aislado de las moléculas de agua que lo rodean y están polarizadas, sino que, por el contrario, produce una atracción electrostática entre él y los dipolos, los cuales quedan formando una envoltura a su alrededor, orientada según sea la carga. Cuanto más intenso sea el campo del ión, tanto más moléculas de agua atraerá hacia si. Este fenómeno se llama salvatación e hidratación en particular cuando se refiere específicamente al agua.

6.1.5 Algunas propiedades físicas del agua.

a. Densidad. Es la masa de la unidad de volumen. En el agua es máxima a 4°C y disminuye a partir de allí con la temperatura.

b. Viscosidad. Es la resistencia al cambio de forma. En el agua la viscosidad disminuye regularmente con la temperatura. La tabla 6.3 da los valores de densidad y viscosidad desde 0 hasta 30°C. La viscosidad cambia más rápidamente que la densidad y por eso afecta notablemente todos los procesos de tratamiento del agua.

c. Calor específico. Es la cantidad de calor necesario para elevar 1°C la temperatura de 1 gr de agua. Se necesita una gran cantidad de calor para poder elevar la temperatura del agua, lo que hace muy costosos los procesos de destilación. La tabla 6.4 presenta los calores específicos del agua.

d. Tensión Superficial. Entre las moléculas de un líquido se presentan fuerzas de atracción llamadas fuerzas de Van der Waals. Por eso, cuando un líquido tiene una superficie libre de contactos con otro líquido o con un gas, las moléculas de la interfase sufren una compresión que se opone a incrementar el área de dicha interfase y tiende a concentrar más moléculas en ella. Este fenómeno se llama tensión superficial y se debe a la desigualdad de las fuerzas de atracción a que quedan sometidas las moléculas en la superficie de contacto entre líquido y gas o líquido y líquido, que son mayores a un lado que en el otro.

La tensión superficial causa la elevación del agua en los tubos capilares, la forma esférica de las gotas de agua o de las pompas de jabón, la forma redondeada de los meniscos, etc., y se expresa en dinas/cm.

Existen sustancias como los detergentes que pueden disminuir la tensión superficial del agua, y otras como la glicina que pueden aumentarla. La del agua es mayor que la de la mayoría de los líquidos orgánicos, pero menor que la de los metales licuados y disminuye gradualmente con la temperatura, como se puede ver en la tabla 6.5.

e. Constante dieléctrica. (D_c). Depende de la naturaleza del medio utilizado y se define a partir de la ley de Coulomb, así:

$$D_c = \frac{q_1 \times q_2}{F l^2}$$

en donde: q_1 y q_2 representan el valor de las cargas puntuales separadas una distancia L y F el valor de la fuerza de repulsión.

Como se muestra en la tabla 6.6 la constante dieléctrica del agua es mayor que la de las otras sustancias.

f. Sustancias dispersas en el agua. Una sustancia puede estar dentro de otra de varios modos diferentes:

Las moléculas de una sustancia A pueden estar disgregadas en una B. En este caso se dice que la sustancia A está disuelta dentro de la B.

Partículas o gotitas muy pequeñas de la sustancia A pueden estar dispersas dentro de la sustancia B. En este caso se dice que la sustancia A está en estado coloidal dentro de la sustancia B.

Partículas relativamente grandes de la sustancia A están flotando dentro de la sustancia B. En este caso se dice que la sustancia A está en suspensión en la sustancia B. El esquema de la figura 6.4 aclara este concepto.

6.2 NATURALEZA DE LAS DISPERSIONES COLOIDALES

6.2.1 Los coloides, clasificación y propiedades. Los sistemas coloidales se pueden dividir como lo indica la figura 6.5 en: moleculares y no moleculares (micelares), liofílicos, y liofóbicos, diurnos y caducos, orgánicos e inorgánicos.

Los coloides moleculares están constituidos por sustancias polímeras, formadas por largas cadenas orgánicas, con pesos moleculares muy grandes (15000 - 100000) y tamaños entre 10^2 y 5×10^2 μm de longitud por 0.2 y 1 μm de grosor. Estos polímeros como la gelatina, las proteínas, el almidón, etc., no constituyen verdaderos solutos, sino coloides. El término coloide significa originalmente "gelatinoso" y fue dado por Graham a las dispersiones de proteínas.

Los coloides de asociación o micelares pueden formarse por asociación de moléculas mas pequeñas de minerales (ejemplo: oro) o compuestos orgánicos (ejemplo: jabones, detergentes), que espontáneamente se aglutinan en presencia de un dispersante en partículas de tamaño coloidal.

Los coloides liofílicos (hidrofílicos cuando se refieren al agua) están constituidos por las dispersiones moleculares de sustancias poliméricas o sustancias aglutinadas en tamaño coloidal, que tienen una fuerte atracción por el solvente y reaccionan químicamente con el agua, en la cual están dispersados. (ejemplo: jabones, materia orgánica encontrada en el agua negra). Su estabilidad depende de la capa de hidratación que los rodea, en la cual hay moléculas de agua adheridas que actúan como barrera que impide el contacto entre partículas.

Los coloides liofóbicos están formados por sustancias insolubles en el dispersante (ejemplo: arcillas, metales).

Propiedades: Se ha observado que las partículas de un coloide se mueven de un polo de determinado signo a otro, al estar sometidas a un campo eléctrico. Esta carga primaria de los coloides se debe a:

- ◆ Reemplazo Isomórfico. La estructura reticular de los cristales puede tener imperfecciones que podrían originar el reemplazo de un átomo de mayor valencia, creando una carga eléctrica en la partícula.

- ◆ Ionización. Los coloides contienen en la superficie grupos químicos (carboxilos, hidroxilos, etc) que pueden ionizarse dando origen a cargas eléctricas.

7. IMPUREZAS DEL AGUA

El agua contiene sustancias que pueden estar en suspensión o en solución. Por otra parte de acuerdo al tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia o coloreada, o ambas. La turbiedad puede deberse a partículas de arcillas provenientes de la erosión del suelo, a algas o a crecimientos bacterianos.

El color está constituido por la degradación de la materia orgánica, tales como hojas y plantas. El conocimiento de los contaminantes es importante en el proceso del tratamiento de agua.

7.1 TURBIEDAD - ASPECTOS OPTICOS

La turbiedad es la propiedad que tiene una sustancia líquida o sólida de diseminar en todas las direcciones la luz que pasa por ella. Hay una relación entre luz incidente y la sustancia diseminante.

Como la turbiedad es la que produce la diseminación de la luz, debe considerarse a aquella como la interacción de un conjunto de ondas actuando sobre un conjunto de átomos y partículas, sin relación con la concentración de la suspensión. Solo cuando la luz pasa por un líquido

ideal homogéneo, no se produce diseminación ninguna del rayo luminoso y por tanto la turbiedad es cero.

7.1.1 Medio diseminante. El número, concentración y masa de las partículas, así como su tamaño, forma e índice de refracción, influyen en la turbiedad aparente de una suspensión.

1. Número de partículas. El número de partículas es proporcional a la turbiedad, en caso de suspensión monodispersas ideales. Si la partícula es pequeña comparada con la longitud de onda de la luz, su tamaño menor $1/20$ de la longitud de onda y la luz diseminada se hace proporcional al número de partículas presentes. Esta propiedad puede usarse para determinar la concentración de una solución comparándola con la turbiedad de otra solución de concentración conocida. Concentración es igual a $NV\rho$, donde:

ρ = densidad de la partícula

N = número de partículas

V = volumen

2. Tamaño de la partícula. Influyen también la cantidad de luz diseminada y el ángulo en el cual se produce mayor diseminación. Para partículas pequeñas en que el diámetro es menor que la longitud de onda luminosa $d < \lambda$ producirá una diferente lectura de la turbiedad. Cuando el tamaño de las partículas se acerca a la longitud de onda $d = \lambda$ se produce la máxima diseminación de la luz incidente. Cuando el diámetro de las partículas es mayor que la longitud de onda ($d > \lambda$) la luz diseminada es

inversamente proporcional al radio de las partículas. Cuanto mas grande es una partícula menos luz diseminada.

3. Índice de refracción. Este índice \varnothing y el del líquido \varnothing_0 influencia entre la luz incidente i_0 y la luz diseminada i_d , esta relación según Mysel puede expresarse como $i_d/i_0 = f(\varnothing - \varnothing_0)^2$. La variación de \varnothing_0 del líquido de la suspensión afecta la turbiedad en proporción al cuadrado de la variación. Por esto la importancia cuando se hace la medición mantener el agua libre de burbujas de aire pues estas tienen un límite de refracción diferente del líquido que las rodea.

7.1.2 Naturaleza química de la turbiedad. La turbiedad está principalmente formada por arcilla en suspensión. El término de arcilla comprende una variedad de compuestos, pero en general se refiere a tierra fina (0.002 mm de diámetro de grano) que adquiere plasticidad al mezclarse con limitadas cantidades de agua. Químicamente son silicato de aluminio con fórmulas complejas. Físicamente están constituidas por cristales con una estructura atómica reticular definida. Hay dos tipos de estructuras que caracterizan a la mayoría donde los cristales varían entre 2.6×10^{-8} cm de nodo a nodo hasta 50.5×10^{-4} cm.

La densidad de la arcilla es función del grado de humedad de la muestra. Cuando mas húmeda sea ésta, su densidad es menor. Se puede esperar por esto que las arcillas dispersas en el aire tengan densidad relativamente baja y lenta velocidad de asentamiento.

7.1.3 Naturaleza del color. La aparición del color en el agua puede deberse a:

- La extracción producida por el agua de sustancias provenientes de madera.
- La solución de productos de descomposición de la madera.
- La solución de materia orgánica del suelo.
- Una combinación de estos procesos.

Cualquiera que sea el origen estas sustancias contienen Hidrógeno, Oxígeno y Nitrógeno, y porcentajes variables se clasifican en cuatro fracciones: ácido fúlvico, ácido húmico, ácido himatomelánico, y carbón húmico. La separación de estos compuestos es posible agregando ácido clorhídrico produciendo un precipitado que decante. La parte líquida es ácido fulvico, a la parte sólida se le agrega alcohol etílico y se obtiene un nuevo precipitado.

7.1.4 Relación entre color y pH. El color presenta un efecto indicador. Esto es que su intensidad cambia con el pH. En la vida diaria se puede observar este fenómeno al poner unas gotas de limón del té. En general al subir el pH se incrementa el color, pero el mayor incremento se obtiene con aguas que tienen originalmente un color bajo, ver tabla 7.1.

. La variación del color se puede predecir usando el nomograma de la figura 7.1.

7.1.5 Comparación entre las características del color y la turbiedad. El color y la turbiedad tienen características bastante diferentes que deben tenerse muy en cuenta cuando se quieren remover del agua por medio del

proceso de coagulación. No solo el fenómeno óptimo se percibe en forma distinta, sino que sus características físicas y químicas difieren grandemente como se puede observar en la tabla 7.2. Es muy importante distinguir entre color verdadero y color aparente. El primero es el que existe cuando se ha removido toda la turbiedad por medio de filtración o centrifugación para evitar que ésta quede registrada como color. El segundo es el valor que resulta de medir el color sin remover la turbiedad, lo que no da una indicación muy precisa de las características del agua.

7.2 COAGULACION FLOCULACION DE LAS IMPUREZAS DEL AGUA

Se llama coagulación-floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas con peso específico superior al del agua, llamadas floc. Dicho proceso se usa para:

- a. Remoción de turbiedad orgánica o inorgánica que no puede sedimentar rápidamente.
- b. Remoción de color verdadero y aparente.
- c. Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
- d. Destrucción de algas y plancton en general.
- e. Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos y de precipitados químicos suspendidos o compuestos orgánicos en otros.

La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundo. Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas entre los

cuagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

La floculación es el fenómeno por el cual las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar coagulos mayores.

7.2.1 Remoción del color. Las razones por las cuales se suele hacer remoción de color en el agua son de orden estético, químico, sanitario e industrial:

- a. Estético. Porque la mayoría de la gente prefiere un agua cristalina.
- b. Químico-sanitario, porque interfiere con el proceso de cloración, al formar chorohalometales que se sospechan son cancerígenos, dificulta los análisis colorimétricos del agua, complica el proceso de coagulación y estabiliza el hierro y el manganeso en solución.
- c. Industriales, porque interfiere ciertos procesos industriales y obstaculiza el funcionamiento de resinas aniónicas de intercambio iónico.

El agua coloreada es generalmente blanda, ácida, y con baja alcalinidad. El color se puede remover con coagulantes metálicos como el Al (III) y el Fe (III). Frecuentemente, este último es más eficiente que el primero, pero tiene la desventaja de que si excede la dosis óptima, queda un alto contenido de hierro en el agua.

El pH debe ajustarse con mayor precisión o medida que el color inicial se hace mayor. Igualmente el color residual que queda después del proceso de tratamiento depende del pH final del agua y no se puede reducir más allá del que corresponde a dicho pH, debido al efecto indicador que poseen las

sustancias productoras de color. La máxima reducción del color residual por lo general se obtiene al pH óptimo.

8. TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

8.1 GENERALIDADES

La estrategia correcta para un programa de reducción de la contaminación es aquella en la que se tienen en cuenta todas las oportunidades para tratamiento de las aguas residuales integradas en el proceso de la actividad. Esto puede parecer una estrategia mas complicada que la manipulación o la consideración de las aguas residuales de una forma separada. Sin embargo, esta estrategia es la recomendada y la que puede considerarse como óptima a partir de un balance económico.

Esencialmente, la reducción de la contaminación de las aguas residuales en origen lleva consigo tres fases distintas:

FASE I: Revisión de todos los efluentes, determinar los caudales y las cartas contaminantes.

a. Caudales: (m^3/h), para descargas intermitentes se estiman los valores horarios y su evolución.

b. Cargas contaminantes. Se expresa en diversas formas; para compuestos orgánicos que están sometidos a oxidación bioquímica, la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es la mas empleada normalmente.

FASE II. Revisión de los datos obtenidos en la fase I para establecer los objetivos de reducción de la contaminación posibles. Algunos de estos son recuperación de productos químicos contaminantes, a veces pueden llegar a obtenerse beneficios económicos de tales reciclajes de productos que de otra forma se descargan. Puede llegar a diseñarse una planta para recuperación de estos subproductos.

FASE III: Evaluación de los ahorros potenciales en inversión y costes de operación. Diseño de la planta de tratamiento para conseguir hacer frente a esta reducción de contaminación. Comparación de los costos de inversión y operación de las distintas alternativas consideradas, es decir, coste correspondiente a la reducción de caudales y cargas contaminantes.

8.2 NIVELES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y NORMAS DE CALIDAD DE LAS AGUAS

El grado de tratamiento requerido para un agua residual, depende fundamentalmente de los límites de vertido para el efluente. La tabla 8.1 presenta una clasificación convencional de los procesos de tratamiento de aguas residuales. El tratamiento primario se emplea para la eliminación de los sólidos en suspensión y los materiales flotantes, impuestos por los límites, tanto la 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 objetivo fundamental es la eliminación de contaminantes que no se eliminan con los tratamientos biológicos convencionales.

Las normas de la calidad de las aguas están corrientemente basadas en uno o dos criterios: calidades de las aguas superficiales o normas de limitación de vertidos. Las normas de calidad de aguas superficiales incluyen el establecimiento de calidad de aguas de los receptores, aguas abajo del punto de descarga, mientras que las normas de limitación de vertidos establecen la calidad de las aguas residuales en su punto de vertido mismo.

Una desventaja de las normas de limitación de vertidos es que no establece controles sobre el total de cargas contaminantes vertidas en los receptores. Una gran industria, por ejemplo, aunque lleve a cabo el mismo tratamiento que una pequeña, puede causar mucha mayor contaminación del receptor. Sin embargo, las normas de limitación de vertidos son mucho más fáciles de controlar que las de calidad de cauces receptores que requieren un análisis detallado de dichos cauces.

Las normas de calidad seleccionadas dependen de los usos del agua; algunas de estas incluyen concentración de O₂ disuelto (OD, mg/l), DBO, DQO, pH, color, turbidez, dureza (mg/l), sólidos disueltos totales (STD, mg/l), sólidos en suspensión (SS, mg/l), concentración de productos tóxicos (o en cualquier caso especiales o en duda)(mg/l), olor, temperatura.

8.3 EFECTOS DE LA CONTAMINACION DEL AGUA EN EL MEDIO AMBIENTE Y EN LA BIOTA

Bartsch e Ingram (1) realizaron un estudio bastante interesante del efecto de la contaminación de las aguas sobre el medio ambiente y la biota. Estos efectos se recogen en las figuras 8.1 a la 8.5. La disminución del oxígeno disuelto (OD) y la formación de depósitos de lodos, pueden considerarse como la perturbación ambiental mas importante que puede afectar al medio acuático.

8.3.1 La curva de O₂ disuelto (OD) (Figura 8.1) Es un gráfico de la concentración de O² disuelto (mg/l) en un cauce superficial. Las aguas residuales se descargan en el punto que se identifica como (0) en el eje de abscisas. La ordenada de la curva de O₂ disuelto se expresa en mg/l del O₂ disuelto. La forma de la curva, aguas abajo del punto de descarga, puede entenderse a través del examen de la figura 8.2. Esta curva es la resultante neta de dos curvas: una que corresponde a la disminución de O₂ disuelto debido a su utilización por oxidación de materias orgánicas que llegan con las aguas residuales, y la otra al incremento en O₂ por aireación natural.

La otra curva mostrada en la figura 8.1 corresponde a la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). La demanda bioquímica de O₂ se utiliza como una medida de la cantidad de O₂ requerido para la oxidación, por acción bioquímica aeróbica, de los productos orgánicos biodegradables presentes en una muestra de agua. La DBO es baja en la parte aguas arribas o no contaminadas (cercana a 2 mg/l), ya que no hay materia

orgánica presente para consumir oxígeno. La DBO aumenta bruscamente en el punto de descarga, y disminuye gradualmente aguas abajo a partir de este momento, en la medida en que la materia orgánica descargada va oxidándose progresivamente hasta alcanzar un valor aproximado a los 2 mg/l, indicativo de agua no contaminada.

La DBO y OD están relacionadas de tal forma que la concentración en oxígeno disuelto es baja donde la DBO es alta y asimismo puede establecerse lo contrario.

8.3.2 Descomposición de materiales orgánicos y compuestos nitrogenados. El crecimiento acelerado de bacterias es una respuesta a suministros ricos en nutrientes en las aguas residuales domésticas. Durante el período de rápida asimilación de nutrientes, la reproducción bacteriana alcanza su óptimo valor y la utilización del O₂ disuelto es aproximadamente proporcional a la cantidad de materia orgánica o de alimento utilizada. La figura 8.3 ilustra los cambios progresivos, aguas abajo, de nitrógeno orgánico a nitrógeno en forma de amonio, nitrito y finalmente nitratos. El alto consumo de O₂ por la alimentación bacteriana con los compuestos de base proteínica disponibles en la zona de aguas arriba, tiene lugar debido al efluente doméstico vertido muy recientemente. Conforme va disminuyendo la cantidad de estos compuestos en las aguas superficiales la concentración de O₂ disuelto se va recuperando progresivamente, alcanzando finalmente su valor inicial.

8.3.3 Formas más desarrolladas de especies animales. La figura 8.6 ilustra este tipo de organismos y su población a lo largo del curso del

cauce. La curva (a) representa la variedad, o sea el número de especies de organismos que se encuentran según distintos niveles de contaminación. La curva (b) representa la población en miles de individuos de cada especie por m². Los animales tolerantes a la contaminación están especialmente bien adaptados para la vida en depósitos de lodo y en condiciones de muy poco Oxígeno disuelto.

8.4 CLASIFICACION DE LOS CONTAMINANTES

Los contaminantes del agua se clasifican en tres categorías: químicos, físicos y biológicos.

Los contaminantes químicos comprenden tanto productos químicos orgánicos como inorgánicos. El aspecto fundamental resultante de la contaminación por compuestos orgánicos es la disminución de O₂ como resultante de utilización del existente en el proceso de degradación biológica de dichos compuestos. En el caso de la contaminación derivada de la presencia de compuestos inorgánicos el resultado mas importante es su posible efecto tóxico, más que la disminución en O₂. Sin embargo, hay casos en los cuales los compuestos inorgánicos presentan una demanda de O₂, contribuyendo a la disminución del mismo. Algunos contaminantes físicos incluyen:

Cambios térmicos (contaminación térmica)

Color

Turbidez (originada por la descarga de aguas que contienen sólidos en suspensión)

Espumas

Radioactividad

Los contaminantes biológicos son los responsables de la transmisión de enfermedades en las aguas de abastecimiento. Algunas de las enfermedades que se transmiten por contaminación biológica son el cólera, las tifoideas, paratifoideas.

8.5 MEDIDAS DEL CONTENIDO EN COMPUESTOS ORGANICOS: METODOS DE DETERMINACION DE PARAMETROS DE DEMANDA DE OXIGENO

8.5.1 Demanda teórica de oxígeno (DTeO). La DTeO corresponde a la cantidad estequiométrica de O_2 requerida para oxidar completamente un determinado compuesto. Normalmente se expresa en mg de O_2 requerido por litro de solución, es un valor calculado y solo puede evaluarse si se dispone de un análisis químico completo del agua residual, lo cual no es normalmente el caso. En consecuencia, su utilización es muy limitada.

8.5.2 Demanda Química de Oxígeno (DQO). La DQO corresponde al volumen de oxígeno requerido para oxidar la fracción orgánica de una muestra susceptible de oxidación al dicromato o permanganato, en medio ácido.

8.5.3 Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). La DBO se usa como una medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en la muestra de agua y como resultado

de la acción de oxidación bioquímica aerobia. La demanda de oxígeno de las aguas residuales es resultado de tres tipos de materiales:

Materiales orgánicos carbónicos, utilizables como fuente de alimentación por organismos aeróbicos.

Nitrógeno oxidable, derivado de la presencia de nitritos, amoníaco, y en general compuestos orgánicos nitrogenados que sirven como alimentación para bacterias específicas.

Compuestos químicos reductores (ion ferroso, sulfitos, sulfuros, que se oxidan por oxígeno disuelto)

8.5.4 Demanda total de oxígeno (DTO). En la búsqueda de métodos analíticos mejorados para la determinación de la demanda de oxígeno, se han encontrado dos técnicas que son:

Muy significativas y correlacionables con los parámetros de control y vigilancia;

Rápidas, ya que los resultados se conocen en pocos minutos y no en horas y días; aceptables a la automatización y control en continuo.

La figura 8.7 muestra los elementos funcionales básicos del sistema que incluye un sistema de inyección la unidad de combustión, el conjunto de sensor de oxígeno y el registrador.

La muestra de agua residual se transporta con un aspirador que funciona por aire, hasta la válvula de inyección de líquidos. Al accionar la válvula suministra 20×10^{-6} l ($0,02 \text{ cm}^3$) en la cámara de combustión. El sistema de

muestreo se controla por un programador ajustable o por un control manual. El gas de transporte (Nitrógeno) que contiene una pequeña cantidad de Oxígeno del orden de 200 ppm, se introduce simultáneamente con la muestra en la cámara de combustión. Se produce una vaporización de la muestra y los componentes combustibles se oxidan en un tubo de combustión. El tubo, conteniendo un catalizador de malla de platino, está montado en un horno eléctrico que se mantiene a 900°C.

Como resultado de la utilización de Oxígeno en el proceso de combustión se produce una disminución de Oxígeno en la corriente de gas inerte. Esta disminución se mide exactamente haciendo pasar el efluente a través de una célula de combustión platinoplano. Antes de entrar en la célula el gas es lavado y humidificado. El lavado se realiza haciendo pasar el gas a través de una solución acuosa de sosa que elimina impurezas en el gas de arrastre, que pueden ser perjudiciales para la célula detectora y humidifica la muestra gaseosa. La célula de combustión y el lavador están localizados en una cámara aislada y de temperatura controlada. La corriente de la célula de combustión es función de la concentración en oxígeno.

El resultado se recoge gráficamente de forma continua en un registrador potenciómetro, cuyos cambios en corriente dan lugar a picos en el registrador. El sistema de registro incluye un circuito de cero automático para mantener una base constante. Los picos registrados son linealmente proporcionales a la concentración de oxígeno en el gas de transporte y por tanto a la demanda total de Oxígeno de la muestra. Las mediciones de DTO para muestras no conocidas se determinan por comparación de los picos registrados, con una curva de calibrado normalizada. En la figura 8.8 se muestra una curva de calibrado, que demuestra la linealidad de los picos con respecto al valor de la DTO.

9. PRETRATAMIENTO Y TRATAMIENTOS PRIMARIOS

9.1 INTRODUCCION

La selección de los procesos de tratamiento de aguas residuales a la serie de procesos de tratamientos, depende de un cierto número de factores como:

- a. Características del agua residual: DBO, materia en suspensión, pH, productos tóxicos.
- b. Calidad del efluente de salida requerido.
- c. Coste y disponibilidad de terrenos, por ejemplo ciertos tratamientos biológicos (lagunaje, estanques de estabilización) son económicamente viables en el caso de que se disponga de terrenos de bajo coste.

Los pretratamientos de aguas residuales, implican la reducción de sólidos en suspensión o el acondicionamiento de las aguas residuales para su descarga, bien en los receptores o para pasar a un tratamiento secundario a través de una neutralización u homogenización. Entre los tipos

fundamentales de tratamiento primario están: el cribado, la sedimentación, la flotación y la neutralización y homogenización.

9.2 CRIBADO

Se emplea para la reducción de sólidos en suspensión de tamaños distintos. Los productos recogidos se destruyen bien por incineración, o se tratan por procesos de digestión anaerobia, o se dirigen directamente al vertedero.

Las rejillas de finos tienen aberturas de 5 mm o menos, fabricadas de mallas metálicas de acero o chapas de acero perforado y se usan muchas veces en lugar de tanques de sedimentación.

Las rejillas o cribas gruesas tienen aberturas que oscilan entre 4, 8 y 9 cm. Se usan como elementos de protección para evitar que sólidos de grandes dimensiones dañen las bombas y otros equipos mecánicos.

En la tabla 9.1 se hace una breve descripción de los dispositivos de tamizado en el tratamiento de aguas residuales.

