



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**DISEÑO Y OPERACIÓN
DE PLANTAS DE
TRATAMIENTO**

Del 03 al 14 de Noviembre de 2003

APUNTES GENERALES

CI - 293

Instructor: M. en C. Constantino Gutiérrez Palacios
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD
NOVIEMBRE DEL 2003

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y
BIOSÓLIDOS

Elementos básicos, caracterización, tratamiento, reusos

Rafael López Ruiz

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS**CONTENIDO****CAPÍTULO****1. Aspectos Generales**

- 1.1 Problemática del agua
- 1.2 Origen de las aguas residuales
- 1.3 Contaminación de un cuerpo de agua
- 1.4 Impurezas en las aguas
- 1.5 Propósito del tratamiento
- 1.6 Reuso de aguas residuales tratadas
- 1.7 Localización de una planta de tratamiento
- 1.8 Inventario nacional de plantas de tratamiento

2. Parámetros de calidad del agua y legislación

- 2.1 Características a considerar para el diseño
- 2.2 Parámetros físicos
- 2.3 Parámetros químicos
- 2.4 Parámetros biológicos
- 2.5 Descripción de los principales parámetros de calidad
- 2.6 Normatividad

3. Caracterización de las descargas

- 3.1 Reconocimiento de la zona de trabajo
- 3.2 Métodos de análisis
- 3.3 Determinación de características físicas
- 3.4 Características químicas
- 3.5 Características biológicas
- 3.6 Muestreo y conservación
- 3.7 Técnicas de muestreo
- 3.8 Estimación de las descargas
- 3.9 Medición de gastos

4. Estaciones de bombeo

- 4.1 Necesidad de bombeo
- 4.2 Recomendaciones para las instalaciones
- 4.3 Características de los cárcamos
- 4.4 Tipos de bombas
- 4.5 Potencia de bombeo necesaria
- 4.6 Instalaciones de bombas sumergidas
- 4.7 Diseño y dimensionamiento de cárcamos
- 4.8 Bombas tipo tornillo o tornillo de Arquímedes

5. Criterios de diseño y selección de operaciones y procesos

- 5.1 Información básica de proyecto
- 5.2 Gastos de diseño y capacidad de planta
- 5.3 Caracterización de las aguas residuales y calidad del efluente
- 5.4 Objetivos del tratamiento y selección de operaciones y procesos
- 5.5 Trabajos preliminares
- 5.6 Criterios para el diseño del sistema de tratamiento
 - Procesos y operaciones unitarias
 - Principales criterios generales
 - Lineamientos generales de diseño
 - Evaluación económica de alternativas
- 5.7 Control de gastos
- 5.8 Obras complementarias

6. Tratamiento preliminar o pretratamiento

- 6.1 Cribado o desbaste
- 6.2 Desarenadores
- 6.3 Flotación
- 6.4 Igualación, homogenización y neutralización
- 6.5 Precloración y preaereación

7. Sedimentación y sedimentadores

- 7.1 Datos básicos de sedimentación
- 7.2 Aplicaciones
- 7.3 Tanques sedimentadores
- 7.4 Tipos de sedimentación
- 7.5 Tipos de tanques y características
- 7.6 Factores básicos de diseño
- 7.7 Estudios con trazadores

8. Tratamiento secundario

- 8.1 Procesos y sistemas
- 8.2 Tratamientos físicos y químicos
- 8.3 Tratamientos biológicos
- 8.4 Microorganismos aerobios en suspensión
 - Lodos activados
 - Zanjas de oxidación
 - Lagunas aireadas
- 8.5 Microorganismos aerobios adheridos a un medio fijo
 - Filtros percoladores o biológicos
 - Biodiscos
- 8.6 Tratamiento biológico anaerobio
 - Reactores de 1ª generación
 - Reactores de 2ª generación
 - Reactores de 3ª generación

9. Lagunas de estabilización

- 9.1 Datos generales
- 9.2 Tipos de lagunas
- 9.3 Procesos biológicos
- 9.4 Criterios de diseño
- 9.5 Remoción de patógenos
- 9.6 Selección del sitio
- 9.7 Diseño de lagunas (ejemplos)
- 9.8 Algunas ubicaciones de lagunas
- 9.9 Lagunas ubicadas en el trópico (OPS/OMS)

10. Tratamiento terciario o avanzado

- 10.1 Consideraciones generales
- 10.2 Desinfección
- 10.3 Filtración
- 10.4 Eliminación de compuestos tóxicos
- 10.5 Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
- 10.6 Nitrificación
- 10.7 Desnitrificación
- 10.8 Eliminación del fósforo

11. Tratamiento en sistemas naturales

- 11.1 Procesos en sistemas naturales
- 11.2 Tratamiento en suelo a baja velocidad
- 11.3 Tratamiento en suelo infiltración rápida
- 11.4 Tratamiento en suelo, escurrimiento superficial
- 11.5 Tratamiento en agua, humedales (wetlands) generalidades
- 11.6 Tratamiento en agua, biofiltro horizontal (SFS)
- 11.7 Tratamiento en agua, cuerpos con superficie libre (FWS)
- 11.8 Tratamiento con lirio acuático

12. Tratamiento de lodos biológicos o biosólidos

- 12.1 Generación de biosólidos
- 12.2 Características físicas, químicas y microbiológicas
- 12.3 Tratamientos y procesos
- 12.4 Concentración
- 12.5 Digestión
- 12.6 Acondicionamiento
- 12.7 Deshidratación y secado
- 12.8 Tratamiento térmico
- 12.9 Disposición de lodos y cenizas

13. Anexos

- 13.1 Normas
 - NOM-AA-3-1980 Muestreo de aguas residuales
 - NOM-001-ECOL-1996 Descarga en cuerpos receptores federales
 - NOM-002-ECOL-1996 Descarga en el Alcantarillado
 - NOM-003-ECOL-1997 Reusos en servicios públicos
 - PROY-NOM-004-ECOL-2001 Lodos y biosólidos
- 13.2 Modelos y criterios de diseño
 - Lagunas Anaeróbias
 - Lagunas Facultativas
 - Lagunas de Maduración
- 13.3 Diseño de lagunas en el trópico (propuesta o.m.s.)
- 13.4 Bibliografía

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSOLIDOS

CAPITULO I ASPECTOS GENERALES

- 1.1 PROBLEMATICA DEL AGUA**
- 1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES**
- 1.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA**
- 1.4 IMPUREZAS EN LAS AGUAS**
- 1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO**
- 1.6 REUSO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS**
- 1.7 LOCALIZACION DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO**
- 1.8 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO**

1.1 PROBLEMÁTICA DEL AGUA

El agua es reconocida como fuente de vida, los sitios ideales para el asentamiento de poblaciones dedicadas a la pesca y a la agricultura son las riberas de los cuerpos de agua naturales y actualmente son sitios de desarrollo urbano y rural.

Las principales fuentes de abastecimiento de agua en México son los ríos, manantiales y las aguas subterráneas. La disponibilidad de estos recursos es muy variable en todo el territorio nacional.

Las aguas superficiales se encuentran contaminadas por descargas domésticas, industriales y agropecuarias y la sobreexplotación del agua subterránea se está generalizando, lo que ha ocasionado deterioros irreversibles: intrusión salina, hundimientos del terreno y necesidad de bombeo desde profundidades incosteables.

Los sitios con mayor desarrollo demandan cada vez mayores cantidades de agua y son los que aportan más contaminantes al descargar sus aguas residuales municipales e industriales en los cuerpos receptores, en muchas ocasiones sin ningún tratamiento.

No hay duda de que las características naturales del territorio se han visto afectadas por el proceso de urbanización e industrialización que ha vivido el país. Lo muestra el hecho de que los principales focos de contaminación y de deterioro de los ecosistemas se localizan en las más importantes ciudades y puertos industriales o tienen su origen en ellos, afectando las cuencas hidrológicas y los diversos ecosistemas. Debido a estas tendencias, se observan ya insuficiencias críticas de agua limpia en algunas regiones, en consecuencia, su obtención tendrá un costo cada vez más elevado. Además los mayores centros de población y de producción industrial se encuentran arriba de la cota 500 metros sobre el nivel del mar (snm).

En 1995 en las ciudades de México, Monterrey y Guadalajara se generaban 46, 8.5 y 8.2 metros cúbicos por segundo de aguas residuales, respectivamente. En conjunto equivalen al 34% del total a nivel nacional estimado en 184 metros cúbicos por segundo para ese año; de éstos, 105 corresponden a descargas municipales y 79 a descargas industriales.

Los principales contaminantes que modifican la calidad natural de las corrientes de agua son: materia orgánica, que ocasiona la disminución del oxígeno disuelto; nutrientes como los detergentes (fosfatos), que provocan eutroficación; grasas y aceites, que ocluyen las agallas de los peces y disminuyen la transferencia de oxígeno; sólidos sedimentables azolvan los cuerpos de agua, organismos

patógenos, metales pesados, y plaguicidas, que afectan tanto a la salud humana, como a la flora y fauna acuáticas.

A escala nacional se genera una carga contaminante de materia orgánica total, medida en términos de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), de 2.4 millones de toneladas por año; que corresponden 36% al ámbito municipal y 64% al industrial.

El sector industrial, de acuerdo con los índices de extracción, consumo y contaminación de agua, se ha configurado en 39 grupos, de los cuales 9 son los que producen la mayor cantidad de aguas residuales: azúcar, química, papel y celulosa, petróleo, bebidas, textiles, siderurgia, electricidad y alimentos. Estos 9 grupos en conjunto descargan el 82% del total de aguas residuales de origen industrial. Destacan la industria azucarera y la química, con el 59.8% del total.

En nuestro país, son 31 las cuencas que reciben el 91% de la materia orgánica (DBO₅) de las aguas residuales generadas. El nivel de importancia de las cuencas se determinó de acuerdo a la superficie, el volumen de escurrimiento medio anual, el área bajo riego, el valor económico, la población aledaña, los municipios circundantes y las descargas de aguas residuales. De las cuencas más severamente deterioradas, cinco merecen una atención especial, en virtud de los grandes centros de desarrollo asentados en sus alrededores, ellas son: Lerma-Santiago, Pánuco, Balsas, San Juan y Blanco.

Los puertos industriales y turísticos así como las zonas costeras del país constituyen también zonas con alto nivel de contaminación del agua, al verse afectadas por el vertido de aguas residuales municipales e industriales sin tratamiento ni control adecuado. A esto se agrega la carencia o manejo inapropiado de los sistemas de recolección y disposición de los residuo sólidos. Acapulco, Coatzacoalcos, Ensenada, Salina Cruz, Lázaro Cárdenas y Villahermosa, entre otros, requieren de particular atención para frenar y revertir el nivel de contaminación de sus aguas costeras.

Se estimaba que para el año 2000 se vertirían 207 metros cúbicos por segundo de aguas residuales; ello implicó un enorme reto, no sólo para los servicios de agua potable y alcantarillado, sino también para los sistemas de tratamiento de agua

La Comisión Nacional del Agua reportó en el 2000, la existencia de 1018 plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, con una capacidad total de 75.9 metros cúbicos por segundo y un gasto de operación de 46 m³/seg; 177 plantas de tratamiento de aguas residuales de origen industrial, con una capacidad aproximada de 12 metros cúbicos por segundo. De lo anterior se deriva que, de la descarga total de aguas residuales municipales, sólo se trata el 22% del cual aproximadamente la mitad se reutiliza. De las aguas residuales industriales,

únicamente se trata el 15.5%. Cabe aclarar que estas cifras son estimadas según la capacidad instalada y que no todos los sistemas de tratamiento están en operación. (Ver cuadros 1.4 y 1.5)

Como se nota en los datos anteriores, solo se utiliza el 60.5% de la capacidad instalada, en algunas de las instalaciones para tratamiento de aguas residuales municipales, se detectan deficiencias importantes como son: diseño inadecuado, ubicación desfavorable por condiciones topográficas o por la localización de las redes de alcantarillado; obras inconclusas tanto en la red de atarjeas como en instalaciones de bombeo, en equipo electromecánico en instalaciones de seguridad; desaparición de equipo o carencias de instalaciones eléctricas. La falta de recursos no ha permitido ampliar adecuadamente la cobertura del servicio de alcantarillado ni mejorar los sistemas de tratamiento.

Los pocos recursos económicos de los Sistemas Operadores, la insuficiencia de personal capacitado para operar y mantener en buenas condiciones las instalaciones mencionadas, es otro problema muy serio. A esto se agrega que el país no cuenta con la tecnología suficiente para la fabricación de equipo de medición y de tratamiento.

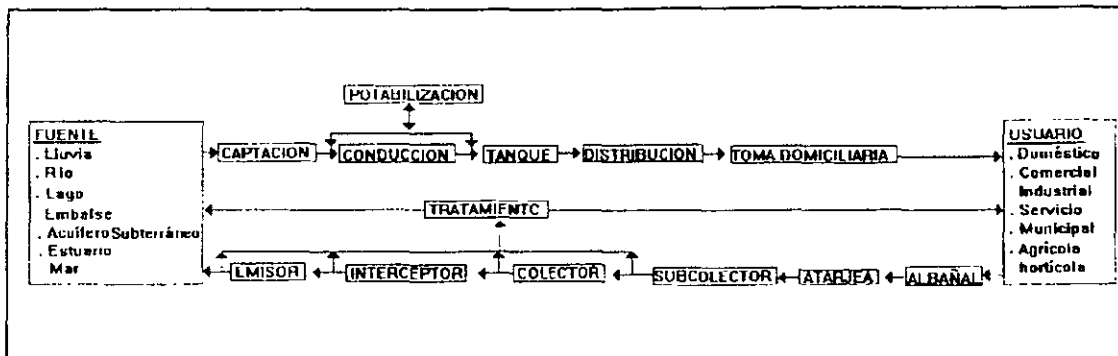
Se tienen ya Normas Oficiales Mexicanas para las descargas de aguas residuales, por lo que la Comisión Nacional del Agua cuenta con la facultad de multar, clausurar además de otorgar o negar permisos para el vertimiento, con base en la calidad del agua que se pretende alcanzar en el cuerpo receptor.

1.2 ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un **sistema hidrosanitario urbano** inicia en la fuente de abastecimiento de agua, de donde es captada, si el agua de este lugar no reúne las condiciones de potabilidad se le da un tratamiento para que cumpla con los parámetros establecidos, posteriormente ésta agua se entrega a los usuarios que al utilizarla le agregan contaminantes que pueden proceder del uso doméstico, comercios, industrias, establecimientos de servicio, usos municipales; en algunas poblaciones pequeñas se acostumbra que los habitantes tengan hortalizas y huertos, cuyas aguas de desecho en ocasiones van al drenaje.

Las aguas residuales, mezcladas con contaminantes procedentes de todo tipo de uso que exista en una comunidad, son desalojadas del predio hacia el alcantarillado a través del albañal. Posteriormente, por el emisor son enviadas al suelo o a cuerpos de agua, en ocasiones sin tratamiento, lo que debe evitarse ya que siempre es necesario construir y operar adecuadamente una planta de tratamiento. (Fig. 1.1)

FIG. 1.1 ORIGEN Y DESTINO DE LAS AGUAS RESIDUALES



Las plantas de tratamiento por su ubicación dentro del sistema hidrosanitario urbano pueden denominarse:

- **TERMINAL.** Cuando se encuentra al final de la red de alcantarillado, recibe las aguas del emisor y su objetivo principal es dar tratamiento al total de las aguas residuales y así proteger la salud y evitar la contaminación de agua y suelo ya sea para aprovecharlas al darles algún uso o desechándolas.
- **NO TERMINAL O INTERMEDIA.** Cuando se encuentra dentro de la población y no recibe agua del emisor, su objetivo es tratar solo parte de las aguas del sistema de alcantarillado para ser utilizadas en la industria, riego, u otros usos y generalmente no es desechada directamente a un cuerpo receptor.

1.3 CONTAMINACION DE UN CUERPO DE AGUA

Un cuerpo de agua se considera contaminado, cuando la composición o el estado de sus aguas son directa o indirectamente modificadas por las actividades humanas en tal forma que se disminuye la facilidad de utilización para todos aquellos fines, o alguno de ellos, a los que podrían servir en estado natural.

En relación con la preocupación por la contaminación de las aguas, se pueden mencionar los siguientes aspectos:

- Distribución geográfica de los recursos hidráulicos, de por sí muy limitados.
- Disminución de la calidad del agua para abastecimiento de las poblaciones, uso para riego o industria, puesto que todos estos usos tienen limitaciones cualitativas.

- Supresión del poder autodepurador de los cauces receptores, con destrucción de flora y fauna.
- Afectación en los asentamientos humanos, en la pesca y en los deportes, así como a los visitantes y turistas.
- Representa un peligro potencial que afecta directamente a la salud pública, además influye en la economía, recreo y esparcimiento.
- Requiere grandes inversiones para un tratamiento que haga posible la utilización del agua.

1.4 IMPUREZAS EN EL AGUA

Las aguas de los mares, lagos y ríos tienen impurezas, que no pueden incluirse dentro del concepto de contaminación, ya que al atravesar como precipitación la atmósfera y las nubes, y al escurrir por el suelo o a través de él, va incorporando elementos o partículas, que dan origen a lo que se puede entender como impurezas en el agua. La clasificación de éstas partículas se resume en el cuadro 1.1

Los contaminantes de importancia en las aguas residuales, así como los efectos (causa de la importancia) y los principales impactos ambientales se muestran en los cuadros 1.2 y 1.3. Los principales organismos patógenos que ponen en riesgo la salud humana, contenidos en las aguas residuales se indican en el cuadro 1.4,

CLASIFICACIÓN DE LAS PARTÍCULAS POR EL TAMAÑO

| ORIGEN | SUSPENDIDAS >2 X 10 ⁻⁴ mm | COLOIDALES <2 X 10 ⁻³ mm | DISUELTAS | | |
|--|---|--|---|--|---|
| | | | >2 X 10 ⁻⁶ mm | | <2 X 10 ⁻⁶ mm |
| ATMOSFERA | Polvo | Hollin | Moléculas Bióxido de carbono CO ₂ Anhídrico Sulfuroso SO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂ | Iones positivos Hidrógeno H ⁺ | Iones negativos Bicarbonato HCO ³⁻ |
| SUELO MINERAL Y PIEDRA | Arena Arcillas Partículas de tierra mineral | Arcillas | Bióxido de carbono CO ₂ | Sodio Na ⁺ Potasio K ⁺ Calcio Ca ²⁺ Magnesio Mg ²⁺ Hierro Fe ²⁺ Manganeso Mn ²⁺ | Cloruro Cl ⁻ Fluoruro F ⁻ Sulfato SO ₄ ⁻ Carbonato CO ₂ ⁻ Bicarbonato HCO ₃ ⁻ Nitrato NO ₃ ⁻ |
| ORGANISMOS VIVOS Y SUS PRODUCTOS DE DESCOMPOSICIÓN | Algas Diatomeas Bacterias Protozoos Tierra organica Peces y otros organismos | Virus Materia colorante orgánica | Bióxido de carbono CO ₂ Oxígeno O ₂ Nitrógeno N ₂ Sulfato de hidrógeno H ₂ S Metano CH ₄ Residuos organicos varios, algunos de los cuales producen olor y color | | |

CUADRO 1.1 PARTICULAS QUE CAUSAN IMPUREZAS EN AGUAS NATURALES

CUADRO 1.2 CONTAMINANTES DE IMPORTANCIA EN AGUAS RESIDUALES

| CONTAMINANTE | CAUSA DE SU IMPORTANCIA |
|--------------------------------|---|
| Sólidos suspendidos | Pueden conducir al desarrollo de depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se descargan A. R. Crudas en un medio acuático. |
| Materia Orgánica Biodegradable | Está compuesta principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas. Se mide en términos de DBO y DQO generalmente. Si no es previamente removida puede producir agotamiento del OD de la fuente receptora y desarrollo de condiciones sépticas. |
| Patógenos | Organismos que producen enfermedad. |
| Nutrientes | El C, N y P son nutrientes. Cuando se descargan en la aguas residuales pueden producir crecimiento de vida acuática indeseable. Cuando se descargan en cantidad excesiva sobre el suelo pueden producir contaminación del agua subterránea. |
| Materia Orgánica Refractaria | Resiste el tratamiento convencional. Ejemplos: detergentes, fenoles, y plaguicidas agrícolas. |
| Metales pesados | Proviene de aguas residuales comerciales e industriales y es posible que deban ser removidos para reuso de agua. |
| Sólidos Inorgánicos Disueltos | Algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro domestico original como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para reuso del agua. |

Metcalf and Eddy Inc. Wastewater Engineering; 2a Ed. McGraw-Hill Book Co, 1980

CUADRO 1.3: CONTAMINANTES, PARÁMETROS E IMPACTOS AMBIENTALES

| CONTAMINANTE | PARAMETRO TÍPICO DE MEDIDA | IMPACTO AMBIENTAL |
|-----------------------|----------------------------|--|
| Materia biodegradable | DBO; DQO | Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables. |
| Materia suspendida | SST, SSV | Causa turbiedad en el agua, deposita lodos. |
| Patógenos | Coliformes fecales | Hace el agua insegura para consumo y recreación |
| Amoniaco | $\text{NH}_4\text{-N}$ | Desoxigena el agua, es tóxico para organismos acuáticos y puede estimular el crecimiento de algas. |
| Fósforo | Ortofósatos | Puede estimular el crecimiento de algas |
| Materiales tóxicos | Como materia toxica | Peligroso para la vida vegetal y animal |
| Sales inorgánicas | SDT | Limita los usos agrícolas e industriales del agua |
| Energía térmica | Temperatura | Reduce la concentración de saturación de oxígeno en el agua, acelera el crecimiento de organismos acuáticos. |
| Iones hidrogeno | pH | Riesgo potencial para organismos acuáticos |

Rich L. G.; Low Maintenance, Mechanically Simple Wastewater Treatment Systems McGraw-Hill Book Co, 1980

CUADRO 1.4 ORGANISMOS PATOGENOS COMUNMENTE ENCONTRADOS EN AGUAS RESIDUALES Y ENFERMEDADES QUE CAUSAN

| ORGANISMOS | ENFERMEDAD | OBSERVACIONES |
|-------------------------------|--|---|
| Ascaris spp; enterobius spp | Lombrices de nemátodos. | Implica peligro de contagio a humanos por efluentes de aguas residuales y lodos secos usados como fertilizante. |
| Bacillus anthracis | Antrax. | Se encuentra en agua residual. Las esporas son resistentes al tratamiento. |
| Brucelia spp | Brucelosis. Fiebre de Malta en el hombre. Aborto contagioso en carneros, cabras y reses. | Transmitida normalmente por la leche infectada o por contacto. Se sospecha también por las aguas residuales. |
| Entamoeba histolytica | Disentería. | Es diseminada por agua contaminadas y lodos empleados como fertilizante. Común en climas calientes. |
| Leptospira icterohemorrhagiae | Leptospirosis (Enfermedad de Well). | Transportada por ratas de drenajes. |
| Mycobacterium tuberculosis | Tuberculosis. | Se le ha aislado de agua residual y corrientes contaminadas. Las aguas residuales son un posible forma de transmisión. Deberá tenerse cuidado con aguas residuales y lodos de sanatorios. |
| Salmonella paratypi | Fiebre paratifoidea. | Es común en aguas residuales y efluentes en épocas de epidemia. |
| Salmonella typhi | Fiebre tifoidea. | Es común en aguas residuales. y efluentes en época de epidemia. |
| Salmonella spp | Envenenamiento de alimentos. | Es común en aguas residuales y efluentes |
| Schistosoma spp | Esquistosomiasis. | Probablemente es destruida por un tratamiento eficiente. |
| Shigella spp | Disentería bacilar. | Las aguas contaminadas son las principal fuente de infección. |
| Taenia spp | Solitaria | Los huevos son muy resistentes, están presentes en lodos y efluentes de aguas residuales. Representan peligro para el ganado en tierras irrigadas con aguas residuales o abonadas con lodos de ellas. |
| Vibrio choleras | Cólera | Es transmitido por aguas residuales y aguas contaminadas. |
| Virus | Poliomielitis, hepatitis. | Se desconoce aún la forma exacta de transmisión. Se han encontrado en efluentes de plantas de tratamiento biológico. |

1.5 PROPOSITO DEL TRATAMIENTO

El propósito del tratamiento de las aguas residuales es la remoción de sustancias contaminantes para cumplir principalmente con los siguientes objetivos:

1. Proteger la salud pública y los ecosistemas.
2. Reducir el uso de agua de calidad potable al reusar el agua tratada en aquellas aplicaciones en las que no se requiere potable, o cuando el agua tratada pueda ser reutilizada en la industria, agricultura, acuicultura, etc.
3. Evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores (agua o suelo).
4. Control de la contaminación del agua para cumplir con legislación vigente.
5. Recuperar, sanear o rehabilitar cuerpos de agua degradados como se hizo en Europa con los ríos Támesis y Danubio, y como actualmente se está haciendo en México para sanear el río Lerma.
6. En las empresas, para cumplir con ISO 14,000 y con los objetivos de "Calidad Total" en procesos de certificación.

1.6 REUSO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS

El reuso ya sea en forma directa o indirecta de las aguas tratadas, se puede considerar como un método de disposición que complementa los métodos de disposición en el medio ambiente.

La cantidad del agua tratada que pueda ser reusada dependerá de: 1o. disponibilidad de agua residual para su tratamiento, 2o. costos del agua de primer uso potable, comparado con los costos de tratamiento y de conducción, 3o. de los criterios, estándares o normas de calidad de agua y 4o. del potencial de reuso o de recirculación del agua tratada.

El reuso del agua tratada de acuerdo a sus aplicaciones, puede clasificarse en:

- **Reuso potable.** Recarga de acuíferos, dilución en aguas naturales.
- **Reuso doméstico.** Suministro doble, en el que el agua tratada se reusa en excusados, mingitorios y riego de áreas verdes, rellenos sanitarios, terracerías.

- **Reuso municipal.** Riego de áreas verdes, campos de golf, lavado de calles y automóviles y agua para incendio.
- **Reuso industrial.** Enfriamiento, generación de vapor, alimentación a procesos que no tienen contacto con alimentos, bebidas o medicamentos, riego de áreas verdes y recarga de acuíferos para usos industriales, inyección al "escudo" en excavaciones, (en Monterrey el agua potable tiene un costo de \$18.00 y el agua tratada de \$4.60).
- **Reuso agrícola.** Riego de terrenos agrícolas, forestales y de pastoreo.
- **Reuso piscícola** Criadero de peces.
- **Reuso recreativo** Sin contacto directo: veleo, remo, lagos artificiales.
Con contacto directo: natación, pesca deportiva, etc
- **Reuso para control de incendios**
- **Reuso recarga de acuíferos**
- **Otros reusos:**
 - **Directo:** para el control de intrusión salina, control del balance de sales en aguas subterráneas.
 - **Indirecto:** para el control de problemas de hundimientos de suelo, para activar represurización en pozos petroleros y para compactar suelos.

1.7 LOCALIZACION DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

La selección del sitio para la ubicación de una planta de tratamiento es un problema muy difícil de resolver actualmente, ya que si a los habitantes de las zonas en estudio, no se les convence de la bondad del tratamiento y de la ausencia de perjuicios para ellos, pueden impedir que la planta se construya o en el peor de los casos, ya construida no permitir que opere, por lo tanto se requiere llevar a cabo los correspondientes estudios de Impacto Ambiental; para no tener problemas con los vecinos de la planta debe considerarse: área de amortiguamiento, consideraciones estéticas y el control de olor y ruido. Si se tiene un buen control sobre estos potenciales problemas se puede pensar que es posible localizarla en cualquier lugar, por otro lado, hay que tener en consideración que si se hace un control excesivo de todos los problemas, repercutirá en los costos y en la selección de los procesos.

Por economía, es deseable minimizar las estaciones de bombeo, entonces, los sitios a considerar normalmente quedan reducidos a puntos donde el drenaje es accesible, ya que el sistema de alcantarillado es predominantemente diseñado para funcionar por gravedad.

Desde los estudios iniciales debe establecerse, la superficie requerida incluyendo áreas verdes, (ver página 21 del capítulo 6); determinar los vientos dominantes y la distancia que exista hasta la población, principalmente a la zona habitacional debido a los problemas de olores que puedan presentarse; por último se deben estudiar, prevenir y tratar propuestas de solución a los problemas sanitarios que se puede generar. (Como drenajes, proliferación de mosquitos, etc).

1.8 INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO.

RESUMEN DE LA CAPACIDAD INSTALADA

La CNA informó que en diciembre 1998 se tenía en inventario 914 sistemas de depuración de aguas residuales municipales con una capacidad instalada de 63.2 m³/seg, de los cuales 727 se encuentran en operación con gasto tratado de 40.9 m³/seg, informó que se recolectaban en alcantarillado 187 m³/seg por lo que 21.8% del total de las aguas residuales procedentes de localidades urbanas a nivel nacional reciben tratamiento. De los 40.9 m³/seg de aguas residuales tratadas solo 29.3 m³/seg cumplen con la NOM-001-ECOL-1996. En seguida se presentan datos que contienen detalles para las entidades federativas.

CUADRO 1.5 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CONSTRUIDAS Y OPERANDO, DICIEMBRE DEL 2001.

| ESTADO | NUMERO DE PLANTAS | PLANTAS EN OPERACIÓN | GASTO DE DISEÑO (L/S) | GASTO DE OPERACIÓN (L/S) |
|-------------------|-------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------|
| AGUASCALIENTES | 90 | 83 | 2724.80 | 2219.10 |
| BAJA CALIFORNIA | 13 | 13 | 4432.00 | 3893.20 |
| B. CALIFORNIA SUR | 16 | 15 | 1002.00 | 758.50 |
| CAMPECHE | 13 | 12 | 135.00 | 40.50 |
| CHIAPAS | 16 | 5 | 797.60 | 154.70 |
| CHIHUAHUA | 53 | 51 | 5124.00 | 3760.60 |
| COAHUILA | 15 | 6 | 1563.50 | 1022.00 |
| COLIMA | 33 | 29 | 545.00 | 436.50 |
| DISTRITO FEDERAL | 21 | 21 | 6278.00 | 3208.00 |
| DURANGO | 67 | 63 | 3311.90 | 1918.16 |
| GUANAJUATO | 20 | 16 | 3978.00 | 1666.00 |
| GUERRERO | 24 | 23 | 2836.00 | 1636.70 |
| HIDALGO | 10 | 10 | 87.40 | 57.90 |
| JALISCO | 87 | 74 | 2855.40 | 2259.50 |
| ESTADO DE MEX. | 45 | 41 | 6599.80 | 4245.60 |
| MICHOACAN | 18 | 9 | 1911.00 | 524.00 |
| MORELOS | 30 | 18 | 1628.90 | 1057.50 |
| NAYARIT | 56 | 49 | 1787.40 | 1111.60 |
| NUEVO LEON | 53 | 53 | 12187.00 | 8472.30 |
| OAXACA | 34 | 25 | 594.50 | 366.00 |
| PUEBLA | 25 | 21 | 1009.20 | 556.90 |
| QUERETARO | 47 | 42 | 912.00 | 660.90 |
| QUINTANA ROO | 17 | 15 | 1579.00 | 1024.30 |
| SAN LUIS POTOSI | 12 | 3 | 926.00 | 280.00 |
| SINALOA | 43 | 42 | 2885.90 | 2586.90 |
| SONORA | 76 | 62 | 3786.80 | 2519.20 |
| TABASCO | 32 | 16 | 1131.00 | 364.00 |
| TAMAULIPAS | 22 | 15 | 2671.00 | 2365.20 |
| TLAXCALA | 45 | 29 | 1019.80 | 585.30 |
| VERACRUZ | 77 | 57 | 3997.00 | 812.70 |
| YUCATAN | 10 | 10 | 144.50 | 139.50 |
| ZACATECAS | 12 | 10 | 180.80 | 150.6 |
| NACIONAL | 1,132 | 934 | 80,662.20 | 50,809.86 |

FUENTE: Inventario Nacional de Plantas Potabilizadoras y de Tratamiento de Aguas Residuales; los datos detallados en cuanto a procesos y capacidad de cada planta y por estados se pueden verificar en: Comisión Nacional del Agua: <http://www.cna.gob.mx>

CUADRO 1.6 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUALES CONSTRUIDAS, POR PROCESO, ENERO 1998.

| ESTADO | AE | DB | FB | LA | LB | LE | LM | LP | PE | RA | TI | TP | TS | TV | ZO | ZZ | AN | TOTAL |
|---------------------|----------|----------|-----------|------------|-----------|------------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|------------|
| AGUASCALIENTES | | | 1 | 2 | | 83 | | | 8 | | | | | | | | | 94 |
| BAJA CALIFORNIA | | | 2 | 1 | 1 | 5 | | | | | | | | | 1 | | | 10 |
| BAJA CALIFORNIA SUR | | | | 7 | | 9 | 1 | | | | | 1 | | | | | | 18 |
| CAMPECHE | | | | 7 | | | | | | | | 3 | | | | | 1 | 11 |
| COAHUILA | | | 2 | 5 | | 4 | | | | | 1 | 1 | | | | | | 13 |
| COLIMA | | 1 | | 2 | | 20 | | | | | | | | | | | | 23 |
| CHIAPAS | | | | | | 5 | | | | | | | 1 | | | | | 6 |
| CHIHUAHUA | | 1 | | 4 | | 12 | | | | | | | | | 1 | | | 18 |
| DISTRITO FEDERAL | 1 | | 2 | 20 | | | | | | | | | | | | | 1 | 24 |
| DURANGO | | | | 1 | 1 | 41 | | | | | | | | | | | | 43 |
| GUANAJUATO | | | | 1 | 1 | 3 | | | | | 3 | | | | 1 | | | 9 |
| GUERRERO | | | | 12 | | | | | | | | 1 | | | | | | 13 |
| HIDALGO | | | | 1 | | 2 | | 1 | | | 1 | | | | | | | 5 |
| JALISCO | | | 2 | 11 | 2 | 34 | | | 1 | 7 | 1 | 2 | | | 9 | | | 69 |
| ESTADO DE MEXICO | | | 1 | 1 | | 15 | | | | | | | | | | | | 17 |
| MICHOACAN | | 1 | | | 1 | 6 | | | | 1 | 3 | | | | 1 | | | 13 |
| MORELOS | | 3 | 5 | 3 | | 2 | | | | 4 | 8 | | | | | 2 | 3 | 30 |
| NAYARIT | | | 4 | 11 | | 19 | | | | | | | 14 | | | | | 48 |
| NUEVO LEON | 3 | | | 6 | 3 | 12 | | | | 1 | 2 | | | | | | 1 | 28 |
| OAXACA | | 1 | 1 | 10 | | 5 | | 3 | | | 2 | | | | | | | 22 |
| PUEBLA | | | 2 | | | 6 | | | | | | 2 | | 1 | | | | 11 |
| QUERETARO | 1 | | 3 | 1 | | | | | 3 | | 1 | 1 | | | 1 | | 2 | 13 |
| QUINTANA ROO | | | | 12 | | 1 | | | | | | | | | 1 | | | 14 |
| SAN LUIS POTOSI | | | | 9 | | 3 | | | | | | | | | | | | 12 |
| SINALOA | | | | 2 | | 12 | | | | | | 1 | | | | | | 15 |
| SONORA | | | | | | 61 | | | | | 2 | 1 | | | | | | 64 |
| TABASCO | | | 1 | 4 | | 7 | | | | | 10 | | | | 1 | | | 23 |
| TAMAULIPAS | 1 | | 1 | | 1 | 6 | | | | | 3 | | | | 2 | | | 14 |
| TLAXCALA | | | 1 | | 4 | 27 | | | | 1 | | | | | | | | 33 |
| VERACRUZ | | | 3 | 22 | | 10 | | | 1 | 2 | 16 | 3 | 1 | | | | 3 | 61 |
| YUCATAN | | | 1 | 2 | | | | | | | | | | | | | 5 | 8 |
| ZACATECAS | | 2 | 0 | 17 | | 6 | | | | | | | | | 1 | | | 26 |
| NACIONAL | 6 | 9 | 32 | 174 | 14 | 416 | 1 | 4 | 12 | 10 | 59 | 16 | 18 | 1 | 19 | 3 | 15 | 808 |

FUENTE: GERENCIA DE SANEAMIENTO Y CALIDAD DEL AGUA, C.N.A.

No incluye plantas en proyecto.

AE = AERACION EXTENDIDA
 DB = DISCO BIOLÓGICO
 FB = FILTROS BIOLÓGICOS
 LA = LODOS ACTIVADOS
 LB = LAGUNAS AERADAS
 LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 LM = LEMNA
 LP = LAGUNAS-PANTANO
 PE = PURIFICADOR ENZIMÁTICO

RA = RAFA
 TI = TANQUE IMHOFF
 TP = TRATAMIENTO PRIMARIO
 TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO
 TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO
 ZO = ZANJA DE OXIDACION
 ZZ = DESCONOCIDO
 AN = TRATAMIENTO ANAEROBIO

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 2 PARAMETROS DE CALIDAD DEL AGUA Y LEGISLACION

- 2.1 CARACTERISTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO**
- 2.2 PARAMETROS FISICOS**
- 2.3 PARAMETROS QUIMICOS**
- 2.4 PARAMETROS BIOLÓGICOS**
- 2.5 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES PARAMETROS DE CALIDAD**
- 2.6 NORMATIVIDAD**

2.1 CARACTERÍSTICAS A CONSIDERAR PARA EL DISEÑO

Las consideraciones para el diseño del tratamiento de las aguas residuales se basan principalmente en: 1° Las características físicas, químicas y biológicas del agua tratada, 2° El caudal del agua a tratar y 3° el destino y el uso que se le dará.

Las características generales que con más frecuencia se estudian para los diseños se presentan en forma resumida en la figura 2.1 y el cuadro 2.1.

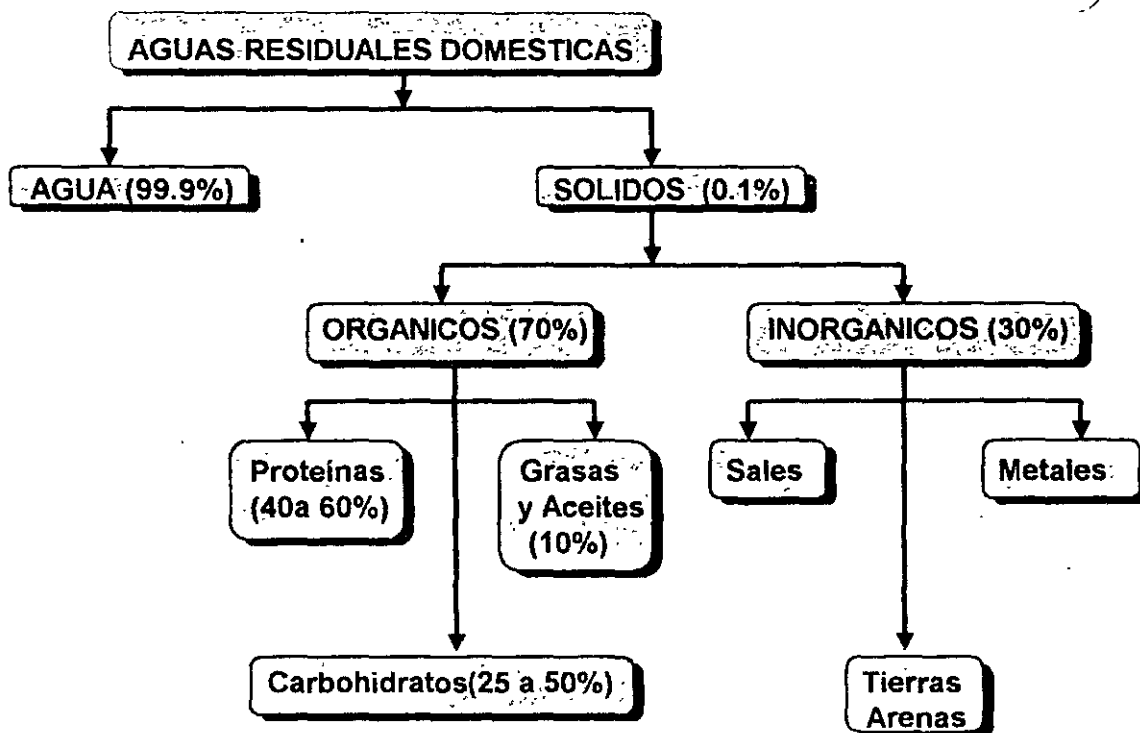


Fig. 2.1 Composición de las Aguas Residuales Domésticas

El concepto **calidad del agua**, se refiere al conjunto de características físicas, químicas y biológicas, clasificadas en relación con características modelo definidas, y según el uso de un agua.

Si la calidad que se toma como referencia es el agua potable, se podrá establecer una calificación de la aptitud de cualquier muestra para dicho uso. Existen metodologías para obtener "índices de calidad" del agua, comparando el valor de los parámetros físicos, químicos y biológicos de una muestra con los correspondientes a la caracterización de base, por ejemplo los "Índices de Calidad del Agua Residual" (ICAR) y del "Agua Renovada" (ICAREN) utilizados por la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del DDF (DGCOH). Siempre es necesario analizar detalladamente los parámetros de una muestra,

antes de calificarla como adecuada para un uso o destino particular tal como lo establecen las Normas Oficiales Mexicanas.