9.3 SEDIMENTACION

Es la separación de las partículas suspendidas más pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad. Es una de las operaciones más utilizadas en el tratamiento de aguas residuales. Se utiliza para la eliminación de arena, de la materia particulada en el tanque de decantación primario, de los flóculos químicos cuando se emplea la

coagulación química y para la concentración de sólidos en los espesadores de fango. En la mayoría de los casos, el propósito fundamental es obtener un efluente clarificado, pero también es necesario producir un fango con una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad.

En base a la concentración y tendencia a la interacción de las partículas pueden darse cuatro tipos generales de sedimentación: discreta, floculenta, retardada (también llamada zonal) y por compresión. Estos tipos de fenómeno de la sedimentación se describen en la tabla 9.2.. Es frecuente el que se produzca más de un tipo de decantación en un momento dado durante la sedimentación y también es posible que los cuatro tipos tengan lugar simultáneamente.

9.4 FLOTACION

La flotación es una operación unitaria utilizada para separar partículas líquidas o sólidas de una fase líquida. La separación se consigue introduciendo burbujas finas de gas (generalmente aire) en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas y la fuerza ascendente del conjunto partícula y burbujas de gas es tal, que hace que la partícula suba a la superficie. De esta forma se puede hacer ascender a partículas de densidad mayor que el líquido. La elevación de las partículas con densidad menor que el líquido puede verse facilitada igualmente (por ejemplo: aceite en agua)

En el tratamiento de las aguas residuales se utiliza la flotación para eliminar la materia suspendida y concentrar los fangos biológicos. La

principal ventaja de la flotación sobre la sedimentación es que las partículas muy pequeñas o ligeras que se depositan lentamente pueden eliminarse mejor y en menor tiempo. Una vez que la partícula está flotando en la superficie, puede recogerse mediante un rascado superficial. En el campo de los tratamientos de aguas residuales, la flotación se usa para los siguientes objetivos:

1. Separación de grasas, aceites, fibras y otros sólidos de baja densidad, de las aguas residuales.
2. Espesador de los lodos procedentes de los procesos de lodos activos.
3. El espesamiento de los lodos floculados químicamente, resultantes de los tratamientos de coagulación química.

Una superior calidad de los efluentes (efluentes conteniendo porcentajes menores de sólidos en suspensión), y una economía de energía pueden conseguirse con sistemas por flotación con reciclaje.

Los componentes básicos de un sistema de flotación son:

Bombas de presurización

Sistema para inyección de aire

Tanque de retención (para conseguir un contacto aire-líquido);

Válvula reductora de presión

Tanque de flotación.

Las burbujas de aire se añaden, o se induce su formación por alguno de los métodos siguientes:

1. Inyección de aire mientras el líquido se halla a baja presión, seguido de liberación de la presión (floculación por aire disuelto). En este sistema, el aire se disuelve en el agua residual bajo una presión de varias atmósferas y a continuación se procede a la liberación de la presión hasta el nivel atmosférico, figura 9.1. En las instalaciones de pequeño tamaño la totalidad del caudal a tratar puede ser presurizada mediante una bomba a 275-350 KPa añadiendo el aire comprimido en la aspiración de la bomba (ver figura 9.1). El caudal se mantiene en un tanque de retención bajo presión durante varios minutos para dar tiempo al aire a que se disuelva. Se deja pasar a través de una válvula reductora de presión al tanque de flotación, donde el aire deja de estar en disolución y se desprende en forma de burbujas diminutas por todo el volumen del líquido.

En las instalaciones de mayor tamaño, parte del efluente se recircula (15 a 120%), se presuriza y se satura con aire, (figura 9.2). El caudal recirculado se mezcla con la corriente principal sin presurizar justamente antes de la entrada al tanque de flotación, dando como resultado que el aire abandone la solución y entre en contacto con partículas sólidas a la entrada del tanque. Se han utilizado diversas instalaciones de flotación a presión para el tratamiento de residuos industriales y para la concentración de fangos.

2. Aireación a presión atmosférica (flotación por aire) .

3. Saturación con aire a presión atmosférica, seguido de aplicación de vacío al líquido (flotación por vacío). Este proceso consiste en saturar el

agua residual bien directamente en un tanque de aireación o permitiendo que el aire entre en el conducto de aspiración de una bomba de aguas residuales. Al aplicar un vacío parcial el aire disuelto abandona la solución en forma de burbujas diminutas. Las burbujas y las partículas sólidas adheridas suben a la superficie, formando una capa de espuma, que se elimina mediante un rascador superficial. La arena y otros sólidos pesados que se depositan en el fondo se transportan mediante rociadores hacia una poceta central de fangos para su eliminación.

9.5 NEUTRALIZACION (Y HOMOGENIZACION)

El tratamiento de neutralización se utiliza normalmente en los siguientes casos que se presentan en la depuración de aguas residuales:

1. Antes de la descarga de 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 $\text{pH} = 7$.
2. 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 proceso biológico en si mismo puede conseguir una neutralización y en cualquier caso tiene una capacidad también como resultado de la producción de CO_2 , que da lugar a la formación de carbonatos y bicarbonatos en la solución.

El grado de preneutralización requerido para el tratamiento biológico depende de dos factores: 1. La alcalinidad o acidez presente en el agua

residual, y 2. Los mg/l de DBO que deben eliminarse en el tratamiento biológico. Este último aspecto está muy relacionado con la producción de CO₂ que puede dar lugar a una pequeña neutralización de los residuos alcalinos.

9.5.1 Métodos para la neutralización de aguas residuales. Los métodos para neutralización de aguas residuales incluyen:

1. Homogenización, que consiste en mezclar las corrientes, algunas de las cuales son ácidas y otras alcalinas, disponibles en la planta.
2. Métodos de control directo de pH, que consiste en la adición de ácidos (o bases) para neutralizar las corrientes alcalinas o ácidas.

9.5.1.1 Homogenización. Cuando se va a utilizar para conseguir la neutralización, la homogenización significa la mezcla de las corrientes de aguas residuales, ácidas y alcalinas en un tanque de homogenización.

La homogenización se utiliza a menudo para otros objetivos, aparte de la neutralización, como son:

- 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.
- Aminorar las variaciones de la DBO del efluente a los sistemas de tratamiento. Con este propósito se utilizan tanques de homogenización de nivel constante o variable.

9.5.1.2 Método de control directo del pH: Neutralización de las aguas residuales ácidas por métodos de control directo de pH. Los siguientes métodos de neutralización directa de las aguas residuales ácidas son los empleados normalmente:

1. Lechos de calizas,
2. Neutralizador por cal,
3. Neutralización con sosa caústica (NaOH),
4. Neutralización por carbonato de sodio,
5. Neutralización con Amoníaco.

La neutralización con cal es el método más común. La sosa caústica es más cara que la caliza. Ofrece ventajas con respecto a la uniformidad del reactivo, facilidad de almacenaje y alimentación, tiempo rápido de reacción y el hecho de que los productos finales de la reacción (sales de sodio) son solubles.

El carbonato sódico (Na_2CO_3) no es tan reactivo como la sosa caústica y presenta algunos problemas debidos a la emisión de Dióxido de Carbono.

El Amoníaco (NH_4OH) presenta la desventaja de ser contaminante, como consecuencia su uso puede estar prohibido por la normativa de control de la contaminación.

Los factores que guían la selección de un reactivo de neutralización son:

1. Costo de compra
2. Capacidad de neutralización

3. Velocidad de reacción
4. Almacenamiento y vertido de los productos de la neutralización.

10. TRATAMIENTO SECUNDARIO PROCESOS BIOLOGICOS

10.1 GENERALIDADES

Los procesos biológicos se utilizan para convertir la materia orgánica que se encuentra en estado finalmente dividido y disuelto en el agua residual, en sólidos sedimentables floculantes, que puedan separarse en tanques de sedimentación. Los cuatro procesos biológicos mas comunmente utilizados son:

1. El proceso de fangos actuados.

2. Las lagunas aireadas,
3. Los filtros precoladores
4. Los estanques de estabilización

El proceso de fangos activados es utilizado, principalmente en instalaciones de gran tamaño. Los estanques de estabilización se usan generalmente en plantas de pequeño tamaño.

Los objetivos que persigue el tratamiento biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentales y la estabilización de materia orgánica.

10.1.1 Definiciones. Los términos que se definen a continuación son de gran utilidad para comprender los conceptos de tratamiento biológico:

- ◆ **Procesos aerobios.** Son los procesos de tratamiento biológicos que no se dan en presencia de oxígeno. Aquellas bacterias que pueden sobrevivir únicamente en presencia de oxígeno disuelto, se conocen como aerobias obligadas (restringidas a una condición específica de vida).

- ◆ **Procesos anaeróbicos.** Son los procesos de tratamiento biológico que se dan en ausencia de oxígeno. Las bacterias que pueden sobrevivir solamente en ausencia de oxígeno disuelto se conocen como anaerobias obligadas.

- ◆ **Desnitrificación anóxica.** Es el proceso por el cual el Nitrógeno de los nitratos se transforma biológicamente en Nitrógeno gas en ausencia de Oxígeno. Este proceso se conoce también como desnitrificación anaerobia.

- ◆ Procesos facultativos. Son los procesos de tratamiento biológico en los que los organismos responsables de ellos son indiferentes a la presencia del oxígeno disuelto se conocen como organismos facultáticos.
- ◆ Microaerofilos. Son un grupo de microorganismos que crecen mejor en presencia de bajas concentraciones de oxígeno.

- ◆ Eliminación de la DBO carbonosa. Es la conversión biológica de la materia orgánica carbonosa del agua residual en tejido celular y diversos productos gaseosos. En la conversión se supone que el nitrógeno presente en los diversos compuestos se convierte en amoníaco.

- ◆ Nitrificación. Es el proceso biológico de dos etapas, por el cual el amoníaco se transforma primero en nitrito y luego en nitrato.

- ◆ Desnitrificación. Es el proceso biológico por el que el nitrato se convierte en gas nitrógeno y otros productos gaseosos.

- ◆ Estabilización. Es el proceso biológico en el que la materia orgánica de los fangos producidos en la decantación primaria y en el tratamiento biológico del agua residual se estabiliza, generalmente por conversión en gases y en tejido celular. Según se lleve a cabo la estabilización bajo condiciones anaerobias o aerobias, el proceso se conoce como digestión anaerobia o aerobia.

- ◆ Sustrato. Es el término utilizado para representar la materia orgánica o los nutrientes que sufren una conversión o que pueden constituir un factor

limitante en el tratamiento biológico. Por ejemplo, la materia orgánica carbonosa del agua residual es el sustrato que es objeto de conversión en el tratamiento biológico.

- ◆ Procesos de cultivo en suspensión. Son los procesos de tratamiento biológicos en los que los microorganismos responsables de la conversión de la materia orgánica u otros constituyentes del agua residual en gases y tejido celular, se mantienen en suspensión dentro del líquido.

- ◆ Proceso de cultivo fijo. Son los procesos de tratamiento biológico en los que los microorganismos responsables de la conversión de la materia orgánica u otros constituyentes del agua residual en gases y tejido celular, están fijados a un medio inerte, tal como piedras, escorias o materiales cerámicos y plásticos, especialmente diseñados. Los procesos de cultivo fijo se conocen también como procesos de película fija.

10.1.2 Papel de los microorganismos. En la eliminación de DBO carbonosa, la coagulación de sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de materia orgánica se consigue biológicamente utilizando una variedad de microorganismos, principalmente bacterias.

Los microorganismos se usan para convertir la materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diversos gases y tejido celular. Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente mayor que el del agua, el tejido resultante puede eliminarse del líquido tratado por decantación.

10.1.3 Procesos de tratamiento. Los principales procesos biológicos utilizados en el tratamiento de agua residual se identifica en la tabla 10.1.

Hay cuatro procesos principales: Procesos aerobios, procesos anóxicos, procesos anaerobios y una combinación de los procesos aerobios con los anóxicos o anaerobios.

Los procesos individuales se subdividen a su vez, dependiendo de sí el tratamiento se lleva a cabo en sistemas de cultivo en suspensión, de cultivo fijo o en combinaciones de los mismos.

Las principales aplicaciones de estos procesos, mencionados también en la tabla, son:

1. La eliminación de la materia orgánica carbonosa presente en el agua residual, generalmente medida como DBO, carbono orgánico total (COT) o como demanda química de oxígeno (DQO).
2. Nitrificación
3. Desnitrificación

10.2 ALGUNOS FUNDAMENTOS DE MICROBIOLOGIA

El entendimiento de la forma, estructura y actividades bioquímicas de los microorganismos importantes es básico para el diseño de un proceso de tratamiento biológico o en la selección del tipo de proceso a utilizar. Los microorganismos se clasifican actualmente en tres grupos: protistas,

vegetales y animales. En la tabla 10.2 se presentan en forma resumida algunos datos sobre las características de los microorganismos de cada reino. Los tres reinos son semejantes por cuanto la célula es la unidad de la vida en todos ellos, sin perjuicio de la complejidad del organismo.

Estructura celular. En general la mayoría de las células vivientes son muy similares. Como se muestra en la figura 10.1 tienen una pared celular que puede ser una membrana flexible o rígida. Si son móviles poseen por lo general flagelos o algunos apéndices de apariencia capilar. El interior de la célula contiene una suspensión coloidal de proteínas, carbohidratos y otros compuestos orgánicos complejos llamada citoplasma.

Cada célula contiene ácidos nucleicos, material hereditario vital para la reproducción. La región citoplasmática contiene ácido ribonucleico (ARN), cuya misión principal consiste en la síntesis de las proteínas.

Asimismo, en el interior de la pared celular se halla la región del núcleo, rica en ácido desoxiribonucleico (ADN). El ADN contiene toda la información necesaria para la reproducción de todos los componentes de la célula y pueden considerarse como la base de la célula. En algunas células, el ADN está recubierto por una membrana y el núcleo queda claramente definido (Células eucariotas). En otras el núcleo está mal definido (células procariotas).

10.2.1 Microorganismos importantes. Se han de conocer bien las características de los siguientes microorganismos por su importancia en los

procesos de tratamiento biológico: 1. Bacterias, 2. Hongos, 3. Algas, 4. Protozoos, 5. Rotíferos, 6. Crustáceos y 7. Virus.

Bacterias. Las bacterias son protistas unicelulares. Consumen alimentos solubles y, por lo general, se encuentran donde haya alimentos y humedad. Su modo habitual de reproducción es por escisión binaria, aunque algunas especies se reproducen sexualmente o por gemación. Su forma general es esférica, cilíndrica y helicoidal. Diversos ensayos realizados con diferentes bacterias indican que éstas están compuestas por un 80% de agua y el 20% restante de materia seca, de la cual el 90% es orgánica y el 10% inorgánica. El pH de una solución es así mismo un factor clave en el crecimiento de los organismos. La mayoría de estos no pueden tolerar niveles de pH por encima de 9.5 o por debajo de 4. Por lo general el pH óptimo para el crecimiento se encuentra entre 6.5 y 7.5.

Hongos. Son protistas heterótrofos, no fotosintéticos y multicelulares. Se clasifican generalmente por su modo de reproducción. Se reproducen sexual o asexualmente, por escisión, gemación o formación de esporas. Los mohos o hongos verdaderos producen unidades microscópicas (hifas), que colectivamente forman una masa filamentosa llamada micelio.

La mayoría de los hongos son aerobios estrictos. Pueden crecer con muy poca humedad y toleran un medio ambiente con pH relativamente bajo. El pH óptimo para la mayoría de las especies es de 5.6, el intervalo es de 2 a 9.

Algas. Son protistas unicelulares o multicelulares, autótrofos y fotosintéticos. No son deseables en los abastecimientos de agua porque producen malos olores y sabores desagradables.

En las plantas de filtración la presencia de algas reduce el tiempo de filtrado entre lavados. En los estanques de estabilización las algas son un valioso elemento porque producen oxígeno a través del mecanismo de la fotosíntesis. La capacidad de las algas para producir oxígeno es vital para la ecología del medio acuoso. Para que un estanque de estabilización aerobio o facultativo funcione eficazmente, es imprescindible que las algas proporcionen oxígeno a las bacterias aerobias y heterótrofos.

Las algas, al igual que sucede con otros microorganismos, requieren compuestos inorgánicos para reproducirse. Aparte del anhídrido carbónico, los principales nutrientes necesarios son el nitrógeno y el fósforo. También son muy importantes trazas de otros elementos (oligoelementos), como hierro, cobre y molibdeno.

Protozoos. Son protistas móviles microscópicos, y por lo general, unicelulares. La mayoría de los protozoos son heterótrofos aerobios, aunque algunos pocos son anaerobios. Los protozoos son generalmente de un orden de magnitud mayor que las bacterias y suelen consumir bacterias como fuente de energía. Los protozoos actúan como purificadores de los efluentes de procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales, al consumir bacterias y partículas orgánicas.

Los protozoos suelen dividirse en cinco grupos: sarcadina, mastigophora, sporozoa, infusoria, suctoria.

Rotíferos. Es un animal aerobio, heterótrofo y multicelular. Son muy eficaces al consumir bacterias dispersas y floculadas, así como pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia en un efluente indica un proceso aerobio de purificación biológica muy eficiente.

Crustáceos. Es un animal aerobio, heterótrofo y multicelular. Su presencia indica que el efluente está bajo de materia orgánica y que es rico en oxígeno disuelto.

Virus. Es la más pequeña estructura biológica que contiene toda la información necesaria para su propia reproducción. Son tan pequeños que solo pueden observarse con un microscopio electrónico. Son parásitos obligados y como tales necesitan de alguien de quien poder vivir. Una vez que lo tiene, dirigen su compleja maquinaria para producir nuevos virus. Eventualmente, las células del huésped se rompen, liberando nuevas partículas de virus, que pueden continuar infectando nuevas células.

10.3 PROCESO DE TRATAMIENTO AEROBIO DE CULTIVO EN SUSPENSION

Los principales procesos de tratamiento biológico de cultivos en suspensión incluyen:

1. El proceso de fangos activados
2. Proceso de nitrificación de cultivo en suspensión

3. Las lagunas aireadas
4. Proceso de digestión aerobia.
5. Estanque de estabilización de alta carga.

De todos ellos, el proceso de fangos activados es el mas comunmente utilizado en el tratamiento secundario de aguas residuales.

10.3.1 Procesos de fangos activados. Fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Andern y Lockett, y llamado así porque suponía la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aerobia.

El sistema mostrado en la figura 10.2 es un sistema convencional de fangos activados. Desde el punto de vista de funcionamiento el tratamiento biológico de aguas residuales mediante el proceso de fangos activados se lleva a cabo, normalmente, utilizando un diagrama de flujo, tal como el mostrado en la figura 10.3. El residuo orgánico se introduce en un reactor donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión. El contenido del reactor se denomina líquido mezcla. El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores o aireadores mecánicos que, a su vez, sirven para mantener el líquido mezcla en un régimen de mezcla completa. Tras un período determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas células con las viejas se conduce a un tanque de sedimentación donde las células se separan del agua residual tratada. Una parte de las células sedimentadas es recirculada para mantener la concentración deseada de organismos en el reactor, mientras que otra es purgada del sistema.

En la tabla 10.3 se citan las concentraciones mantenidas en diversos sistemas de fangos activados.

En el proceso de fangos activados, las bacterias son los microorganismos más importantes, ya que son causantes de la descomposición de la materia orgánica del afluente.

En el reactor o tanque de líquido mezcla parte de la materia orgánica del agua residual es utilizada por las bacterias facultativas o aerobias, con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en nuevas células.

En realidad, solo una parte del residual original es verdaderamente oxidado a compuestos de bajo contenido energético, tales como NO_3 , SO_4 y SO_2 , el resto es sintetizado en materia celular.

En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente, las actividades metabólicas de otros microorganismos son igualmente importantes en el sistema de fangos activados. Por ejemplo, los protozoos y rotíferos actúan como depuradores de los efluentes.

Los protozoos consumen las bacterias dispersas que no han floculado y los rotíferos consumen cualquier partícula biológica pequeña que no haya sedimentado.

Por otro lado, del mismo modo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan rápidamente como sea posible, también lo es que formen un fideulo adecuado, puesto que ello es un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos en la instalación de sedimentación.

En el sistema ilustrado en la figura 10.2 el contenido del reactor se encuentra completamente mezclado y se supone que no hay microorganismos en el agua residual a tratar.

El sistema incluye una unidad en la que se alimentan las células del reactor y son posteriormente recirculadas al mismo.

El tanque de sedimentación sirve como depósito desde el que se recirculan los sólidos para mantener un nivel de sólidos dado en el tanque de aireación.

Otros sistemas de tratamiento de fangos activados con Oxígeno puro, se ha demostrado que más del 50% de los sólidos totales del sistema pueden estar presentes en el tanque de sedimentación secundario.

10.3.2 Nitrificación en cultivos en suspensión. Es también deseable estabilizar aquellos compuestos inorgánicos que pueden ejercer una demanda de DBO. El compuesto inorgánico más importante es el amoníaco, porque su presencia en el efluente de la planta puede estimular la disminución del oxígeno disuelto en la corriente receptora a través del proceso biológico de la nitrificación. En la nitrificación el amoníaco se

oxida biológicamente a nitrato. El nitrato que es el estado de oxidación final de los compuestos del nitrógeno, constituyen un producto estabilizado.

La nitrificación puede conseguirse en el mismo reactor utilizado en el tratamiento de la materia orgánica carbonosa o bien en un reactor separado de cultivo en suspensión dispuesto a continuación de un proceso convencional de fangos activados. La oxidación del amoníaco a nitrato puede llevarse a cabo por medio de aire o bien con oxígeno puro.

10.3.3 Lagunas aireadas aerobias. Las lagunas (o estanques) aireadas se desarrollaron a partir de los estanques de estabilización facultativos en los que se instalaron aireadores de superficie para eliminar los olores de las lagunas sometidas a sobrecargas orgánicas. En el proceso de lagunas aireadas se usa un depósito excavado en el terreno como reactor, y el oxígeno que se requiere es suministrado por aireadores de superficie o mediante difusores. En una laguna aerobia se mantienen en suspensión la totalidad de los sólidos.

En los sistemas de lagunas aireadas es posible realizar una nitrificación, tanto estacional como continua. Generalmente, cuanto más alta sea la temperatura del agua residual y menores las cargas (aumento del tiempo de retención del fango), mayores serán los grados de nitrificación que puedan alcanzarse.

10.3.4 Digestión aerobia. Es un método alternativo de tratar los fangos orgánicos producidos a tanques de diversas operaciones de tratamiento. Los digestores aerobios pueden usarse para tratar:

1. Solamente fangos activados o de filtro percoladores.
2. Mezclas de fango activado o de filtros percoladores con fangos primarios,
3. Fango biológico en exceso de plantas de tratamiento de fangos activados sin sedimentación primaria. En la digestión aerobia convencional, el fango se airea durante un largo periodo de tiempo en un tanque abierto, utilizando difusores de aire convencionales o aireadores de superficie. El proceso puede realizarse de un modo continuo o discontinuo.

Los factores que deben considerarse en el análisis de los digestores aerobios incluyen: tiempo de detención hidráulica, criterios de carga del proceso, necesidades de oxígeno, necesidades energéticas para el mezclado, condiciones ambientales y operación del proceso.

10.3.5 Estanques de estabilización aerobia. En su forma mas simples, los estanques de estabilización aerobia son grandes depósitos excavados en terreno de poca profundidad, que se usan para el tratamiento de agua residual por medio de procesos naturales, que incluyen la utilización, tanto de algas como de bacterias.

Un estanque de estabilización aerobia contiene bacterias y algas en suspensión, existiendo condiciones aerobias en toda su profundidad. Hay dos tipos básicos de estanques aerobios. En el primer tipo el objetivo es maximizar la producción de algas. Estos estanques se limitan generalmente a una profundidad de aproximadamente 15.2 a 45.7 cm. En el segundo tipo el objetivo es maximizar la cantidad de Oxígeno producido, utilizándose profundidades superiores a 1.53 cm. En ambos tipos el oxígeno, además

del producido por las algas, penetra en el líquido por la difusión atmosférica. Para conseguir los mejores resultados en estanques aerobios, su contenido debe mezclarse periódicamente por medio de bombas o aireadores de superficies.

10.4 PROCESOS AEROBIOS DE TRATAMIENTO DE CULTIVO FIJO

Se usan, generalmente, para eliminar la materia orgánica que se encuentra en el agua residual. También se lleva a cabo la nitrificación (conversión del nitrógeno amoniacal a nitrato).

Los procesos del cultivo fijo incluyen los filtros percoladores, los filtros de pretratamiento, los reactores biológicos rotativos de contacto (discos biológicos) y los reactores de nitrificación de lecho fijo.

10.4.1 Filtros Percoladores. 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.

La capa de limo que se forma junto al relleno tiene un espesor total comprendido entre 0.1 y 2 mm, está formado de una subcapa aerobia y de otra anaerobia, como se muestra en la figura 10.4.

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.

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 sustrato se oxida parcialmente para proporcionar la energía necesaria al proceso biológico. Otra parte del sustrato se utiliza para sintetizar nuevo material de constitución del limo.

En los filtros percoladores la materia orgánica y coloidal se separa mediante oxidación aerobia, bisorción, coagulación y descomposición anaerobia

Los filtros percoladores son lechos de 1 a 12 m de profundidad, rellenos de materiales tales como roca, clinkers o materiales sintéticos. El agua residual afluyente percola a través del relleno poniéndose en contacto con la capa de limo biológico.

Las dos propiedades más importantes de los filtros percoladores son: la superficie específica y el porcentaje de huecos. La superficie específica se define como los m^2 de superficie de relleno por m^3 de volumen total.

Cuando mayor sea la superficie específica mayor será la cantidad de limo biológico por unidad de volumen. Por otra parte a mayor porcentaje de

huecos se consiguen cargas hidráulicas superiores sin peligro de inundación.

10.4.2 Sistemas Biológicos Rotativos de Contacto (Biodiscos). Un reactor biológico rotativo de contacto consiste en una serie de discos circulares de poliestireno o cloruro de polivinilo, situado sobre un eje, a corta distancia entre ellos. Los discos están parcialmente sumergidos en el agua residual y girán lentamente en el seno de la misma. Una vez en funcionamiento los crecimientos biológicos se adhieren a las superficies de los discos hasta formar una película biológica sobre la superficie mojada de los mismos. La rotación de los discos pone alternativamente en contacto a la biomasa con la materia orgánica presente en el agua residual y con la atmósfera para la adsorción de oxígeno y mantiene a la biomasa en condiciones aerobias. La rotación es así mismo el mecanismo de eliminación del exceso de sólidos en los discos por medio de fuerzas cortantes que crea y pueda mantener. Los sólidos arrastrados en suspensión de tal modo que pueden ser transportados desde el reactor al clarificador. Los biodiscos pueden utilizarse como tratamiento secundario y puede también operarse para obtener nitrificación estacional y continúa.