Se habla de "contaminación del agua" cuando su calidad sufre una transformación, debido al uso humano, que la hace inadecuada para un uso particular. Generalmente este término se aplica con relación a la calidad del "agua natural", aunque en el medio natural no existe una sola calidad de la misma. Para determinar su reuso, basta con referirse a la calidad requerida para cada uso según los parámetros establecidos. Además la calidad del agua experimenta modificaciones en el medio natural como de muestra en el cuadro 1.1 del Capítulo 1. Los sistemas de tratamiento, en sus "procesos y operaciones unitarias", lo único que hacen es reproducir los procesos naturales de depuración que se pueden ver en los ríos, lagos y en el mar como se muestra en el cuadro 2.2

CUADRO 2.1. CARACTERISTICAS O PARAMETROS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

| FISICAS | QUIMICAS | BIOLOGICAS |
|---|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ◆ SOLIDOS ◆ TEMPERATURA ◆ COLOR ◆ OLOR | <ul style="list-style-type: none"> ◆ ORGANICAS <ul style="list-style-type: none"> ⇒ DBO, DQO, COT ⇒ Proteínas ⇒ Carbohidratos ⇒ Lípidos ⇒ Espumante ⇒ Fenoles ⇒ Plaguicidas ◆ INORGANICOS <ul style="list-style-type: none"> ⇒ pH ⇒ Cloro ⇒ Alcalinidad ⇒ Nitrógeno ⇒ Fósforo ⇒ Metales pesados ⇒ Materia tóxica ◆ GASES <ul style="list-style-type: none"> ⇒ Oxígeno ⇒ Acido Sulhídrico ⇒ Metano | <ul style="list-style-type: none"> ◆ PLANTAS ◆ ANIMALES ◆ BACTERIAS ◆ PROTOZOOS ◆ VIRUS ◆ HONGOS ◆ HELMINTOS |

CUADRO 2.2 PROCESOS NATURALES QUE MODIFICAN LA CALIDAD DEL AGUA

| CLASIFICACION | PROCESO | DESCRIPCION | PROCESOS UNITARIOS DEL TRATAMIENTO |
|----------------|---------------------|--|--|
| FISICOQUIMICOS | Fotólisis | Transformación química de compuestos presentes en el agua, al entrar ésta en contacto con la luz, dependiendo de la estructura química de aquéllos. | Procesos biológicos y desinfección. |
| | Hidrólisis | Interacción de un grupo hidroxilo (-OH) con la estructura de compuestos orgánicos, con la pérdida de un grupo funcional; la velocidad de reacción puede incrementarse con la presencia de un ácido o una base. | Precipitación química, coagulación, floculación y oxidación química. |
| | Oxidación | Introducción de un átomo de oxígeno en un compuesto químico. En el caso de la materia orgánica carbonácea, puede inducir su descomposición hasta dióxido de carbono y agua. | Mezcla, transferencia de gases, oxidación química, procesos biológicos y desinfección. |
| | Especiación Química | Dependiendo de sus características, un compuesto puede ser precipitado, adsorbido o absorbido por materia orgánica e inorgánica, permanecer en fase líquida como ión o formar moléculas complejas. | |
| DE TRANSPORTE | Volatilización | Se presenta en compuestos químicos orgánicos e inorgánicos con alta presión de vapor o baja solubilidad. | Mezcla y transferencia de gases. |
| | Sorción: | Proceso por el cual un componente se transfiere de una fase para acumularse en otra, particularmente cuando la segunda es sólida. Se divide en absorción y adsorción. | Sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, coagulación y procesos biológicos |
| | Absorción | Se produce cuando las moléculas o átomos de una fase penetran uniformemente en otra, formando una solución en ella. | |
| | Adsorción | Es la acumulación de sustancias en una superficie o interfase, ya sea líquido-líquido, gas líquido o líquido-sólido. | |
| BIOLOGICOS | Bioacumulación | Tendencia de ciertos compuestos químicos a acumularse en especies vivas, especialmente importante en compuestos químicos hidrofóbicos solubles dentro de tejidos grasos o lípidos | Procesos biológicos. |
| | Biodegradación | Transformación de compuestos químicos en otros más simples, debida a las enzimas propias de organismos vivos, demandantes de energía y carbono. | Procesos biológicos. |

**CUADRO 2.3 CARACTERISTICAS PROMEDIO DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES POR TAMAÑO DE POBLACIÓN**

| PARAMETROS | RANGOS DE POBLACION | | | | PROMEDIO |
|--------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------|
| | 2500 a 10000 | 10000 a 20000 | 20000 a 50000 | 50000 a 100000 | |
| ♦ pH | 7.4 | 6.9 | 6.9 | 7.3 | 7.1 |
| ♦ TEMPERATURA (°C) | 25 | 20 | 23 | 22 | 23 |
| ♦ DBO | 264 | 299 | 254 | 301 | 280 |
| ♦ DQO | 698 | 719 | 609 | 430 | 614 |
| ♦ SS (ml/l) | 9 | 5 | 8 | 3 | 6 |
| ♦ GRASAS Y ACEITES | 56 | 44 | 65 | 96 | 65 |
| ♦ N-NH ₃ | 24 | 28 | 14 | 12 | 20 |
| ♦ N-ORGANICO | 18 | 23 | 23 | 9 | 18 |
| ♦ N-TOTAL | 37 | 44 | 30 | 24 | 34 |
| ♦ FOSFATOS TOTALES | 20 | 24 | 16 | 29 | 22 |
| ♦ SAAM | 14 | 11 | 17 | 17 | 15 |
| ♦ COLI. TOT. (NMP/100 ml) | 7 | 773 | 14 | 107 | 225 |
| ♦ SOLIDOS : | | | | | |
| ⇒ TOTALES | 1552 | 1141 | 1391 | 932 | 1254 |
| ⇒ TOTALES SUSP. | 286 | 309 | 233 | 167 | 249 |
| ⇒ TOTALES DIS. | 1266 | 832 | 1158 | 765 | 1005 |
| ⇒ TOTALES VOL. | 737 | 871 | 449 | 349 | 602 |
| ⇒ VOLATILES SUSP. | 223 | 192 | 151 | 139 | 176 |
| ⇒ VOLATILES DIS. | 514 | 379 | 298 | 210 | 350 |
| ⇒ TOTALES FIJOS | 815 | 570 | 942 | 583 | 728 |
| ⇒ FIJOS SUSP. | 116 | 145 | 183 | 58 | 126 |
| ⇒ FIJOS DIS | 699 | 425 | 759 | 525 | 602 |

UNIDADES EN mg/l, EXCEPTO QUE SE INDIQUE DE OTRA FORMA

REFERENCIAS : SRH, SUBSECRETARIA DE PLANEACION, DIRECCION GENERAL DE USO DEL AGUA Y PREVENCIÓN DE LA CONTAMINACION. "SISTEMA ECONOMICO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ADECUADOS A LAS CONDICIONES NACIONALES, SUGUN ETAPA"

2.2 PARAMETROS FISICOS

SÓLIDOS

Este parámetro prácticamente nos indica cuales serán las operaciones físicas requeridas por el tratamiento, tomando en consideración el tamaño de las partículas. En el caso de la materia orgánica (carbonácea) coloidal y disuelta, su composición determinará el tipo de procesos que el tratamiento requiere, ya sean químicos o biológicos, según sea el caso.

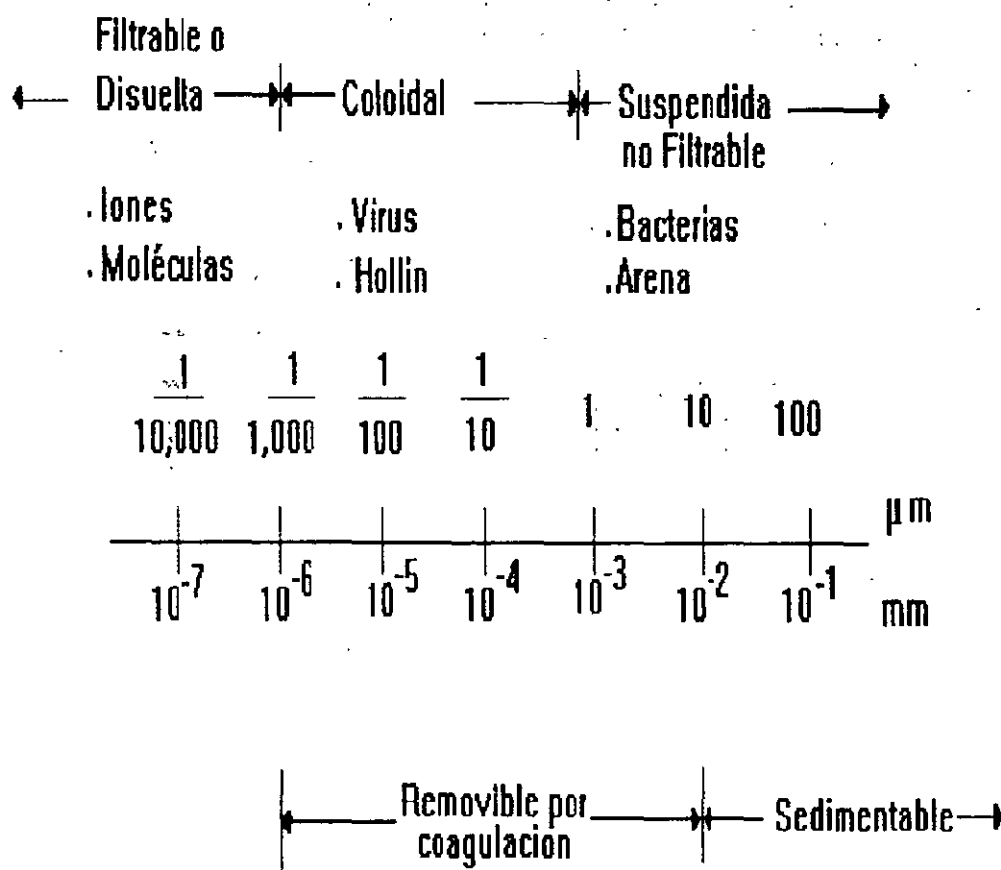


Fig. 2.2 Clasificación y tamaño de partículas presentes en el agua

SÓLIDOS TOTALES. El material que arrastran las aguas residuales. Desde el punto de vista analítico los sólidos totales se definen como el residuo que permanece después de haber evaporado el agua entre 103 y 105°C.

SÓLIDOS SEDIMENTABLES. Sólidos en suspensión que pueden llegar a sedimentar en condiciones de reposo, debido a la influencia de la gravedad. Removibles mediante cribado y sedimentación (desarenador y sedimentador primario). **TRATAMIENTO PRIMARIO.**

SÓLIDOS SUSPENDIDOS NO SEDIMENTABLES. Son componentes de los totales, cuyo tamaño es menor de 10 micras (10^{-2} mm). removibles mediante procesos biológicos los de origen orgánico, y mediante coagulación si no lo son. **TRATAMIENTO SECUNDARIO.**

SÓLIDOS DISUELTOS O FILTRABLES. Son componentes de los totales. Comprenden partículas del tamaño de iones y moléculas que pasan por un filtro menor de 10^{-6} mm. Removibles mediante procesos biológicos si son biodegradables y mediante precipitación química si no lo son, o mediante otros procesos. **TRATAMIENTO TERCARIO.**

SÓLIDOS FIJOS Y VOLATILES, en función a su volatilidad a 600°C, la fracción orgánica se oxida, convirtiéndose en gas (sólidos volátiles) y la inorgánica permanece como ceniza (sólidos fijos).

TEMPERATURA

Es una medida relativa de la cantidad de calor contenida en el agua residual, usualmente la temperatura de las aguas residuales es mayor que la del agua de la red de abastecimiento de agua potable, ya que recibe calor por los usos y la actividad bacteriana.

La temperatura es importante porque afecta a la vida acuática tanto de la fauna como de la flora, afecta también la velocidad de reacción bioquímica y la transferencia de gases. Por ejemplo al aumentar la temperatura se disminuye la solubilidad del oxígeno en el agua y también se aumenta la velocidad de degradación de los compuestos orgánicos.

Temperaturas muy altas pueden fomentar el crecimiento de especies indeseables de plancton y hongos a los cuales los limitan las bajas temperaturas, estos organismos pueden incrementar el tiempo de tratamiento o el tamaño de la planta de tratamiento.

COLOR

El color de las aguas domésticas es generalmente una indicación de su edad, el agua residual doméstica presenta color gris cuando se acaba de generar, pero posteriormente se vuelve de color negro, debido a la actividad de los organismos anaerobios, que descomponen la materia orgánica y producen ácido sulfhídrico y metano.

Las aguas residuales industriales pueden contener muchas sustancias colorantes, por ejemplo la industria textil, celulosa y papel, petrolera y petroquímica.

OLOR

Los olores en las aguas residuales son causados por los gases de la descomposición orgánica por la actividad microbiana anaerobia, por compuestos industriales y por las reacciones de los componentes cuyo tratamiento es por procesos químicos.

2.3 PARAMETROS QUIMICOS

QUIMICOS ORGANICOS

La presencia de materia orgánica biodegradable en los cuerpos receptores reduce la cantidad de oxígeno. La presencia de materia orgánica no degradable o difícilmente degradable, complica el tratamiento de las aguas residuales.

La materia orgánica presente en las aguas residuales es de origen animal, vegetal y compuestos sintéticos orgánicos producidos por el hombre. Los principales grupos de sustancias orgánicas que se encuentran en las aguas residuales domésticas son las **proteínas** (40 a 60 %), **carbohidratos** (25 a 50%), y **grasas y aceites** (10%). (Ver figura 2.1) Además, las aguas residuales contienen pequeñas cantidades de una gran variedad de moléculas orgánicas; sintéticas, desde simples, hasta estructuras extremadamente complejas como son, los fenoles, detergentes y plaguicidas, entre otros.

Las **proteínas** son los constituyentes químicos más importantes de la materia viva. Son compuestos cuaternarios en los que predomina el carbón, el oxígeno, el nitrógeno y el hidrógeno (CHON). Se comportarán como ácidos o bases según el pH del medio en que se encuentren, pueden flocular a un pH determinado llamado punto isoeléctrico.

Los **carbohidratos** (glúcidos ó azúcares) se componen de 3 elementos C.H.O., respondiendo a la fórmula general $C_m (H_2O)_n$ de donde proviene el título de hidratos de carbono. Como ejemplos se pueden mencionar: glucosa, almidón, dextrina, glucógeno, celulosa, etc.

Las **grasas** o lípidos son ésteres de ácidos grasos y de alcoholes más ó menos complejos, son sustancias grasosas de bajo punto de fusión. Pueden emulsionarse en el agua en la cual son en general insolubles.

PARÁMETROS INDIRECTOS PARA DETERMINAR LA MATERIA ORGANICA

Para facilitar la detección de la materia orgánica usualmente se recurre a medir parámetros indirectos como son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO) y el carbono orgánico total (COT).

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO). Es el parámetro más usado para estimar el grado de contaminación orgánica en el agua. Su determinación implica medir la variación del oxígeno disuelto en el agua a través del tiempo debido a las reacciones bioquímicas involucradas en el metabolismo microbiano de la materia orgánica.

La DBO del agua residual da una idea de la biodegradabilidad de la materia orgánica, además sirve para calcular la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar la materia orgánica mediante un tratamiento biológico, este parámetro se emplea para medir la eficiencia del tratamiento y en general la DBO es un índice importante de la calidad de los cuerpos de agua, aunque la prueba para su determinación puede durar varios días, lo más común es tenerla a los 5 días y se indica como DBO_5 .

DEMANDA QUIMICA DE OXIGENO (DQO). Es otro parámetro que permite medir indirectamente el contenido de materia orgánica. El procedimiento se fundamenta en la oxidación de la materia orgánica mediante un oxidante químico fuerte, tal como el dicromato de potasio, en medio ácido, alta temperatura y en presencia de sulfato de plata como catalizador.

La DQO es usualmente mayor que la DBO, ya que son oxidados químicamente una mayor cantidad de sustancias carbonáceas existentes incluyendo los que no son degradables biológicamente. Para fines prácticos, en muchos tipos de desechos la DQO se relaciona con la DBO; cuando se trata de desechos líquidos domésticos típicos, la DQO generalmente varía entre 1.2 a 1.5 veces más que la DBO.

CARBONO ORGANICO TOTAL (COT) o (TOC). Es también una medida indirecta del contenido de materia orgánica. Su determinación se realiza mediante la combustión catalítica de muestras en un horno a alta temperatura y se mide el bióxido de carbono producido que es proporcional a la cantidad de carbono presente en la muestra. El contenido de bióxido de carbono se determina por espectrofotometría de infrarrojo. La relación DBO/COT varía entre 1.0 y 1.6.

DERIVADOS DEL PETROLEO Entre otros problemas, causan contaminación por grasas y aceites (ver cuadro 2.3) formando una capa superficial que impide la aereación de los cuerpos de agua, disminuyendo así su oxígeno, además causan oclusión de las branquias de los peces.

QUIMICOS INORGANICOS.

La presencia y concentración de estas sustancias pueden afectar a los organismos de las aguas receptoras por medio de limitantes del crecimiento o por características tróficas. Las algas y plantas microscópicas son capaces de utilizar las sustancias inorgánicas en su metabolismo, los elementos que mayormente utilizan como metabolitos inorgánicos son carbón, amonía-nitrógeno y fósforo. Estos nutrientes solos en condiciones normales no son degradables; sin embargo si las condiciones lo permiten, son aprovechados por las algas y otras plantas, generándose un gran crecimiento de individuos causando el aumento de carga orgánica en los cuerpos receptores, creando una demanda adicional del oxígeno contenido en el agua natural.

Carbón, nitrógeno y fósforo están presentes en las aguas naturales, en formas disponibles para la vida de las plantas. En la mayoría de las aguas naturales, el fósforo está presente en bajas concentraciones, menor que el nitrógeno o el carbono. El fósforo sin embargo se necesita en pequeñas concentraciones para sustentar el crecimiento de las algas. Se han reportado crecimientos indeseables de algas cuando los niveles de fósforo inorgánico se encuentran en los rangos de 0.01 a 0.05 mg/lit. Se requiere nitrógeno en mayores concentraciones que el fósforo para el crecimiento de algas.

Dependiendo de las condiciones de la corriente, el carbón inorgánico, el nitrógeno, o el fósforo pueden ser el factor limitante para el crecimiento de algas. Es necesario un estudio cuidadoso del balance de nutrientes y la vida vegetal en los cuerpos de agua, además determinar cual nutriente puede ser removido de las descargas de aguas residuales para retardar el crecimiento de algas.

pH. Es la medida de la acidez o basicidad del agua. Los valores de pH mayores de 7.5 y menores de 6.5 afectan a los organismos involucrados en el tratamiento biológico de las aguas residuales.

ALCALINIDAD. Es la medida del contenido de iones hidróxilo, bicarbonatos y carbonatos. Su efecto es limitante de la actividad biológica.

NITROGENO AMONIACAL. Es un nutriente biológico e interviene en el metabolismo bacteriano.

NITRATOS. Nutrientes biológicos.

FOSFATOS. Nutrientes biológicos.

METALES PESADOS. Indican contaminación industrial. Afectan el metabolismo microbiano por ser tóxicos

GASES. Los gases que se encuentran comúnmente en las aguas residuales crudas son; hidrógeno, oxígeno, bióxido de carbono, ácido sulfhídrico, amoniaco y metano. Aunque todos deben ser considerados en el diseño de los proceso de tratamiento, se debe poner atención a las concentraciones de oxígeno, ácido sulfhídrico y metano dentro de las aguas tratadas.

OXIGENO DISUELTO. En las aguas residuales es una medida de la actividad biológica. Se requiere para la respiración de organismos aerobios, por ello es de importancia en el tratamiento de aguas residuales.

El oxígeno disuelto es necesario para todas las formas de vida aerobia aún dentro de las instalaciones o en las aguas receptoras. En ausencia de condiciones aerobias (condiciones anaerobias), la oxidación proviene de la reducción de sales inorgánicas como los sulfatos, o a través de la formación de bacterias productoras de metano.

Los gases finales, entre ellos el ácido sulfhídrico son siempre muy desagradables, es importante que se mantenga un estado aerobio para eliminar posibles condiciones molestas en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y en las aguas naturales que reciben los efluentes.

2.4 PARAMETROS BIOLÓGICOS

Los microorganismos que son de importancia en el tratamiento de aguas residuales son: virus, bacterias, hongos, algas, protozoarios, rotíferos, microcrustáceos y microinvertebrados. La degradación de la materia orgánica contenida en las aguas residuales, es el resultado de la actividad que desarrollan los microorganismos que la utilizan como alimento.

Los microorganismos que son de importancia para la salud pública son los **patógenos**, y sus **indicadores** que nos permiten detectar su presencia en forma relativamente fácil y segura.

PRINCIPALES GRUPOS DE MICROORGANISMOS

VIRUS: Partículas submicroscópicas (hay algo de controversia con respecto a si son compuestos bioquímicos muy complejos u organismos muy sencillos, es decir, ¿realmente están vivos?) que varían en tamaño de 0.02 μm a 0.3 μm , compuestas de un núcleo de ácido nucleico y una cubierta de proteína, y que contiene todo el material hereditario necesario para la reproducción; todos son parásitos, ya que dependen de un hospedante para obtener la proteína y la energía necesarias para reproducirse; todos son patógenos y causan enfermedades: por el agua, hepatitis, polio, y gastroenteritis; por razones de salud pública, los virus son de importancia particular para los ingenieros que tienen que ver con el tratamiento del agua y las aguas residuales.

BACTERIAS: Organismos monera; de 0.1 a 10 μm de tamaño; se reproducen de manera característica por fisión (división); obtienen nutrientes por absorción; muchas son patógenas y causan tuberculosis, difteria, infección séptica de la garganta, tosferina, enfermedad de Lyme, tétanos y, en agua, cólera y tifoidea, por lo que es importante la desinfección del agua y de las aguas residuales. Aunque algunas bacterias dependen de la luz solar para obtener energía, la mayoría utilizan compuestos químicos como fuente de energía, y así son intermediarios importantes en varias transformaciones bioquímicas; por ejemplo: la descomposición de materia orgánica, la oxidación de amoníaco a nitrato y la reducción de sulfato a sulfuro. Su crecimiento óptimo ocurre con pH 6.5 y 7.5.

En las aguas residuales son las principales responsables de consumir y degradar la materia orgánica, disminuyendo con ello la DBO.

Conforme a la temperatura pueden ser criófilas (se desarrollan mejor entre temperaturas de 12° y 18°C), mesófilas (entre temperaturas de 25° a 40°C) y termófilas (entre temperaturas de 55° a 65°C).

En función de las necesidades de oxígeno, pueden ser aerobias, anaerobias y facultativas.

En función del metabolismo, las bacterias se clasifican en autótrofas y heterótrofas, si la fuente de carbón proviene de sustancias inorgánicas para las autótrofas y de materia orgánica para las heterótrofas.

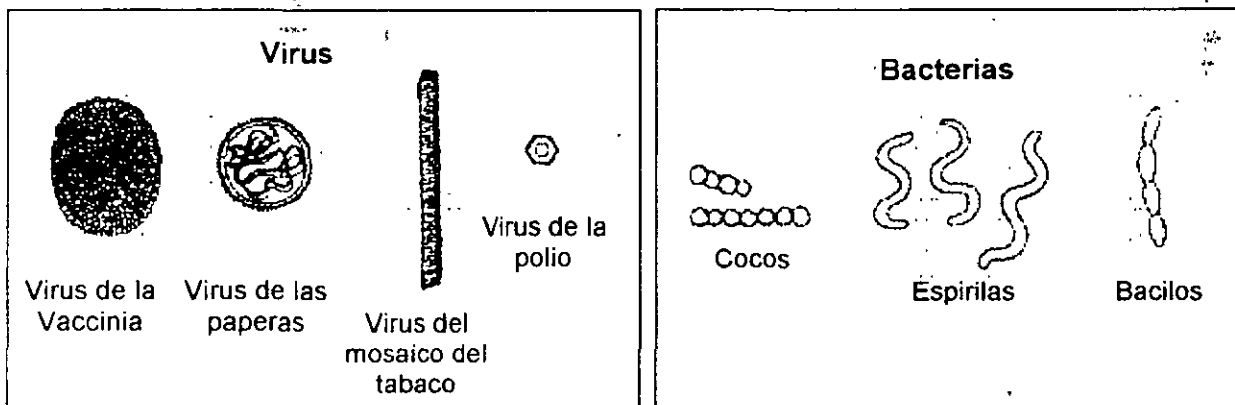


Fig. 2.3 Virus y Bacterias

HONGOS: Organismos unicelulares (levaduras) o multicelulares (mohos); varían de tamaño de algunos μm a varios cm (algunos hongos filamentosos de suelo podrían cubrir varias hectáreas de terreno); se reproducen asexualmente (gemación, esporas) o sexualmente (esporas); carecen de clorofila y se alimentan por absorción. Como reconocimiento de su importancia en la circulación de materia orgánica del suelo, el agua y las aguas residuales, algunas veces a los hongos se les conoce como "los grandes descomponedores".

ALGAS: Planta protistas (unicelulares, de 1 a 100 μm) y no vasculares (multicelulares; que alcanzan varios metros), obtienen su alimento por fotosíntesis; se reproducen asexualmente (división simple sin intercambio de material genético) y/o sexualmente (con intercambio de material genético). Las algas llevan a cabo una función importante en los ciclos de materia y energía en los sistemas acuáticos, y junto con las macrofitas, son las principales fuentes de materia orgánica en lagos y depósitos. El excesivo crecimiento de algas produce problemas de sabor y olor en los abastecimientos de agua, reduce la claridad del agua de los lagos y disminuye las reservas de oxígeno cuando las algas muertas se depositan en el fondo de los lagos y se descomponen. Las algas que flotan libremente en los lagos se denominan fitoplancton (esto es, plantas que dependen de las corrientes y los remolinos para transportarse).

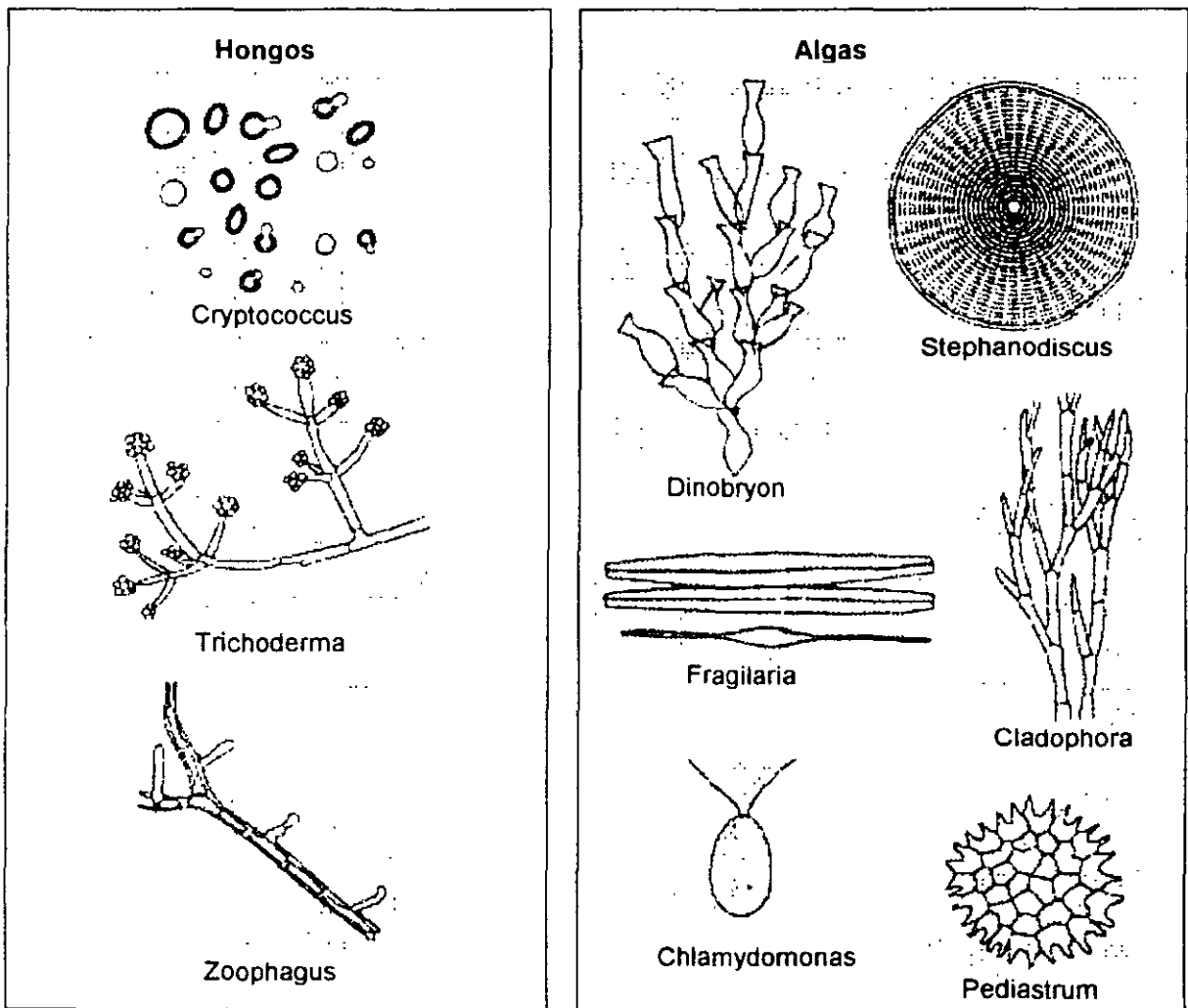


Fig. 2.4 Hongos y Algas

PROTOZOARIOS: Protistas; de 10 a 300 μm de tamaño, se reproducen asexualmente por fisión (división) y gemación o sexualmente; algunos forman **quistes** "de reposo" para sobrevivir a condiciones ambientales adversas. A los protozoarios se les considera "parecidos a animales" ya que carecen de clorofila, son móviles e ingieren materia particulada muerta o células vivas; por ejemplo: bacterias, algas u otros protozoarios; sin embargo, algunos se alimentan por absorción. Estos organismos son importantes en los procesos de descomposición del tratamiento de aguas residuales y en los lagos, ya que solubilizan la materia orgánica particulada para crear los sustratos disueltos que requieren las bacterias y los hongos. Este grupo incluye los bien conocidos géneros Amoeba y Paramecium, y los géneros patógenos Giardia y Cryptosporidium son de interés para los ingenieros que trabajan en el abastecimiento de agua potable ya que producen **quistes** que resisten a los métodos de desinfección.

ROTÍFEROS: Animales microscópicos de 100 a 1 000 μm ; con uno o mas anillos de cilios o pelos en la parte anterior del cuerpo que sirven para la locomoción y hacer que el alimento entre en el cuerpo. La estrategia de alimentación que los rotíferos utilizan es similar a la de los protozoarios, y consiste en ingerir partículas vivas y muertas y excretar materia orgánica soluble útil para bacterias y hongos. Los rotíferos son de este modo importantes para reciclar energía y material en las plantas de tratamiento de aguas residuales y en los sistemas naturales, se encuentran donde existe oxígeno.

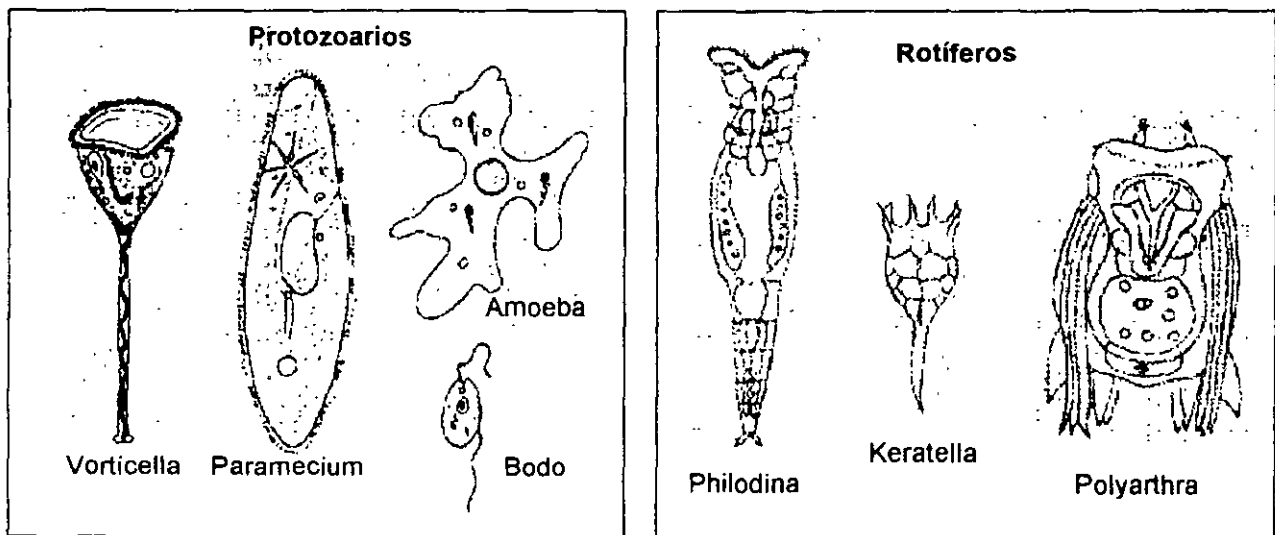


Fig. 2.5 Protozoarios y Rotíferos

MICROCRUSTACEOS: Animales microscópicos de 1 a 10 mm; los representantes comunes son los copépodos y los cladóceros (Daphnia o pulgas de agua); parientes de los cangrejos, langostas y camarones; se alimentan de bacterias, algas y otras partículas en los lagos. Por construir una fuente primaria de alimento para muchas especies de peces, los microcrustáceos son importantes en la transferencia de energía y materiales en los sistemas acuáticos, pero raramente

se encuentran en el tratamiento biológico de las aguas residuales. En conjunto, los animales que flotan libremente en los lagos (protozoarios, rotíferos y microcrustáceos) se denominan zooplancton. (Es decir, animales que dependen de las corrientes y remolinos para su transporte).

MACROINVERTEBRADOS: Animales superiores sin espina dorsal o columna vertebral, por lo común habitan en el lodo del fondo de lagos y ríos. Los macroinvertebrados incluyen gusanos, almejas, caracoles y las primeras etapas de insectos. Son importantes en el tratamiento de materia orgánica muerta en los ecosistemas acuáticos y son una fuente importante de alimento para peces. A causa de su falta relativa de movilidad, los macroinvertebrados acumulan compuestos tóxicos, y de este modo funcionan como indicadores (de manera similar a los canarios en las minas de carbón) de la salud del ecosistema.

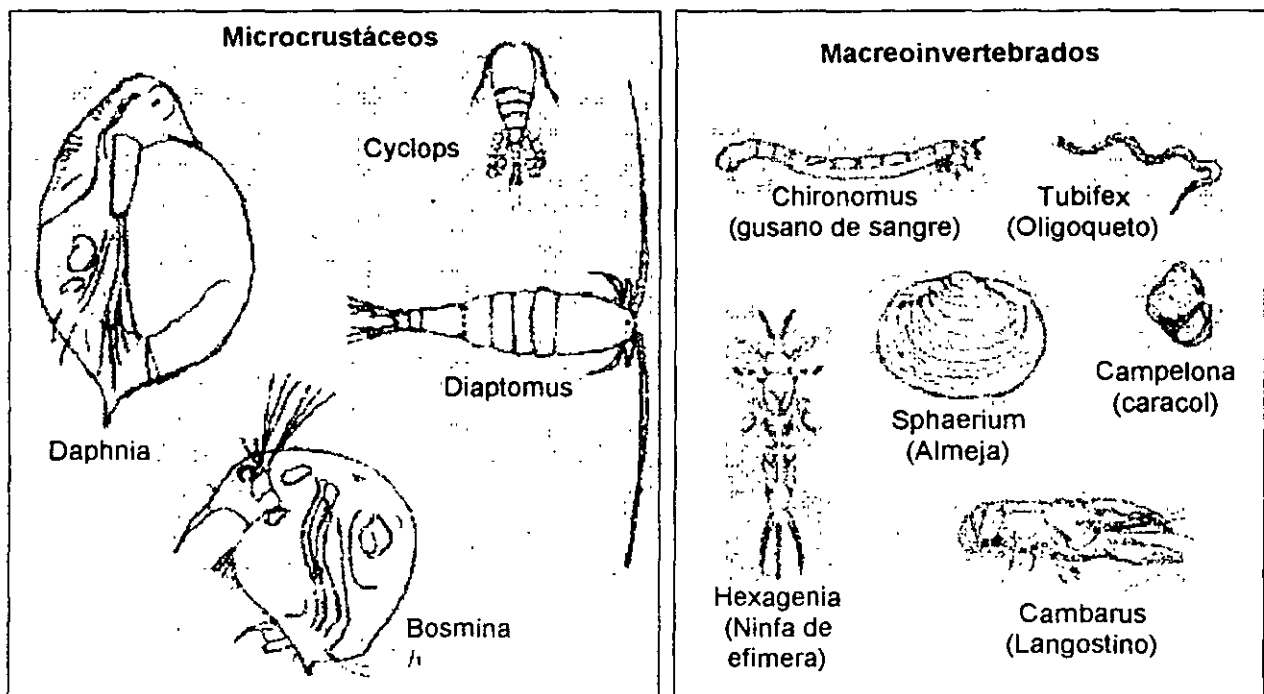


Fig. 2.6 Microcrustáceos y Macroinvertebrados

ORGANISMOS PATÓGENOS Y SUS INDICADORES

Se conoce como patógenos a los organismos que al ingresar al cuerpo humano, pueden causarle enfermedades (ver tabla 1.4 del Capítulo 1), para fines prácticos se identifica a través de **indicadores**, en este caso, se les llama así a los organismos que con su presencia indican que ha ocurrido contaminación con excreta humana, por lo mismo también pueden estar presentes diversos organismos patógenos, los **indicadores** más utilizados son dos grupos de

bacterias que siempre se encuentran en el intestino de los seres humanos: 1º Grupo coliforme fecal y 2º Grupo de estreptococos fecales.

1º COLIFORMES. Incluye a todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas, gran negativas, no esporuladas, en forma de bacilo corto, que fermentan la lactosa con producción de gas en 24 horas a 35 °C. Este grupo heterogéneo no sólo está presente en las heces humanas, sino que se encuentra en otros ambientes como son aguas negras, aguas dulces superficiales, suelo y vegetación.

En el grupo de coliformes se encuentran los siguientes grupos de bacterias:

- a) *Escherichia coli*, *E. aureacens*, *E. freundii*, *E. intermedia*.
- b) *Enterobacter aerogenes*, *E. cloacae*.
- c) Intermediarios bioquímicos entre los géneros *Escherichia* y *Enterobacter*.

El grupo coliforme se subdivide en dos categorías: fecal y no fecal su suma son los coliformes totales. Esta subdivisión se basa en la suposición de que *Escherichia coli* y otras cepas estrechamente relacionadas son de origen fecal, mientras que *Enterobacter aerogenes* y sus relativos más cercanos no son de origen fecal directo.

Algunas características que hacen de los coliformes buenos indicadores de contaminación son las siguientes:

- a) **Grupo coliforme total.**

Ventajas.

- Es relativamente fácil y rápida su determinación.
- La ausencia de coliformes es una evidencia de la potabilidad bacteriológica del agua.
- La densidad de coliforme es una medida proporcional aproximada de la contaminación por desechos fecales.
- Si están presentes las bacterias patógenas de origen intestinal, las bacterias coliformes deben existir en mayor número, ya que están siempre presentes en el intestino de humanos y animales de sangre caliente, y se eliminan en gran número por las heces.
- Los coliformes persiste en medio acuático más que las bacterias patógenas de origen intestinal.
- Los coliformes son generalmente menos dañinos al hombre y pueden determinarse cuantitativamente por los procedimientos rutinarios de laboratorio.

Desventajas.

- Algunos miembros del grupo coliforme tienen una amplia distribución en el medio ambiente en comparación a su presencia en los intestinos de animales de sangre caliente.
- Algunas cepas del grupo coliforme pueden crecer en aguas contaminadas y por consiguiente esto hace difícil la evaluación de la presencia o grado de contaminación.
- Otras bacterias pueden interferir con la prueba de los coliformes dando resultados falsos positivos o falsos negativos, por ejemplo: *E. aerogenes* o *Pseudomonas*.

b) Grupo coliforme fecal.

Ventajas.

- El 95% de los coliformes de origen fecal da positiva la prueba de la temperatura.
- Estos organismos están relativamente ausentes si la contaminación no es de origen fecal.
- El tiempo de supervivencia del grupo coliforme fecal en aguas es más corto que el de los coliformes no fecales. Por consiguiente una densidad alta de coliformes fecales indica una contaminación relativamente reciente.
- Los coliformes fecales generalmente no se multiplican fuera de los intestinos de los animales de sangre caliente.

Desventajas.

- Un número pequeño de coliformes fecales da negativa la prueba de la temperatura.
- Actualmente se conoce poco acerca de la supervivencia relativa de los coliformes fecales y de las bacterias patógenas entéricas en aguas contaminadas.

Análisis bacteriológico. El método utilizado para identificar a los organismos coliformes consiste en determinar mediante la prueba de Tubos Múltiples, el número más probable de bacterias coliformes por cada 100 ml. (NMP/100 ml); también se utiliza el método de filtro de membrana con el cual se determinan las unidades formadoras de colonias (UFC/100 ml).

2° ESTREPTOCOCOS FECALES. Su presencia indica una contaminación peligrosa y demuestran que ha ocurrido recientemente, ya que en aguas no contaminadas nunca se encuentran. Son característicos de la contaminación fecal y están presentes en las heces humanas y de animales de sangre caliente. Se definen como: "Cocos gram positivos", que forman generalmente pares ó cadenas

cortas, crecen en presencia de sales biliares, se pueden multiplicar y desarrollar a 45 °C, producen ácido pero no gas cuando fermentan manitol y la lactosa, no fermentan la rafinosa ni reducen los nitratos a nitritos, producen ácido en leche tornasolada precipitando la caseína, resistentes al calor, a condiciones alcalinas y a elevadas concentraciones de sales.

Ventajas y desventajas de los análisis de estreptococos fecales.

- Viven menos tiempo en el medio acuático que el grupo de coliformes, excepto cuando el agua tiene un contenido elevado de electrólitos como son las aguas de riego.
- No se reproducen con tanta frecuencia como los coliformes, ya que requieren mayor número de nutrientes.
- Desarrollan resistencia a los proceso de cloración del agua, mientras que los coliformes son más susceptibles a la desinfección por cloración.
- La relación CF/EF (coliformes fecales/estreptococos fecales) nos indica que: si es mayor de 4.0 la contaminación es de origen fecal humano, y si la relación es menor de 0.7 el origen de la contaminación es fecal no humana.

2.5 DESCRIPCIÓN DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS

Los parámetros físicos, químicos y biológicos, tal como se han mencionado presentan características específicas y algunos son útiles como indicadores de contaminación reciente o del grado de avance en los procesos naturales o inducidos de purificación, ya sea por su presencia o ausencia.

En el cuadro 2.4 se mencionan los principales parámetros con sus respectivas unidades de medida, además se hace una breve descripción de su condición, características y propiedades que permiten adentrarse más al conocimiento de los principales problemas que representa su presencia en el agua.