10.4.3 Reactores de lecho compacto. Existe aún otro proceso de crecimiento de cultivo fijo que es el reactor de lecho compacto, utilizado tanto para la eliminación de DBO carbonosa como para la nitrificación. Típicamente consiste en un tanque (reactor) en el que existe un medio al que se adhieren los microorganismos. El agua residual se introduce por la parte inferior del tanque a través de un sistema de distribución apropiado o

por medio de una cámara de alimentación. El aire u Oxígeno puro necesario para el proceso se introduce conjuntamente con el agua a tratar.

10.5 PROCESOS ANOXICOS DE CULTIVOS EN SUSPENSION Y FIJOS

La eliminación del Nitrógeno en forma de nitrato por conversión a Nitrógeno gas puede realizarse biológicamente en condiciones anóxicas (sin Oxígeno).

10.5.1 Desnitrificación con cultivación en suspensión. La desnitrificación con cultivos en suspensión se lleva a cabo en un sistema de fangos activados. Las bacterias anaerobias obtienen energía para el crecimiento a partir de la conversión del nitrato en Nitrógeno (gas) pero requieren una fuente externa de carbono para la síntesis celular. Normalmente se emplea metanol como fuente de carbono, aunque también se han usado residuos industriales de bajo contenido en nutrientes.

10.5.2 Desnitrificación en capa fija. Se produce en un reactor de columna que contiene piedras u otros medios sintéticos, sobre los que crecen las bacterias. Periódicamente es necesario proceder a un lavado a contracorriente y/o una limpieza con aire para evitar acumulaciones de sólidos en la columna que pueden causar pérdidas de carga excesivas.

10.6 PROCESOS ANAEROBIOS DE TRATAMIENTO DE CULTIVOS EN SUSPENSION.

Los dos procesos anaerobios de cultivo en suspensión más comúnmente utilizados para el tratamiento del agua residual son:

1. El proceso de digestión anaerobia
2. El proceso anaerobio de contacto.

10.6.1 Digestión Anaerobia. En este proceso se produce la descomposición de la materia orgánica e inorgánica en ausencia de Oxígeno molecular. En el proceso de digestión anaerobia, la materia orgánica contenida en la mezcla de fangos primarios y biológicos se convierte biológicamente, bajo condiciones anaerobias, en metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2). El proceso se lleva a cabo en un reactor completamente cerrado. Los fangos se introducen en el reactor continua o intermitente y son retenidos en el mismo durante períodos de tiempo variables. El fango estabilizado que se extrae continua o intermitentemente del proceso no es putrescible y su contenido en organismos patógenos es bajo.

Se utilizan dos tipos de digestores de baja y alta carga. En el proceso de digestión de baja carga, figura 10.5.a generalmente no se calienta ni mezcla el contenido del digestor. Los tiempos de detención para este proceso varían entre 30 y 60 días. En un proceso de digestión de alta carga, figura 10.5.b el contenido del digestor se calienta y mezcla completamente. El tiempo de detención necesario es de 15 días o menor. La combinación de estos dos procesos básicos se conoce como proceso de doble etapa, figura 10.5.c. La función básica de la segunda fase consiste en separar los sólidos digeridos del líquido sobrenadante, aunque pueda tener lugar una cuarta digestión y producción de gas adicional.

La conversión biológica de la materia orgánica de los fangos parece producirse en dos o tres etapas. En el modelo o secuencia de tres etapas, la primera incluye la transformación (licuefacción) por la acción de enzimas de los compuestos de alto peso molecular en otros que pueden servir para su uso como fuente de energía y de carbono celular. La segunda fase implica la conversión bacteriana de los compuestos resultantes de la primera en compuestos intermedios identificables de menor peso molecular. La tercera etapa supone la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples, principalmente metano y dióxido de carbono.

10.6.2 Proceso Anaerobio de contacto. En este proceso los residuos a tratar se mezclan con los sólidos de fango recirculado y se digieren a continuación en un reactor sellado, para impedir la entrada de aire, en el que su contenido se mezcla completamente tras la digestión. La mezcla se separa en un clarificador o unidad de flotación al vacío, y el sobrenadante se vierte como efluente generalmente a otro tratamiento posterior.

10.7 PROCESOS ANAEROBIOS DE TRATAMIENTO DE CULTIVO FIJO

El proceso más común de tratamiento de cultivo fijo es el filtro anaerobio que se utiliza tanto el tratamiento de residuos domésticos como industriales.

10.7.1 Filtro anaerobio. Consiste en una columna rellena de diversos tipos de medios sólidos que se utilizan para el tratamiento de la materia

orgánica carbonosa del agua residual. El agua a tratar fluye en sentido ascendente, entrando en contacto con el medio sobre el que se desarrollan y fijan las bacterias anaerobias. Dado que las bacterias están adheridas al medio y no son arrastradas por el efluente, pueden obtenerse tiempos medios de retención celular del orden de 100 días.

10.7.2 Estanques anaerobios. Se usan para el tratamiento de agua residual de alto contenido orgánico que también contenga una alta concentración de sólidos. Es un estanque profundo excavado en el terreno, dotado de un sistema apropiado de conducciones de entrada y salida. Los residuos a tratar en el estanque sedimentan en el fondo del mismo y el efluente parcialmente clarificado se vertido normalmente a otro proceso para su tratamiento posterior.

10.8 COMBINACION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO AEROBIOS/ ANOXICOS O ANAEROBIOS.

10.8.1 Estanques Facultativos. En estos se efectúa la estabilización de aguas residuales mediante una combinación de bacterias facultativas, anaerobia y aerobias.

Como se ve en la figura 10.6 existen tres zonas en un estanque facultativo:

1. Una zona superficial donde existen bacterias aerobias y algas en una relación simbiótica, como se ha descrito anteriormente.
2. Una zona inferior anaerobia en la que los sólidos acumulados se descomponen activamente por efecto de las bacterias anaerobias

3. Una zona intermedia que es parcialmente aerobia y anaerobia, en la que la descomposición de los residuos orgánicos es llevada a cabo por las bacterias facultativas.

10.8.2 Estanques de maduración. Se diseñan para mejorar la calidad de los efluentes secundarios y para nitrificación estacional. Su funcionamiento implica la respiración endógena de los sólidos biológicos residuales y la conversión del amoníaco en nitrato mediante el Oxígeno suministrado a partir de la reaireación superficial y las algas. Se ha propuesto un tiempo de detención de 18 a 20 días como el mínimo período necesario para conseguir la respiración endógena completa de los sólidos residuales.

11. TRATAMIENTO TERCIARIO DE LAS AGUAS RESIDUALES

En el tratamiento terciario se busca conseguir una calidad del efluente superior a la del tratamiento secundario convencional. Se describen 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) electrodiálisis, (6) oxidación química (cloración y ozonación, (7) métodos de eliminación de nutrientes (eliminación de nitrógeno y fósforo), y (8) proceso "Sonozone" para la purificación de aguas residuales.

11.1 ELIMINACION 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 siguiente procesos para la eliminación de estos sólidos en suspensión: (1) microtamizado, (2) filtración, y (3) coagulación.

11.2 ADSORCION EN 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 11.1.

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 11.1. 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 (o de Vander Waals).

11.3 INTERCAMBIO IONICO

El intercambio iónico es un proceso en que los iones que 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 afluyente se desmineraliza y se combina después con parte del afluyente que ha sido desviado del

tratamiento para producir un efluente de calidad específica (por ejemplo, de una determinada dureza).

11.4 OSMOSIS INVERSA

El principio en el que se basa la ósmosis inversa se representa en la figura 11.2. La figura 11.2 represente la ósmosis directa. El disolvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. En la figura 11.2 (b) 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 11.2 (c) 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 compartimento conteniendo la solución de sacarosa al compartimento de agua. Este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de las aguas residuales mediante ósmosis inversa, el afluente contaminado se pone en contacto con una membrana adecuada a una presión superior a la presión osmótica de la solución. El agua con una cantidad muy pequeña de contaminantes pasa a través de la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimento del agua residual.

Los compartimentos indicados en la figura 11.2 son una representación esquemática del proceso de ósmosis inversa. En la práctica, el proceso de

ósmosis inversa se lleva a cabo mediante un sistema de configuración tubular, figura 11.3. El agua residual fluye bajo presión elevada 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.

11.5 ELECTRODIALISIS

La electrodiálisis se desarrolló para la desalación del agua del mar. Es un método prometedor de eliminación de nutrientes orgánicos (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 11.4, se presenta un diagrama de una celda de electrodiálisis.

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 coste de este tratamiento puede hacer que el proceso resulte antieconómico.

2. El ensuciamiento se disminuye mediante la parada periódica de la planta para limpieza.

3. La inversión frecuente de la corriente tiende a minimizar los efectos del ensuciamiento.

11.6 PROCESOS DE OXIDACION QUIMICA (CLORACION Y OZONACION)

11.6.1 Cloración de las aguas residuales. La cloración es un proceso muy usado en el tratamiento de aguas residuales industriales y urbanas.

Los objetivos de la cloración se resumen como sigue:

1. Desinfección. Fundamentalmente el cloro es un desinfectante, debido a su fuerte capacidad de oxidación 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. La capacidad oxidante del cloro se emplea para el control del olor y la eliminación del color en muchos tratamientos industriales.

4. Oxidación de los iones metálicos. Los iones metálicos que están presentes en forma reducida se oxidan por el cloro.

5. Oxidación de los cianuros a productos inocuos.

11.6.2 Ozonación de las aguas residuales. La oxidación química con ozono es un método efectivo para tratar las aguas residuales, basándose en los siguientes 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 más susceptibles de 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.

11.7 ELIMINACION DEL FOSFORO

La eliminación de los nutrientes (compuestos de Fósforo y Nitrógeno) de las aguas residuales es una operación importante.

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

11.8 ELIMINACION DEL NITROGENO

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

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 $N-NH_4$), se oxida a nitrito ($N-NO_2$) y finalmente a nitrato ($N-NO_3$).
3. La presencia de $N-NH_4$ en un 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. Mas 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.

El proceso principal encaminado específicamente a la eliminación del Nitrógeno es el de nitrificación-desnitrificación, el cual es una modificación del proceso convencional de lodos activados y tiene lugar en dos fases: nitrificación y desnitrificación.

11.9 PROCESO “SONOZONE” DE PURIFICACION DE AGUAS RESIDUALES

Este proceso de tratamiento ha sido desarrollado en la Universidad de Notre Dame y la Ecology Division de Telecommunications Industries, Inc. New York.

Telecommunications Industries, Inc. indica que el proceso “Sonozone” proporciona tratamiento terciario a costes comparables a los del secundario. El proceso “Sonozone” combina los ultrasonidos y el tratamiento con ozono. En la figura 11.5 se muestra un diagrama de flujo simplificado del proceso. El tratamiento incluye tres etapas de las cuales las dos iniciales son unidades de pretratamiento.

1. Sección físico-química. El lodo se separa mediante una serie de unidades de tratamiento primario utilizando la coagulación seguida de clarificación.

2. Sección de filtración. El sistema de filtración está proyectado para eliminar los sólidos de tamaño microscópico y los productos orgánicos procedentes del agua residual clarificada.

3. Sección "Sonozone". La unidad central es la que comprende el ozono y los ultrasonidos. Consiste de un pequeño disco metálico vibratorio en el fondo de un tanque a través del cual fluye el agua residual. Se envía una corriente estable de ondas ultrasónicas mediante el disco vibratorio y simultáneamente se hace burbujear ozono dentro del tanque, siendo este ozono producido en un generador cercano a la unidad mediante arcos de corriente eléctrica a través del aire.

12. DISEÑO PARA TRATAMIENTO DE AGUAS SENTINAS Y SUCIAS DE LOS BUQUES

12.1 CALCULO DE CAPACIDAD DE AGUAS A TRATAR

La producción de sentinas según la OMI para buques no petroleros es 0.3% del consumo del combustible.

La potencia de los buques que atracan en el muelle de ABOCOL varían entre 3400 HP a 3900 HP. Para el cálculo de producción de sentinas se escogió el mayor valor que es de 3900 HP según las tablas de estadísticas.

12.1.1 Cálculo de sentinas. Aplicando la fórmula de generación de sentinas:

$$\begin{aligned} 160 \text{ gr/hr} & \rightarrow 1 \text{ HP} \\ X & \leftarrow 3900 \text{ HP} \\ \\ = & \frac{160 \text{ gr}}{\text{hr}} \times \frac{3900 \text{ HP}}{1 \text{ HP}} \times \frac{24 \text{ hr}}{\text{día}} \times \frac{\text{tonelada}}{(1000)^2} \\ \\ = & 14.976 \text{ ton/día} \end{aligned}$$

Producción de sentinas según la OMI

$$\frac{0.3 \times 14.976 \text{ tons/día} \times 30 \text{ días}}{100}$$

Producción de sentinas = 1.34784 ton/mes

El flujo de los buques según las estadísticas es:

1993 = 2 buques/mes

1994 = 3 buques/mes

1995 = 4 buques/mes

Se puede observar la tendencia a aumentar el flujo de estos, a tal punto que el año 1996 se tiene 4 buques por mes. La producción de sentinas es 1.3478 ton/mes x 4 buques = 5.3912 ton/mes.

Según sondeos a los capitanes de los buques que arribaron al muelle entre junio de 1995 y febrero de 1996, se encontró que estos buques poseen tanque para almacenar las aguas sentinas; con capacidades entre 3.5 m³ y 4.8 m³. Considerando que los buques solo descargarían el agua sentina, para ser tratada cuando el tanque de éstas esté lleno, se tendría como punto crítico al descargar el tanque de mayor capacidad 4.8 m³ aproximadamente 5 m³ por cada buque.

Pero se puede presentar el caso en que los buques lleguen en el menor intervalo posible (4 días), pero como ya se mencionó el tiempo que permanecen los buques en cada viaje para cargue o descargue en el muelle es de 4 días máximo. Con este tiempo se puede ir desalojando y haciendo el tratamiento; por seguridad en caso de que no se desaloje el volumen de sentinas en el tiempo de permanencia del buque, se diseña un tanque de

recepción de capacidad 10 m³, pero el proceso de tratamiento de sentinas se dará comienzo al tener 5 m³ en el tanque.

12.1.2 Cálculo de aguas residuales al buque. Los buques que arriban al muelle de ABOCOL tienen una tripulación promedio de 30 tripulantes, según estadísticas, tabla 5. El caudal de aguas residuales por cápita en aparatos convencionales es:

Grifo de aseo	11.4 L/hab x día
Ducha	45.4 “
Lavabo	94.6 “
Grupo fregadero	26.5 “

Para un total de 1519 L/hab x día

Sabiendo, según encuestas, que la capacidad de los tanques de almacenamiento de aguas sucias de estos buques oscila entre 7.5 m³ y 8 m³, se toma como caudal recibido por las generadas por los buques, 8 m³.

12.1.3 Aguas sucias de ABOCOL. Con el fin de minimizar las descargas de aguas residuales a la bahía, la empresa Abonos Colombianos S. A. usará la planta de tratamientos de aguas residuales de los buques para tratar las aguas generadas por los empleados y contratistas de la empresa.

La empresa tiene a su servicio el siguiente personal:

- Empleados permanentes administrativos 100, que generan 106.0 lit/hab x día así:

Lavabo	94.6 lit/hab x día
Grifo de aseo	11.3 lit/hab x día
Ducha	45.5 lit/hab x día
Grifo fregadero	26.5 lit/hab x día

$$Q = 151.9 \frac{\text{lit} \times 150}{\text{hab} \times \text{día}} = 22.78 \text{ m}^3/\text{hab} \times \text{día}$$

- Personal contratado de empaque y cargue, 120 que generan 151.4 lit/hab x día

así:

Grifo de aseo	11.4 lit/hab x día
Ducha	45.4 lit/hab x día
Lavabo	94.6 lit/hab x día

$$Q = 151.4 \frac{\text{lit} \times}{\text{hab} \times \text{día}} 120 \text{ hab} = 18.168 \text{ m}^3/\text{día}$$

- Personal que labora en el casino, 15, que generan 177.9 lit/hab x día así:

Grifo de aseo	11.4 lit/hab x día
Ducha	45.4 lit/hab x día
Lavabo	94.6 lit/hab x día
Grifo	26.5 lit/hab x día

$$Q = 177.9 \frac{\text{lit} \times}{\text{hab} \times \text{día}} 15 \text{ hab} = 26.685 \text{ m}^3/\text{día}$$

- La producción de aguas sucias por la empresa ABOCOL S. A. es 78.233 m³/día.

CAUDAL DE AGUA DEL SISTEMA

Aguas de sentina buques 5 m³ por buque

Aguas sucias buques 8 m³ por buque

Aguas salida poza séptica 78.23 m³/día.

12.1.4 Caracterización de las aguas. Según las muestras tomadas para análisis realizados a los buques que arriban al muelle de ABOCOL, se tiene:

AGUAS DE SENTINAS:

NKT	3.5 ppm
S.T	14046 ppm
SD	13021 ppm
Oil	100 ppm
NH ₄	0.81 ppm
NO ₃	0.14 ppm
NO ₂	2.46 ppm
pH	8.46
DQO	74.20
DBO	38.02

La caracterización de las aguas sucias de la empresa, según las muestras tomadas son:

pH	7 ppm
----	-------

ST	463 ppm
SD	248 ppm
SS	215 ppm
Nitratos	215 ppm
Nitritos	0.7 ppm
NKT	21.3 ppm
DBO5	202 ppm
DQO	396 ppm
Aceites	15 ppm

A las aguas sucias de los buques no se les pudo realizar pruebas ya que su acceso es restringido, sin embargo la caracterización de agua son generalizadas.

12.2 DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA BIOLOGICA

El tratamiento para sus etapas de acidulación, metanización y pulimiento de bioquímica, se llevará a cabo por medio del sistema SAMM (Sistema Anaeróbico Múltiple Mixto). Este sistema está formado por cinco etapas, diferenciadas en los digestores o unidades de tratamiento, que corresponden aproximadamente a las diferentes fases consecutivas del proceso de estabilización anaeróbico del agua residual orgánica.

El sistema SAMM consiste en una secuencia de operaciones y procesos que se llevan a cabo en unidades o digestores consecutivos. Estos son:

- Digestores de baffles. Para la hidrolización y acidulación de la materia orgánica contenida en el agua residual de forma particulada, coloidal o disuelta, se ha contemplado una evacuación de lodos por tuberías para sacarlo a un patio para recolección y secado de este.

- Un separador de aceite basado en los parámetros de diseño del Instituto American Petroleum.

- Filtros Anaeróbicos: Para metanización de la materia orgánica acidulada. No requieren ninguna actividad de mantenimiento y su operación es automática.

- Filtro Fitopedológico. Para extracción de fracciones no carbonosas, mediante el intercambio metabólico vegetal, el pasto del área debería cortarse periódicamente cada mes, la superficie que ocupa se usará como zona verde. La caja colectora que estará ubicada dentro del recinto de los digestores anteriores, requiere el retiro del humus como lodo, una vez al mes, de manera mecánica.

- Vertimiento. El agua será vertida al mar, por medio de un vertedero.

12.3 DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA FISICO QUIMICA

Este fenómeno de aguas está basado en un proceso fisico-químico, donde las aguas de sentinas son depositadas en un tanque de recepción de fibra reforzada para posteriormente pasar a un separador API diseñado según las

normas de American Petroleum que garantice la remoción del aceite. El efluente de este pasará al floculador.

El agua servida de los buques es recibida en un tanque de fibra de vidrio de igual especificación que el de las sentinas, posteriormente pasa al sedimentador primario por flotación, donde las partículas pesadas son decantadas y las grasas son suspendidas y retiradas por flotación.

En un registro será recibida las aguas del sedimentador primario al separador API y las aguas provenientes de la poza séptica. Estas aguas son pasadas a un floculador para la remoción de los sólidos disueltos, este floculador vierte sus aguas a un sedimentador para retirar los floculos y luego pasar el agua por rebosa a un filtro y retirar cualquier restos de impurezas que contenga el agua

En este sistema los fangos son pasados a un lecho de secado.

13. ALTERNATIVA DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO FISICO-QUIMICO

13.1 TANQUE DE RECEPCION DE LAS AGUAS DE SENTINAS

El tanque de recepción se construirá en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV), debido a que este material es resistente a la acción química tanto del agua de sentinas como de las aguas sucias. En los elementos que conforman el PRFV el poliéster es un material sintético derivado del petróleo y perteneciente al amplio e innovador mundo de los plásticos. Su nombre técnico es resina poliéster insaturada, la cual se presenta en forma líquida y luego con adición de unas gotas de catalizador se endurece pasando al estado sólido, generando productos con formas y espesores variados.

Existen dos grandes campos de aplicación de las resinas poliéster, identificados como poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) y poliéster sin refuerzo. El primero, el cual vamos a utilizar, se conoce comúnmente como “fibra de vidrio” constituida por un compuesto de resina poliéster como plástico ligante y de filamentos de fibra de vidrio como refuerzo, para obtener piezas de altísima resistencia mecánica. Ver figura 13.1.

Las propiedades que se tuvieron en cuenta para la selección de este material fueron: alta resistencia a la tensión, flexión, impacto, químicos y agua. A pesar de que su resistencia a la fricción es media, esta no es un parámetro de gran importancia para nuestro caso. Además, existen otras características ventajosas comparada con otros productos, como son: menor peso, mayor resistencia mecánica, mejor resistencia a la corrosión y menor costo. A continuación se muestran algunas tablas de las propiedades mecánicas del PRFV necesarias para el cálculo del tanque: tablas 13.1, 13.2, 13.3 y 13.4.

Los tanques se construirán cilíndricos con tapas torosféricas para una capacidad calculada de 10 m^3 cada uno.

Según la norma ASTM D-3299 establece que las tapas deben soportar una carga de 110 kg distribuida sobre un área de 10 cm x 10 cm sin sufrir daños estructurales ni presentar deflexiones superiores a $1/200$ del diámetro .

Para una tapa torosférica superior el espesor expresado en mm es:

$$t = \frac{P_i R_e}{2.E. E_{adm}}$$

donde:

P_i = Presión interna (Kg/cm²)

R_e = Radio de la parte esférica (mm)

E = módulo de tracción de laminado (kg/cm²)

E_{adm} = Máximo alargamiento admisible

$$y \quad Re = \frac{R^2 + h^2 - 2Rr}{2(h - r)}$$

donde:

r = radio del toroide (0,06 Re)

Re = radio de tapa torosférica

R = radio del cilindro

h = elevación de la tapa

Estas medidas se han estandarizado segun cálculos en:

$$Re = 0.75 \varnothing \quad \text{y} \quad h = 0.21 \varnothing$$

Para la capacidad del tanque de 10 m³ asumimos una altura de 2 m.

$$V = \Pi R^2 H \quad \text{entonces} \quad R^2 = V/\Pi H$$

$$R^2 = \frac{10 \text{ m}^3}{\Pi \times 2\text{m}}$$

$$R = 1.25 \text{ m} \quad \varnothing = 2.5 \text{ m}$$

por lo tanto:

$$R_e = 0.75 (2.5 \text{ m})$$

$$R_e = 1.875 \text{ m}$$

$$H = 0.21 (2.5 \text{ m})$$

$$H = 0.525 \text{ m}$$

Para un PRFV con un 30% de fibra de vidrio

$$E = 70000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{adm} = 0.1\% = 0.001$$

La presión manométrica interna

$$P = (H)(\rho)$$

$$V = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m}^3 / (100 \text{ cm})^3$$

$$r = 0.001 \text{ kg/cm}^3$$

$$P = 200 \text{ cm} \times 0.001 \text{ kg/cm}^3$$

$$P = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de la pared

$$t = \frac{0.2 \text{ kg/cm}^2 \times 1875 \text{ mm}}{2 \times 70000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.001}$$

$$t = 2.7 \text{ mm} \approx 3 \text{ mm}$$

Pero según la tabla 13.4 tenemos que para un $\varnothing = 250 \text{ cm}$ y $h = 52 \text{ cm}$ el espesor debe ser 6 mm, por lo tanto tomamos el mayor $t = 6 \text{ mm}$ para la tapa superior.

Cálculo del espesor de la pared del cilindro.

Para estructuras roladas con 70% de fibra de vidrio, con un ángulo de rolamiento de $\theta = 54.75^\circ$, el espesor se calcula tanto para la resistencia axial como para la circunferencial admisible.

$$t = \frac{P_i \cdot \varnothing}{4 \cdot E_a \cdot E_{adm}} \quad \text{para resistencia axial}$$

$$t = \frac{(P_i + 0.1 H) (\varnothing)}{2 \cdot E_c \cdot E_{adm}} \quad \text{para la resistencia circunferencial}$$

donde:

E_a = módulo de resistencia axial

E_c = módulo de resistencia circunferencial

Entonces:

$$E \cdot t = \frac{P_i \cdot \varnothing}{4 \cdot E_{adm}} \quad \text{axial}$$

$$E \cdot t = \frac{(0.2)(\text{Kg/cm}^2)(2500 \text{ mm})}{4 \cdot (0.001)}$$

$$E \cdot t = 125000 \text{ Kg/cm}^2 \times \text{mm}$$

Según la tabla 13.2 el mínimo espesor a utilizar será de 4.5 mm.

Para la resistencia circunferencial.

$$E_c \cdot t = \frac{(P_i + 0.1 \times H \cdot 8)(\varnothing)}{2 \cdot E_{adm}}$$

$$E_c \cdot t = \frac{(0.2 \text{ kg/cm}^2 + 0.1 \times 200 \text{ cm} \times 0.001 \text{ kg/cm}^3) 2500 \text{ mm}}{2 \times 0.001}$$

$$Ec.t = 275000 \text{ kg/cm}^2 \times \text{mm}$$

Según la tabla 13.2 el mínimo espesor a utilizar para este valor es de 4.5 mm. Por lo tanto se selecciona un espesor de pared de 4.5 mm, con un buen factor de seguridad.