Cuadro 2.4 Principales Parámetros de Calidad del Agua (OMS)

| PARAMETRO | UNIDAD | DESCRIPCIÓN |
|--|-----------|---|
| Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) | mg/l | Cantidad de oxígeno requerida por las bacterias para descomponer la materia orgánica |
| Demanda Química de Oxígeno (DQO) | mg/l | Cantidad de oxígeno requerida para la oxidación de toda la materia oxidable, incluyendo materia orgánica e inorgánica |
| Oxígeno Disuelto | mg/l | Oxígeno molecular disuelto en el agua, indispensable para la supervivencia de la mayoría de los organismos aerobios |
| Coliformes Fecales y Totales | NMP/100ml | Grupo de bacterias que tienen su desarrollo en el conducto intestinal de los humanos; su presencia indica contaminación fecal y posiblemente, por bacterias patógenas |
| Sustancias Activas al Azul de Metileno (SAAM) | mg/l | (Detergentes) Sustancias solubles que abaten la tensión superficial, desintegran las partículas aglomeradas y emulsifican las grasas. Pueden ser inhibidoras de los procesos biológicos de tratamiento. |
| Nitrogeno de Nitritos y Nitratos | mg/l | Representa una etapa intermedia de oxidación; el nitrógeno de nitratos es el producto final de la oxidación del nitrógeno. |
| Nitrógeno Amoniacal | mg/l | Junto con el nitrógeno orgánico integra el nitrógeno total, es un nutriente bioestimulante que beneficia los procesos biológicos, puede causar eutroficación en cuerpos receptores. Se encuentra como sales de amoníaco o como amoníaco libre; en el agua residual indica contaminación reciente con productos nitrogenados |
| Fosfatos Totales | mg/l | Fósforo, nutriente que puede estimular el crecimiento de algas; proviene de la excreción humana y de los detergentes |
| Grasas y Aceites | mg/l | Incluyen grasas de origen vegetal, animal y derivados del petróleo; pueden causar obstrucciones de líneas de conducción, formación de natas o inhibición de desarrollo de poblaciones bacterianas |
| Conductividad | μ S/l | Se relaciona con la concentración de sólidos disueltos y es proporcional a la turbiedad y el color. |
| Alcalinidad | mg/l | Acidez y alcalinidad miden la capacidad de la muestra para reaccionar con los iones oxhidrilos y los iones de hidrógeno. Se dividen en alcalinidad a la fenolftaleína y al anaranjado de metilo o total. Se expresa en mg/l como CaCO_3 . Ayuda a amortiguar los cambios en el pH, puede ser perjudicial para los procesos biológicos y causar problemas por incrustaciones en los conductos |
| Dureza Total | mg/l | Propiedad debida a la presencia de iones metálicos de calcio y magnesio, principalmente además del fierro y estroncio; evita que el jabón haga espuma y produce incrustaciones en los sistemas de agua caliente. Causa desventajas económicas, aunque no representa un riesgo para la salud |
| Potencial Hidrógeno (pH) | Unidades | Logaritmo común negativo de la actividad del ión hidrógeno. Una medida del equilibrio ácido base de compuestos disueltos |
| Color | Unidades | El color aparente indica la presencia de sustancias disueltas y suspendidas en el agua; si las segundas son removidas, se dice que el color es verdadero. Para determinarlo existen métodos colorimétricos visuales e instrumentales |
| Sólidos Sedimentables | ml/l | Los sólidos presentes en el agua se dividen en sedimentables, disueltos y suspendidos. Los sedimentables se miden mediante su decantación en un cilindro de un litro. También se pueden medir en un cono imhoff |

Cuadro 2.4 (Continuación) .Principales Parámetros de Calidad del Agua (OMS)

| PARAMETRO | UNIDAD | DESCRIPCIÓN |
|---|----------|---|
| Sólidos Disueltos, Suspendidos, Fijos y Volátiles | mg/l | Disueltos se deben a materia soluble y los suspendidos son partículas discretas que se retienen en un filtro. Cada uno se divide, a su vez, en sólidos fijos, aquellos que quedan después de la calcinación de la muestra, y volátiles, el resto del peso original de la misma; son un índice del contenido de materia mineral y orgánica respectivamente |
| Metales Pesados | mg/l | Algunos metales tienen efectos tóxicos sobre la materia viva, aún en condiciones mínimas. Los principales son el plomo, el manganeso, el cromo hexavalente, el cadmio y el mercurio. |
| Turbiedad | UT UN | La turbiedad es la propiedad que impide la penetración de la luz en la muestra. En campo se mide con el disco secchi o con un alambre de platino; en laboratorio, con el turbidímetro de jackson o mediante técnicas nefelométricas. Tiene relación directa con la materia sólida presente en el agua. |
| Cloruros | Mg/l | Son sustancias inorgánicas presentes en la orina, no removibles en procesos biológicos. Indican posible infiltración de agua salobre o, en combinación con nitritos, nitratos y amoniaco, contaminación de las aguas residuales |

Nota: Número más probable = NMP
 Unidades de turbiedad = UT
 Unidades nefelométricas = UN

2.6 NORMATIVIDAD

En México, el Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos publicado en el año de 1955, ya contemplaba el problema de la contaminación de las aguas e indicaba acciones para proteger la salud de los habitantes de nuestro país.

Posteriormente, la Secretaría de Salubridad y Asistencia logró en 1972 que se promulgara la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental; basado en esta Ley, en 1973 se expidió el "Reglamento para prevenir y controlar la contaminación de las aguas", el que actualmente sigue vigente con algunas modificaciones, como parte de la actual Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección del Ambiente, publicada en 1988 y reformada en 1996 que junto con la Ley de Aguas Nacionales publicada en 1994, son las que actualmente rigen la política ambiental.

JERARQUIA DE LAS LEYES

| | | | |
|--|------------------|--|--|
| CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS | | ⇒ ART. 4o. SALUD ⇒ ART. 27 AGUAS PROPIEDAD NACIONAL ⇒ ART. 73 CONSEJO DE SALUBRIDAD ⇒ ART. 115 MUNICIPIOS | |
| LEYES | FEDERALES | ⇒ NORMALIZACION Y METROLOGIA ⇒ AGUAS NACIONALES | ART. 85 AL 96 |
| | GENERALES | ⇒ EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION DEL AMBIENTE ⇒ SALUD | ART. 117 AL 133 ART. 116, 118 Y 122 |
| REGLAMENTOS | | ⇒ AGUAS NACIONALES ⇒ PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA ⇒ ESTABLECIMIENTOS Y SERVICIOS | ART. 133 al 156 ART. 5 al 29 ART. 1335 al 1346 |
| <ul style="list-style-type: none"> • CRITERIOS • NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) • NORMAS MEXICANAS (NMX) | | ⇒ CALIDAD DEL AGUA ⇒ DESCARGAS ⇒ REUSOS ⇒ MUESTREO | 001-002-003-ECOL NOM-AA-31980 |

En nuestro país, la normatividad tiene su origen en nuestra Carta Magna, la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, la que en sus artículos 4o. (protección de la salud), 27 (Propiedad, cuidado y conservación de las aguas y recursos nacionales) y 73, fracc. XVI (Consejo de Salubridad General) norma la política ambiental a seguir para proteger la salud y el ambiente; además en su Artículo 115 da la responsabilidad a los Municipios del manejo de las aguas residuales en las poblaciones, ya que según los juristas, las aguas que maneja el municipio (agua potable en los sistemas y las aguas residuales en el Alcantarillado) son las únicas que no son de jurisdicción federal.

De los anteriores Artículos de la Constitución se deriva la Ley Federal de Aguas Nacionales por ser propiedad de la nación. Por otra parte en las Leyes Generales participan los Estados y los Municipios, además de la Federación, incluso haciendo leyes Estatales sobre la materia.

De las leyes se derivan los Reglamentos, así tenemos el Reglamento de las Aguas Nacionales; el Reglamento para Prevenir y Controlar la Contaminación de las Aguas donde se establecen las características de los cuerpos de agua y el Reglamento de la Ley General de Salud en Relación a productos, establecimientos y servicios.

De los Reglamentos se derivan las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) como son en este caso las que establecen las características de las descargas a los

cuerpos receptores y otras que determinan las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua potable.

Además se tienen las Normas Mexicanas (NMX), que aunque no son obligatorias, si sirven como guías que uniformizan acciones.

NORMATIVIDAD RELATIVA AL TRATAMIENTO

Como apoyo a los lectores, se transcribe parte de los principales documentos normativos, se recomienda obtener los originales de estos documentos. En los anexos al final del libro, se incluyen las normas vigentes.

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

ART. 4o.- Toda persona tiene derecho a la protección de la salud

ART. 27.- La propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional corresponde originalmente a la nación, la cual ha tenido y tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada.

Son propiedad de la nación las aguas de los mares; las aguas marinas interiores; las de las lagunas y esteros; las de los lagos interiores; las de los ríos y sus afluentes directos e indirectos; las aguas del subsuelo.

ART. 73 .- El Congreso tiene facultad:

FRACC. XVI Para dictar leyes sobre salubridad general de la República.

1o. El Consejo General de Salubridad dependerá directamente del Presidente de la República, sin intervención de ninguna Secretaría de Estado y sus disposiciones generales serán obligatorias en el país.

....

3o Las medidas que el Consejo haya puesto en vigor ... así como las adoptadas para prevenir y controlar la contaminación, serán después revisadas por el Congreso de la Unión en los casos que le competen.

ART. 115.-

FRACCION. III. Los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes, tendrán a su cargo los siguientes servicios públicos.

a) Agua Potable y Alcantarillado

- b) Alumbrado Público
- c) Limpia
- d) Mercados y Centrales de abasto
- e) Panteones
- f) Rastro
- g) Calles, parques y jardines
- h) Seguridad pública y tránsito
- i) Las demás que las legislaturas locales determinan según las condiciones territoriales y socio-económicas de los municipios, así como su capacidad administrativa y financiera.

LEY GENERAL DE SALUD (7 Febrero, 1984)

CAPITULO IV.- Efectos del Ambiente en la Salud

ART. 116 .- Las autoridades sanitarias establecerán las normas, tomarán medidas y realizarán las actividades a que se refieren esta Ley tendientes a la protección de la salud humana ante los riesgos y daños dependientes de las condiciones del ambiente.

ART. 118.- Corresponde a la Secretaría de Salud.

- I. Determinar los valores de concentración máxima permisible para el ser humano de contaminantes en el ambiente.
- II. Emitir las normas técnicas a que deberá sujetarse el tratamiento del agua para uso y consumo humano.
- III. Establecer criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- IV. Apoyar el saneamiento básico.
- V. Asesorar en criterios de ingeniería sanitaria de obras públicas y privadas para cualquier uso.

ART. 122.- Queda prohibida la descarga de aguas residuales o contaminantes en cualquier cuerpo de agua superficial o subterráneo, cuyas aguas se destinen para uso o consumo humano.

Los usuarios que aprovechen en su servicio aguas que posteriormente serán utilizadas para uso o consumo de la población, estarán obligados a darles el tratamiento correspondiente a fin de evitar riesgos para la salud humana, de conformidad con las disposiciones aplicables.

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLOGICO Y PROTECCION AL AMBIENTE (1°
Marzo, 1988 Y REFORMADA EN 1996)

CAPITULO II.- Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos.

ART. 117.- Para la prevención y control de la contaminación del agua se considerarán los siguientes criterios:

IV. Las aguas residuales de origen urbano deben recibir tratamiento previo a su descarga en ríos, vasos, cuencas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, incluyendo las aguas del subsuelo.

ART. 118.- Los criterios para la prevención y control de la contaminación del agua serán considerados en:

- I. El establecimiento de criterios sanitarios para el uso, tratamiento y disposición de aguas residuales, para evitar riesgos y daños a la salud pública.
- II. La formulación de las normas técnicas que deberá satisfacer el tratamiento del agua para el uso y consumo humano.

ART. 119.- Para la prevención y control de la contaminación del agua corresponderá:

I. **A la Secretaría:**

- a) Expedir, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, y las demás autoridades competentes, las normas técnicas para el vertimiento de aguas residuales en redes colectoras, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua, así como infiltrarlas en terrenos;
- b) Emitir los criterios, lineamientos, requisitos y demás condiciones que deban satisfacerse para regular el alejamiento, la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, a fin de evitar contaminación que afecte el equilibrio de los ecosistemas o a sus componentes, y en su caso, en coordinación con la Secretaría de Salud, cuando se ponga en peligro la salud pública;
- c) Expedir las normas técnicas ecológicas a las que se sujetará el almacenamiento de aguas residuales, con la intervención que en su caso competa a otras dependencias;
- d) Dictaminar las solicitudes de permisos para infiltrar o descargar aguas residuales en terrenos o cuerpos distintos de los alcantarillados;

- e) Fijar condiciones particulares de descarga cuando se trate de aguas residuales generadas en bienes y zonas de jurisdicción federal y de aquellas vertidas directamente en aguas de propiedad nacional;
- f) Fijar condiciones particulares de descarga a quienes generen aguas residuales captadas por sistemas de alcantarillado, cuando dichos sistemas viertan sus aguas en cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de aguas de propiedad nacional, sin observar las normas técnicas ecológicas o, en su caso, las condiciones particulares de descarga que hubiese fijado la Secretaría;
- g) Promover el reuso de aguas residuales tratadas en actividades agrícolas e industriales;
- h) Determinar los procesos de tratamiento de las aguas residuales, considerando los criterios sanitarios que en materia de salud pública emita la Secretaría de Salud, en función del destino de esas aguas y las condiciones del cuerpo receptor, que serán incorporados con los convenios que celebre el Ejecutivo Federal para la entrega de agua en bloque a sistemas usuarios o a usuarios, conforme a la Ley Federal de Aguas;
- i) Resolver sobre las solicitudes de autorización para el establecimiento de plantas de tratamiento y sus descargas conjuntas, cuando dichas descargas contaminantes provengan de dos o más obras, instalaciones o industrias de jurisdicción federal, tomando en consideración los criterios sanitarios establecidos por la Secretaría de Salud. Esta autorización únicamente podrá otorgarse cuando los efectos en las cuencas de aguas nacionales lo permitan, conforme a los usos determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; y
- j) Promover la incorporación de sistemas de separación de las aguas residuales de origen doméstico de aquellas de origen industrial en los drenajes de los centros de población, así como la instalación de plantas de tratamiento para evitar la contaminación de aguas.

II. A la Secretaría, en coordinación con la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y la de Salud:

- a) Expedir las normas técnicas ecológicas para el uso o aprovechamiento de aguas residuales;
- b) Emitir opinión a la que deberá sujetarse la programación y construcción de nuevas industrias que puedan producir descargas contaminantes de aguas residuales, así como de las obras e instalaciones conducentes a purificar las aguas residuales de procedencia industrial en los casos de jurisdicción federal; y

- c) Expedir las normas técnicas ecológicas que deberán observarse para el tratamiento de aguas residuales de origen urbano que se destinen a la industria y a la agricultura. Para el ejercicio de esta atribución, dichas dependencias tomarán como base los estudios de la cuenca y sistemas correspondientes.

III. A la Secretaría de Agricultura y Recursos hidráulicos, resolver sobre las solicitudes de concesión, permiso o autorización que se formulen para la explotación, uso o aprovechamiento de aguas residuales, considerando los criterios y lineamientos, para la preservación del equilibrio ecológico;

A la Secretaría, expedir normas técnicas sobre la ejecución de obras relacionadas con el

alejamiento, tratamiento y destino de las aguas residuales conducidas o no, por sistemas de alcantarillado, considerando los criterios establecidos por la Secretaría de Salud; y

V. A los estados y municipios:

- a) El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado;
- b) Requiere a quienes generen descargas a dichos sistemas y no satisfagan las normas técnicas ecológicas que se expidan, la instalación de sistemas de tratamiento;
- c) Determinar el monto de los derechos correspondientes para que el municipio o autoridad estatal respectiva pueda llevar a cabo el tratamiento necesario, y en su caso, proceder a la imposición de las sanciones a que haya lugar; y
- d) Llevar y actualizar el registro de las descargas a las redes de drenaje y alcantarillado que administren, el que será integrado al registro nacional de descargas a cargo de la Secretaría.

ART. 120.- Para evitar la contaminación del agua, quedan sujetos a regulación federal o local:

- I. Las descargas de origen industrial;
- II. Las descargas de origen municipal y mezcla incontrolada con otras descargas;
- III. Las descargas derivadas de actividades agropecuarias;

ART. 121.- No podrán descargarse o infiltrarse en cualquier cuerpo o corriente de agua o en el suelo o subsuelo, aguas residuales que contengan contaminantes, sin previo tratamiento y el permiso o autorización de la autoridad federal, o de la autoridad local en los casos de descargas en aguas de jurisdicción local o a los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.

ART. 122.- Las aguas residuales provenientes de usos municipales, públicos o domésticos y las de usos industriales o agropecuarios que se descarguen en los sistemas de alcantarillado de las poblaciones o en las cuencas, ríos, cauces, vasos y demás depósitos o corrientes de agua, así como las que por cualquier medio se infiltren en el subsuelo, y en general, las que se derramen en los suelos, deberán reunir las condiciones necesarias para prevenir:

- I. Contaminación de los cuerpos receptores;
- II. Interferencias en los procesos de depuración de las aguas; y
- III. Trastornos, impedimentos o alteraciones en los correctos aprovechamientos, o en el funcionamiento adecuado de los sistemas, y en la capacidad hidráulica en las cuencas, cauces, vasos, mantos acuíferos y demás depósitos de propiedad nacional, así como de los sistemas de alcantarillado.

ART. 123.- Todas las descargas en las redes colectoras, ríos, cuencas, cauces, vasos, aguas marinas y demás depósitos o corrientes de agua y los derrames de aguas residuales en los suelos o su infiltración en terrenos, deberán satisfacer las normas técnicas ecológicas que para tal efecto se expidan, y en su caso, las condiciones particulares de descarga que determine la Secretaría o las autoridades locales. Corresponderá a quien genere dichas descargas, realizar el tratamiento previo requerido.

ART. 124.- Cuando las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua, la Secretaría lo comunicará a la Secretaría de Salud y promoverá ante la autoridad competente la negativa del permiso o autorización correspondiente, o su inmediata revocación y en su caso la suspensión del suministro.

ART. 125.- La Secretaría, considerando los criterios sanitarios que en materia de salubridad general establezca la Secretaría de Salud, así como los usos de las cuencas de aguas nacionales determinados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, determinará las condiciones particulares de descarga y los sistemas de tratamiento que deberán instalar las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal, para descargar aguas residuales.

ART. 126.- Los equipos de tratamiento de las aguas residuales de origen urbano que diseñen, operen o administren los municipios, las autoridades estatales, o el Departamento del Distrito Federal, deberán cumplir con las normas técnicas ecológicas que al efecto se expidan.

ART. 127.- La Secretaría, y las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud, emitirán opinión, con base en los estudios de la cuenca y sistemas

correspondientes, para la programación y construcción de obras e instalaciones de purificación de aguas residuales de procedencia industrial.

ART. 128.- Las aguas residuales provenientes del alcantarillado urbano podrán utilizarse en la industria y en la agricultura, si se someten en los casos que se requiera al tratamiento que cumpla con las normas técnicas emitidas por la Secretaría, en coordinación con las Secretarías de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de Salud.

LEY DE AGUAS NACIONALES (1o. Diciembre, 1992)

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capítulo Único

ART. 85.- Es de interés público la promoción y ejecución de las medidas y acciones necesarias para proteger la calidad del agua, en los términos de ley.

ART. 86.- "La Comisión" tendrá a su cargo:

III. Establecer y vigilar el cumplimiento de las condiciones particulares de descarga que deben satisfacer las aguas residuales que se generen en bienes y zonas de jurisdicción federal; de aguas residuales vertidas directamente en aguas y bienes nacionales, o en cualquier terreno cuando dichas descargas puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos; y en los demás casos previstos en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente;

IV. Autorizar, en su caso, el vertido de aguas residuales en el mar, y en coordinación con la Secretaría de Marina cuando provengan de fuentes móviles o plataformas fijas;

V. vigilar, en condiciones con la demás autoridades competentes, que el agua suministrada para consumo humano cumpla con las normas de calidad correspondientes, y que el uso de las aguas residuales cumpla con las normas de calidad del agua emitidas para tal efecto;

VI. Promover o realizar las medidas necesarias para evitar que basura, desechos, materiales y sustancias tóxicas, y lodos producto de los tratamientos de aguas residuales, contaminen las aguas superficiales o del subsuelo y los bienes que señala el artículo 113; y

Ejercer las atribuciones que corresponden a la Federación en materia de prevención y control de la contaminación del agua y de su fiscalización y sanción, en los términos

de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, salvo que corresponda a otra dependencias conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal.

ART. 87.- "La Comisión" determinará los parámetros que deberán cumplir las descargas, la capacidad de asimilación y dilución de los cuerpos de aguas nacionales y las cargas de contaminantes que éstos pueden recibir, así como las metas de calidad y los plazos para alcanzarlas, mediante la expedición de Declaratorias de Clasificación de los Cuerpos de Aguas Nacionales, las cuales se publicarán en el Diario Oficial de la Federación, lo mismo que sus modificaciones, para su observancia.

ART. 88.- Las personas físicas o morales requieren permiso de "La Comisión" para descargar en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales en cuerpos receptores que sean aguas nacionales o demás bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos cuando puedan contaminar el subsuelo o los acuíferos.

"La Comisión" mediante acuerdos de carácter general por cuenca, acuífero, zona, localidad o por usos podrá sustituir el permiso de descarga de aguas residuales por un simple aviso.

El control de las descargas de aguas residuales a los sistemas de drenaje o alcantarillado de los centros de población, corresponde a los municipios, con el concurso de los estados cuando así fuere necesario y lo determinen las leyes.

ART. 89.- "La Comisión", para otorgar los permisos deberá tomar en cuenta la clasificación de los cuerpos de aguas nacionales a que se refiere el artículo 87, las normas oficiales mexicanas correspondientes y las condiciones particulares que requiera cumplir la descarga.

"La Comisión" deberá contestar la solicitud de permiso de descarga presentada en los términos del reglamento, dentro de los sesenta días hábiles siguientes a su admisión. En caso de que no se conteste dentro de dicho lapso, estando integrado debidamente el expediente el solicitante podrá efectuar las descargas en los términos solicitados, lo cual no será obstáculo para que "La Comisión" expida el permiso de descarga al que se deberá sujetar el permisionario cuando considere que se deben de fijar condiciones particulares de descarga y requisitos distintos a los contenidos en la solicitud.

Cuando el vertido o descarga de las aguas residuales afecten o puedan afectar fuentes de abastecimiento de agua potable o a la salud pública, "La Comisión" lo comunicará a la autoridad competente y dictará la negativa del permiso correspondiente o su inmediata revocación y, en su caso, la suspensión del suministro del agua en tanto se eliminan estas anomalías.

ART. 90.- "La Comisión" en los términos del reglamento expedirá el permiso de descarga de aguas residuales, en el cual se deberá precisar por lo menos la ubicación y descripción de la descarga en cantidad y calidad, el régimen al que se sujetará para prevenir y controlar la contaminación del agua y la duración del permiso.

ART. 91.- La infiltración de aguas residuales para recargar acuíferos, requiere permiso de "La Comisión" deberá ajustarse a las normas oficiales mexicanas que al efecto se emitan.

ART. 92.- "La Comisión", en el ámbito de su competencia, podrá ordenar la suspensión de las actividades que den origen a las descargas de aguas residuales:

- I. Cuando no se cuente con el permiso de descarga de aguas residuales en los términos de esta Ley;
- II. Cuando la calidad de las descargas no se sujete a las normas oficiales mexicanas correspondientes, a las condiciones particulares de descarga o a lo dispuesto en esta ley y su reglamento;
- III. Cuando se deje de pagar el derecho por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales; o
- IV. Cuando el responsable de la descarga utilice el proceso de dilución de las aguas residuales para tratar de cumplir con las normas oficiales mexicanas respectivas o las condiciones particulares de descarga.

REGLAMENTO DE LA LEY DE AGUAS NACIONALES

TITULO SEPTIMO

PREVENCION Y CONTROL DE LA CONTAMINACION DE LAS AGUAS

Capitulo Unico

ARTICULO 133 .- Para los efectos de las fracciones IV, V VII, del artículo 86 de la "Ley", "La Comisión" ejercerá las facultades que corresponden a la autoridad federal en materia de prevención y control de la contaminación del agua, conforme a lo establecido en la propia "Ley" y en este "Reglamento", así como en la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, excepto aquellas que conforme a la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal y otras disposiciones legales, estén atribuidas a otra dependencia.

ARTICULO 134 .- Las personas físicas o morales que exploten, usen o aprovechen aguas en cualquier uso o actividad, están obligadas, bajo su responsabilidad y en los términos de ley, a realizar las medidas necesarias para prevenir su contaminación y en su caso para reintegrarlas en condiciones adecuadas, a fin de permitir su autorización posterior en otras actividades o usos y mantener el equilibrio de los ecosistemas.

ARTICULO 135 .- Las personas físicas o morales que afecten descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores a que se refiere la "Ley", deberán :

- I. Contar con el permiso de descarga de aguas residuales que les expida "La Comisión", o en su caso, presentar el aviso respectivo a que se refiere la "Ley" y este "Reglamento";
- II. Tratar las aguas residuales previamente a su vertido a los cuerpos receptores, cuando esto sea necesario para cumplir con las obligaciones establecidas en el permiso de descarga correspondiente;
- III. Cubrir, cuando proceda, el derecho federal por el uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores de las descargas de aguas residuales;
- IV. Instalar y mantener en buen estado, los dispositivos de aforo y los accesos para muestreo que permitan verificar los volúmenes de descarga y las concentraciones de los parámetros previstos en los permisos de descarga;
- V. Informar a la "Comisión" de cualquier cambio en sus procesos, cuando con ellos se ocasionen modificaciones en las características o en los volúmenes de las aguas residuales que hubieran servido para expedir el permiso de descarga correspondiente;
- VI. Hacer del conocimiento de "La Comisión" , los contaminantes presentes en las aguas residuales que generen por causa del proceso industrial o del servicio que vienen operando, y que no estuvieran considerados originalmente en las condiciones particulares de descarga que se les hubieran fijado;
- VII. Operar y mantener por sí o por terceros las obras e instalaciones necesarias para el manejo y, en su caso, el tratamiento de las aguas residuales, así como para asegurar el control de la calidad de dichas aguas antes de su descarga a cuerpos receptores;
- VIII. Sujetarse a la vigilancia y fiscalización que para el control y prevención de la calidad del agua establezca "La Comisión", de conformidad con lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento";
- IX. Llevar un monitoreo de la calidad de las aguas residuales que descarguen o infiltren en los términos de ley y demás disposiciones reglamentarias;
- X. Conservar al menos durante tres años el registro de la información sobre el monitoreo que realicen, en los términos de las disposiciones jurídicas, normas, condiciones y especificaciones técnicas aplicables, y
- XI. Las demás que señalen las leyes y disposiciones reglamentarias.

Las descargas de aguas residuales de uso doméstico que no formen parte de un sistema municipal de alcantarillado, se podrán llevar a cabo con sujeción a las normas oficiales mexicanas que al efecto se expiden y mediante un simple aviso.

ARTICULO 136.- En los permisos de descarga de las aguas residuales de los sistemas públicos de alcantarillado y drenaje, además de lo dispuesto en el artículo anterior, se deberá señalar la forma conforma a lo dispuesto en la ley para efectuar :

- I. El registro, monitoreo continuo y control de las descargas de aguas residuales que se vierten a las redes públicas de alcantarillado;
- II. La verificación del estado de conservación de las redes públicas de alcantarillado con el fin de detectar y corregir, en su caso, las posibles fugas que incidan en la calidad de las aguas subterráneas subyacentes y en la eventual contaminación de las fuentes de abastecimiento de agua, y
- III. El monitoreo de la calidad del agua que se vierte a las redes públicas de alcantarillado, con objeto de detectar la existencia de materiales o residuos peligrosos que por su corrosividad, toxicidad, explosividad, reactividad o inflamabilidad pueden representar grave riesgo al ambiente, a las personas o sus bienes.

Las personas que descarguen aguas residuales a las redes de drenaje o alcantarillado, deberán cumplir con las normas oficiales mexicanas expedidas para el pretratamiento y, en su caso, con las condiciones particulares de descarga que emita el Municipio o que se emitan conforme al artículo 119, fracción I, inciso f) de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

ARTICULO 137^b.- Es responsabilidad de los usuarios del agua y de todos los concesionarios a que se refiere el Capítulo II, del Título Sexto de la "Ley", incluidas las unidades y los distritos de riego, cumplir con las normas oficiales mexicanas y en su caso con las demás condiciones particulares de descarga, para la prevención y control de las contaminación extendida o dispersa que resulte del manejo y aplicación de sustancias que puedan contaminar la calidad de las aguas nacionales y los cuerpos receptores.

"La Comisión" promoverá y realizará, en su caso, las acciones y medidas necesarias, y se coordinará con las autoridades competentes para la expedición de las normas oficiales mexicanas que se requieran para hacer compatible el uso del suelo con los objetivos de prevención y control de la contaminación de las aguas y bienes nacionales. En la fijación de normas oficiales mexicanas para el uso del suelo, que puedan afectar aguas nacionales, se deberá recabar la opinión técnica de "La Comisión".

ARTICULO 138 .- Las solicitudes de permiso de descarga de aguas residuales que se presenten a "La Comisión", deberán contener :

- I. Nombre, domicilio y giro o actividad de la persona física o moral que realice la descarga;

- II. Relación de insumos utilizados en los procesos que generan las descargas de aguas residuales y de otros insumos que generen desechos que se descarguen en los cuerpos receptores;
- III. Croquis y descripción de los procesos que dan lugar a las descargas de aguas residuales;
- IV. Volumen y régimen de los distintos puntos de descarga, así como la caracterización física-química y bacteriológica de las descargas;
- V. Nombre y Ubicación del cuerpo o cuerpos receptores;
- VI. Croquis de localización de la descarga o descargas, así como en su caso de las instalaciones y estructuras para su manejo y control;
- VII. Descripción, en su caso, de los sistemas y procesos para el tratamiento de aguas residuales para satisfacer las condiciones particulares de descarga que establezca "La Comisión" conforme a lo dispuesto en la "Ley" y el "Reglamento".

NORMAS OFICIALES MEXICANAS

En el Capítulo de Anexos se presentan las Normas vigentes:

- NOM-001-ECOL-1996. Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de las aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- NOM-002-ECOL-1996. Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.
- NOM-003-ECOL-1997. Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas tratadas que se reusen en servicios al público.
- PROY-NOM-004-ECOL-2001. Protección ambiental. Lodos y biosólidos. Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSOLIDOS

CAPITULO 3

CARACTERIZACIÓN DE LAS DESCARGAS

- 3.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE TRABAJO
- 3.2 METODOS DE ANALISIS
- 3.3 DETERMINACION DE CARACTERISTICAS FISICAS
- 3.4 CARACTERISTICAS QUIMICAS
- 3.5 CARACTERISTICAS BIOLOGICAS
- 3.6 MUESTREO Y CONSERVACION
- 3.7 TECNICAS DE MUESTREO
- 3.8 ESTIMACION DE LAS DESCARGAS
- 3.9 MEDICION DE GASTOS

3. CARACTERIZACIÓN DE LAS DESCARGAS

El caudal y las características del agua residual generada por una población, son función del tipo de actividades que se desarrollan dentro de cada localidad, siendo características específicas de cada una de ellas, por lo que es necesario aforar, muestrear y analizar las aguas residuales en forma particular.

Un estudio para conocer las características de las descargas de agua residual incluye, diversas actividades como: inspección global del sistema de alcantarillado, localización de zonas (residencial, industrial y de servicio), localización de la o las descargas, medir las descargas, establecer los sitios de muestreo, coleccionar muestras y analizarlas.

3.1 RECONOCIMIENTO DE LA ZONA DE TRABAJO

Es necesario contar con el plano del sistema de alcantarillado y localizar en él las descargas con sus cotas de la plantilla, localizar también los pozos de visita que se encuentran cerca de éstas, conocer sus niveles tanto de plantilla como del terreno. Se deben localizar en el plano las principales industrias existentes en la población, con todos los datos de sus efluentes (gastos, análisis físico-químicos, tratamientos) y horarios de funcionamiento. Localizar las zonas habitacionales y los establecimientos que hagan grandes aportaciones de aguas residuales (clubes, internados, baños públicos, etc).

Es importante también contar con datos reales del sistema de agua potable como son dotación, gastos reales y variaciones horarias para conocer el comportamiento promedio del abastecimiento de agua durante el día, semanas, meses y de ser posible de todo un año, ya que estos nos señalarán el comportamiento del agua que escurre en los drenajes y en las descargas, datos que se requieren para el diseño de la planta.

Deberá hacerse un recorrido por las partes que se consideran importantes, entre ellas las descargas, los pozos de visita, y los lugares que se determinen (estaciones de muestreo), donde se tomarán las muestras y se harán las mediciones del caudal.

3.2 METODOS DE ANALISIS

Los métodos de análisis que se utilizan para definir las características físicas, químicas y microbiológicas de las aguas residuales, son los establecidos en las Normas Oficiales Mexicanas y en ausencia de estas son las señaladas en la publicación " STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER", preparada y publicada conjuntamente por la AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION, AMERICAN WATER WORKS ASOCIATION Y WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION de los Estados Unidos de América.

Las unidades de uso común para expresar los resultados de los análisis físicos y químicos que describen las características correspondientes de las aguas residuales son:

| BASE | APLICACIÓN | UNIDAD |
|------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| ANÁLISIS FÍSICO | | |
| ⇒ DENSIDAD | Masa de solución | kg/m ³ |
| | Unidad de Volumen | |
| ⇒ PORCIENTO EN VOLUMEN | Volumen soluto x 100 | % (por vol) |
| | Total volumen solución | |
| ⇒ PORCIENTO EN MASA | Masa de soluto x 100 | % (por masa) |
| | Combinación masa soluto + solvente | |
| ⇒ RELACIÓN EN VOLUMEN | mililitros | ml/l |
| | litros | |
| ⇒ MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN | Microgramos | µg/l |
| | litros de solución | |
| | miligramos | mg/l |
| | litros de solución | |
| | gramo | g/m ³ |
| | metros cúbicos de solución | |
| ⇒ RELACIÓN DE MASA | Miligramos | ppm |
| | 10 ⁶ miligramos | |
| ANÁLISIS QUÍMICOS | | |
| ⇒ MOLARIDAD | Moles de soluto | mol/kg |
| | 1000 gramos de solvente | |
| | moles de soluto | mol/l |
| | litros de solución | |
| | equivalente de soluto | equiv/l |
| | litros de solución | |
| | Milequivalentes de soluto | meq/l |
| | litros de soluto | |

3.3. DETERMINACIÓN DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

La mayor parte de las impresiones que tenemos sobre la calidad del agua se basan principalmente en sus características físicas y organolépticas, esperamos que el agua sea clara, incolora e inodora.

En la tabla 3.1. se indican los análisis de uso común para determinar las impurezas físicas de las aguas residuales.

Aparte de los gases disueltos, todos los contaminantes en el agua contribuyen como carga de sólidos (ver fig. 3.1 y 3.2)

Los sólidos suspendidos o no filtrables de una muestra de agua de río se determinan utilizando un filtro de fibra de vidrio, donde son retenidos y posteriormente mediante métodos gravimétricos se hace su determinación como se muestra en el siguiente ejemplo:

Calcular los sólidos suspendidos con base en los siguientes datos de laboratorio.

Volumen de muestra = 200 ml
Tara filtro = 1.3255 g
Masa filtro + sólidos = 1.3286 g

Solución: MASA = 1.3286 - 1.3255 g = 0.0031 g = 3.1 mg

$$\text{SOLIDOS SUSPENDIDOS (SS)} = \frac{3.1 \text{ mg} \times 1000 \text{ ml / lt}}{200 \text{ ml de muestra}} = 15.5 \text{ mg / lt}$$

TABLA 3.1 ANALISIS PARA DETERMINAR LAS IMPUREZAS FISICAS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

| PRUEBA | ABREVIATURA | DEFINICION | USO |
|-----------------------------------|-------------|--|---|
| ♦ TURBIEDAD | UNT | Unidades Nefelométricas de turbiedad | Estimar la claridad del agua |
| ♦ SOLIDOS | | | |
| Sólidos totales | ST | | Evaluar el potencial de las aguas residuales para reuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento |
| Sólidos totales volátiles | STV | | Reuso y determinar el proceso más apropiado para su tratamiento |
| Sólidos suspendidos | SS | | |
| Sólidos suspendidos volátiles | SSV | | Materia orgánica para procesos biológicos |
| Sólidos disueltos totales (ST-SS) | SDT | | Las pruebas de SDT evalúan la adecuabilidad de las fuentes de agua para uso municipal, industrial o agrícola |
| Sólidos sedimentables ml/l | | | Para determinar aquellos sólidos que asentarán por acción de la gravedad en un periodo de tiempo específico, los datos de la prueba se utilizan para diseño de instalaciones de sedimentación |
| ♦ COLOR | | Varios matices de amarillo, café claro, gris negro | Para evaluar la presencia de agentes colorantes naturales y sintéticos en el agua Para evaluar la condición del agua residual (fresca o séptica) |
| ♦ OLOR | CUMOD | Conocer umbral mínima de olor detectable | Para conocer septicidad o frescura del agua residual |
| ♦ TEMPERATURA | °C | | Para diseñar y operar sistemas de tratamiento biológico y de otro tipo; para determinar la concentración de saturación |

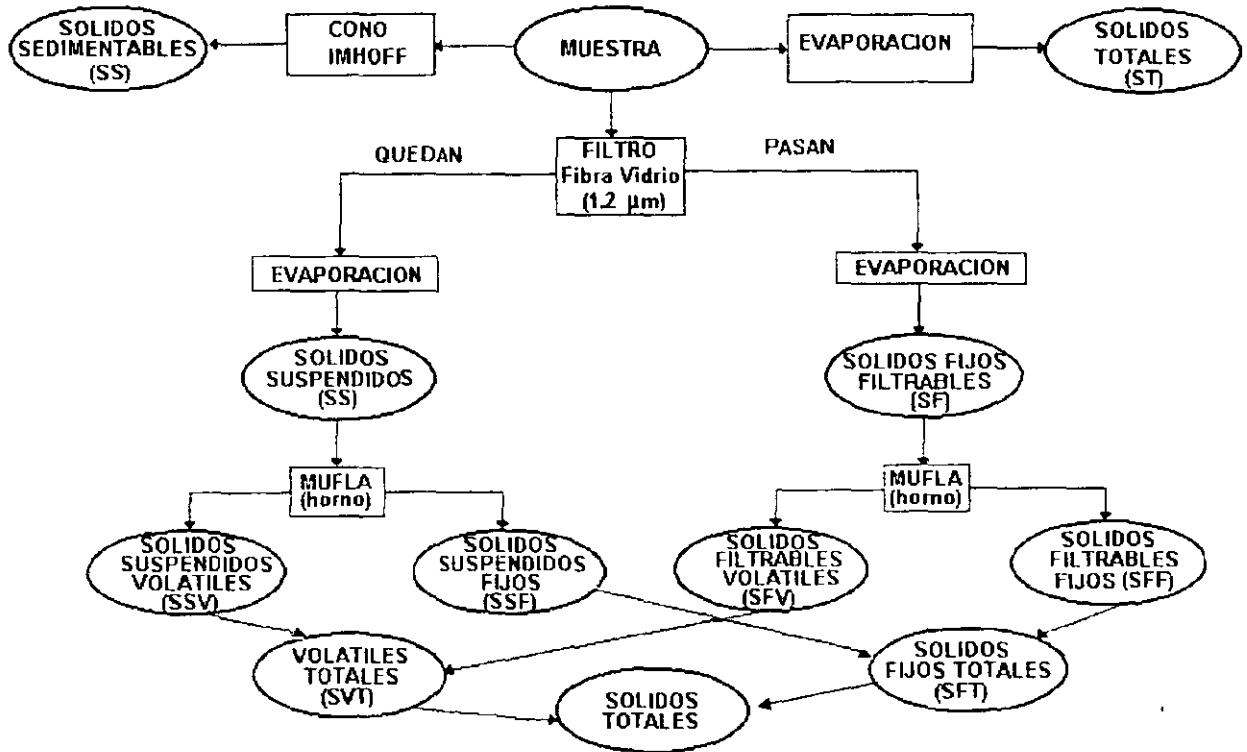


FIG 3.1 INTERRELACION DE SÓLIDOS EN AGUA Y AGUAS RESIDUALES

3.4 CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

MATERIA ORGÁNICA

La presencia de materia orgánica en el agua es indeseable porque:

- ◆ puede producir olores
- ◆ puede impartir olores y sabores.
- ◆ causa disminución del oxígeno disuelto en ríos y lagos
- ◆ interfiere con los procesos de tratamiento.
- ◆ Forma compuestos halogenados (considerados cancerígenos) cuando se agrega cloro al agua con fines de desinfección.

PLAGUICIDAS Y AGROQUÍMICOS

En general se agrupan en cuatro categorías principales con base en su estructura molecular.

- ◆ Hidrocarburos clorados - Aldrin, DDT
- ◆ Organo fosforados - Malation
- ◆ Carbamatos - Carbil
- ◆ Derivados de Urea - Fenuron

SOLVENTES PARA LIMPIEZA

Algunos de los compuestos orgánicos de esta categoría se sabe o se sospecha que son carcinógenos. Recientemente se han detectado en las aguas subterráneas en las proximidades de instalaciones industriales. Algunos de los más comunes son: acetona, Benceno, Alcohol metílico, Heptano, Tricloroetano.

TRIHALOMETANOS (THM)

Se ha descubierto que el cloro que se utiliza para la desinfección del agua y de las aguas residuales, puede reaccionar con algunos de las sustancias orgánicas presentes para formar CLOROFORMO (un trihalometano) y otros hidrocarburos clorados.

Las sustancias orgánicas involucradas en la reacción con cloro se conocen como precursores. Se sospecha que estos compuestos son cancerígenos.

En general los THM se forman cuando elementos del grupo de los halógenos CLORO, BROMO, YODO reaccionan con las sustancias orgánicas.

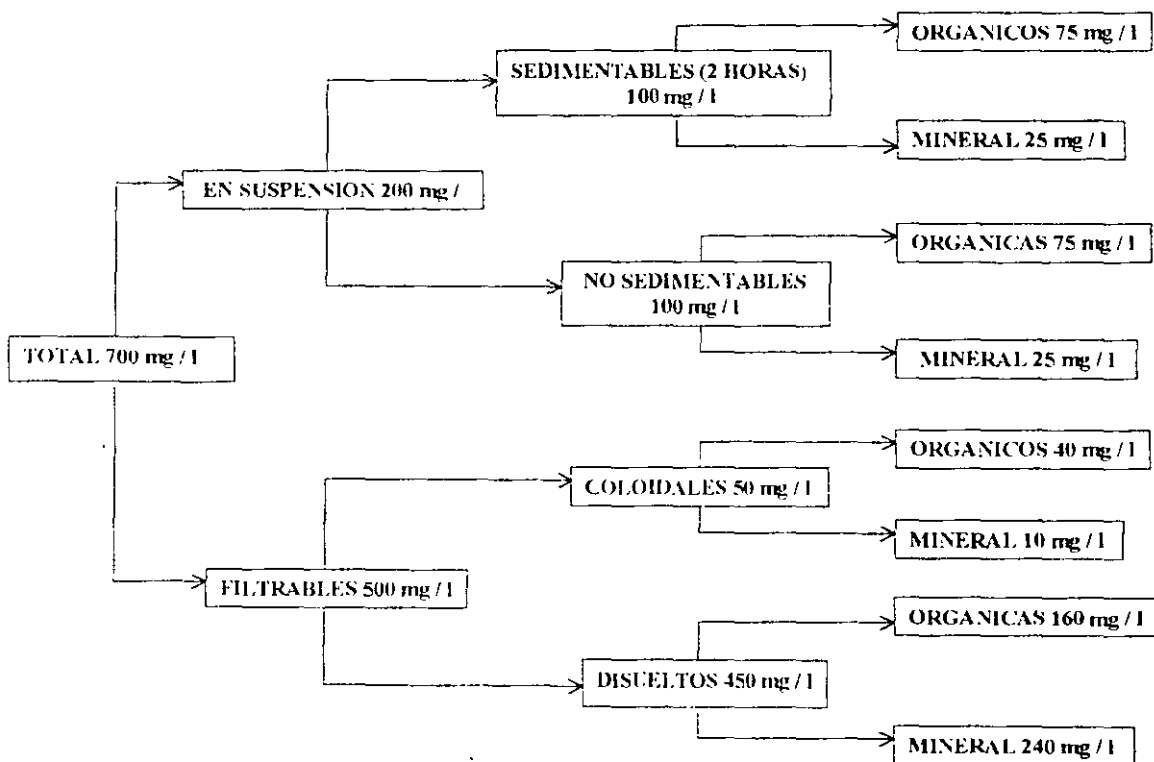


FIG 3.2 CLASIFICACION PROMEDIO DE SÓLIDOS PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Los principales THM de interés en aguas residuales

- CLOROFORMO - CHCl_3
- BROMODICLORAMETANO - CHCl_2Br
- CLORODIBROMOMETANO - CHClBr_2
- BROMOFORMO - CHBr_3

pH

Cuando se disuelven en el agua contaminantes que tienen grupos H^+ ó OH^- ionizables, el equilibrio entre H_2O , H^+ y OH^- cambia y el valor del pH aumenta (se torna mas básico) o disminuye (se torna mas ácido).