Calculo del espesor de la tapa del fondo. El espesor está dado por

$$t = \frac{(P_i + 0.1.H.)(Re)}{2.E.E_{adm}}$$

$$t = \frac{(0.2 \text{ kg/cm}^2 + 0.1 \times 200 \text{ cm} \times 0.001 \text{ kg/cm}^3) 1875 \text{ mm}}{2 \times 70000 \text{ kg/cm}^2 \times 0.001}$$

$$t = 2.95 \text{ mm}$$

Pero según la tabla 13.4 para las mismas condiciones de la tapa superior se debe tomar un espesor de pared de $t = 6 \text{ mm}$, de tal forma que las dimensiones y características del tanque queden definidas así:

Capacidad	10 m ³
Altura	2 m
Diámetro	2.5 m
Espesor de las tapas torosféricas superior e inferior	6 mm
Espesor de los costados	4.5 mm
Material de construcción	PRFV
Temperatura de servicio	37°C
Acople de entrada	La conexión universal

Según el MARPOL 73/78 tendrá las siguientes dimensiones:

D exterior	215 mm
D interior	máx. 125 mm
Espesor	20 mm
Diámetro circulo de los pernos	183 mm
Presión	6 kg/cm ²

Cara Plana

Accesorios:

Tendrán un manhole de 20" de diámetro con brida ciega atornillada según la norma para 150 libras de presión, cara plana y empaquetadura de caucho rojo, reforzado con lona.

Una escala transparente para la visualización del nivel interior del líquido.

Drenaje de fondo: con una válvula de cierre rápido en U.P.V.C. de 2" roscada.

13.2 DISEÑO DEL SEPARADOR DE ACEITE

La función primaria de un separador de aceite es separar aceite libre del agua residual. Tal unidad no separará sustancias solubles ni romperá emulsiones y, por consiguiente no pudiera ser especificado para este fin.

PRINCIPIOS BASICOS DEL DISEÑO DEL SEPARADOR

Los principios básicos gobernantes en la separación del aceite del agua por diferencia de gravedad puede ser expresado matemáticamente.

El producto de este tratamiento matemático es la ecuación:

$$V_t = 0.0241 \left(\frac{S_w - S_o}{u} \right) \quad (13.1)$$

Esta es una expresión de la ley de Stokes para la velocidad terminal de esferas en un medio líquido que es aplicable a la velocidad de elevación de los glóbulos de aceite, de donde:

V_t = velocidad de elevación de los glóbulos de aceite (0.015 cm de diámetro) en agua residuales, expresada en pies por minuto.

S_w = Gravedad específica del agua residual

S_o = Gravedad específica del aceite en el agua residual

u = Viscosidad absoluta del agua residual expresada en puises

La aplicabilidad de la ecuación (13.1) para glóbulos de aceite en aguas residuales ha sido investigada. De los resultados de experimentos y datos operacionales en planta, ha sido determinado que el diseño del separador de aguas residuales debería ser basado sobre la velocidad de elevación de los glóbulos de aceite, teniendo diámetros de 0.015 cm.

Las curvas mostradas en las figuras 13.2 y 13.3 pueden ser usadas con confianza. Usando el concepto de elevación de glóbulos de aceite como es expresado en la ecuación (13.1), el diseño de un separador API de agua y aceite está basado sobre 3 relaciones:

(a) Una área mínima horizontal A_h expresada como:

$$A_h = \frac{F(Q_m)}{V_t}$$

De donde:

F = Factor de diseño de turbulencia, F_t , y factor de cortocircuito F_s

Q_m = Flujo de aguas residuales en pies por minuto

(b) Un área transversal mínima vertical A_c , expresada por la ecuación:

$$A_c = \frac{F(Q_m)}{V_h}$$

de donde :

V_h = Velocidad de flujo horizontal en pies por minuto que no exceda 5

V_t o 3 pies por minuto.

c) Una razón mínima de profundidad y anchura de 0.3

$$\frac{d}{B} = 0.3$$

de donde:

d = Profundidad de aguas residuales en el separador, expresada en pies.

B = Anchura de la cámara del separador, expresada en pies.

En la tabla 13.5 se muestran algunos valores de factores de turbulencia. Se puede utilizar la curva de la figura 13.4 para obtener el factor F , directamente.

En resumen, un separador podría ser diseñado con los siguientes parámetros recomendados por API:

a. Profundidad del canal	0.91-1.83 m
--------------------------	-------------

b. Anchura del canal	1.83-6.1 m
c. Número mínimo de canales	2
d. Cociente entre profundidad y anchura (d/b)	0.3-0.5
e. Velocidad mínima horizontal	0.91 m/minuto

Un separador API normalmente ejecutará lo siguiente:

	INFLUENTE	EFLUENTE	% REMOCION
PPM OIL	50-500	50-150	60-90

Determinación del volumen del separador API. Las medidas de largo, ancho y profundidad determinará el valor del volumen del separador API en pies³.

Determinación del número de canales en el separador API. Se recomienda un mínimo de dos canales en un separador API.

Determinación del tiempo de retención. El tiempo de retención API es calculado dividiendo el volumen del separador API (pies³) por la velocidad del flujo (GPM) dividido por 7.48. Este tiempo de retención podría ser comparado al requerido tiempo de elevación para la partícula de aceite envuelta.

Tiempo requerido de elevación. El tiempo requerido de elevación es igual a la profundidad del API dividido por la velocidad de elevación. El tiempo requerido de elevación: d/V_t .

Tiempo disponible de elevación. El mínimo tiempo disponible de elevación es el tiempo de detención dividido entre el factor de turbulencia (F).

Tiempo disponible de elevación : Detención/F.

Determinación del porcentaje de aceite removido. En un separador API podría ser removido 60-90% de aceite. Para la determinación del porcentaje de remoción se tiene:

$$\% \text{ remoción} = \frac{(1 - (\text{efluente aceite ppm}) / \text{influyente aceite ppm}) \times 100}{}$$

ESPESOR DE LA PELÍCULA

- hac = Columna del aceite
- hag₂ = Columna de agua en línea de salida
- hag₁ = Columna de agua en la poza
- ht = Columna total de agua y aceite
- ρac = Densidad del aceite
- ρag = Densidad del agua

El principio de operación de este tipo de separador se basa en el balance de dos columnas de líquido de diferente densidad. Por una parte actúa una columna de agua y por otra una de agua y aceites, la cual es mas liviana y por lo tanto requiere mayor altura para que se equilibre su peso con el de la columna de agua.

$$hag_1 + hac = ht$$

$$h_{ag_1} + \rho d g + h_{ac} = h_{ag_2} \rho a g$$

CALCULOS DEL SEPARADOR

Teniendo en cuenta los parámetros anteriores presentados se tiene:

Asumiendo el mínimo valor recomendado para la anchura de un separador

API convencional

$$B = 1.83 \text{ m}$$

El mínimo de profundidad $d = 3$ pies

La relación $0.3 < d/b < 0.5$

$$d/b = 3/6 = 0.5 \quad \text{cumple los requisitos}$$

Tiempo de retención : 1 hora - 60 minutos

$$Q = 0.3045 \text{ m/minuto}$$

$$V_t = 0.0241 \frac{(S_w - S_o)}{u} = \frac{(0.997 - 0.845)}{0.0082} \times 0.0241$$

De donde:

$$S_w = 0.997$$

$$S_o = 0.845$$

$$u = 0.0082$$

$$V_t = (0.137) \text{ m/minuto}$$

$$VH = 3\text{Ft}/\text{min} \text{ (recomendado)}$$

$$V = Q \times t = 1 \text{ ft}^3/\text{min} \times 60 \text{ min} = 60 \text{ ft}^3$$

$$V = B \times L \times d$$

$$60 = 3 \times 6 \times L$$

$$L = (1.036) \text{ m}$$

$\therefore hw_2 =$ Columna de agua en línea de salida

$hw_1 =$ Altura del agua en la poza

$hac =$ Altura de aceite en la poza

$\rho_{ac} =$ Densidad del aceite

$\rho_w =$ Densidad del agua

$Sw =$ Gravedad específica del agua

$Sac =$ Gravedad específica del aceite

Principio de Operación en equilibrio:

$$hw_1 + hac = ht \quad (1)$$

$$\rho_w hw_1 + \rho_{ac} hac = \rho_w hw_2$$

$$Sw hw_1 + Sac hac = Sw hw_2 \quad (2)$$

Condiciones de trabajo:

$$T = 86^\circ\text{F} \quad Sac = 0.845$$

$$Sw = -0.997 \quad ht = 36''$$

En la ecuación (2)

$$0.997 hw_1 + 0.845 hac = 0.997 hw_2$$

$$hw_1 + 0.8475 (ht - hw_1) = hw_2$$

$$hw_1 + 0.8475 (36 - hw_1) = hw_2$$

$$hw_1 + 0.8475 \times 36 - 0.8475 hw_1 = hw_2$$

$$hw_1 (1 - 0.8475) + 30.51 = hw_2$$

$$0.1525 hw_1 + 30.51 = hw_2$$

$$hw_1 = \frac{hw_2 - 30.51}{0.1525}$$

ht	hw ₁	hw ₂	hac
36	81.53	787.4	832.866
36	164.34	800.1	749.55
36	2481.58	812.8	666.24
36	331.47	825.5	581.93
36	414.78	838.2	500
36	497.84	853.4	4416.56
36	581.66	863.6	48
36	665.48	876.3	250
36	746.76	889	166.624
36	831.088	901.7	83.312

Otra forma de separación de aceite sería por medio de un tanque suministrándose calor con vapor que genera la planta por un serpentín como canal; en su parte inferior sería cónico para la retención de lodos, el cual pasaría después a otro tanque a temperatura ambiente, para hacerle un segundo proceso de sedimentación y separación de aceites, los cuales tanto para el primer tanque como para el segundo se retiraría las capas aceitosas por medio de un desnatador.

Aunque es una alternativa, es descartada ya que los costos se elevarían, puesto que la localización física de tratamiento estaría en el muelle, el cual

quedaría bastante retirado de las líneas de distribución de vapor de la empresa, por lo tanto se debería aislar la tubería y drenar el condensado que se produce por su longitud.

13.3 SEDIMENTACION DEL AGUA

Después de floculada el agua se debe separar los sólidos del líquido, o sea las partículas coaguladas. Se puede conseguir dejándose sedimentar el agua o filtrándola o ambos procesos consecutivos. El término sedimentación comprende un grupo de acciones diferentes según el tipo y concentración de sólidos o partículas en suspensión como se indican en la tabla

Las velocidades de asentamiento en suspensiones de 1000 ppm pueden disminuir en un 13% en las concentraciones de 10000 ppm hasta el 25%, pero sin embargo, no pueden definirse valores fijos pues dependen de las características de suspensión.

Los tipos de sedimentadores clasificados según el sentido del flujo, utilizados en las unidades de decantación y el tipo de clasificación que se genera, se resume en la tabla 13.6 y en la figura 13.5.

SENTIDO DEL FLUJO	TIPO DE SEDI-MENTACION	EJEMPLO	RATA DE FLUJO $m^3/m^2/d$
Horizontal	1 y 2	Decantadores	200-420
Vertical	2 y 3	Manto de lodos	15-30
Inclinado (ascendente o descendente)	1 Y 2	Decantadores con módulos o placas	45-60 120-180

T 13.6 Tipo de sedimentación

13.3.1 Decantación de partículas disecadas en un fluido de reposo. El fundamento de la sedimentación es la Ley de Newton, suponiendo que las partículas son homogéneas y al sedimentarse se van acelerando hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación se equilibran con la resistencia o fuerza de fricción del líquido, entonces alcanza una velocidad de sedimentación constante que es la velocidad de sedimentación.

Fuerzas Actuantes. Sobre una partícula en movimiento en un fluido en reposo, actúan las siguientes fuerzas: fuerza externa, empuje, fuerza de rozamiento.

Fuerza de rozamiento F empuje
 F externa F_p

Fuerza Externa. Es solo el peso propio. $F_p = ma$

F_p = Fuerza o peso propio

m = Masa de la partícula

a = Aceleración que en el caso es la gravedad g .

Empuje. F_e . Peso del fluido desalojado, según el principio de Arquímedes.

$$F_e = -Y V_p$$

$$F_e = -\rho/\rho_p mg$$

V_p = Volumen de la partícula

Y = Peso específico del fluido

ρ = Densidad del fluido

ρ_p = Densidad de la partícula

Fuerza de rozamiento. Su dirección es la misma que la velocidad de la partícula pero de sentido contrario

$$F_e = C_d A P \frac{V^2}{2}$$

C_d = Coeficiente adimensional de arrastre

$\frac{V^2}{2}$ = Energía cinética por unidad de volumen

A = Sección transversal al escurrimiento de la partícula

C_d = Depende de la viscosidad y de la forma de las partículas y puede relacionarse así:

$$N_r = \frac{v D_p P}{\mu}$$

d_p = diámetro de la partícula

En el movimiento descendente de la partícula se forma una capa laminar a su alrededor, al aumentar la velocidad de caída se forma una estela, donde tiene lugar la turbulencia.

13.3.2 Velocidad de Sedimentación.

$F_i = F_p - F_e - F_r$ La fuerza impulsora

$F_i = m a = du/dt$

$$du/dt = ma - \rho/\rho_p mg - Cd A \frac{V^2}{2}$$

$$da/dt = (1 - \rho/\rho_p)g - \frac{CdA}{m} \frac{\rho V^2}{z}$$

Se puede observar que la fuerza de rozamiento disminuye la aceleración y puede llegar a un valor máximo de $F_p + F_e$ y la aceleración se reduce a 0 y se mueve con una V_s o velocidad terminal de sedimentación de una partícula en un fluido.

$$V_s = \sqrt{\frac{2g}{Cd} \left(\frac{\rho_p - \rho}{P} \right) \frac{V_p}{A}}$$

Para el caso en que se desconozca la forma de la partícula se hará un diámetro equivalente de

$$d_e = \psi d'$$

d' = diámetro de las partículas estimado en la práctica por la abertura del tamiz para ψ . Ver tabla 13.7.

DESCRIPCION DE LA FORMA DE LOS	ψ
--------------------------------	--------

GRANOS	
Esféricos	100
Redondeados	0.48
Desgastados	0.94
Agudos	0.81
Angulares	0.78
Triturados	0.70

13.3.3 Decantación de partículas en un fluido en movimiento. Se consideran tres casos:

- El fluido se mueve con velocidad constante horizontal.
- El fluido se mueve con velocidad constante vertical.
- El fluido se mueve en dirección oblicua.

El fluido se mueve con velocidad horizontal. Es el caso de los sedimentadores horizontal que se usaran en este diseño.

Las partículas caen con velocidad v constante en trayectoria parabólica, la cual resulta de la descomposición del vector v en v_f y v_s , figura 13.6.

v_s = velocidad de la partícula en un fluido en reposo.

v_f = velocidad de arrastre horizontal producida por el fluido.

Las características del sedimentador horizontal son:

- Este tanque está formado por cuatro zonas independientes: entrada, salida, sedimentación, retención de partículas.
- Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada. La concentración es la misma en todos los puntos de la sección transversal.
- En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, corresponde a un flujo tipo pistón.
- Toda partícula que entra a la zona de lodos queda atrapada.
- Las partículas, aun siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas en la zona de sedimentación.

Según sea pequeña o alta la velocidad de sedimentación V_s se presentan los siguientes casos mostrados en la figura 13.7.

El sedimentador se diseña con una velocidad crítica V_{sc} o mayor, cuando está en a-a de la zona de sedimentación son retenidas en la posición extrema b-b de la zona de lodos. Ver figura 13.8.

La velocidad de flujo es

$$V_f = Q/BH$$

haciendo semejanza de triángulos formados por lodos del sedimentador y por el diagrama vectorial:

$$\frac{V_{sc}}{V_f} = \frac{H}{L} \rightarrow V_{sc} = V_f \frac{H}{L} = \frac{QH}{BHL} = \frac{Q}{BL} = \frac{Q}{A_s}$$

A_s = Area superficial del sedimentador

Q/A_s = Es la carga superficial en $m^3/m^2día$

Se deduce entonces que la eficiencia de retención para cada conjunto de partículas de velocidad de sedimentación V_s es

$$E = \frac{V_s}{Q/A} \quad \text{Llamado número de Hazen}$$

En un "tanque real" el desarrollo del proceso se ve afectado por una serie de variables que no están consideradas en la teoría.

- a. Corrientes de densidad térmicas o de concentración.
- b. Corriente debidas al viento.
- c. Corrientes cinéticas, alteraciones en la entrada, obstrucción de la sedimentación, alteraciones de la salida.

Cada una de ellas tiene las consecuencias mostradas en la tabla 13.8.

a. Corriente de densidad. Se producen por diferencia de densidad en la masa del agua. Se da por corrientes térmicas o por concentración. En las primeras existe un cambio de temperatura mayor que 1 por hora. El agua con mayor densidad a la que está mas abajo, creando corriente de fondo, que sube llevando partículas de fango, como se muestra en la figura 13.9. Por diferencia en la concentración se crean también fuerzas que perturban el flujo ya sea por temperatura, obstrucciones, como muestra la figura 13.10.

b. Corrientes debidas al viento. En los sedimentadores el viento puede producir corrientes de suficiente intensidad que alteran la dirección del

flujo. Esto se puede contrarrestar con cortinas de árboles o vallas vegetales, que impidan el impacto sobre el agua.

c. Corrientes cinéticas. Estas corrientes pueden producirse por:

- Alteraciones en la zona de entrada por velocidad excesiva del flujo en la entrada o distribución desigual del flujo a la entrada.
- La distribución desigual en la zona de salida es una de las mas frecuentes causas de corrientes cinéticas.

Debido a la diferencia entre el tanque ideal y el tanque real no se puede considerar que la eficiencia de un decantador depende únicamente de su carga superficial, ya que el asentamiento de partículas disueltas en un decantador de flujo continuo el área superficial A_s y la carga superficial Q/A_s son parámetros mas importantes que la profundidad y el período de detención. Las partículas floculadas ni son esféricas ni su diámetro mayor es constante, sino que cambia con el tiempo al agregarsele otras partículas durante su caída hasta el fondo.

13.3.4 Diseño del sedimentador primario

13.3.4.1 Criterios de diseño. Los criterios de diseño básicos de un sedimentador primario cuando se tienen partículas discretas, se resumen en la tabla 13.9.

PARAMETROS DE DISEÑO DE UN SEDIMENTADOR PRIMARIO

PARAMETRO	RESTRICCION	VALOR RECOMENDADO
CARGA SUPERFICIAL	Sedimentador únicamente (sin adición de químicos) Sedimentación precedida de coagulación y floculación o ablandamiento.	15-22 m ³ /m ² /d
TIEMPO DE DETENCION	Sedimentación únicamente (sin químicos) Sedimentación precedida de coagulación y floculación.	2 - 12 H 2 horas
PROFUNDIDAD		1.5 - 3.7 m

Los sedimentadores pueden tener forma rectangular o circular, se escogerá rectangular.

Los tanques largos suelen dar los mejores resultados. La relación ancho-largo varía frecuentemente entre 1-4 y 1-5.

Se toma un tiempo de retención de 8 horas. El caudal = 20 m³ ya que sería el equivalente al volumen de dos tanques de aguas sucias de buques, con un f = 1.2.

Por tanto el volumen V, sería:

$$V = Q \times t = 20 \text{ m}^3/\text{día} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas} \times 8 \text{ h} = 7 \text{ m}^3$$

$$h \times a \times L = 7 \text{ m}^3$$

de donde:

h = profundidad

según la tabla se escoge $h = 1.5$ m

$$a \times L \times 1.5 = 7 \quad (1)$$

y teniendo la relación ancho-largo 1 - 4

$$l = 4 a \quad (2)$$

Reemplazando (2) en (1)

$$a \times 4a \times 1.5 = 7$$

$$a = 1.1$$

$$l = 4.8$$

$$h = 1.5 \text{ m}$$

La parte interna del tanque tiene una inclinación de 5% para la remoción de lodo. La remoción del lodo se hará en forma manual.

El agua sucia de los buques entra por medio de una tubería según dimensiones del MARPOL, y choca con un bafle colocado en su zona de entrada para evitar la turbulencia del fluido .

El agua sucia proveniente de los buques entra al sedimentador por medio de una tubería con las dimensiones exigidas para el MARPOL; a la entrada del sedimentador habrá un bafle que evita que el agua forme turbulencia de las partículas discretas, pasará a la siguiente cámara por medio de un bafle con un agujero donde se encuentra el agua clarificada.

De su zona de salida saldrá una tubería que por medio de gravedad la llevará a un registro donde se mezclará con aguas de sentinas y servidas de la poza séptica.

13.4 DISEÑO DEL FLOCULADOR

13.4.1 Coagulación y Floculación. Estos procesos se emplearon para extraer los sólidos en suspensión, ya que su velocidad natural de asentamiento es demasiado baja para proporcionar una clarificación efectiva. Una parte importante de estos sólidos que no se asientan pueden ser coloides, donde esta partícula se encuentra estabilizada por cargas eléctricas negativas sobre su superficie, haciendo que se repelen impidiendo la formación de masas mayores, llamados flóculos, los cuales sedimentan rápidamente.

La coagulación permite la desestabilización de los coloides al neutralizar las cargas que los mantienen separados.

A continuación detallamos algunas especies coloidales halladas en las aguas residuales, donde el aceite es con frecuencia coloidal, y se muestra como el tamaño de la partícula afecta la tendencia de asentamiento en aguas tranquilas.

TÍPICO	MM	TIEMPO DE ASENTAMIENTO
		1 M DE CAIDA

Grava	10	1 seg
Arena gruesa	1	10 seg
Arena fina	0.1	125 seg
Limio	0.01	108 min
Bacterias	0.001	180 horas
Materia coloidal	0.0001	755 días

La fuerza que poseen los coloides se miden como el potencial zeta, y determinan lo cerca que pueden aproximarse los coloides, por eso dependiendo de la naturaleza del coloide y su carga, se calculará y seleccionará el coagulante.

Después de neutralizar las cargas se aglomeran varios coloides, pero no son lo bastante grandes como para asentarse con la rapidez deseada; por esta razón debemos flocular el agua para que reúna las partículas en una red, formando puentes de una superficie a otra y enlazando las partículas individuales en aglomeradas.

13.4.2 Selección del coagulante y floculante. A pesar que históricamente se han utilizado coagulantes metálicos como: el alumbre y las sales de hierro en la clarificación del agua y que actúan como coagulantes y floculantes a la vez, presentan algunas deficiencias como: son muy sensibles al pH y los lodos formados son voluminosos y gelatinosos, produciendo problemas de disposición pues son de difícil secamiento.

Se tomará un polímero orgánico, el cual puede modificarse para ajustarlo a la naturaleza de la materia coloidal que debe extraerse del agua. Estos superan muchos problemas presentados con el uso de alumbre, ya que no producen flóculos voluminosos y gelatinosos. Además, no afectan al pH ni su desempeño es sensible. Los polímeros orgánicos empleados en el tratamiento del agua pertenecen a dos tipos principales: coagulantes y floculantes. Los coagulantes son moléculas positivamente cargadas, de peso molecular relativamente bajo y no son efectivas como floculantes. Los polímeros floculantes tienen peso molecular mucho más alto y proporcionan largos puentes entre los pequeños flóculos para promover el crecimiento de la partícula. El floculante que trabaja en cualquier sistema solo puede ser identificado mediante cribado en el laboratorio y por la prueba en planta.

En la siguiente tabla 13.10 se listan algunas características de los coagulantes y floculantes orgánicos empleados en el tratamiento de aguas residuales.

13.4.3 Mezclador - Dosificador. La mezcla rápida se hará con un mezclador de paletas, el cual consta de un tanque elaborado en lámina de acero inoxidable T316 con cuatro deflectores situados en la pared del depósito, cada uno de los cuales es un 10% del diámetro de este, tal como se muestra en la figura 13. ; estos se colocan para evitar las condiciones de vortice.

Por regla general, cuanto más alta sea la velocidad y mayor la turbulencia, tanto más eficaz será el mezclado.

Los polímeros requieren de bajos gradientes de velocidad los cuales están 400 y 800 seg^{-1} . Se ha demostrado que altos gradientes de velocidad son perjudiciales para la mezcla de polímeros.

Se tiene que el gradiente de velocidad está dado por:

$$G = B\sqrt{P}$$

$$B (30^\circ\text{C}) = 350.17$$

P = Potencia necesaria para el sistema (HP)

Si tomamos un gradiente de 400 seg^{-1}

$$P = (G/B)^2$$

$$P = (400/350.17)^2$$

$$P = 1,3 \text{ HP}$$

En el fondo del tanque se colocará una salida como se muestra en la figura 13. la cual se controlará con una válvula de aguja de acero inoxidable T316, roscada, que nos permitirá una dosificación de la mezcla óptima hacia el floculador.

13.4.4 Criterios y Cálculos. La floculación se ve favorecida por una agitación moderada con paletas a poca velocidad.

A veces la acción es mejorada por la instalación de aletas auxiliares fijas o paletas estacionarias, situadas entre las paletas móviles que sirven para interrumpir la rotación de masa del líquido y activar el mezclado. Un mayor contacto entre las partículas favorecerá la formación del flóculos, sin embargo, si la agitación fuese demasiado fuerte, los esfuerzos cortantes que se producen romperán el flóculo en partículas más pequeñas. La

agitación debe controlarse con mucho cuidado, de modo que los flóculos sean del tamaño adecuado y se depositen rápidamente.

Se ha comprobado que una velocidad en la punta de la paleta de aproximadamente 0.3 a 0.9 m/seg consigue suficiente turbulencia sin romper el flóculo. Camp y Stern estudiaron el establecimiento y efecto de los gradientes de velocidad en tanques de coagulación de diversos tipos y desarrollaron las siguientes ecuaciones para su uso en el proyecto y operación de los sistemas de floculación:

$$F_d = \frac{C_d A \rho V^2}{2}$$

$$P = \frac{C_d A \rho V^3}{2}$$

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

donde:

F_d = Fuerza de arrastre en N

C_d = Coeficiente de arrastre de las palas de los floculadores desplazándose perpendicularmente al fluido.

A = Area de las paletas en m^2

ρ = Densidad del fluido en kg/m^3

V = Velocidad relativa de las palas en el fluido en m/seg, generalmente 0.7 a 0.8 de la velocidad de la punta de la pala. Si la velocidad media del agua es aproximadamente de un cuarto de las de las paletas.