El pH es sumamente importante en la ingeniería sanitaria y ambiental, porque afecta a las reacciones químicas y a los sistemas biológicos.

NUTRIENTES APORTADOS POR ACTIVIDADES HUMANAS

El nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento de plantas y animales. Por esta razón a estos elementos se les conoce como nutrientes o bioestimulantes.

Desde el punto de vista de calidad del agua son de interés:

- NITROGENO ORGANICO UREA -----> $[\text{CO}(\text{NH}_2)_2]$
- AMONIACO -----> NH_3 NITRATOS -----> NO_3^-
- NITRITOS -----> NO_2^- NITROGENO (gas) -----> N_2

| ORTOFOSFATOS | POLIFOSFATOS |
|---|--|
| Fosfato trisodico (Na_3PO_4) | Exametafosfato de sodio $[\text{Na}_3(\text{PO}_3)_6]$ |
| Fosfato disodico (Na_2HPO_4) | Tripolifosfato de sodio $\text{Na}_5\text{P}_3\text{O}_{10}$ |
| Fosfato monosodico ($\text{Na}_2\text{H}_2\text{PO}_4$) | Pirofosfato tetrasodico $\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$ |
| Fosfato Diamonico $[(\text{NH}_4)_2\text{HPO}_4]$ | Fósforo orgánico |

(La concentración de fósforo en efluentes tratadas es de 10 a 20 mg/l)

3.5 CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS

Como se mencionó anteriormente, los indicadores para identificar la contaminación biológica, son los organismos coliformes totales, los coliformes fecales y los estreptococos fecales.

El indicador más utilizado en México es la identificación de organismos coliformes por los métodos del Número más probable (NMP) o el de filtro de membrana obteniendo UFC.

La presencia de coliformes totales indica contaminación en general, ya que muchos de estos microorganismos pueden ser de origen vegetal, animal o humano, por lo que se hace necesario continuar la prueba y determinar cuantos de los coliformes encontrados son de origen fecal humano.

La presencia de coliformes fecales humanos o de estreptococos fecales no se utiliza para determinar la toxicidad de estos, sino como indicador de contaminación por excreta humana, ya que las evacuaciones humanas siempre llevan bacterias patógenas procedentes de seres humanos enfermos o portadores asintomáticos de estas bacterias, es decir individuos que aunque no sientan síntomas de enfermedad en su intestino llevan las bacterias patógenas que pueden causar enfermedad, por lo que se considera que al encontrar coliformes, el agua puede además contener otros organismos causantes de enfermedades.

3.6 MUESTREO Y PRESERVACION DE MUESTRAS

El muestreo debe realizarse de acuerdo a la NOM-AA-3-1980 que se localiza en el capítulo de anexos, el tipo de muestra está determinada en las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), enseguida se señalan algunas recomendaciones complementarias.

MUESTREO DE AGUAS RESIDUALES.

Una muestra es parte de un todo, y esta muestra representará las características de este todo, en el caso que nos ocupa este todo será el agua residual que se está caracterizando, en una descarga o en determinado punto de la planta, de tratamiento de aguas. La mayoría de las conclusiones, decisiones y acciones que se tomen en el diseño y/o en la operación de la planta de tratamiento, dependerán en gran medida, de los resultados de la muestra.

Generalmente, las muestras se definen e identifican por el tipo y método de muestreo. Una muestra puede ser de tipo simple o compuesta y puede ser colectada por un método manual o automático.

Una muestra simple es aquella que se toma en un instante en particular, y representa las condiciones existentes en ese momento, este tipo de muestras se requieren para determinar ciertos parámetros, como por ejemplo: pH, cloro residual, oxígeno disuelto, grasas y aceites y coliformes totales y fecales. Algunas de estas determinaciones como

pH, cloro residual, temperatura y oxígeno disuelto, pueden monitorearse en forma continua usando sensores. El uso de estos instrumentos reducen el tiempo entre muestreo y análisis además de ser precisos, sin embargo requieren de un programa periódico llevado por personal calificado, de limpieza, calibración y mantenimiento, de los equipos utilizados. Otras situaciones donde una muestra simple (también llamada muestra instantánea) puede utilizarse son:

- ◆ Cuando el agua a muestrear no presenta variaciones considerables, en cuanto a sus características y al caudal.
- ◆ Cuando en la corriente en estudio o en la planta de tratamiento llega una descarga inusual, y a partir de esta muestra se trate de determinar el tipo y fuente de la descarga.
- ◆ Cuando el flujo de descarga de agua residual sea intermitente, por ejemplo en algunos procesos industriales
- ◆ Cuando las muestras compuestas pueden ocultar condiciones extremas (ejem pH; temp).
- ◆ y cuando las autoridades respectivas requieren que se determinen cierto parámetros con muestras individuales.

El volumen mínimo de una muestra simple es de 1 a 2 litros.

Una **muestra compuesta** se forma por varias simples tomadas a diferentes tiempos. Estas muestras se obtienen mezclando muestras simple en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y en el momento del muestreo.

Supóngase

- V = Volumen total de la muestra compuesta que se obtendrá (ml)
- V_i = Volumen de cada muestra individual en la muestra compuesta (ml)
- Q_i = Caudal instantáneo en el momento en que la muestra es tomada (m^3/hr)
- Q_t = Gasto total durante el muestreo (m^3/hr) = $n Q_m$
- n = número de muestras que deben ser mezcladas
- Q_m = Caudal promedio de todas las muestras (m^3/hr)

$$\frac{V}{Q_t} = \frac{V}{nQ_m} = \frac{V_i}{Q_i}$$

$$V_i = \left(\frac{V}{Q_t} \right) Q_i$$

Para pequeñas variaciones, las muestras deben tomarse a intervalo entre 2 y 24 horas o cuando la norma o la autoridad lo establezca.

Las muestras simples para la muestra compuesta deben tener entre 250 y 1000 ml, y el volumen del compuesto debe tener entre 2 y 4 litros

Ejemplo: Muestras tomadas en un emisor de aguas residuales

| NO. DE MUESTRA | GASTO (M ³ /H) |
|----------------|---------------------------|
| 1 | 250 |
| 2 | 215 |
| 3 | 190 |
| 4 | 165 |
| 5 | 155 |
| 6 | 205 |
| 7 | 290 |
| 8 | 330 |
| 9 | 420 |
| 10 | 510 |
| TOTAL | 2730 |

Considerando una muestra compuesta de 3 litros, ¿cuantos mililitros de cada muestra deben tomarse?

1. Determinar el volumen de muestra necesaria para cada unidad de caudal

$$\frac{V_i}{Q_i} = \frac{V}{Q} = \frac{3000}{2730} = 1.1 \text{ ml} / \text{m}^3 / \text{hr}$$

$$V_i = 1.1 Q_i \left(\text{ml} \times \frac{\text{m}^3 / \text{hr}}{\text{m}^3 / \text{hr}} \right)$$

$$V_i = 1.1 Q_i \text{ ml}$$

Con estos valores, se tabulan los datos y se obtienen los resultados mostrados en la tabla siguiente:

| NO. DE MUESTRA | ML DE CADA MUESTRA |
|----------------|------------------------|
| 1 | $1.1 \times 250 = 275$ |
| 2 | $1.1 \times 215 = 236$ |
| 3 | $1.1 \times 190 = 209$ |
| 4 | $1.1 \times 165 = 181$ |
| 5 | $1.1 \times 155 = 170$ |
| 6 | $1.1 \times 205 = 226$ |
| 7 | $1.1 \times 290 = 319$ |
| 8 | $1.1 \times 330 = 363$ |
| 9 | $1.1 \times 420 = 462$ |
| 10 | $1.1 \times 510 = 561$ |
| TOTAL | = 3002 |

Este ejemplo se hizo de acuerdo al procedimiento establecido en la NOM-002-ECOL-1996 para obtener una "muestra compuesta". En este caso se considerarán 10 muestras simples y el caudal instantáneo en m^3/hr que son las unidades reportadas por los tomadores de muestras

3.7 TECNICAS DE MUESTREO

Muestreo para análisis fisicoquímicos. Se muestrea según sean las condiciones del lugar, sumergiendo el envase en el sitio de muestreo o si es necesario se puede utilizar algún equipo muestreador y verter su contenido en la botella o directamente según el tipo de muestreador. Es importante que los recipientes estén limpios en su exterior y procurar muestrear a contracorriente para evitar adulterar la muestra con contaminantes externos a la descarga.

En el caso de descargas de aguas residuales que fluyan libremente, en forma de chorro, se toma la muestra directamente en la descarga. Si la descarga fluye en canales o colectores, se recomienda tomar la muestra en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

La elección de los puntos de muestreo está en función de los objetivos del estudio y la experiencia de quien lo realice.

Oxígeno disuelto. La toma de muestras para la determinación de oxígeno disuelto deberá efectuarse con cuidado evitando el burbujeo o agitación. En aguas poco profundas se puede muestrear directamente con una botella de boca angosta con tapón esmerilado. En el caso de muestrear a más de un metro de profundidad existen los muestreadores Winkler (específicos para oxígeno disuelto) y el Kemmerer, tomando las precauciones debidas para evitar burbujeos al introducir la muestra a la botella de 300 ml, donde se realizará el análisis. Es recomendable registrar la temperatura de la muestra lo más preciso posible en el momento de tomarla y efectuar el análisis inmediatamente, o al menos utilizar reactivos para fijar el oxígeno y después realizar la titulación con los reactivos químicos del método empleado.

Actualmente existen en el mercado medidores de oxígeno analógicos o digitales, que bien calibrados y tomando las precauciones adecuadas, permiten realizar las determinaciones de este parámetro sin complicaciones.

Grasas y aceites. Es muy importante cuidar que la muestra sea representativa, ya que una característica de las grasas y aceites es que se agrupan en la superficie de los cuerpos de agua, formando natas en determinadas zonas, por lo cual la muestra se toma superficialmente en frascos de un litro evitando derramarlos. En caso de aceites emulsionados, la muestra se toma a 20 ó 30 cm. de profundidad, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

Cuando el análisis no puede efectuarse inmediatamente, se conserva la muestra a un pH de 2 o menos, adicionando 5 ml. de HCl concentrado y refrigerándola a 4°C, se recomienda no almacenarla por más de 24 horas.

Muestreo para análisis bacteriológicos. Cuando se toma la muestra directamente, se procede de la siguiente manera: tomar la botella cerca de su base, aflojar ligeramente el tapón, sumergirla cerrada (15-20 cm), con el cuello hacia abajo, colocándolo finalmente en sentido contrario a la corriente para evitar que el agua que entre a la botella toque primero las manos, después se destapa la botella y se gira de modo que el cuello quede ligeramente más elevado que la base, se deja que se llene, las 3/4 partes, dejando un espacio suficiente para facilitar el mezclado previo al análisis.

Identificación y transporte de las muestras. Se seguirá lo establecido en la NOM-AA-3-1980 que se encuentra en los anexos.

3.8 ESTIMACION DE LAS DESCARGAS

Los valores específicos de utilización de agua potable son de gran importancia para el ingeniero diseñador, sobre todo en la planeación de plantas para tratamiento de aguas residuales. Dependiendo del país, el consumo específico de agua puede mostrar grandes variaciones, en Europa, un valor común es de 200 l/H-d (ATV, 1985) y, en Estados Unidos de Norteamérica, el valor puede variar entre 350 y 700 l/H-d (Metcalf & Eddy, 1979). En México, el ingeniero sanitario utiliza comúnmente valores del consumo entre 200 y 300 l/H-d. De acuerdo con la CNA el 75% del consumo es desechado como aguas residuales, llamándose APORTACIÓN ($A_p=0.75D$), para fines prácticos se puede

establecer que por cada 1,000 habitantes se producen 1.96 l/s de aguas residuales como promedio.

Los gastos mínimos tienen lugar durante las primeras horas de la mañana y los máximos por lo general después de medio día, estas fluctuaciones se deben tomar en cuenta para el diseño y operación del tratamiento. La calidad de las aguas residuales que llegan al emisor varía constantemente. La calidad de las aguas residuales por la mañana es diferente a la calidad de la tarde, como un ejemplo se presenta la figura 3.2

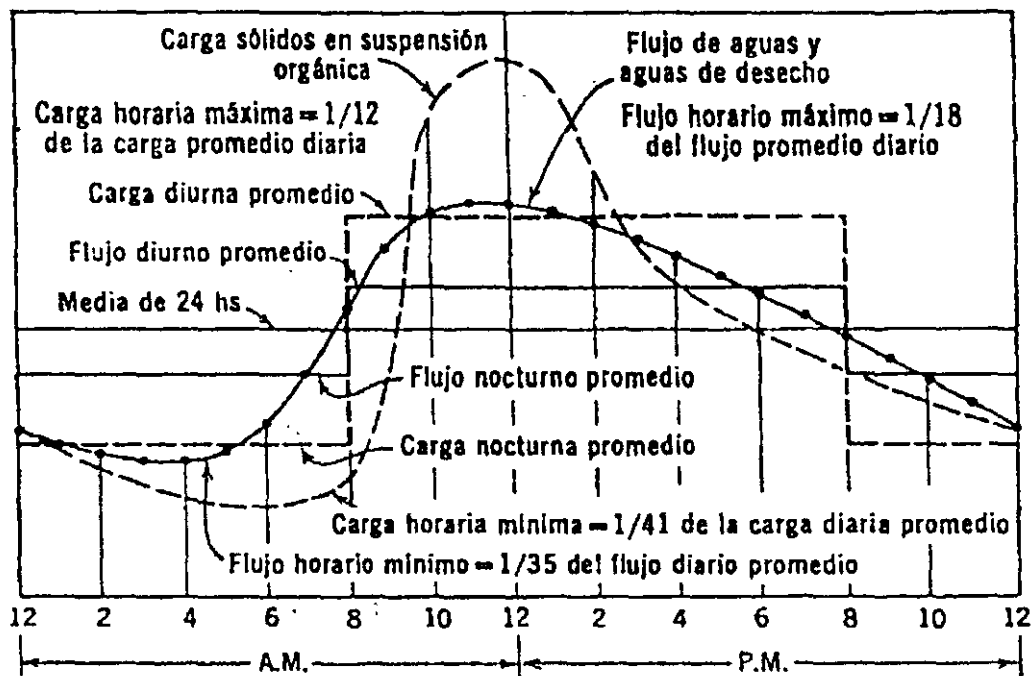


Fig. 3.2 Variación de flujo y carga de contaminantes en aguas residuales municipales. Fair, Geyery Okum. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Ed. Limusa Wiley, 1971.

Esta comprobado, que los cambios de caudales son menos bruscos conforme aumenta el número de habitantes. Las poblaciones pequeñas muestran grandes variaciones entre los caudales del día y de la noche. Conforme aumenta el tamaño de la población y del sistema de alcantarillado, la magnitud de los cambios del caudal es menor debido a la capacidad de almacenamiento del sistema de drenaje.

Con objeto de amortiguar y absorber los "picos" de caudal, Metcalf & Eddy (1979) proponen la figura 3.3 para el escalamiento de los caudales promedio dependiendo de la población o de los caudales por tratar.

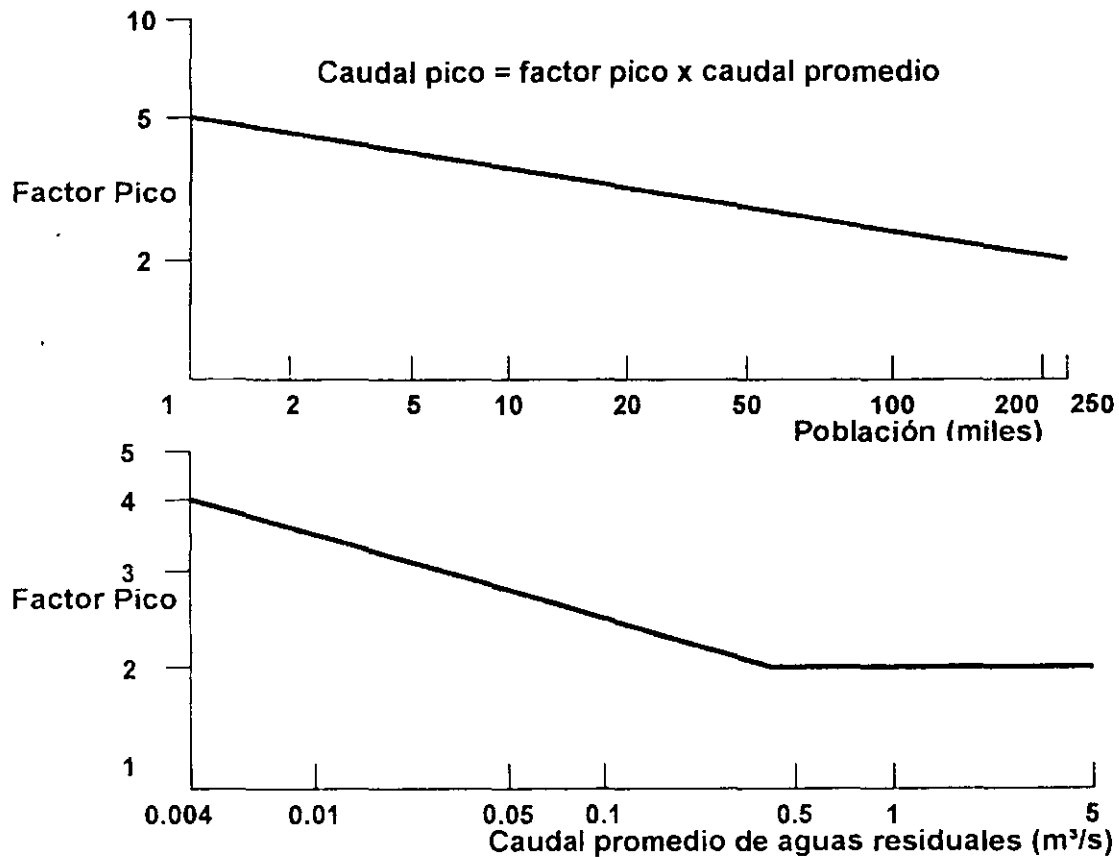


Fig. 3.3 Factores pico para descargas domiciliarias

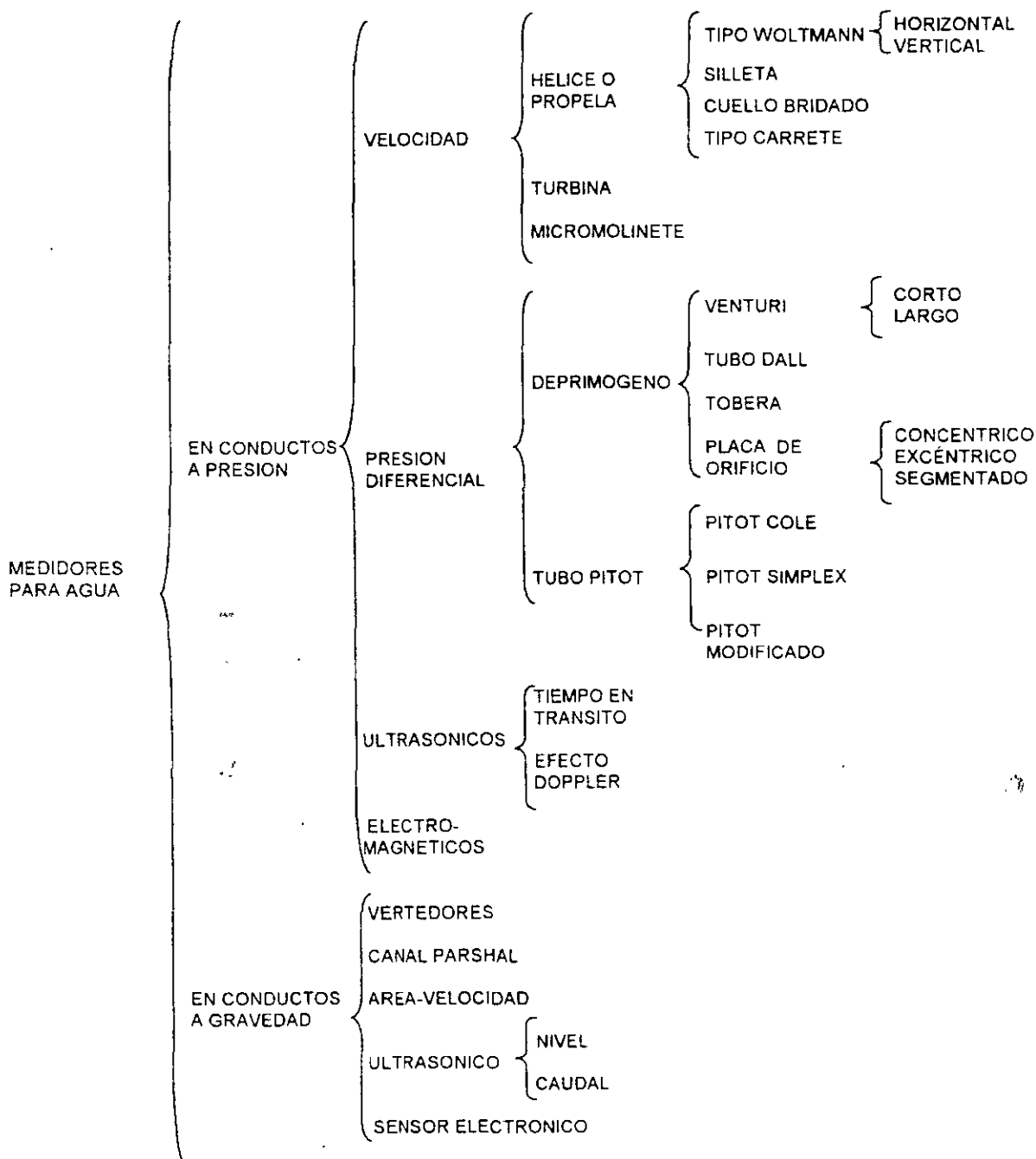
En México, cuando las variaciones del flujo no pueden ser medidas, se estiman de acuerdo a coeficientes establecidos por la Comisión Nacional del Agua (CNA), que considera los siguientes gastos de diseño: 1° Gasto medio (Q_m), 2° Gasto mínimo ($Q_m/2$), 3° Gasto instantáneo (MQ_m), siendo M el coeficiente de Harmon y 4° Gasto máximo extraordinario ($1.5 MQ_m$). En el capítulo 5 se explica la forma de obtenerlos.