G = Gradiente media de velocidad en $m/s/m = 1/s$

- P = Energía necesaria en W
- V = Volumen del floculador en m³
- u = Viscosidad dinámica del fluido en N.s/m²

Bean (1953) considera que el área total de paletas no debe ser mayor del 15 al 20% de la sección transversal del tanque, con el objeto de prevenir la rotación general del líquido alrededor del eje, disminuyendo de esta manera la eficiencia de la agitación.

La distancia entre los extremos de los agitadores se suele hacer no menor de 0.60 m y el espacio entre ellos y el fondo del tanque no menor de 0.15 m, pero preferiblemente no mayor de 0.30 m.

Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o de concreto con orificios que permitan velocidades de 0.20 a 0.30 m/seg, para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se intermezclen las masas de agua de las cámaras. Según Rouse, para secciones rectangulares que se desplazan en el agua, el valor de Cd puede estimarse así:

L/a	Ne	Cd
1	> 103	1.16
5	> 103	1.20
20	> 103	1.50
α	> 103	1.95

donde:

L = Longitud de la paleta
a = Ancho de la paleta
Ne = Número de Reynold

Los valores típicos del gradiente de velocidad (G) para un tiempo de retención de 15 a 30 minutos varía de 20 a 75 seg-1.

Para los floculadores horizontales, la potencia en el eje del motor será igual a la potencia que se le suministra al líquido multiplicado por el factor de eficiencia, que es de 3 a 5.

CALCULOS

Para un caudal de 110 m³/d de agua residual que llega al floculador y un tiempo de detención de 30 minutos, calculamos el volumen del floculador para trabajar seis horas al día.

$$V = 110 \text{ m}^3/\text{d} \times 1\text{día}/6 \text{ horas} = 18.33 \text{ m}^3/\text{H}$$

$$V = 18.33 \text{ m}^3/\text{H} \times \text{H}/60 \text{ min} \times 30 \text{ min}$$

$$V = 9 \text{ m}^3$$

Para una profundidad de 1.5 m el área superficial será de $9/1.5 = 6 \text{ m}^2$. Se pueden hacer 3 cámaras de $(1.5 \times 1.5 \times 1.4)\text{m}^3$.

El área transversal del tanque es

$$A_t = 1.4 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$$

$$A_t = 2.1 \text{ m}^2$$

Como el área de las paletas debe ser el 20% de la sección transversal, tenemos:

$$A_p = A_t \times 20/100$$

$$A_p = 2.1 \text{ m}^2 \times 20/100$$

$$A_p = 0.42 \text{ m}^2, \text{ área de las paletas para una cámara.}$$

Como la distancia entre los extremos de los agitadores no debe ser menor de 0.6 m, tomamos 6 paletas con una longitud de 0.8 m, lo cual nos dará un ancho de 0.09 m de las paletas y una distancia entre agitadores de 0.6 m.

El espacio entre los agitadores y el fondo debe ser mayor de 0.15 m y menor de 0.3 m, escogemos una distancia de 0.15 m, lo cual nos da una distancia de las paletas así:

Para una velocidad periférica media de las paletas $0.3 \text{ m/seg} < V < 0.9 \text{ m/seg}$.

Si tomamos $v = 0.3 \text{ m/seg}$ la velocidad relativa = 0.70 (0.3 m/seg)

$$v = 0.21 \text{ m/seg}$$

El área total de las paletas es:

$$\Sigma A_p = [0.8 \text{ m} \times 0.09 \text{ m}] \times 6 \text{ paletas} \times 3 \text{ cámaras}$$

$$\Sigma A_p = 1.3 \text{ m}^2$$

Si $L/a = 9$, entonces $C_p = 1.5$

$$\rho(29^\circ\text{C}) = 995.7 \text{ kg/ m}^3$$

$$u(29^\circ\text{C}) = 0.798 \times 10^{-3} \frac{\text{N}\cdot\text{seg}}{\text{m}^2}$$

Obtenemos la potencia necesaria que se le debe suministrar al agua

$$P = \frac{C_d \times A \times \rho \times V^3}{2}$$

$$P = \frac{1.5 \times 1.3 \text{ m}^2 \times 995.7 \text{ kg/ m}^3 \times (0.21 \text{ m/seg})^3}{2}$$

$$P = 9 \text{ W}$$

y tenemos un gradiente de:

$$G = \sqrt{\frac{P}{uV}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9 \text{ w}}{0.798 \times 10^{-3} \text{ Nseg/m}^2 \times 9 \text{ m}^3}}$$

$$G = 35.4 \text{ seg}^{-1}$$

Utilizando un factor de servicio de 4 y $n = \frac{v \times 60}{2\pi r}$, donde $r = 1 \text{ m}$

hacemos el cálculo para varias velocidades y tenemos:

Velocidad				

media paletas	G(seg-1)	P NOMINAL		PEJE		N (RPM)
M/seg		(W)	H.P.	(W)	H.P.	
0.3	35.4	(9)	0,012	(36)	0,048	3.34
0.4	54.4	(21.3)	0,028	(85.2)	(0,114)	4.45
0.5	76.154.4	(41.6)	0,055	(166,4)	0,22	5.57

Por tanto se puede adquirir un motoreductor de velocidad variable de 2.5 a 5 rpm para conseguir gradientes de velocidad entre 35 Y 75 seg^{-1}

El motor debe especificarse para una potencia al eje 0.4 HP con un factor de servicio de 1.26 y un factor para vencer la inercia del sistema.

DISTRIBUCION DE LAS PALETAS

La fuerza de arrastre presente en las paletas está dada por:

$$F_a = \frac{C_p A V^2}{2} \quad (n)$$

Tomamos la situación mas crítica con una velocidad $v = 0.7$ (0.5 m/seg)

$$v = 0.35 \text{ m/seg}$$

$$A = 0,09 \text{ m} \times 0.8 \text{ m}$$

$$A = 0.072 \text{ m}^2$$

$$F_a = \frac{1.5 \times 995.7 \text{ kg/ m}^3 \times 0.072 \text{ m}^2 \times (0.35 \text{ m/seg})^2}{2}$$

2

$$F_a = 6.6 \text{ Nt}$$

ESTADO DE FUERZAS DE LA PALETA

$$Fa/L = w$$

$$w = 6,6 \text{ Nt}/0.8 \text{ m}$$

$$w = 8.25 \text{ Nt}/\text{mt}$$

Para la sección No. 1

$$Y \text{ max} = \frac{5 WL^4}{38 EI}$$

Sección transversal de la paleta

$$I_x = bh^3/12$$

$$b = 0.03 \text{ m} = 30 \text{ mm}$$

$$h = 0.09 \text{ m} = 90 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{30 \text{ mm} \times (90 \text{ mm})^3}{12}$$

$$I_x = 1.822.500 \text{ mm}^4$$

$$I_x = 1.8 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

Las paletas se construirán en madera

$$E \text{ madera} = 11 \times 10^9 \text{ Pascal} = \text{Nt}/\text{m}^2$$

$$Y \text{ max} = \frac{5 \times 8.25 \text{ Nt}/\text{m} \times (0.8 \text{ m})^4}{38 \times 11 \times 10^9 \text{ Nt}/\text{m}^2 \times 1.8 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$Y \text{ max} = \frac{16.896}{752.400} = 0.224 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$Y \text{ max} = 0,022 \text{ mm}$$

Para la sección 2

$$Y \text{ max} = \frac{WI^4}{8 EI}$$

$$Y_{\max} = \frac{8.25 \text{ Nt/m} \times (0.8 \text{ m})^4}{8 \times 11 \times 10^9 \text{ Nt/m}^2 \times 1.8 \times 10^{-6} \text{ m}^4}$$

$$Y_{\max} = \frac{3.38}{158.400} \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0.021 \text{ mm}$$

Las deflexiones obtenidas son aceptables por lo tanto la sección transversal y material utilizado son favorables.

La madera es un material que se comporta muy bien para el tipo de agua que se maneja en el floculador (aguas residuales + floculantes).

CALCULO DEL EJE QUE SOSTIENE LAS PALETAS

Se fabricará en acero inoxidable T 316 para que soporte los ataques químicos del agua residual y floculantes.

Si tomamos las condiciones más críticas cuando la fuerza de arrastre es aplicada en un extremo, el diagrama de cuerpo libre queda así:

$$F = 6.6 \text{ Nt}$$

0.6 m

$$Y_{\max} = \frac{FL^3}{3EI}$$

$$E \text{ (acero inoxidable T316)} = 190 \times 10^9 \text{ PA}$$

Si tomamos un tubo de 1" de diámetro nominal sch-40, sin costura, tenemos las siguientes dimensiones:

$$\text{Diámetro exterior} = 33.4 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de pared} = 3,38 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro interior} = 26.6 \text{ mm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (De^4 - de^4)$$

$$I = \frac{\pi}{64} [(33.4 \text{ mm})^4 - (26.6 \text{ mm})^4]$$

$$I = 36512,8 \text{ mm}^4 = 3.65 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$Y_{\text{max}} = \frac{6.6 \text{ Nt} \times (0.6 \text{ m})^3}{3 \times 190 \times 10^9 \text{ Nt/m}^2 \times 3.65 \times 10^{-8} \text{ m}^4}$$

$$Y_{\text{max}} = 6,8 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$Y_{\text{max}} = 0.068 \text{ mm}$$

lo cual nos presenta una situación favorable

DISEÑO DEL EJE CENTRAL DEL SISTEMA MOTRIZ

Donde W_t = peso de las paletas y tubos que las soportan.

-

Determinación del peso de las paletas y tubos de soporte.

En cada cámara hay 2,4 m de tubería a.inoxidable de 1" sch 40, el cual tiene un peso de 2.55 kg/m, por tanto nos da un peso de 6.12 kg de donde obtenemos $W_s = 9.8 \text{ m/seg}^2 \times 6,12 \text{ kg}$, entonces $W_s = 60 \text{ Nt}$. Para las paletas que son seis por cámara hechas en madera tienen un volumen de:

$$V = 0.8 \text{ m} \times 0.09 \text{ m} \times 0.03 \text{ m} \times 6$$

$$V = 12.96 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

El peso unitario de la madera es:

$$W_n = 4.3 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{paletas}} = 4.3 \text{ KN/m}^3 \times 12.96 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$W_{\text{paletas}} = 55.8 \text{ Nt}$$

$$W_t = W_s + W_p$$

$$W_t = 115.8 \text{ Nt}$$

DETERMINACION DE TORQUES PRESENTES EN EL EJE

Como la potencia del motor es de 0,4 HP, entonces:

$$\text{H.P.} = \frac{Tn}{75^*}$$

$$T = \frac{75 \text{ HP}}{n}$$

Tomamos las RPM mas críticas : 3,34 rpm

$$T = \frac{75 \times 0.5 \text{ HP}}{3.34}$$

$$T = 11.23 \text{ Nt} \times \text{m}$$

Debido a que el movimiento es lento, hacemos el análisis como si fuera estático.

Utilizando el teorema del esfuerzo constante tenemos que:

$$d = \left[\frac{32n}{\pi S_y} (M^2 + T^2)^{1/2} \right]^{1/3}$$

d = Diámetro (m)

n = Factor de seguridad

Sy = Resistencia de fluencia

M = Momento máximo (Nt x m)

T = Torque máximo (Nt x m)

Tomamos como material del eje acero inoxidable T316 para prevenir el ataque químico del agua.

$$S_y = 276 \times 10^6 \text{ Nt/m}^2$$

Factor de seguridad de 4

$$d = \left(\frac{32 \times 4}{\pi \times 276 \times 10^6 \text{ NT/m}^2} [(56.65 \text{ Nt x m})^2 + (7.5 \text{ Ntxm})^2 + (7.5 \text{ Nt x m})^2]^{1/2} \right)^{1/3}$$

$$d = [1,48 \times 10^{-7} (3666)^{1/2}]^{1/3} \text{ m}$$

$$d = 0.0214 \text{ m}$$

$$d = 21.4 \text{ mm}$$

Estandarizando :

$$d = 1 \text{ pulgada}$$

SELECCION DE LOS COJINETES DE DESLIZAMIENTO

Se escogerá un cojinete para maquinaria en general, laminado en frío en casquillo de bronce escariado o con antifricción. Con una tolerancia de 0.0025 a 0.0045 pulgadas, según tablas para ejes de 1 pulgada.

SELECCION DE MATERIAL PARA LAS PAREDES DEL FLOCULADOR

Se fabricarán con un espesor de 100 mm y con concreto de 3000 psi para soportar la presión ejercida por la columna de agua y el ataque químico de ésta.

SELECCION DEL REDUCTOR Y MOTOR

El reductor escogido para condiciones necesarias de salida, las cuales son 5,9 rpm y 0.4 HP es marca Transmision de Potencia S.A., referencia D 61230-71-4.

13.5 CALCULO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO

El sedimentador que se escogió para el sistema es de tipo horizontal donde se considera:

- Carga superficial, que es la velocidad crítica mínima de sedimentación que se espera tenga un 70-98 por ciento de las partículas suspendidas. Con el floculante-coagulante usado en el floculador un polímero orgánico que sedimenta con una velocidad de 0.015 y 0.070 cm/s a 13 y 60 m/día.

Se ha determinado que en sedimentación la carga superficial mas probable es $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ para sedimentación floculenta.

- Período de detención y profundidad. El tiempo máximo que la partícula con mínimo velocidad de sedimentación pasa este sedimentador, 1 hora.

- Forma del sedimentador. Es horizontal, donde las relaciones óptimas de a/L es 1-2.5 y 1-10.

- Velocidad horizontal y relación largo profundidad de la zona de sedimentación. Esta velocidad ayuda a la floculación de sólidos suspendidos y arrastra los flóculos. Debe ser lo suficientemente alta para estimular la floculación sin perjudicar la eficiencia del proceso.

Para el tipo de floc generado en el floculador la velocidad óptima recomendada por la Nalco es 0.5 cm/seg .

El caudal que entra al sedimentador secundario es el de producción de aguas sucias.

$$Q = 110 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Este se trabaja en un tiempo de 6 horas

V_{sc} = es la velocidad crítica (carga superficial) y

V_h = es la velocidad horizontal.

$$V_{sc} = Q/A$$

$$A = \frac{110 \text{ m}^3/\text{día}}{20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}}$$

$$A = 5.5 \text{ m}^2 \cong 6 \text{ m}^2$$

El volumen para un tiempo de retención de 2 horas:

$$\text{Vol} = 110 \text{ m}^3 / 6 \text{ horas} \times 1 \text{ hora} = 18.33 \text{ m}^3 = 19 \text{ m}^3$$

Para sedimentador de tipo floculento los valores recomendados son

$$h = 2.0 \text{ y } 2.5 \text{ m y}$$

$$l > 4.0$$

$$\text{Con } A = 6 \text{ m}^2$$

$$h = 2.0 \text{ m}$$

$$A = h \times a$$

$$a = 6 \text{ m}^2 / 2 \text{ m} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = L \times A$$

$$L = 20 \text{ m}^3 / 6 \text{ m}^2 = 3.16 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

ZONA DE ENTRADA

El cálculo de la zona de entrada es de gran importancia pues debe:

- Distribuir el agua tan uniformemente como sea posible en toda el área del sedimentador.
- Evitar chorros de agua que provocan movimientos rotacionales de la masa.
- Disipar la energía que trae al agua.

La cámara de entrada del sedimentador secundario será de muro doble de la forma mostrada en la figura

Un muro de 10 cm dividirá el floculador del sedimentador con agujeros a lo largo de su parte superior para descargar el agua después de ser floculada.

En el sedimentador hay un tabique que sirve de baffle y que disminuye la turbulencia creada por el floculador. Según Azevedo Netto (1972), los tabiques deben cumplir los siguientes requisitos:

La forma de los agujeros ideal es la circular.

Los orificios deben estar a $h/5$ o $h/6$ de la superficie del agua.

El tabique difusor debe estar mínimo a 0.80 m de la pared frontal para tener un espacio suficiente de limpieza.

El gradiente de velocidad de la última cámara del floculador 6.35 seg^{-1} .

Para calcular el gradiente de los agujeros se tiene:

$$G = \sqrt{Fv^3/V8R}$$

donde:

F = Coeficiente que varía entre 0.02 y 0.04

V = Viscosidad cinemática

v = Velocidad de flujo en los orificios

R = Radio medio hidráulico, es igual a $d/4$.

Si el sedimentador tiene las siguientes dimensiones:

h = 1.25 y

a = 1.30 m

Suponiendo un $F = 0.03$ escogido entre el factor recomendado.

Se calcula los valores para distintas velocidades y diámetros de orificios con una viscosidad de 0.008 cm²/seg así:

$$G = \sqrt{\frac{0.03 \times 15}{0.008 \times 8 \times 10/4}}$$

$$= 25.15$$

Se sigue calculando para los otros valores obteniendo los siguientes resultados:

Diámetro cm	5	10	10	12	12	12
Velocidad cm/s	15	20	18	15	18	20
Gradiente S ⁻¹	35.2	30.7	33.0	22.96	30.2	35.3

Se observa que a medida que se aumenta el diámetro del orificio disminuye el gradiente para la misma velocidad.

Para mantener el gradiente deseado en este caso 35.0 seg⁻¹ se debe escoger

d = 5 cm y una velocidad 15 cm/seg.

El flujo por orificio será:

$$\Pi \times d/4 \times V =$$

$$\Pi \times 5^2/4 \times 15 \text{ cm/seg} =$$

$$0.294 \text{ lit/seg}$$

Para el caudal de 5 lit/seg el número de orificio es $5 \text{ lit/seg} / 0.294 \text{ lit/seg} = 17.24$ agujeros. Se harán 18 agujeros en el área de 2 m x 3 m igualmente espaciados.

ZONA DE SALIDA

Dentro de la variedad de estructuras de salida se escoge un vertedero de rebose en el que no deben haber zonas muertas, para evitar la posibilidad de arrastre. La zona de salida tiene un deflector de viento que penetra a poca profundidad y que tiene la función de evitar el oleaje y el arrastre de floc hasta las canaletas. Se usarán orificios en la salida para no crear distorsión de las líneas de flujo que serán ubicadas a lo largo de la canaleta, que ayudaran a mantener el nivel de agua en la canaleta, de 5 a 10 cm.

EVACUACION DE LODOS

Los lodos que se producen en el sedimentador constituyen entre el 60 y el 70% de los sólidos totales. Los lodos pueden extraerse de dos formas: en forma periódica, o en forma continua. Los sedimentadores producen entre el 2 y el 4% del caudal que se procesa; el flujo de lodos de una planta no puede ser mayor del 5% pero hay casos en que es mayor. El volumen del lodo se concentra en el fondo de los sedimentadores.

La extracción de lodos se hará por medio de una bomba sumergible.

13.6 DISEÑO DEL FILTRO

Los filtros rápidos convencionales esencialmente constan de un tanque rectangular de concreto de 3.5 a 5 m de profundidad total, en el cual se coloca un lecho de arena y grava sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa de la parte superior del tanque cuya profundidad se suele hacer de 0.5 a 2m, a los drenes del fondo, atravesando el medio filtrante. Como al cabo de cierto número de horas de servicio el filtro se obstruye, se hace necesario lavarlo invirtiendo el sentido del flujo, por medio de agua que se inyecta a presión en los drenes y se recoge en las canaletas de lavado colocadas sobre la superficie de la arena. Esta operación dura de 5 a 15 minutos después de la cual el filtro vuelve a su operación normal.

Los mas importantes parámetros por considerar en el diseño de los filtros son:

1. Medio Filtrante
2. Rata o velocidad de filtración
3. Profundidad de la capa de agua sobre el filtro
4. Formas de lavado del filtro
5. Sistemas de recolección de agua de lavado
6. Sistema de drenaje
7. Sistema de control de los filtros
8. Configuración de los filtros

13.6.1 Medio Filtrante. Los más comunes son arena, antracita y granete.

El medio filtrante a utilizar será arena, con una profundidad convencional $L = 0.6$ a 0.75 m, entonces la combinación de estas características configura lo siguiente:

Convencional $E = 0.45$ a 0.55 mm
 $L = 0.6$ a 0.75 m

La arena que se usa en los filtros rápidos es de menos de 2 mm de diámetro y está compuesta de material silíceo con una dureza de 7 en la escala de MOH y un peso específico no menor de 2. Deberá estar limpia, sin barro ni materia orgánica, y no más del 1% podrá ser material laminar o micacea.

La experiencia indica emplear arena fina, con coeficiente de uniformidad entre 1.50 y 1.20 y tamaño efectivo entre 0.40 y 0.70 con preferencia entre 0.45 y 0.55. No más del 1% debe ser mayor de 2 mm o menor de 0.3 mm. La profundidad del lecho se hace entre 0.6 y 0.75 m.

Baylis considera que la longitud de la cámara de filtración puede establecerse a partir del tamaño efectivo del medio filtrante, así:

$$t = KE$$

t = Período de servicio o cámara del filtro

E = Tamaño efectivo

K = Constante que depende de las características del floc.

n = Exponente aproximadamente igual a 2

13.6.2 Rata de filtración o carga superficial. Aunque se tiene como rata normal de filtración de 2 gpm/p2 (117.5 m³/m²/d) no es el mas óptimo.

La tabla 13.11 muestra la comparación de los filtros rápidos y las diferentes ratas de filtración.

13.6.3 Profundidad de la capa de agua sobre el filtro. Tradicionalmente los filtros se construyen con capas de agua de 1.40 a 1.80 m para evitar presiones negativas en el filtro.

13.6.4 Lavado del filtro. El lavado debe hacerse cada vez que la pérdida de carga es igual a la presión estática sobre el fondo del lecho o la calidad del efluente desmejore. La mayoría de los problemas del filtro se originan en un lavado deficiente, incapaz de: a. Desprender la película que recubre los granos del lecho. b. Romper las grietas o cavidades en donde se acumula el material que trae el agua y c. Transportar el material desde el interior del lecho hasta las canaletas del lavado.

Como se aprecia en la tabla 13.12 existen diversas maneras de ejecutar el lavado que se aplica según el tipo del medio filtrante empleado.

En general con arena fina sola (TE = 0.45 - 0.55 mm) o arena fina y entracita, se debe usar exclusivamente lavados con agua tanto ascendente como auxiliares.

Es necesario introducir un sistema auxiliar para aumentar los gradientes de velocidad, los cuales pueden ser:

1. Lavado superficial con agua
2. Lavado con aire

El lavado auxiliar con agua es el mas corriente y puede hacerse de tres formas distintas:

- Con brazos rotatorios superficiales
- Con rociadores fijos superficiales
- Con rociadores rotatorios superficiales.

De los tres, el sistema con brazos rotatorios superficiales tiene la ventaja de ser el mas económico en el uso del agua, pues la aplica en forma concentrada solamente sobre el área por donde se desplazan los brazos. Estos brazos se colocan a unos 0.05 a 0.075 m de altura sobre la superficie del lecho filtrante y están diseñados de tal forma que el par producido por los chorros que salen de los brazos en sentido opuesto es el que los mueve. Requiere para trabajar una presión de 30 a 40 m y usan unos 30 a 80 L/min/m². Para utilizarlos se vacía el filtro hasta dejar unos 30 cm de capa de agua y se inicia el lavado superficial, el cual se continua por unos o varios minutos. Suspendido este se produce una expansión de un 15% a 25%, para arrastrar todo el material que se ha desprendido en el proceso anterior.

Para aplicar el agua de lavado, este flujo puede provenir de un tanque elevado, un sistema de bombeo u otros filtros trabajando en paralelo.

En el caso del tanque elevado se debe construir: a. sobre una colina vecina, cuando la topografía lo permita, b. sobre estructuras metálicas y c. sobre el edificio. Puede ser metálico o de concreto reforzado. La elección de uno u otro tipo debe hacerse en base a consideraciones económicas. Lo mas barato es construir tanques de concreto sobre colinas adyacentes, cuando esto es factible. Hay que tener en cuenta que el sitio donde se construye el tanque de lavado debe quedar lo mas próximo posible a los filtros, para evitar consumo exagerado de energía en el transporte del agua.

a. Capacidad del tanque. Cuando se usa lavado superficial, hay que tener en cuenta también el consumo de agua ocasionado por esta operación. Por tanto el volumen del tanque se calcula:

$$V_c = A(te q_a + te' q_a^1)^3$$

de donde:

A = Area del filtro

te = Tiempo de lavado superficial

te' = Tiempo de lavado ascensional

q_a = Rata de flujo del lavado superficial

q_a¹ = Rata de flujo de lavado ascensional

b. Llenado del tanque. La capacidad del equipo q_b debe ser igual a :

$$q_b = V_c/t_b$$

donde:

t_b = Tiempo en que se bombea el V_c . Este tiempo depende del número de lavados que se quiera realizar por día.

13.6.5 Sistema de Recolección del agua de lavado. Para recoger el flujo ascendente durante el lavado, debe diseñarse un sistema de recolección. Este sistema puede consistir de:

- Un canal principal y canaletas laterales.
- Un canal principal solo, el cual es el más utilizado, ya que disminuye la altura de la caja del filtro.

Se acostumbra dejarles a las canaletas una pendiente del 2 al 5% en el fondo, para ayudar al transporte del material sedimentable. La distancia entre bordes adyacentes no se hace mayor de 2 m para distribuir mejor el flujo y de 1 m entre los bordes y las paredes del filtro. Las formas de las canaletas varían según el material de que están hechas y la longitud. En la figura 13.12 se presentan algunos esquemas.

El borde del canal se utiliza para el rebose del agua, y el filtro se diseña alargado, de modo que no haya ningún punto de la superficie filtrante que quede horizontalmente a más de 3 m de la cresta del vertedero. La ventaja de evitar canaletas laterales es que se evitan las obstrucciones creadas por éstas. Por lo general se calculan para 20 a 40% más del gasto teóricamente necesario.

Existen gran variedad de fórmulas para estimar el caudal. Camp halló la siguiente expresión:

$$Q = 82.5 W h_o^{3/2}$$

donde:

Q = Gasto dado por la canaleta, en m³/min

W = Ancho de la canaleta, en m

h_o = Máximo nivel de agua en la canaleta, en m

Cuando las secciones de la canaleta no son rectangulares, se puede emplear la misma fórmula y calcular las secciones de área equivalentes.

La altura desde la superficie del lecho hasta el plano de rebose puede ser igual a la expansión máxima del lecho (20-50%), mas un borde libre no menor al valor H total de la canaleta, para evitar que se pierda el medio filtrante durante el lavado. Esta altura varía por eso entre 40 cm y 75 cm.

13.6.6 Sistema de drenaje. El objeto de los drenes que se colocan en el fondo del filtro es doble:

1. Recolectar y extraer el agua filtrada
2. Distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante.

Los sistemas de drenaje se pueden clasificar en tres tipos. El escogido es por medio de tuberías.

Tuberías perforadas para trabajo con grava: Es el sistema más antiguo de drenaje de los filtros. Se fabrica en tuberías de PVC para evitar la corrosión. Consiste en una tubería principal o matriz, a lado y lado de la cual se le pegan una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios debe ser del 0.2 al 0.33% del área filtrante y el

diámetro de cada uno varía entre 6.5 y 15.8 mm, colocados a distancias entre 7.5 y 25 cm unos de otros. La distancia entre laterales es de 20 a 30 cm centro a centro y las perforaciones forman 30 a lado y lado de la vertical. La altura de los tubos sobre el fondo del filtro debe ser de 3.5 cm. La relación de longitud de los laterales a su diámetro no debe exceder de 60. Por eso, para una longitud de 1m se usa $\phi = 2"$; para 1.5 m $\phi = 2 \frac{1}{2}"$; para 2 $\phi = 3"$ y para 2.5 m $\phi = 3"$.

Las tablas 13.13 Y 13.14 suministradas por Azebedo Netto, facilitan notablemente el diseño de este tipo de drenes, el cual se usa solo para el lavado con agua.

13.6.7 Configuración de los filtros. Todo filtro convencional tiene por lo menos uno de sus lados descubiertos, junto al cual va la galería o pasadizo, donde están colocados los tubos y válvulas. En la galería debe haber espacio para los siguientes elementos:

- a. Tubo del afluente con su válvula
- b. Tubo del efluente con su válvula
- c. Tubo de lavado, con su válvula
- d. Tubo de drenaje y su válvula
- e. Tuberías para el lavado superficial

a. Conducto del Afluente. Es el que conecta el sedimentador con el filtro y puede ser canal o tubo. El flujo debe ir por escurrimiento libre y una velocidad de 0.3 y 0.6 m/s. El nivel del agua en el filtro queda así fijado por el nivel de salida en el sedimentador; ya que si tiende a bajar la carga

de agua en el filtro pasa mas desde el sedimentador hasta establecer el nivel primitivo, siempre y cuando el nivel primitivo sea constante.

b. Tubo del efluente. Es el que conecta los drenes del filtro con el tanque de almacenamiento o de aguas claras.

c. Tubo de lavado. Es el que conecta los drenes del filtro con el tanque de lavado. Generalmente es de mayor diámetro, por cuanto la cantidad de agua que tiene que pasar por el durante los 10 o 15 minutos de lavado es relativamente grande y la pérdida de carga permisible relativamente pequeña. El agua del lavado tiene que aplicarse a una rata constante facilmente controlable. La velocidad en el conducto o tubo de lavado puede estar entre 1.5 y 3.6 m/seg.

d. Tubo de drenaje. Es el que conecta las canaletas con el desagüe de la planta. El objeto es el de extraer el agua de lavado.

Los diámetros recomendados por Azevedo Netto se dan en las tablas 13.15 Y 13.16.

13.6.8 Cálculos. El diseño se hará para un filtro rápido convencional ya que el agua a tratar ha sido previamente coagulada, floculada y sedimentada.

Según los parámetros explicados con anterioridad se escoge lo siguiente:

- Tanque rectangular de concreto de 3000 psi.
- Lecho filtrante de arena y grava con una profundidad de:

Arena: 0.6 m

Grava: 0.3 m

- Tamaño efectivo de:

Arena: 0.55 mm

Grava: 3 mm a 19 mm

Basados en la tabla IX- se tiene que la rata o carga superficial de filtración es $(1.5 \text{ gpm/p}^2) = 5 \text{ m}^3/\text{d}$. La profundidad de la capa del agua sobre el filtro será de 1.40 m.

El lavado del filtro se hará con brazos rotatorios superficiales, se colocaran a 0.05 m de altura sobre la superficie del lecho filtrante. La velocidad de lavado = 0.8 m/min. La pérdida de carga es de 30 cm hasta 2.7 m máximo. La tubería que conduce el agua del lavado superficial tiene una velocidad de:

$$V = 1.2 \text{ m/seg}$$

$$A = Q/A = \frac{\Pi d^2}{4}$$

$$Q = 110 \text{ m}^3/\text{día} = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg}$$

d = Diámetro de la tubería

$$\frac{\Pi d^2}{4} = \frac{1.33 \times 10^{-3}}{1.2}$$

$$d = 3.75 \text{ cm} = 1.47 \text{ pulg}$$

Se estandariza con una tubería de diámetro nominal de 1 ½ " sch 40, tienen las siguientes dimensiones:

$$\text{Diámetro interior} = 40.9 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de pared} = 3.68 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro exterior} = 48.3 \text{ mm}$$

Para hallar el área del filtro se tiene:

$$\text{Capacidad} = 110 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Rata de filtración} = 87.5 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$A = 110/87.5 = 1.3 \text{ m}^2$$

donde:

$$A = \text{Area del filtro.}$$

Debido a que el área mínima de un filtro de arena es de 2.5 m² se tomará como la dimensión del proyecto.

Entonces las dimensiones son = 2 m x 1.25 m

$$\text{Largo} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 1.25 \text{ m}$$

El gasto de lavado =

$$Q = 0.8 \text{ m}^3/\text{min} \times 2.5 \text{ m}^2 = 2 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{más 30\% recomendado} = 2 \times 1.3 = 2.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

CALCULO DE LA CANALETA RECTANTULAR

$$Q = 82,5 \text{ W ho}^{3/2}$$

$$\text{ho recomendado} = 40 \text{ cm}$$

$$W = \frac{2.6}{82.5(0.4)^{3/2}}$$

$$W = 12.5 \text{ cm}$$

La altura del lecho filtrante total = 0.90 m.

Sistema de Drenajes. Se fabricará en tuberías de plástico para evitar la corrosión. Consiste en una tubería principal a lado y lado de la cual se pegan una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios será el 0.2% del área filtrante y el diámetro de cada uno será de 6.35 mm (1/4"). Según la tabla 1x-12 la distancia entre ellos es de 7.5 cm. La distancia entre los laterales es de 20 cm centro a centro y las perforaciones forman 30° a lado y lado de la vertical.

La altura de los tubos sobre el fondo del filtro debe ser de 3.5 cm; para una longitud de los laterales de 90 cm se coge una tubería de 2 pulg. Según la tabla el número de orificios es de 66 por m², por lo tanto el número de orificios es igual a 2.5 x 66 = 165 orificios en total y el gasto por orificio es 0.23 L/seg, por tanto el gasto total es igual a 0.23 x 165 = 37.95 L/seg.

De la tabla 1x-13 se toman los datos para el diseño de la tubería principal del dren para filtros, el cual para un área de 2.5 m² de filtros, el gasto total 38 L/seg, el diámetro de tubería = 200 mm (8"), la velocidad en el tubo = 1.21 m/seg.

Sistema de control del filtro. Se hará con rata constante con control a la entrada por medio de orificios. Este es un sistema muy simple para mantener el flujo constante. El orificio de la canaleta se calcula:

$$Q = 110 \text{ m}^3/\text{día} = 1.27 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg}$$

A = Area del orificio

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{1.27 \times 10^{-3}}{0.6}$$

$$d = 50 \text{ mm}$$

d = diámetro del orificio

Para evitar que al inicio de la carrera de filtración cuando la pérdida de carga es mínima, el filtro se vacie y quede el lecho permanentemente expuesto al impacto del agua, puede diseñarse un pozo general de recolección de agua filtrada, con la salida en la parte superior, de modo que se conserve siempre sobre el filtro un nivel mínimo h. como se muestra en la figura 1x-37. En filtros de este tipo, el nivel del agua en la caja del filtro va aumentando con el tiempo desde A hasta B y el lavado se hace cuando llega a este límite. Este tipo de control es aplicable a nuestro sistema ya que la profundidad de la capa de agua es de 1.4 m, permitiendo la variación del nivel del agua en la caja del filtro.

Configuración de los filtros. Para el diseño de filtros convencionales de rata constante debe tener un lado descubierto, junto al cual esta la galería donde están colocados los tubos y válvulas.

El conducto del afluente. Se hará un canal del sedimentador al filtro, el cual tendrá un orificio de 50 mm de diámetro para permitir un flujo constante de entrada al filtro.

Tubo del efluente. Esta tubería del drenaje de aguas claras a la bahía tendrá un diámetro según la tabla 1x-15. Para un área de filtro de 2.5 m² se tiene un diámetro de 75 mm (3").

El tubo de lavado. Es el que conecta los drenes del filtro con el tanque, generalmente es de mayor diámetro, por cuanto la cantidad de agua que tiene que pasar por él durante los 10 a 15 minutos del lavado es relativamente grande y la pérdida de carga permisible relativamente pequeña, la velocidad en el conducto o tubo de lavado es de 1.50 m/seg, el diámetro según la tabla 1x-15 es 125 mm (5").

Tubo de drenaje. Conectará la canaleta con el floculador. El objeto es extraer el agua de lavado, se conecta con el floculador para remover las partículas de suciedad, el diámetro será de 200 mm (8").

En la mesa de operación de filtros serán colocados las llaves de las válvulas de control del filtro, estas son: afluente, desagüe, lavado superficial, efluente, agua de lavado.

Las válvulas serán de acción mecánica las cuales se operan directamente en la galería del filtro, lo que resulta muy económico: las válvulas deben permitir la colocación de vástagos de extensión.

Todas las tuberías serán de hierro fundido ya que soportan mayor conexión con extremos bridados.

Las válvulas serán de compuertas en hierro maleable con extremos bridados y su operación será con rueda de mango o extensión con rueda de mango, según el caso.

Para el diámetro de las tuberías no se tuvo en cuenta las pérdidas por fricción ya que las distancias recorridas por las aguas son pequeñas. El tanque de lavado debe tener la capacidad de suministrar el caudal necesario para el lavado superficial y el ascensional.

13.7 TRATAMIENTO DE LODOS

Se tratarán los lodos provenientes del sedimentador secundario por medio de un secado al aire. Este sistema se seleccionó debido a los siguientes factores que favorecen su utilización:

Es un sistema económico ya que se cuenta con disponibilidad de terreno, las condiciones climáticas son favorables (clima caluroso), las características de los lodos con pretratamiento reduce el secado en un 50%; siendo además posible aplicar los lodos con mayores espesores para el diseño del lecho de secado de lodos determinaremos la producción de ellos, y de esta forma proyectar correctamente las instalaciones.

Se considera que el tiempo de detención será de 10 a 15 días para conseguir una humedad del 60%, la cual es una condición de secado suficiente para poder ser paleado.

La producción de lodos está dada por:

$$\frac{\text{Volumen de proyecto}}{\text{día}} = 1.2 \times \text{volumen por días calculados}$$

$$\text{Volumen/día} = 91 \text{ m}^3/\text{día} \times 1.2 \approx 110 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Sólido seco} = \frac{\text{eficiencia del sedimentador} \times \text{SS (kg/ m}^3) \times \text{Volumen (m}^3)}{\%/100}$$

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} = 0.7 \times \frac{133.46 \text{ gr/m}^3}{10^3 \text{ gr/kg}} \times 110 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} = 10.28 \text{ kg/día}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodo}}{\text{día}} = \frac{\text{Sólido seco / día}}{\text{peso específico del agua residual} \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times \text{concentración de sólidos} \%/100}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodo}}{\text{día}} = \frac{10.28 \text{ kg/día}}{1.03 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.06}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodo}}{\text{día}} = 0.17 \text{ m}^3/\text{día}$$

El lecho se diseñará para un secado de 15 días, por lo tanto se harán dos secciones, de tal forma que cuando uno se esté secando durante los días señalados, el otro se esté llenando y cuando se haya completado el secado del primero pudiendo palearse, la segunda sección esté llena y lista para el secado y se comienza a llenar la primera. Con este sistema de alternación se puede calcular el volumen de lodo por sección.

$$V = \frac{\text{Volumen de lodo}}{\text{día}} \times \text{número de días}$$

$$V = 0.17 \text{ m}^3/\text{día} \times 15 \text{ días}$$

$$V = 2.55 \text{ m}^3$$

Para el diseño de cada sección de secado se tomará una capa de 30 cm para extender el lodo, lo que dará un área de:

$$\text{Volumen} = \text{área} \times \text{espesor}$$

$$\text{Area} = 2.55 \text{ m}^3 / 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 0.5 \text{ m}^2$$

O sea, que se pueden hacer dos secciones de 4.25 m de largo y dos de ancho.

El lecho se construirá abierto y con acceso para que el lodo seco pueda ser removido y llevarse a un vertedero como relleno o utilizarlo como fertilizante.

Los lechos de lodos estarán equipados con tubos porosos laterales de drenaje y el cual puede ser de tubería de gres con las puntas abiertas. Estos tubos deberán cubrirse con grava y arena con un coeficiente de uniformidad de 4 y tamaño efectivo de 0.3 a 0.75 mm y la grava debe estar entre 3 y 25 mm. La distribución estará hecha de la siguiente forma:

Las tuberías de conducción de los lodos hacia el lecho deben diseñarse con una velocidad de por lo menos 0.75 m/s en tubería de fundición de hierro. Para desviar el caudal del lodo hacia todo el lecho se colocará en la salida del lodo unas placas para repartirla y evitar salpicaduras que erosionen la arena.

Los lodos provenientes del separador API y del sedimentador primario se le hará inicialmente un espesado por gravedad. Este procedimiento se hará en un tanque de diseño similar a un tanque de sedimentación convencional, donde utilizaremos un tanque circular. El lodo diluido se conduce a una cámara de alimentación central y a continuación sedimenta y se compacta, extrayéndose el fango espesado desde el fondo del tanque por medio de mecanismos convencionales. El flujo del sobrenadante producido es retornado al tanque de sedimentación primaria. El lodo espesado, al cual se le redujo su volumen en una quinta parte, será enterrado donde exista un buen drenaje y que no produzca la contaminación del agua subterránea.

A continuación calcularemos la cantidad de lodo producida en el sedimentador primario y el separador API, para proyectar correctamente el tanque de espesado y el terreno de relleno.

Cálculo de los lodos del sedimentador primario. Eficiencia = 50%

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} \times 0.5 \times \frac{266,92 \text{ gr/m}^3}{10^3 \text{ gr/kg}} \times 1.03 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} = 13.75 \text{ kg/día}$$

$$\text{Volumen de lodo del sedimentador primario} = \frac{13,75 \text{ kg}}{1.03 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.06}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodos}}{\text{día}} = 0,22 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Cálculo de lodos del separador API. Eficiencia 30%

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} = 0.3 \times 1025 \frac{\text{gr/m}}{10^3 \text{gr/kg}} \times 6 \text{m}^3 / \text{día}$$

$$\frac{\text{Sólido seco}}{\text{día}} = 1.85 \text{ kg}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodo}}{\text{día}} = \frac{13,75 \text{ kg}}{10,3 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.06}$$

$$\frac{\text{Volumen de lodos}}{\text{día}} = 0,03 \text{ m}^3 / \text{día}$$

MANEJO DE LOS LODOS

Las conducciones de lodos no deben ser menores de 150 mm de diámetro y no necesitan ser mayores de 200 mm. Como la extracción de los lodos es por gravedad el diámetro utilizado será de 200 mm y se colocarán conexiones para limpieza en T dotadas de bridas ciegas en lugar de codos. Además se instalarán un número alto de conexiones para mangueras en la tubería para hacer limpiezas y eliminar las obstrucciones.

Debido a que las distancias de recolección de lodos son pequeñas, las pérdidas por fricción son bajas y no hay dificultad en procurar un alto factor de seguridad.

13.8 PRESUPUESTO DEL SISTEMA FISICO QUIMICO

Construcción del tanque en PRFV.	\$
Capacidad: 5 m ³ (tanque, soporte, válvulas de fondo, nivel de líquido, manhole)	2.000.000
Construcción del separador de Aceite API. Capacidad: 1.7 m ³ (limpieza, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, tubería de la columna de aceite, impermeabilización, relleno interno)	550.600
Construcción del sedimentador primario. Capacidad : 7 m ³ (limpieza, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, repello interno, impermeabilización).	1.554.500
Construcción del floculador y mezclador. Capacidad: 9 m ³ (motorreductor del mezclador, tanque del mezclador, válvula dosificadora, limpieza, excavación, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, repello interno, impermeabilización, paletas, eje, motorreductor, cojinetes de fricción).	23.350.000

Construcción del sedimentarios secundario. Capacidad : 8.5 m3 (limpieza, perfilación del terreno, excavación, compactación, cimentación, muros, repello interno, impermeabilización, sistema de remoción de lodos)	2.535.000
Construcción del filtro convencional rápido de arena. Capacidad: 7.5 m3. (limpieza, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, grava, arena, canaleta, tubería y accesorios, válvulas)	1.720.000
Valor total de equipos	31.710.200
Redes de tuberías, bombas y válvulas	4.920.000
Sub total	36.630.200
Montaje y puesta en marcha	3.000.000
Administración (9%)	3.566.718
Imprevistos (9%)	3.566.718
Utilidad (7%)	2.774.114
SUB TOTAL	49.537.750
IVA sobre utilidades (16%)	443.858
SUB TOTAL	49.981.608
Transporte	1.000.000
Valor total de la propuesta	50.981.608

14. ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Como una alternativa de tratamiento se presenta un sistema biológico basado en el método SAMM - Sistema Anaeróbico Múltiple Mixto - desarrollado por el profesor Niemczynowicz (1991) Suecia. Los principales criterios de este método son: fácil adaptación a cualquier tamaño, producir efluente sin afectar el equilibrio ecológico, creando lo que se conoce como cambio de paradigma, pues se convierte en una solución económicamente efectiva.

14.1 SISTEMA ANAEROBICO MULTIPLE MIXTO - SAMM.

Es un proceso para tratamiento de agua residual orgánica, ya sea esta doméstica, municipal o industrial; con el objeto de lograr una degradación controlada de la materia orgánica para obtener un agua compatible con la de cuerpos naturales de agua. Es un sistema de etapas consecutivas adaptándose así a las fases consecutivas del proceso natural de descomposición anaerobia de la materia orgánica.

La primera etapa está basada en los principios mecánicos de sedimentación, flotación y retención; por el uso de trampas de grasas rejillas para separar el material no biodegradable.

La segunda etapa se basa en los principios de lodos activados; mediante un digestor anaeróbico de baffles, para lograr las fases de hidrolización y acidulación del material orgánico con la correspondiente retención de sólidos biodegradables, durante mas tiempo que el material orgánico presente en forma disuelta o coloidal.

La tercera etapa se basa en los principios de los filtros percoladores mediante un filtro percolador anaeróbico, para lograr la fase de metanización ó descomposición final de la materia orgánica carbonosa.

En su cuarta etapa se basa en los principios de las lagunas de estabilización; mediante un filtro fitopedológico facultativo, para lograr parcialmente la remoción final de nutrientes y tóxicos a niveles aceptables. La figura No. 14.1 muestra el esquema del sistema SAMM.

14.1.1 Ventajas del sistema SAMM. Se pueden destacar:

- Remoción del 80% de la carga orgánica medida en concentración de DBO5, SST, tal como lo exige el decreto 1594/94.
- Confiabilidad del sistema a variaciones de concentraciones o de caudal de más del 50% del promedio de diseño, esta resistencia del sistema, se debe al efecto autocompensatorio de la eficiencia de los diferentes elementos.
- Automaticidad de la operación. Sin consumo de energía externa ni del uso de piezas mecánicas por ser biológico.

Esto significa economía, flexibilidad de aplicación a soluciones individuales o colectivas de cualquier tamaño. Poquísima producción de lodo estabilizado, lo que hace el mantenimiento muy económico.

La vida útil del sistema es indefinida. Si la operación se interrumpe puede reiniciarse. Ocupa muy poco espacio; sus elementos pueden adaptarse a las diferentes condiciones topográficas del terreno.

Todas sus partes se instalan bajo el nivel del suelo, sin generar contaminación visual, y no hay emisión alguna de olores.

Todo lo anterior redundará en menores costos de instalación, operación, y consecuencia de tratamiento de conducción.

14.2 FUNDAMENTOS GENERALES DE DISEÑO PARA DIGESTORES BIOLÓGICOS

El complejísimo conjunto de procesos físicos, químicos y biológicos que se llevan a cabo en un digestor biológico, dependen entre sí en forma interactiva de aspectos tales como:

- Tiempo de tránsito (o retención hidráulica t) que es el tiempo que transcurre en transitar un caudal a través de un digestor cuyo flujo es continuo.
- Concentración inicial de la materia orgánica biodegradable en el agua que entra.
- Tipo de sustrato orgánico, o sea la mezcla y proporción de los diferentes compuestos químicos biodegradables o no, que están contenidos en el agua residual en proceso de descomposición y estabilización, y el régimen de variación de dichas mezclas.

La eficiencia de remoción se puede hallar de la siguiente forma:

$$E = 100 (1 - K/tm)$$

donde:

E = Eficiencia de remoción del digestor

t = Tiempo tránsito hidráulico

K = Coeficiente característico del afluente

m = Coeficiente característico del digestor

donde $K = f (c_0, P, \sigma C_0, \sigma \theta, c)$

K = Coeficiente de caracterización del sustrato en cuanto su concentración orgánica al digestor, composición química del sustrato, variabilidad de la concentración y del caudal, grado de descomposición del digestor.

C_0 = Concentración orgánica del afluente

P = Módulo de caracterización del sustrato en cuanto contenido de nutrientes tóxicos, compuestos orgánicos y ácidos grasos, sólidos sedimentables.

σ_{Co} = Variación o amplitud de la oscilación horaria de la concentración orgánica del afluente.

σ_{θ} = Variación o amplitud de la oscilación horaria del caudal de la fuente.

c = Concentración orgánica del afluente

La anterior ecuación está dada para las condiciones estables, esto es, que la colonia bacteriana o biomasa activa haya llegado a su nivel de equilibrio dentro del digester. Los límites de esta ecuación son:

Para t , tiempo de tránsito hidráulico hay un límite mínimo y máximo para t característico de cada digester. Se puede suponer un t deseable, t_{de} .

Para m , el coeficiente característico del digester, si aumenta su valor aumenta su eficiencia. m debe estar dentro de ciertos límites prácticos y óptimos que resulta de conjugar criterios económicos con técnicos (buen diseño hidráulico, la concentración de biomasa, buenas condiciones ecológicas).

Para K , el coeficiente característico del sustrato de digestión, independientemente del tiempo de tránsito disponible y la configuración del digester dado, si su valor aumenta la eficiencia disminuirá; por tanto factores relacionados con el sustrato (déficit de nutrientes, bajo nivel de pH, variaciones de caudal, etc) significa un mayor K . K aumenta respecto a

la concentración C_0 , pero hay un C_0 intermedio que determina una eficiencia óptima y un K mínimo.

El sistema SAMM que consta de varios digestores para ofrecer las mejores condiciones y llevar a cabo el proceso de digestión anaeróbica, los cuales se suceden secuencialmente en fases diferentes. El sistema SAMM es un proceso constituido por secuencias de procesos unitarios que corresponden a la secuencia natural de los fenómenos que intervienen en la degradación orgánica carbonosa por la vía anaeróbica. Estas reacciones se muestran en la figura 14.2.

Cada proceso unitario se lleva a cabo en un digestor cuya configuración toma en cuenta el proceso general de degradación, la descripción del sistema del SAMM se puede observar en la tabla 14.1.

Es importante anotar que el SAMM es un sistema de flujo permanente, variable de tipo pistón, por esto debe evitarse turbulencia que altere las condiciones ecológicas de las bacterias.

El SAMM depende para su correcto funcionamiento del adecuado comportamiento biológico de las colonias bacterianas, es indispensable que adquieran un grado de crecimiento que las equilibre con el sustrato del cual se alimenta, este período de equilibrio se conoce como proceso de iniciación.

SAMM (Sistema anaeróbico múltiple mixto) cuyo diseño se basa en:

- a. Volumen del digestor : V
- b. Eficiencia de remoción : E
- c. Uniformidad de E a períodos cortos en que el caudal sea muy alto y dadas las condiciones de flujo en pistón del sistema.

Con la ecuación general de eficiencia para los digestores biológicos, se tiene un modelo que relaciona estos parámetros. Donde:

$$E_c = \frac{(C_o - C_i)100}{C_o} \quad (\text{formula 2})$$

Es la eficiencia del digestor "i" cuyo afluente tiene una concentración orgánica C_o y cuyo efluente tiene una concentración C_i , y

$$E_i = \frac{V_i}{Q} \quad (\text{formula 3})$$

Es el tiempo del tránsito del flujo a ser procesado a través del digestor "i", en donde el volumen de digestión del digestor es V_i , y el caudal uniforme del flujo a través del digestor es Q .

A partir de las formulas (1), (2) y (3) se obtiene:

$$\frac{C_o - C_i}{C_o} = 1 - \frac{k}{(V_i/Q)^m}$$

y resolviendo para C_i , se tendrá:

$$C_i = \frac{C_o - C_o (1 - k)}{(V_i/Q)^m} = \frac{C_o - C_o (1 - k)}{t_i^m}$$

En la formula (3) $t_i = V_i/Q$, es el tiempo real que dado el volumen real V_{ri} , tarda el flujo, de caudal Q , en pasar por dicho digestor. Este tiempo real se denomina "tiempo espacial de tránsito" y se designa con θ , entonces

$$\theta = V_{ri}/Q.$$

Entonces si T_i es el tiempo de tránsito de diseño, t_d de un digestor "i" y cuyo valor estará dentro del rango permisible para t , escogido muy cercano al t de "deseable" para dicho digestor, t_d es el tiempo de tránsito de diseño, habrá de ser muy cercano a θ , el tiempo real o espacial determinado por el volumen del digestor, o sea

$$t_d = \theta$$

Siendo un factor que podrá oscilar dentro de un rango muy pequeño alrededor de la unidad, algo como 1.02 a 0.98.

Además, $t_d = t_{de}$ y también

$$t_{\min} < t_d < t_{\max}$$

La ecuación puede reescribirse así: $c_i = C_o - C_o (1 - k/Qm)$

Para el caso del SAMM basándose en las experiencias de Restrepo y Herrera (1988) y en el comportamiento satisfactorio de muchísimos SAMM en funcionamiento (más de 2000) diseñados con estos criterios entre 1984 y 1990, se puede observar que no se puede considerar un t_d independiente del substrato, solamente considerando la configuración "práctica" del digestor. Es preciso además, identificar un rango de concentración del afluente C_o , para el cual, y para cada configuración de digestor habrá un rango posible para t_d ; k es en cierto modo función de t , se tendrá que para cada t_d escogido habrá un k propio y además característico para un cierto substrato.

En la tabla 14.2 se ofrece simultáneamente valores para t y para el k correspondiente a ese t , para el caso de un substrato de agua residual “típica” y correspondiente a las concentraciones medias de los rangos de concentración orgánica del afluente, respectivas.

En la tabla 14.2 se sugieren los valores para t y k en los rangos que se han observado válidos para los digestores del SAMM y para un substrato “típico” de agua residual orgánica. Los aspectos de caracterización mas sobresalientes de este substrato típico serían los siguientes:

a. El efluente de la concentración de material particulado en el afluente X_o , expresado en sólidos suspendidos totales SST, en mg/Lt, dividida por la concentración orgánica del afluente, C_o , expresada en DBO5 tot en mg/Lt : X_o/C_o , debe estar dentro del siguiente rango:

$$0.05 < X_o/C_o < 3$$

b. El pH del medio deberá estar dentro del siguiente rango: $6 < \text{ph} < 9$

c. El contenido de Nitrógeno orgánico total (NKT), deberá estar dentro del siguiente rango: $20 \text{ mg/Lt} < \text{NKT} < 800 \text{ mg/L}$

d. El contenido de celulosas como proporción de los sólidos suspendidos totales, no debe sobrepasar un 20%.

e. Las variaciones horarias de caudal o de concentración durante un día deberá tener un coeficiente de variación, V , inferior al 200%.

f. Deberá haber un contenido mínimo de iones Ni, Co y Fe aparte de otros nutrientes como N y P, todos los cuales normalmente se encuentran en el agua residual. Igualmente deberá tener un bajo contenido de tóxicos y elementos recalcitrantes o de difícil digestión biológica.

Podrá hacer substratos industriales que también caigan dentro de estas caracterización "típica".

El coeficiente característico de configuración m de un digestor que compone el SAMM, está ligado a la configuración real de cada digestor. De ahí que:

1. El dimensionamiento en cuanto a proporciones y limitaciones dimensionales y de forma que caracterizan su funcionamiento hidráulico.
2. Las condiciones ecológicas
3. El origen de su colonia bacteriana o inóculo, sean aspectos que deban cumplirse cuidadosamente para obtener una configuración "práctica", para lo cual va ser válida la aplicación de los valores de m sugeridos en la tabla 14.3.

El medio de anclaje en el lecho de filtro fitopedológico es piedra triturada angulosa o piedra redonda.

El material que crece sobre el lecho es parte fundamental de la configuración del lecho fitopedológico del SAMM. Los aspectos recomendados serán aquellos que no fijan nitrógeno en el suelo y aquellos que no tengan sistemas radiculares densos, el material vegetal debe recibir buena luz y deberá podarse periódicamente. Las plantas están sembradas

sobre un manto de humus, separado del lecho por una membrana de plástico con orificios para permitir el paso de las raíces, mas no el del humus, hacia el lecho del filtro. A lo largo del lecho del filtro hay un ducto que garantiza una irrigación longitudinal del lecho por su parte superior, y un flujo en pistón a lo largo del mismo. Las raíces suspendidas dentro de los intersticios del lecho, y los microorganismos facultativos adheridos a las piedras del anclaje del lecho logran el proceso mediante mecanismos de digestión facultativa, intercambio iónico apoyado en el metabolismo vegetal, y adsorción. Allí se producen fenómenos de depuración del agua, crecimiento fitológico y formación del humus. El exceso de humus es arrastrado hacia el final del lecho y sedimentado en la caja colectora del filtro fitopedológico. El lecho del filtro, que se conforma dentro de un canal o zanja, está aislado de las paredes de esta con una membrana de polietileno para evitar infiltraciones, desde y hacia, el mismo lecho.

14.3 DIGESTOR DE BAFLES

Este es el digestor de medio suspendido, de flujo asimilado a flujo en pistón, mediante el uso de dos o mas cámaras, hasta cinco, en serie; ver figura 14.3.

14.3.1 Dimensionamiento. La condición básica de dimensionamiento es la determinación del volumen de digestión real de digestor. V_r , el cual se logra mediante la aplicación de la ecuación siguiente:

$$\theta Q_d = V_{ri}$$

y a su vez,

$$0.98 t_d < \theta < 1.02 t_d,$$

donde t_d se ha escogido según los criterios explicados anteriormente. Las proporciones geométricas de las formas del digestor se indican en la figura 14.3.

La limitación más importante se refiere a la profundidad máxima del volumen de digestión, la cual se fija en 1.80 m. La actividad metabólica de las bacterias disminuye notablemente con la profundidad.

14.3.2 Condiciones Ecológicas. El volumen de digestión de diseño, V_{di} , que por las relaciones expresadas en la ecuación anterior será muy semejante a V_{ri} , es la suma del volumen de las cámaras que componen el digestor, contandose en cada cámara solamente el volumen comprendido entre el plano horizontal correspondiente al nivel inferior de las cortinas de salida de cada cámara y el plano de la superficie del líquido en el digestor, o "nivel de operación".

Deberá haber una intercomunicación entre cámaras, a un nivel inferior del nivel de operación, aproximadamente, a un cuarto de la altura del volumen de digestión.

En la parte inferior de cada cámara aproximadamente el 30% del volumen de digestión real, que será el volumen de sedimentación, para retener los sólidos mineralizados no biodegradables, y los sólidos biodegradables en proceso de hidrolización.

Todas las cámaras y sus intercomunicaciones deberán ser tapadas, protegidas de la luz y de la lluvia.

1.4.3.3 Inóculo. El inóculo utilizado será estiércol de ganado, la cantidad aproximada es de 2 kg de estiércol por cada 100 de digestor; el estiércol debe diluirse (2 kg/10 lt de agua) antes de verterse al digestor.

14.4 FILTRO ANAEROBICO

Este es un digestor de medio fijo, de flujo en pistón, ascendente. Ver figura 14.4.

14.4.1 Dimensionamiento. La condición básica de dimensionamiento es la determinación del volumen de digestión real de digestor. V_r , el cual se logra mediante la aplicación de la ecuación siguiente:

$$\theta Q_d = V_{ri}$$

y a su vez,

$$0.98 t_d < \theta < 1.02 t_d,$$

donde t_d se ha escogido según los criterios explicados anteriormente.

Las proporciones geométricas de las formas del digestor se indican en la figura 14.4. Es importante que el diámetro sea igual o menor a dos veces la altura total, de modo que se obtenga un flujo en pistón a lo largo de toda la altura del lecho poroso .

La limitación más importante es la de la profundidad , la cual también se fija en 1.80 m como limite para una configuración “práctica”.

14.4.2 Condiciones ecológicas. El volumen de digestión de diseño, V_{di} , que por las relaciones expresadas en la ecuación anterior será muy semejante a V_{ri} , es el volumen de vacíos o poros generado entre las piedras que conforman el medio de anclaje de la biomasa. Por tanto,

$$V_{r3} = p V_{b3} ,$$

donde:

V_{r3} = Volumen de digestión real del digestor de la 3a. etapa del SAMM

p = Porosidad del medio de anclaje

V_{b3} = Volumen bruto del digestor de la 3a. etapa del SAMM o sea del filtro anaeróbico.

El flujo entra al lecho poroso por el fondo del mismo y debe ser distribuido radialmente en forma uniforme, para este fin habrá un “difusor” en el fondo del lecho, al cual llega el flujo mediante un tubo o ducto instalado dentro o fuera del cuerpo de la unidad.

El medio de anclaje para los filtros anaeróbicos del SAMM será piedra triturada angulosa, o redonda (grava); sin finos, de tamaño entre 4 cm y 7 cm.

La zooglea de microorganismos metanogénicos que se adhiere a las piedras, no se desprende en condiciones de operación “normal”, si por

cualquier causa se produce un choque de carga estas se reubican o si han muerto se digiere dentro del mismo filtro anaeróbico.

El cuerpo del digestor deberá ser estanco y tapado, protegido de la luz y de la lluvia.

14.4.3 Inóculo. Se utiliza el mismo tipo de inóculo que para el digestor de baffles y en la misma proporción respecto al volumen de digestión; el inóculo debe verterse en la unidad, antes de colocar las piedras de anclaje.

14.5 FILTRO FITOPEDOLÓGICO

Este es un digestor de medio fijo, de flujo en pistón, horizontal; ver figura 14.5.

14.5.1 Dimensionamiento. La condición básica de dimensionamiento es la determinación del volumen de digestión real de digestor. V_r , el cual se logra mediante la aplicación de la ecuación siguiente:

$$\theta Q_d = V_{ri}$$

$$0.98 t_d < \theta < 1.02 t_{d,d}$$

donde t_d se ha escogido según los criterios explicados .

Las proporciones geométricas de las formas del digestor se indican en la figura 14.5 siendo la mas importante, la que el ancho del lecho no sea mayor de tres veces su profundidad, con el objeto de lograr un flujo en pistón efectivo.

La limitación más importante es que la velocidad promedio del flujo en el lecho, calculada sobre su sección transversal libre, no sobrepase 0.01 m/seg. Es importante como limitación el que la profundidad máxima del lecho no impida la llegada de raíces al fondo del mismo, pero puede ser alrededor de 1.20 m.

14.5.2 Condiciones Ecológicas. El volumen de digestión de diseño, V_{di} , que por las relaciones expresadas en la ecuación anterior será muy semejante a V_{ri} , es el volumen de vacíos o poros generados entre las piedras que conforman el medio de anclaje de la biomasa.

Por tanto

$$V_{r4} = p V_{b4} ,$$

donde:

V_{r4} = Volumen de digestión real del digester de la 4a. etapa del SAMM

p = Porosidad del medio de anclaje

V_{b4} = Volumen bruto del digester de la 4a. etapa del SAMM o sea del filtro fitopedológico.

El medio de anclaje en el lecho del filtro fitopedológico del SAMM, es piedra triturada angulosa, o piedra redonda.

El vegetal que crece es parte fundamental de la configuración del filtro fitopedológico. Las especies vegetales recomendadas serán aquellas que no fijan nitrógeno en el suelo y aquellas que no tengan sistemas radiculares densos; el material vegetal debe recibir buena luz y deberá podarse periódicamente, están sembradas sobre un manto de humus, separado del

lecho por una membrana de plástico con orificios. A lo largo del lecho del filtro hay un ducto que garantiza una irrigación longitudinal del lecho por su parte superior, y un flujo en pistón a lo largo del mismo. Allí se producen fenómenos de depuración del agua, crecimiento fitológico, y formación del humus.

Parte integrante fundamental del filtro fitopedológico, además del lecho de digestión es la caja colectora del filtro fitopedológico (CC.FF), la cual está ubicada al final del lecho. Gracias a sus características: a) rejilla hacia el lecho; b) cortina de deflexión del flujo; y c) recinto de sedimentación; sirve para recoger el caudal, obligar al flujo a descender y así garantizar el flujo en pistón horizontal, captar el sedimento de humus que se genera como efecto del fenómeno de digestión facultativa que se produce en el lecho de digestión.

14.5.3 Inóculo. El filtro fitopedológico del SAMM no necesita inóculo, la zoogela facultativa se forma naturalmente a partir de los microorganismos naturalmente ocurrentes en el substrato "típico" de las aguas residuales domésticas o municipales.

A veces el caudal a tratar no puede ser tratado en una sola unidad. Para esto lo mas recomendable es dividir el caudal en n partes iguales, distribuyédolo a través de n tubos del mismo diámetro colocados al mismo nivel, que parten todos de un mismo ducto, donde las condiciones de flujo son prácticamente las de un reservorio a presión atmosférica. Entre etapa y etapa los caudales pueden o no volver a unirse y a repartirse, si se unen se tendrá un sistema mas homogéneo y resilente.

14.6 CARACTERIZACION DEL AFLUENTE

Para determinar las concentraciones que se tendrán en el flujo de agua del sistema anaeróbico múltiple mixto, se realiza el siguiente análisis, de acuerdo a los datos de la caracterización de las aguas obtenidas en laboratorio e indicadas en aparte 14.2.

- Sólidos totales: $[14046 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 463 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

Sólidos totales: 1333.70 ppm

- Sólidos disueltos: $[13021 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 248 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

Sólidos disueltos: 1066.78 ppm

- Sólidos en suspensión: $[1025 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 215 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

Sólidos en suspensión: 266.92 ppm

- Nitratos : $[0.81 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 0.9 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

Nitratos : 0.8942 ppm

- Nitritos : $[0.14 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 0.7 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

Nitritos : 0.8942 ppm

- NKT : $[3.5 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 21.3 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

NKT : 20.15 ppm

- DBO5 : $[38.02 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 202 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

DBO5 : 191.5 ppm

- DQO : $[74.20 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 396 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

DQO : 375.37 ppm

- Aceite de sentinas: 100 ppm

- Aceite de poza séptica: 15 ppm

- Ph : $[8.46 \text{ ppm} \times 5 \text{ m}^3/\text{d} + 7.0 \text{ ppm} \times 73 \text{ m}^3/\text{día}]/78 \text{ m}^3/\text{d}$

PH: 7.09ppm

14.6.1 Caracterización de aguas que van a la planta de tratamiento (ppm).

Caudal	78 m ³ /día - 3250 lt/hora
pH	7.09
Sólidos totales	1333.70 ppm
Sólidos disueltos	1066.78 ppm
Sólidos en suspensión	266.92 ppm
Nitratos	0.894 ppm
Nitritos	0.664 ppm
NKT	20.15 ppm
DBO5	191.5 ppm
DQO	375.37 ppm
Aceites	15.00

Tiempo de tránsito hidráulico para el diseño en cada digestor, según tabla 14.3 se toma 8 horas.

14.6.2 Caracterización esperada en el efluente

pH	Entre 6-9
Coliformes fecales	0
Coliformes totales	0
Grasas y aceites	Sin película
DBO5	<38 mg/Lt, remoción 80%
DQO	<75 mg/Lt, remoción 80%
Sólidos totales	<266.7 mg/Lt, remoción 80%

Temperatura: La temperatura corresponde aproximadamente a la temperatura ambiente promedio de la ciudad, 29°C.

14.7 DISEÑO DEL SEPARADOR DE ACEITE

Para el tratamiento de aguas de sentina el mayor contaminante es el aceite, 100 ppm, se usará un separador as siguientes características:

Capacidad	0.28 m ³ /min
Volumen	1.70 m

Ancho	1.83 m
Longitud	1.036 m
Profundidad	0.91 m
Tiempo de retención	60 minutos
Con eficiencia	80%
Concentración del efluente	20 ppm de aceite

El cálculo de este separador fue explicado en el aparte 13.2.

Después de pasar el agua de sentina por el separador API entra al sistema SAMM para su final remoción.

14.8 ANALISIS Y CALCULOS DE ETAPAS

14.8.1 Digestor de baffles. Se toma como hipótesis t ; que será el tiempo de digestión (retención hidráulica, o tránsito hidráulico debido a la condición de flujo pistón libre continuo, común a todos los digestores del sistema).

Se toma una primera hipótesis de $t = 12$ horas debido a que en ese lapso ya se ha cumplido completamente la hidrólisis de la fracción particulada, no quedando material sedimentable que represente riesgos de obstrucción del filtro anaeróbico. Un mayor t , completaría la acidulación pero a una tasa mas lenta e implicaría un mayor volumen de digestión, lo que significa mayores costos.

CAUDAL HORARIO DE DISEÑO

El caudal horario de diseño Q_h , es el caudal promedio máximo ocurrido durante un lapso de tiempo igual al tiempo de digestión, es función de t . Q_h será entonces mayor que Q_d , correspondiente al período considerado, qué tanto mayor, está determinado por lo condicionado por las características hidrológicas de flujo.

Para flujos abiertos aleatorios, este factor es función de la duración total del período de flujo para un rango de este último entre 2.5 y 24 horas. En nuestro caso el período P , a considerar es de 24 horas.

$$t/p = 12/24 = 0.5 \quad y$$

$$\text{Factor seguridad, } f = 1.5$$

$$\text{Entonces, } Q_h = f \times Q_d = 1.5 \times 3250 = 4875 \text{ lt/hr}$$

DETERMINACION DEL VOLUMEN DEL DIGESTOR

$$V_d = Q_h \times t = 4875 \times 12 = 58500 \text{ lt}$$

Por experiencia en el estudio que hasta ahora han realizado con este sistema, se tiene que la altura no debe pasar de 1.8 m, H

$$H = 1.8$$

$$h_d = 0.76 \times H = 1.368 \text{ m}$$

$$h_s = 0.24 \times H = 0.432 \text{ m}$$

$$C = 0.25 \times h_d = 0.342 \text{ m}$$

Tenemos que: $1.0 < K < 1.2$

$0.98 \text{ td} < \phi < 1.2 \text{ td}$, entonces

$$\phi = 1.02 \times 12 \text{ horas: } \phi = 12.24 \text{ horas}$$

$$V_r = \phi \times Q_d$$

$$V_r = 12.24 \text{ horas} \times 78.0 \text{ m}^3/\text{día} \times 1 \text{ día}/24 \text{ horas}$$

$$V_r = 39.78 \text{ m}^3$$

Se considera un sistema con cuatro biodigestores, con un volumen cada uno de 9.945 m^3 .

$$\text{Si } h_d = 1.368 \text{ m } \text{ y } V_r = \frac{\Pi d^2}{4} \times h_d$$

$$D = \sqrt{\frac{9.945 \times 4 \times 1.36}{\Pi}}$$

$$D = 4.150, \text{ pero } d \text{ no está entre el rango } H < D < 1.5 H$$

Recalculamos con cinco digestores para un volumen de 7.956 m^3 .

$$D = \sqrt{\frac{7.956 \times 4 \times 1.36}{\Pi}}$$

$$D = 3.711$$

No cumple el rango, continuando con la iteración hasta diez digestores, para un volumen en cada uno de 3.978 m^3 .

$$\sqrt{\frac{3.978 \times 4 \times 1.36}{\Pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{3.978 \times 4 \times 1.36}{\pi}}$$

$$D = 2.62 \text{ m}$$

Comprobando proporciones $H < D < 1.5 H$

$1.8 < 2.62 < 2.7$ se cumple.

DIMENSIONES

H 1.80 m

D 2.39 m

hd 1.37m

hs 0.43 m

Son diez digestores.

La eficiencia del digester es:

Tiempo geométrico o de tránsito $\phi = 12.24$ horas.

$$E = 100 (1 - k'/tmd)$$

Si la concentración de DBO5 del afluente es 191.5 mg/Lt, de la tabla 14.3 K = 1.7

- NKT. Es bajo. 20.15 ppm de tabla 14.4 se tiene que $b_3 = 1.1$

- pH. El pH del líquido en proceso que es 7.09, $b_2 = 1.0$.

- Sólidos, excesos de sólidos ausencia de natiente $B = 1.1$.

$$K' = 1.7 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.1 = 2.057$$

Haciendo el ajuste de m de acuerdo a la temperatura del proceso se tiene:

$$md = me^{0.008 (7 - 15^\circ)}$$

$$\begin{aligned}
 md &= 0.475 \times e^{0.008 (29 - 15^\circ)} \\
 md &= 0.531 \\
 E &= 100 \left(1 - \frac{2.057}{12.24^{0.531}} \right) = 54\%
 \end{aligned}$$

Determinando la concentración del efluente

$$Cs = 191.5 - \frac{54 \times 191.5}{100} = 88.09 \text{ mg/Lt}$$

Ver plano AC-B2-002 FILTRO ANAEROBICO.

14.8.3 Filtro Anaeróbico. Se toma una hipótesis de un tiempo $t = 12$ horas porque en este lapso se ha cumplido completamente la acidulación y se termina la fase de metanización.

CAUDAL HORARIO DE DISEÑO Q_h

El caudal horario de diseño Q_h , es el caudal promedio máximo ocurrido en un lapso de tiempo igual al tiempo de digestión, es función de t , $Q_h > Q_d$ correspondiente a todo el período considerado.

En este caso el período P , a considerar es de 24 horas por tanto, de la tabla 14.3 se tiene:

$$t = 6.5$$

$$t/p = 6.5/24 = 0.271 \quad y$$

$$f = 1.5$$

Entonces, $Q_h = f \times Q_d = 1.5 \times 3250 = 4875 \text{ lt/hr}$

VOLUMEN DEL DIGESTOR

$V_d = Q_h \times t = 4875 \text{ lt/hr} \times 6,5 = 31687.5 \text{ lt}$

Por experiencia en este estudio , se tiene que $0.6 \text{ m} < H < 1.8 \text{ m}$ se escoge 1.8 m ,

$h = 0.10 H$

$H = 0.18 \text{ m}$

$p = 0.15 H$

$p = 0.27 \text{ m}$

$V_r3 = 0.66 \text{ \u00c1rea base} \times HD^2,$

entonces se tiene que

$D < 2H, D = 3d \text{ y}$

$0.98 \text{ td} < \phi < 0.2 \text{ td}$

$\phi = 1.02 \times 6.5 = 7.8 \text{ horas}$

$V_r = \phi \times Q_d$

$V_r = 7.8 \text{ horas} \times 78.0 \text{ m}^3/\text{d\u00eda} \times 1 \text{ d\u00eda}/24 \text{ horas}$

$V_r = 25.35 \text{ m}^3/\text{hora}$

Considerando un sistema con cinco filtros anaerobicos conectados en paralelo y llenados con piedra partida de 4 a 7 cm de di\u00e1metro sin finos: lo que presupone una porosidad 0.66 teniendo en cuenta la zona no rellena, seg\u00fan tabla

$$V_r = 0.66 \text{ Area base} \times H \times 5$$

$$25.35 \text{ m}^3/\text{hr} = 0.66 \frac{\pi d^2}{4} \times 1.8 \text{ m} \times 5$$

$$D = 2.33 \quad D < 2H \text{ si cumple}$$

Con las limitaciones, entonces

$$D = 3 \text{ d}$$

$$d = 0.78 \text{ m}$$

EFICIENCIA DEL DIGESTOR

Tiempo geométrico de tránsito, $\phi = 7.8 \text{ hr}$

Concentración del efluente del digestor de fable:

$$C_o = 88.09 \text{ mg/Lt (DBO5) aprox.}$$

Determinación a juste de K para las condiciones del sustrato, $K = 1.3$.

Para NKT según tabla 14.4 se tiene $b_3 = 1.1$

$$K' = 1.3 \times 1.1 \quad K = 1.43$$

AJUSTE Y DETERMINACION DE md

Para condiciones de temperatura del proceso

$$md = me^{0.008 (7 - 15^\circ)}$$

$$md = 0.66 e^{0.008 (29 - 15^\circ)}$$

$$md = 0.7382$$

$$E = 100 \left(1 - \frac{K'}{\phi^m} \right)$$

$$E = 100 \left(1 - \frac{1.43}{7.8^{0.7382}} \right) = 68.60\%$$

Determinando la concentración del efluente

$$C_s = 107 - \frac{68.6 \times 107}{100} = 33.598 \text{ mg/Lt}$$

Ver plano AC-B2-002 FILTRO ANAEROBICO.

14.8.4 Filtro Fitopedológico. Se fija una hipótesis de un tiempo de retención $t = 6.5$, según tabla 14.3.

CAUDAL HORARIO DE DISEÑO Q_h

Es el caudal máximo ocurrido durante un lapso de tiempo igual al tiempo de digestión, es función de t .

Considerando un período de flujo de 24 horas se tiene:

$$t/p = 6.5/24 = 0.2708 \text{ y}$$

$$f = 1.50$$

$$Q_h = f \times Q_d = 1.5 \times 3250 \quad Q_h = 4875 \text{ lt/hr}$$

Se escoge un lecho relleno en su zona de digestión con piedra de 4 a 7 mm de diámetro, lo cual nos da una porosidad, e de 0.56:

DIMENSION DEL LECHO

Volumen bruto

$$V_{br} = V_d/e = (4875 \times 6.5) / 0.56$$

$$V_{br} = 56584.82 \text{ lt}$$

DIMENSION DEL FILTRO FITOPEDOLOGICO

$$0.20 \text{ m} < H < 1.20 \text{ m}$$

$$0.10 \text{ m} < h < 0.60 \text{ m}$$

$$P < 1.80 \text{ m}$$

$$< 4 \text{ m}$$

Para un flujo en pistón $b < 3H$

Velocidad promedio del flujo en el lecho: 0.01 m/seg

Profundidad $H < 1.2 \text{ M}$, siendo:

b: ancho del filtro

H: Profundidad del filtro

L: Largo del filtro

Para este tipo de filtro se recomienda una altura 1.2 m para el lecho filtrante. y : $b = < 3 H$

Se asumió máximo $b = 3.6 \text{ m}$

$$V_{br} = L \times b \times H$$

$$L = \frac{56584.82}{3.6 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 1000} \times 1 \text{ m}^3 = 13.09$$

Volumen real Neto:

$$V_r = ebHL = 0.56 \times 3.6 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 13.09 \text{ m}$$

$$V_r = 26.38 \text{ m}^3$$

CONTROL TIEMPO GEOMETRICO DE DIGESTION

$$\phi = V_r/Qh = \frac{26.380 \text{ m}^3}{48,75 \text{ m}^3/\text{hr}} = 5.41 \text{ hr}$$

$$\phi/t = 5.41/6.5 = 0.8325$$

y como el rango admisible es $0.98 < \phi/t < 1.02$, si cumple y se podrá tomar

$\phi = 5.41$ como tiempo geométrico real para la eficiencia del digestor.

Se verifica $\frac{Q_d}{0.56 \times H \times b} =$

$$\frac{3250 \text{ lt}}{0.56 \times 1.2 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} \times 1000 \text{ lt}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ lt}} = 1 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Por tanto el filtro está dentro de los parámetros recomendados

EFICIENCIA DEL FILTRO

Tiempo geométrico de tránsito, $\phi = 5.41 \text{ m/hr}$

Concentración del efluente del filtro anaeróbico

Co = 33.598 mg/lit (DBO5) aproximadamente

Determinación y ajuste de K para las condiciones del substrato K = 1.1

Determinación y ajuste de m para las condiciones de temperatura, según tabla 14.3

$$m_d = m e^{0.008 (7 - 15^\circ)}$$

$$m_d = 0.3 + e^{0.008 (28 - 15^\circ)}$$

$$m_d = 0.41$$

$$E = 100 \left(1 - \frac{K'}{\phi^m} \right)$$

$$E = 100 \left(1 - \frac{1.1}{5.41^{0.41}} \right) = 68.60\%$$

$$E = 44.94 \%, \text{ aproximadamente } E = 45\%$$

Ver plano AC-B2-003 FILTRO FITOPEDOLOGICO

CONCENTRACION DEL EFLUENTE

$$C_s = 33.6 - \frac{45 \times 33.6}{100} = 18.48 \text{ mg/Lt}$$

14.8.5 Análisis del sistema para remoción de carga

EFICIENCIA TOTAL

$$E = 100 \left(\frac{191.5 - 18.48}{191.5} \right) = 90.35$$

4.8.6 Sumatoria de tiempos de digestión

Digestor de baffle	=	12.24 hr
Filtro anaeróbico	=	7.8 hr
Filtro fitopedológico	=	5.41 hr
Tiempo total del sistema	=	25.45 hr

14.8.7 Concentración final en el efluente (DBO5)

$$C_s = 18.48 \text{ mg/Lt (DBO5} < 37 \text{ mg/lit)}$$

Luego el sistema cumple con la remoción de carga orgánica requerida.

La relación (DBO/DQO) para aguas tratadas por el sistema SAMM con substratos domesticos con relación (DBO/DQO) es de 0.51, es aproximadamente de 0.50; entonces la concentración de DQO esperada es de

$$C_s \text{ (DQO)} = \frac{C_s \text{ (DBO5)}}{0.5} = \frac{18.48}{0.5} = 36.996 \text{ mg/lit} < 74 \text{ mg/ lit}$$

Para los sólidos totales la relación (DBO5/ST) para aguas tratadas por el sistema SAMM, con substrato doméstico con relación (DBO5/ST) de 0.14, es aproximadamente de 0.12; se tiene la concentración de ST esperada en el efluente, será de:

$$C_s \text{ (ST)} = \frac{C_s \text{ (DBO5)}}{0.12} = \frac{18.48}{0.14} = 154.0 \text{ mg/lit}$$

menor que 318 mg/Lt, entonces el sistema cumple con los requisitos básicos. El efluente puede ser descargado a la bahía usando como transporte un canal que por la exposición a los rayos ultravioleta y

aireación las bacterias patógenas residuales en condición de inanición son eliminadas.

14.8.8 Producción de lodo del sistema SAMM y patio de secado. El lodo solo es generado como residuo de la hidrolización del material particulado o coloidal, en el digestor de baffles, y está relacionado con la remoción obtenida en el digestor. Para el caso del diseño:

$C_1 - C_2 =$ Eficiencia en el digestor de baffles x cantidad de sólidos totales y la cantidad de lodo por año.

$$F = (C_1 - C_2) Qd Ms$$

$$F = 6.43 \times 1333.72 \times 3250 \times 13 \times 10^{-2}$$

$$F = 18638.4 \text{ Lt/año, producción de lodo anual.}$$

Según el manual de diseño de SAMM para los digestores de baffles, el tiempo máximo admisible entre episodios de remoción de lodo será de 2 meses. Esto garantiza un funcionamiento normal y la no obstrucción del sistema. Los lodos se bombearán a un patio de secado.

Si se asume la capa recomendada para el secado de lodo 10 cm. de espesor, el área será:

$$A_{\text{patio}} = \frac{18638.4 \text{ Lt/año} \times 2}{0.1 \times 1000 \text{ Lt} \times 12 \text{ meses}} = 32 \text{ m}^2 \text{ aproximadamente } 32 \text{ m}^2$$

Para una capa de lodo de 10 cm y un área aproximada de 8 m x 4 m x 32 m², con el tiempo de dos meses como intervalo es suficiente para obtener

una reducción de la humedad de los lodos en un 80% y alcanzar un estado tal que puedan ser paleados y usados como fertilizantes.

14.9 PRESUPUESTO DEL SISTEMA ANAEROBICO MULTIPLE MIXTO SAMM

Construcción de digestores de baffles. Capacidad: 58.5 m³ (limpieza, excavación, perfilación de terreno, compactación, cimentación, muros, cubierta, tapas de inspección, repello interno, impermeabilización, inóculo biológico, tubería sanitaria en PVC, aseo

\$ 14.614.330

Construcción del separador de aceite. Capacidad: 1.7 m³ (limpieza, excavación, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, cubierta, tubería de la columna de aceite, repello interno, impermeabilización, tubería y accesorios en PVC, aseo).

620.000

Construcción del filtro anaeróbico. Capacidad: 31.7 m³ (limpieza, excavación, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, repello interno, cubierta, impermeabilización, inóculo biológico, triturado, caja de inspección, tubería y accesorios

en PVC, aseo.	16.192.400
Construcción del filtro fitopedológico. Capacidad: 26.7 m ³ (limpieza, excavación, perfilación del terreno, polietileno, triturado, cañuelas, tubería sanitaria en PVC, pradización, caja colectora, aseo.	6.460.000
Construcción del patio de lodos. Capacidad: 3 m ³ (limpieza, explanación, fertilización del terreno, compactación, cimentación, sardinel, tubería y accesorios en PCV, aseo.	4.200.000
Construcción de canales de conducción (limpieza, excavación, perfilación del terreno, compactación, cimentación, muros, repello, impermeabilización, pañete)	4.236.300
Valor total de sistemas	46.323.030
Administración (9%)	4.169.073
Imprevistos (9%)	4.169.073
Utilidad (7%)	3.242.612
	57.903.788
IVA sobre utilidad (16%)	518.818
	58.422.606
Transporte	1.800.000
Valor total de la propuesta	60.222.606

15. SISTEMA DE TUBERIAS, VERTEDEROS Y BOMBAS

Para evitar la corrosión, rugosidad e incrustaciones en el sistema de tuberías, se escogió para el diseño de este, tuberías en PVC; proporcionando una vida útil mas larga con mayor eficiencia. Además, poseen una alta resistencia a la tensión y al impacto; por tanto pueden soportar presiones muy altas. La clase de PVC es RDE21 con presión de trabajo a 23 °C 14.06 kg/cm².

SELECCION DE TUBERIAS Y BOMBAS DESDE LOS TANQUES DE RECEPCION AL SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SEPARADOR API

V = 10 m³, tiempo de transporte 2 horas

Q = 0.0833 m³/min, conversión : Q = 22 gpm

El NPSH para succión positiva se calcula de la siguiente forma:

$$\text{NPSH} = h_a - h_{vpa} + h_{st} - h_{fs}$$

de donde:

ha = Presión absoluta en la superficie del agua, dada en pies de agua.

hvpa = Es la cabeza en pies correspondiente a la presión del vapor del líquido a la temperatura que va a ser bombeada.

hst = Altura estática en pies

hfs = Todas las pérdidas generadas por la entrada, tuberías y accesorios.

Debido a que los tanques son cerrados, la presión en la superficie del líquido es igual a la presión del vapor con $h_a = h_{vps} = 0.57702 \text{ lb/pulg}^2$.

Haciendo la conversión $0.57702 = 1.332 \text{ pies}$. $h_{st} = 2 \text{ m} + 1 \text{ m} = 3 \text{ m}$, en pies 9.84 pies.

Para el cálculo de las pérdidas se tendrá:

- Pérdidas por fricción en tubería: para un caudal $Q = 22 \text{ gpm}$ y un $\phi = 2 \frac{1}{2}''$

$\frac{0.38 \text{ pies}}{100 \text{ pies de longitud}}$

$l = \text{longitud de tubería} = 1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ pies}$

Las pérdidas por fricción serían:

$\frac{0.38}{100} \times 4.92 = 0.019 \text{ pies}$

- Pérdidas por accesorios

Dos codos de 90° , de la tabla

$k = 0,54$

$f = 0.018$

$$D = 0.2059$$

$$Leq = KD/f = 6.17 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas serán} = 6.17 \times 2 \times 0.38 f = 0.0469$$

- Pérdidas en la entrada

$$K = 0.18$$

$$f = 0.018$$

$$D = 0.2058$$

$$Leq = 8.918$$

Las pérdidas son:

$$\frac{0.38}{100} \times 8.918 = 0.0338 \text{ pies}$$

$$\text{Las pérdidas totales} = 0.019 + 0.0338 + 0.0469$$

$$\text{Pérdidas} = 0.1 \text{ pies}$$

$$\text{NPSH} = ha + hvps + hst + hfs$$

$$\text{NPSH} = 1.332 - 1.332 + 9.84 - 0.1$$

$$\text{NPSH} = 9.74 \text{ pies (3 m)}$$

Cabeza la bomba = H, se calcula de la siguiente forma:

H = cabeza estática + cabeza de presión + pérdidas (por fricción de tuberías y accesorios) + pérdidas (por entrada y salida).

$$\text{Cabeza estática} = 1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ pies}$$

$$\text{Cabeza de presión} = 33.5 \text{ pies (atm)}$$

- Pérdidas por fricción en tuberías:

Longitud = 221 m = 724.88 pies

Con una tubería de 2" de diámetro y para un caudal de 22 gpm, las pérdidas por longitud = 0.98 pies/100.

$$\text{Pérdidas por fricción} = \frac{0.98}{100} \times 724.88 = 7.1038 \text{ pies}$$

- Pérdidas por accesorios, constará de 2 codos de 90°, dos válvulas de compuerta, un cheque de compuerta.

Para los codos de 90°:

$$\phi = 2''$$

$$K = 0.57$$

$$D = 0.1723$$

$$f = 0.019$$

$$\text{Leq} = KD/f = 2 \frac{(0.57 \times 0.1723)}{0.019}$$

$$\text{Leq} = 10.338 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas} = \frac{0.98}{100} \times 10.338 = 0.101 \text{ pies}$$

Para las válvulas:

$$\phi = 2''$$

$$K = 0.15$$

$$D = 0.1723$$

$$f = 0.019$$

$$L = 2 \frac{(0.15 \times 0.1723)}{0.019}$$

$$= 2.72 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas} = \frac{0.98}{100} \times 2.72 = 0.0266 \text{ pies}$$

- Pérdidas para el cheque:

$$\phi = 2''$$

$$K = 1.9$$

$$D = 0.1723$$

$$f = 0.019$$

$$L = 1723$$

$$\text{Pérdidas} = \frac{0.98}{100} \times 17.23 = 0.168 \text{ pies}$$

- Pérdidas en la salida (K = 1)

$$\phi = 2''$$

$$D = 0.1723$$

$$f = 0.019$$

$$L = KD/f = 9.068 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas} = \frac{0.98}{100} \times 9.068 = 0.088 \text{ pies}$$

- Pérdidas en la entrada (K = 0.78)

$$\phi = 2''$$

$$D = 0.1723$$

$$f = 0.019$$

$$L = 7.073 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas} = \frac{0.98}{100} \times 7.073 = 0.0693 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas totales} : 7.1038 + 0.101 + 0.0266 + 0.168 + + 0.088 + 0.0693$$

$$\text{Pérdidas totales} = 7.5567 \text{ pies}$$

$$H = 4.92 + 33.5 + 7.5567 = 46 \text{ pies (14.02 m)}$$

SELECCION DE VERTEDEROS DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO Y SEPARADOR API AL FLOCULADOR

VERTEDERO DE SALIDA DEL SEPARADOR: Se hará en forma triangular, para un caudal de $1 \text{ pie}^3/\text{min} = 748 \text{ gpm}$

En la tabla 2.11 se selecciona la cabeza con el caudal: 8.89 gpm y una hendidura a 90° ,

$$H = 1 \frac{3}{4}''$$

Basados en la fórmula de Tomson:

$$Q = C(4/15)(L)(H)\sqrt{2gH}$$

De donde:

C = 0.57, constante de forma

L = Longitud

H = Cabeza a través de la hendidura, en pies

g = Gravedad, pies/seg^2

Q = Caudal en pies^3/seg ($0.02 \text{ pies}^3/\text{seg}$)

Despejando se tiene:

$$L = \frac{Q \sqrt{H}}{C (4/15)(H) \sqrt{2gH}}$$

$$L = \frac{0.02}{0.57 \times (4/15) \times 0.146 \times \sqrt{2 \times 32 \times 0.146}}$$

$$a = 3/4 \times 3.54'' = 2.655 \text{ pulg}$$

VERTEDERO DE SALIDA PARA EL SEDIMENTADOR PRIMARIO.

Se hará de la misma forma que el vertedero anterior, para un caudal de $0.058 \text{ m}^3/\text{min} = 15.4 \text{ gpm}$. Calculando en la table (2.11), la H a 90° y $Q = 16.7 \text{ gpm}$, $H = 2 \text{ 1/4}''$

$$H = 2 \text{ 1/4}'' = 0.1875 \text{ pies}$$

$$Q = 16.7 \text{ gpm} = 0.037 \text{ pies/seg}$$

$$L = 0.374 \text{ pies} = 4.5 \text{ pulg}$$

$$a = 3.4 \times 4.5 = 3.37 \text{ pulg}$$

SELECCION DE LA BOMBA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO AL FILTRO

$$\text{NPSH} = h_a - h_{vpa} + h_{st} - h_{fs}$$

$$h_a = 14.5 \text{ psi} \times 2.31 = 33.5 \text{ pies}$$

$$h_{vpa} = 0.57702 \times 2.31 = 1.332 \text{ pies}$$

$$\text{hst} = 1 \text{ m} - 3.28 \text{ pies}$$

- Pérdidas con un caudal de 83.66 gpm y un $\phi = 2 \frac{1}{2}$ "

$$= \frac{3.87}{100} \text{ pies}$$

- Pérdidas a la entrada = $L_{eq} = 8.918$

$$\text{Entonces} = 8.918 \times \frac{3.87}{100} = 0.345 \text{ pies}$$

Se desprecian las pérdidas por fricción de tuberías y accesorios en la entrada.

$$\text{NPSH} = 33.5 - 1.332 + 3.28 - 0.345$$

$$\text{NPSH} = 35.103 \approx 10.7 \text{ m}$$

CABEZA DE LA BOMBA, H

- Cabeza estática = 3 m = 9.84 pies

- Cabeza de presión = 33.5 pies

- Pérdidas por fricción en tuberías

$$L = 3.5 \text{ m} = 11.48 \text{ pies}$$

Para un diámetro de 2" y un caudal de 83.66 gpm las pérdidas por longitud

$$= \frac{9.82}{100}$$

$$\text{Pérdidas por fricción} = \frac{9.82}{100} \times 11.48 = 1.12 \text{ pies}$$

- Pérdidas por accesorios: Basándonos en las instalaciones anteriores, se tiene las siguientes longitudes equivalentes:

$$2 \text{ codos } 90^\circ \quad L = 10.338 \text{ pies}$$

$$\begin{aligned}
 2 \text{ válvulas} & \quad L & = & \quad 2.72 \text{ pies} \\
 1 \text{ cheque} & \quad L & = & \quad 17.23 \\
 \text{Leqt} & & = & \quad 30.288
 \end{aligned}$$

$$\text{Pérdidas} = 30.288 \times \frac{9.82}{100} = 3 \text{ pies}$$

Pérdidas en la entrada

$$\text{Leq} = 7.073$$

$$\text{Entonces: } \frac{9.82}{100} \times 7.073 = 0.694 \text{ pies}$$

Pérdidas a la salida

$$\text{Leq} = 9.068$$

$$\text{Entonces: } \frac{9.82}{100} \times 9.068 = 0.89 \text{ pies}$$

$$\text{Pérdidas totales: } 1.12 + 3 + 0.694 + 0.89$$

$$\text{hfs} = 5.704 \text{ pies}$$

$$H = 9.84 + 33.5 + 5.704 = 49.04 \text{ pies} \approx 15 \text{ m}$$

SELECCION DE LA BOMBA DEL FILTRO A LA BAHIA

$$\text{NPSH} = h_a + h_{vpa} + h_{st} + h_{fs}$$

$$h_a = 33.5$$

$$h_{vpa} = 1.332$$

$$h_{st} = 2.10 \text{ m (altura del tanque de nivelación del filtro)} = 6.88 \text{ pies}$$

- Pérdidas por entrada, con el mismo caudal y con el diámetro de 2 1/2" se tiene = 0.345 pies.

Se desprecian las pérdidas por fricción de tuberías y accesorios en la entrada.

$$\text{NPSH} = 33.5 - 1.332 + 6.88 - 0.345 = 38.703 \text{ pies (11.8 m)}$$

CABEZA DE LA BOMBA: H

- Cabeza estática = - 1 m = - 3.28 pies

- Cabeza de presión = 33.5 pies

- Pérdidas por fricción en tuberías, Long = 118 m → 387.04 pies para un Q = 83.66 gpm.

Las pérdidas son: $9.82/100 \times 387.04$

Pérdidas = 38 pies

- Pérdidas por accesorios:

3 codos de 90°,

Leq = 15.507 pies

1 codo de 45°,

Leq = 2.76 pies

1 válvula = 1.36 pies

1 cheque, Leq = 17.23

Leq_t = 15.507 + 1.36 + 2.76 + 17.23 = 36.857

Pérdidas = $36.87 \times \frac{9.82}{100} = 3.619 \text{ pies}$

- Pérdidas a la salida = 0.89 pies

- Pérdidas a la entrada = 0.694

Pérdidas totales = 43.203 pies

H = - 3.28 + 33.5 + 43.203 = 73.42 pies (22.4 m)

SELECCION DE LA BOMBA SUMERGIBLE DE LA POZA SEPTICA

Cálculo de la cabeza, H

- Cabeza estática = 10 m \approx 32.81 pies

- Cabeza de presión = 33.5 pies

- Pérdidas por fricción en tuberías, long = 11 m \approx 36 pies

con un caudal de = 57.24 gpm y un ϕ = 3", las pérdidas por longitud son 0.70/100, entonces

Pérdida = 0.70/100 x 36 = 0.251 pies

- Pérdidas por accesorios:

ϕ = 3"

2 codos 90°

Leq = 7.67 x 2 = 15.34

1 válvula , Leq = 2.04

1 cheque, Leq = 25.5

Pérdida = 42.88 x 0.70/100 = 0.3 pies

- Pérdidas a la entrada:

Leq = 11.08 pies

Con ϕ = 3"

Pérdida = 11.08 x 0.70/100 = 0.077 pies

- Pérdidas a la salida $Leq = 14.2$

Pérdidas totales = 0.729 pies

$H = 32.8 + 33.5 + 0.729 = 67.029$ pies (20.43 m)

SELECCION BOMBA SUMERGIBLE DE LODOS

$Q = 45$ gpm y con un $\phi = 2'' = 2.83/100$ pies

Para el cálculo de H

Cabeza estática = 3 m ≈ 9.84 pies

Cabeza de presión = 33.5 pies

Pérdidas por fricción en tubería, long = 7 m ≈ 23 pies

Pérdida = $23 \times 2.83/100 = 0.6509$ pies

PERDIDAS EN ACCESORIOS SEGUN TABLA

		PERDIDA
2 codos 90°	$Leq = 5.17 \times 2 = 10.34$	0.292 pies
1 Válvula	$Leq = 1.36$ pies	0.0334 pies
1 cheque	$Leq = 17.23$	0.49 pies
P salida	$Leq = 9.068$	0.26 pies
Pérdida entrada	$Leq = 7.073$	0.20 pies

PERDIDA TOTAL : 1.2804

$$H = 9.89 + 33.5 + 1.2804 = 45.27 \text{ pies (13.8)}$$

SELECCION DE LAS BOMBAS

BOMBA DEL TANQUE AL SEDIMENTADOR Y SEPARADOR API

$$Q = 22 \text{ gpm}$$

$$\text{NPSH} = 9.74$$

$$H = 46 \text{ pies}$$

Con el catálogo Pump Selection manual Ingersoll-Dresser se escoge:

$$\phi \text{ impeller} = 7.10''$$

$$\text{Medidas} = 2 \times 1$$

Referencia Delta (D) 800

$$\text{Eficiencia} = 38\%$$

$$\text{rpm} = 1750$$

$$\text{HP} = 1 \quad f = 1.15$$

$$\text{SS} = 0.32'' \text{ de diámetro}$$

$$\text{NPSH} = 2 \text{ ft}$$

Bombas requeridas: 2

BOMBA DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO AL FILTRO

$$Q = 83.66 \text{ gpm}$$

$$\text{NPSH} = 35.103 \text{ pies}$$

$$H = 49.044 \text{ pies}$$

Con el catálogo de la Ingersoll-Dresser se escoge:

ϕ impeller = 7.5"
Medidas = 2.5 x 1.5
Referencia Delta (D) 800
Eficiencia = 61%
rpm = 1730
HP = 2 f = 1.15
SS = 0.44" de diámetro
NPSH = 5

BOMBA DEL FILTRO A LA BAHIA

Q = 83.66 gpm
NPSH = 38.70
H = 73.42 pies

Con el catálogo de Ingersoll-Dresser se escoge:

ϕ impeller = 9.1"
Medidas = 3 x 1.5
Referencia Delta (D) 800
Eficiencia = 53%
rpm = 1750
HP = 3 f = 1.15
SS = 0.35" de diámetro
NPSH = 6

BOMBA SUMERGIBLE DE LA POZA SEPTICA

Q = 57.24 gpm \approx 3.612/seg
H = 67.178 pies

Se escoge KRTPE Rodete

Tamaño bomba 40-155/12

Temperatura = 40 °C

P = 3H

Motor = 2900 rpm

DN boca de impulsión = 40

BOMBA DEL FANGO

Q = 45 gpm \approx 2.84/seg

H = 45.27 pies

Se escoge KRTPE Rodete

Tamaño bomba 65-115/12

Temperatura = 40 °C

P = 1.5 HP

Velocidad = 2900 rpm

DN boca de impulsión = 65

SOPORTES DE TUBERIAS

Según el manual técnico de la Pavco para tuberías de PVC RDE21 con una temperatura de trabajo de 27 °C la distancia en metros entre los soportes de las tuberías usadas son los siguientes (P.11)

2" → 1.5

2 1/2 " → 1.75

3" → 1.75

La instalación de las tuberías se hará bajo estas especificaciones.

16. SISTEMAS DE CONTROLES DEL PROCESO FISICO-QUIMICO

Los tanques de recepción tendrán un control de nivel eléctrico por medio de boya, el cual no permitirá que la bomba de succión trabaje en vacío. Se le colocarán una válvula de globo en bronce roscada de 2 pulgadas de diámetro a la mitad del nivel del tanque para sacar los elementos flotantes que ellos presenten (aceites, grasas, espumas, detergentes, entre otros). Además, en el sistema de entrada del tanque se instalará una malla para separar los objetos de mayor tamaño como: pedazos de madera, cáscaras y otros. También tendrá una entrada de manguera en la parte superior para poder lavarlos.

En los sedimentadores se tomarán muestras de los lodos y efluente, para determinar la eficiencia con que se está llevando a cabo el proceso de sedimentación. En el tanque de estabilización del sedimentador secundario, de donde se bombea el agua hacia el filtro, tendrá un control de nivel para que la bomba trabaje con la cabeza de succión especificada.

En el filtro cuando el nivel del agua sobrepase los parámetros de trabajo, indicará que este se encuentra saturado y habrá un control de nivel que mande la señal para que se cierre la válvula del afluente y se de inicio al

lavado en forma convencional. Además, se tomarán muestras para verificar la eficiencia del filtro.

Para el mezclador se verificará que la concentración de coagulantes y floculantes es correcta, tomando las muestras y haciéndole los ensayos de segregación. La dosificación se hará por medio de una válvula de aguja.

El control en el floculador se determinará en su mayoría con la prueba de jarras y obtener:

- Que la dosificación del coagulante y floculante sea la adecuada.
- Que la formación del floc sea la esperada para que se sedimenten.
- Determinar el pH.

Es necesario que todas estas pruebas se realicen también con la planta puesta en marcha.

Para los sistemas de bombeo se colocarán medidores de presión tanto a la entrada como a la salida de la bomba y un cheque antirretorno a la salida.

En los anexos se presentarán catálogos de los elementos a utilizar.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. Manual on disposal of Refinery Wastes, Volumen on liquid wastes. Washington, D. C. 20037.

BADGER, Walter y BANCHERO, Julius. Introducción a la Ingeniería Química. New York : Mc Graw Hill, 1978. 774 p.

FAIRES. Diseño elementos de máquinas. 4 ed. Mexico : Limusa, 1994. 802 p.

FAIR, Geyer y Okun. Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales, volumen 2. 5 ed. s.l.: Limusa, 1994. 764 p.

GARAY, J. A. Implicaciones ambiental portuaria de Cartagena MARPOL 73/78. En: Boletín Científico CIOH. Vol. 14 (1993); 180 p.

LA CRECA, Michael y BUCKINGHAM, Phillip. Hazardous Waste Management. United States : Mc Graw Hill, 1994. 1143 p.

METCALF, Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, evacuación y reutilización de aguas residuales. 2 ed. Maracaibo : Labor S. A., 1985. 968 p.

----- . Tratamiento y depuración de las aguas residuales. Barcelona : Labor S. A., 1977. 860 p.

----- . Wastewater Engineering Treatment Disposal Reuse. 3ed. s.l. : s.n., 1991. 860 p.

NALCO CHEMICAL COMPANY. The Nalco Water Handbook. Nueva York : Mc Graw Hill, 1985. 800 p.

OROZCO, Alvaro y ARIAS, Alvaro. Tratamiento biológico de las aguas residuales. 2 ed. Universidad de Antioquia. 350 p.

QUIMICA NALCO DE COLOMBIA S. A. Clarificación de agua. Bogotá : s.n., 1984. 90 p.

R. S. Ramalho. Tratamiento de aguas residuales. 1 ed. España : Reverté S. A., 1993. 704 p.

VARELA, V. Rodrigo. Evaluación económica de inversiones. s.l.: Norma, 1989. 512 p.

ANEXOS

- ANEXO A. Decreto y Resolució n sobre protecció n por contaminació n marina
- ANEXO B. Selecció n del reductor
- ANEXO C. Planos
- ANEXO D. Curvas característ icas de Bombas centrífugas y Bombas Sumergibles.
- ANEXO E. Tablas de tuberías de PVC
- ANEXO F. Catàlogos de Vàlvulas, Manómetros y nivel.

ANEXO G. Valvula dosificadora