3.9 MEDICION DE GASTOS

Cuando se recolectan las muestras en los sitios de muestreo uno de los parámetros a medir es el gasto de la descarga, sin ese dato, prácticamente son inútiles los datos que reporta el laboratorio con respecto al análisis de las muestras, porque la concentración de los contaminantes generalmente se reporta en mg/l y si no se considera el flujo de la descarga no se podrá calcular el total de la carga de contaminantes.

Debido a que el agua residual además transporta contaminantes sólidos que tienen diversos orígenes, densidades y formas, no cualquier dispositivo para medición ha demostrado ser eficiente.

En el mercado se puede obtener una variedad de equipos para la medición de gastos, sin embargo, es importante referirse a los métodos más sencillos y económicos que deberán seleccionarse entre los que se presentan en el siguiente esquema.



TUBERIAS A PRESION

MEDIDORES DE VELOCIDAD. Un medidor mecánico común tiene un disco giratorio inclinado con un rodillo que gira una carátula al paso del agua. Otros tipos tienen ruedas giratorias, lóbulos o propelas. Hay también un medidor que reacciona al arrastre en una paleta curva sumergida en el flujo. El medidor registra también flujos en conductos parcialmente llenos.

MEDIDORES TIPO VENTURI. Los medidores tipo Venturi (Figura 3.4) ofrecen un método exacto de medir el flujo con una pérdida de carga mínima. Se usa mayormente para tuberías de gran diámetro. La garganta Venturi tiene una sección convergente y una sección divergente gradual para disminuir las pérdidas de carga. La medida de flujo se basa en la ecuación de Bernoulli.

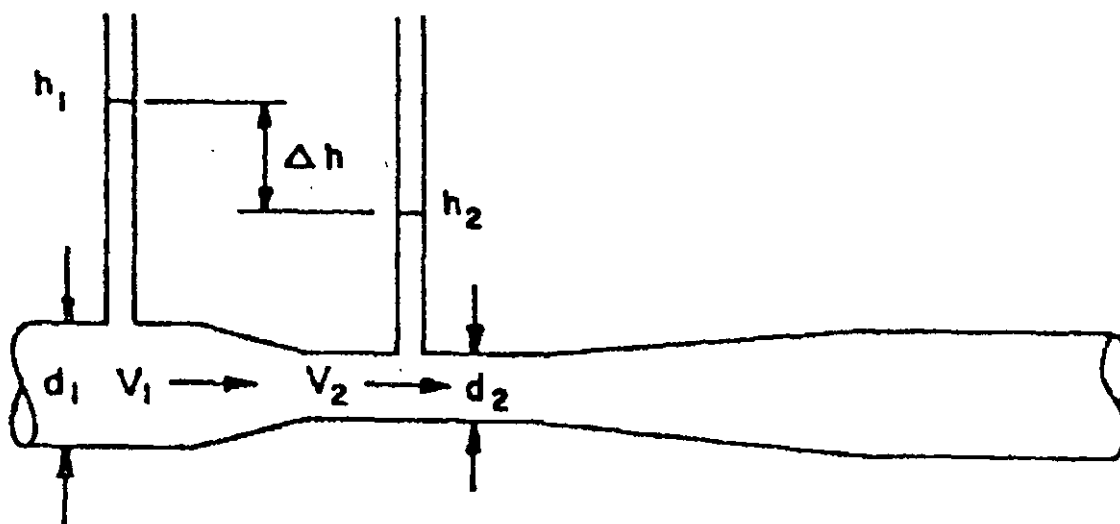


Fig 3.4 Medidor Tipo Venturi

BOQUILLAS. Una forma acortada de medidor tipo Venturi es el medidor de boquilla, el cual tiene una entrada corta en forma de boca de campana redondeada y una expansión abrupta más allá de ella. La ecuación de descarga es similar a la del medidor Venturi, pero la recuperación de la carga de velocidad, más allá del medidor, es bastante pequeña.

ORIFICIOS. Un orificio, consistente de una placa delgada con un orificio central, es un método usual de medir el flujo en tuberías grandes (figura 3.5) pero el orificio tiene la ventaja de que es corto y por lo tanto puede instalarse en longitudes cortas de tubería recta. Las longitudes requeridas para la medición en tubería recta, a cada lado del orificio, son similares a las de los medidores Venturi. Para obtener resultados precisos, el orificio deberá calibrarse en el sitio.

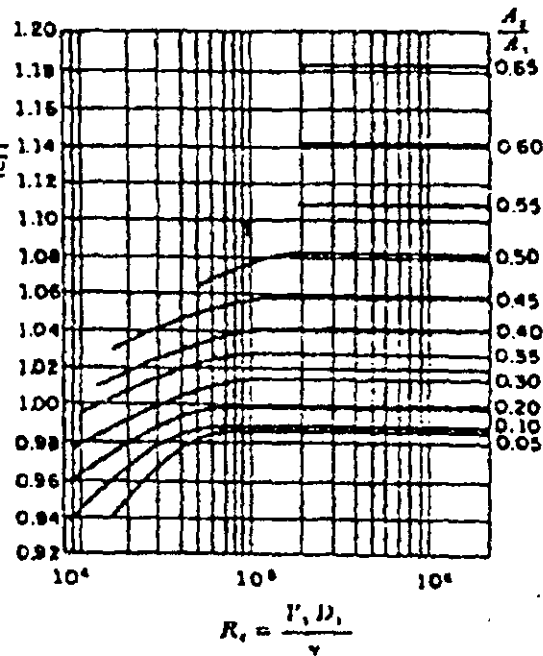
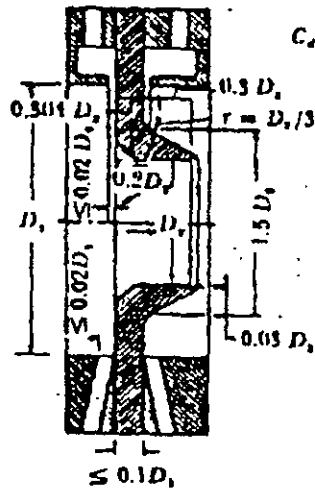
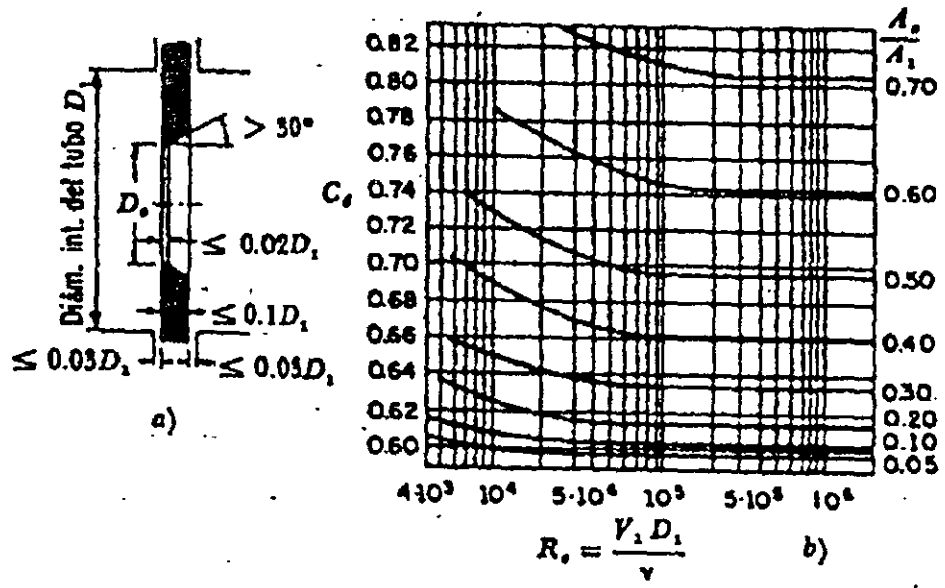
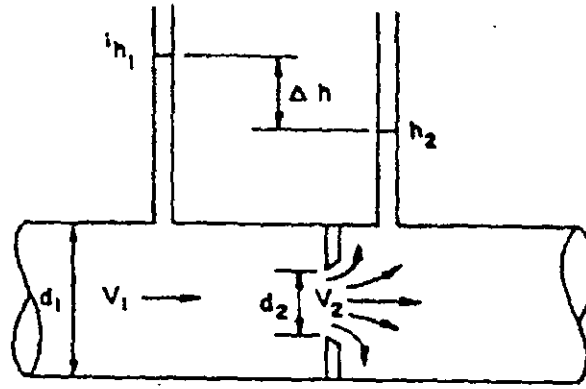


Fig. 3.5 Medidor de orificio

MEDIDORES DE CODO. En el exterior de un codo, en una tubería, se ejerce una presión mayor que en el interior, debido a la fuerza centrífuga. La diferencia de presión se puede usar para medir el flujo. El medidor deberá calibrarse en el sitio.

MEDIDORES DE MECANICOS. Miden flujos de agua. Un medidor mecánico común tiene un disco giratorio inclinado en un rodillo que hace girar una carátula. Otros tipos tienen ruedas giratorias, lóbulos o propelas. El rotámetro es un medidor de este tipo.

ROTAMETRO. Consiste de un tubo de cristal vertical calibrado el cual tiene una reducción aumentando hacia arriba el diámetro. En el flujo ascendente a través del tubo, se suspende una boya. Las posiciones de la boya de por sí son tales, que el arrastre sobre él (que depende del flujo que pasa y del diámetro del tubo) iguala el peso sumergido. La boya podría ser, ya sea en forma de esfera o un reducido con paletas, para hacerlo girar y centrarlo por sí mismo en el tubo.

INDUCCION ELECTROMAGNETICA. Al crear un campo magnético alrededor de una tubería de material no conductor y al ionizar el líquido insertando electrodos, se induce una fuerza electromotriz que puede medirse. La ventaja del método es que no hay pérdida de carga, y una variedad de líquidos, incluyendo aguas residuales, podrían medirse por este medio. En adición se está desarrollando una técnica similar basada en **la velocidad sónica de una onda de choque inducida.** Esta técnica tampoco obstruirá el flujo

MEDIDA DE MASA Y VOLUMEN. Los métodos más exactos de medida son por masa o por volumen. Para medir la masa o el peso de un fluido corriendo por cierto tiempo, el flujo se desvía dentro de un tanque de pesaje. El volumen de flujo puede ser medido del volumen de llenado del recipiente en un cierto tiempo.

CANALES Y TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS

VERTEDORES. Se le llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertedores según la forma que adopte la vena líquida siendo los más comunes: rectangular, trapecial, triangular y circulares.

Los vertedores que se usan para medir descargas o flujos relativamente pequeños son de pared delgada, cuando la longitud de la cresta del vertedor en dirección a la corriente es apreciable, se denominan vertedores de las presas para control de avenidas.

Para conocer el gasto que circula por estos dispositivos se miden los siguientes parámetros.

- Cresta. Es la pared horizontal de la escotadura en contacto con el líquido, su longitud se denomina L
- Carga. La carga del vertedor es la altura del chorro de agua desde el nivel de la cresta hasta la superficie, medida a una distancia mínima d antes de la cresta, para evitar que la medida esté afectada por el abatimiento del manto sobre la cresta. Esta distancia d puede variar entre 0.6 y 1.0 metros (de 5 a 10 veces la carga).

- Carga sobre la cresta. Es el espesor del chorro medido sobre la cresta en el plano del vertedor. La diferencia entre la carga sobre la cresta y la carga del vertedor tiene un valor aproximado de 31 % de la carga del vertedor.
- Cuando la longitud de la cresta L es relativamente pequeña comparada con el ancho B del canal de conducción, la vena del chorro sufre contracciones laterales que no se presentan cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal.

A continuación se presentan algunas de las fórmulas más comunes para calcular el caudal en vertedores.

Vertedor rectangular. En la figura 3.6 se presenta un vertedor rectangular. La fórmula de Francis (1852) para calcular el caudal es la siguiente:

$$Q = \alpha (L - n\beta H) H^{3/2} \text{ en el sistema inglés}$$

Siendo

$$\alpha = 3.33$$

$$\beta = 0.1$$

n = número de contracciones (en un lado o en los dos).

L = longitud de la cresta del vertedor

H = carga del vertedor.

Cuando el chorro no tiene contracciones laterales ($n = 0$) se tiene:

$$Q = \alpha LH^{3/2}$$

En el sistema métrico la fórmula general es:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) H^{3/2}$$

Cuando el chorro no tiene contracciones:

$$Q = 1.84LH^{3/2}$$

Otro factor que puede influir en el gasto es la velocidad de llegada (v), lo cual origina un aumento en la carga del vertedor, denominada carga de presión (H_0). La ecuación general del gasto en este caso es la siguiente:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 nH) (H + H_0)^{3/2}$$

siendo $H_0 = (v^2)/(2g)$.

Estos problemas se resuelven por tanteos hasta lograr dos resultados consecutivos lo suficientemente próximos para aceptar como buena la solución.

Ejemplo 1 En un curso de agua está colocado un vertedor rectangular con dos contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m. Calcule el gasto.

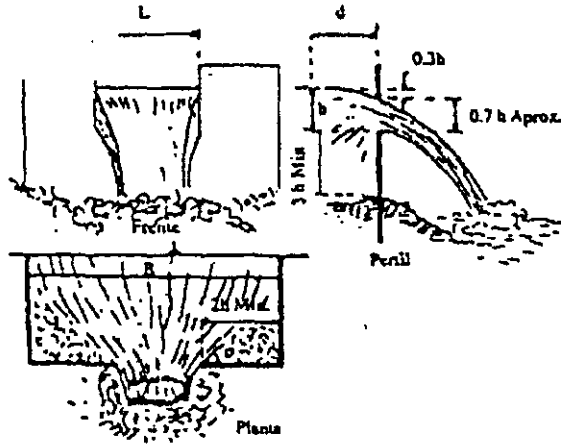


Fig. 3.6 Vertedor rectangular con dos contracciones

Solución:

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

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

$$n = 2$$

aplicando la ecuación $Q = 1.84(L - 0.1nH)H^{3/2}$
se tiene:

$$Q = 1.84(1.20 - 0.1 \cdot 2 \cdot 0.4)(0.4)^{3/2} = 0.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 2. Determine el gasto de un vertedor rectangular sin contracciones laterales con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m.

Solución.

Los datos son:

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

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

$$\alpha = 1.84$$

sustituyendo los valores en la ecuación:

$$Q = 1.84 LH^{3/2}$$

$$Q = 1.84 \cdot 1.20 \cdot 0.40^{3/2} = 0.559 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados de estos dos ejemplos muestran que en dos vertedores con igual longitud de cresta e igual carga, tiene mayor gasto el que no tenga contracciones laterales.

Vertedor triangular. La figura 3.7 muestra un vertedor triangular de cresta delgada. El caudal para este tipo de vertedor considera los siguientes parámetros:

La carga del vertedor es la distancia del vértice del ángulo hasta la superficie libre del líquido.

En este caso el gasto está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = ct \cdot \alpha \cdot H^{5/2}$$

Si el ángulo formado por los lados del vertedor es igual a 90 grados se tiene $\text{tg } 45^\circ = 1,0$ y la fórmula se reduce a:

$$Q = 2.54H^{5/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

$$Q = 1.40H^{5/2} \text{ en el sistema métrico.}$$

Estos vertedores son los más usados y proporcionan un excelente método para medir gastos pequeños, por ejemplo en los sedimentadores. El efecto de la velocidad de llegada es similar a los vertedores rectangulares, sin embargo se ha comprobado experimentalmente que el error cometido al desprestigiar la velocidad de llegada es en la mayoría de las veces poco importante.

Ejemplo 3 Calcular el gasto de un vertedor triangular de pared delgada, con escotadura en ángulo recto y una carga de 38 cm.

Solución. De acuerdo a la fórmula:

$$Q = 1.40H^{5/2}$$

$$\text{Tenemos: } 1.40 \cdot 0.38^{5/2} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 4. Calcular el gasto en un vertedor de pared delgada, cuyo ángulo en la escotadura es de 60° y tiene una carga de 0.40 m

Solución. Aplicando la ecuación:

$$Q = 1.40 \text{tg} 30 H^{5/2}$$

$$\text{Se tiene } Q = 1.40 \text{tg } 30 \cdot (0.40)^{5/2} = 0.104 \text{ m}^3/\text{s}$$

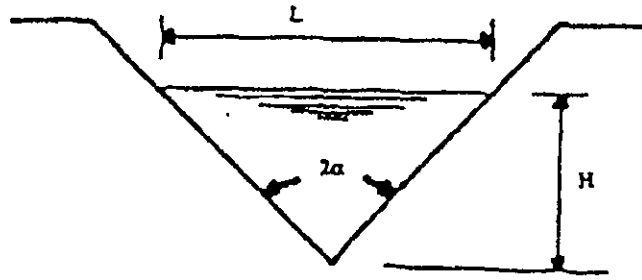


Fig. 3 7 Vertedor triangular de ángulo recto

Vertedor de Cipolletti. Es de forma trapezoidal, se caracteriza porque sus paredes laterales tienen una inclinación tal que sus proyecciones son 1 horizontal por 4 vertical, como se muestra en la Figura 3.8. El gasto se calcula por la fórmula.

$$Q = 3.367 L H^{3/2} \text{ en el sistema inglés}$$

$$Q = 1.859 L H^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Ejemplo 5. Determinar el gasto de un vertedor Cipolletti que tiene una longitud de cresta de 1.85 m y trabaja con una carga de 0.62 m.

Solución. Sustituyendo los valores en la fórmula del gasto tenemos:

$$Q = 1.86 \cdot 1.85 \cdot 0.62^{3/2} = 1.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 6. Qué longitud de cresta deberá dársele a un vertedor Cipolletti para que descargue hasta 1500 l/s, con una carga máxima de 40 cm?

Solución. Despejando L de la ecuación del gasto y sustituyendo los valores tenemos:

$$L = Q / (1.86 \cdot H^{3/2})$$

$$L = 1.5 / (1.86 \cdot 0.40^{3/2}) = 3.19 \text{ m}$$

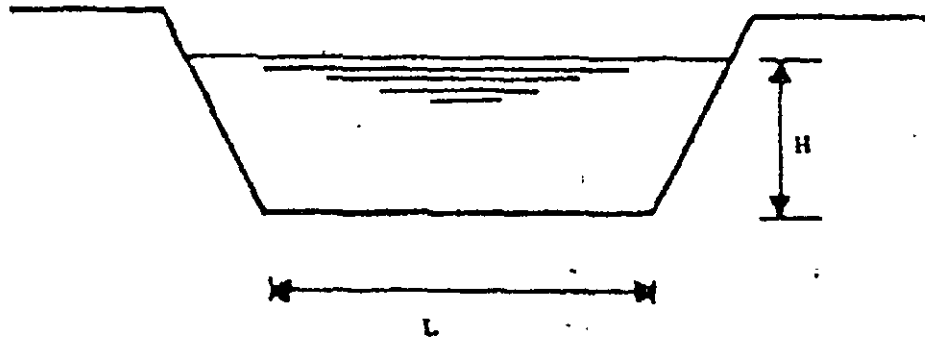


Fig. 3 8 Vertedor de Cipolletti

FLUJO EN ALCANTARILLAS

Los principios hidráulicos que se aplican al flujo en tuberías de alcantarillado (alcantarillas) y al flujo en tuberías de agua son los mismos, se determina la velocidad conociendo: dos cotas de nivel (en la descarga y aguas arriba), la distancia y el radio hidráulico. Las alcantarillas no deben trabajar a tubo lleno y para cualquier alcantarilla, el área del flujo, la velocidad y la descarga varían con la altura del tirante.

Una fórmula que proporciona resultados exactos es la de Manning, en su forma general es:

$$V = (1.486/n) \cdot r^{2/3} \cdot s^{1/2}$$

siendo:

- V = velocidad de flujo, en metros por segundo.
- n = coeficiente de rugosidad
- r = radio hidráulico, en metros
- s = pendiente (diferencia de altura por cada mil unidades).

Los valores de n utilizados comúnmente son los siguientes para tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tuberías de asbesto-cemento, 0.0013. Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0.015. Tubería de metal corrugado, 0.021. Zanjas, 0.020. Canales recubiertos con piedra, 0.030.

El gasto o caudal se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = A \times V$$

Donde A es el área transversal que ocupa el agua que fluye y se calcula a partir de la altura del nivel del agua en el tubo (tirante).

Métodos prácticos para medir caudales

1° En una tubería de drenaje como se indica en la figura 3.9 y

2° En un canal o un río con el clásico molinete como se muestra en la figura 3.10 o también utilizando los nuevos equipos de detección magnética de velocidades.

Los pasos a seguir para encontrar el gasto son:

- Determinar el área transversal del conducto ocupado por el líquido (tubería, río, canal, etc.).
- Encontrar la velocidad promedio del líquido que pasa a través de esa área,
- El gasto es igual al área por la velocidad.

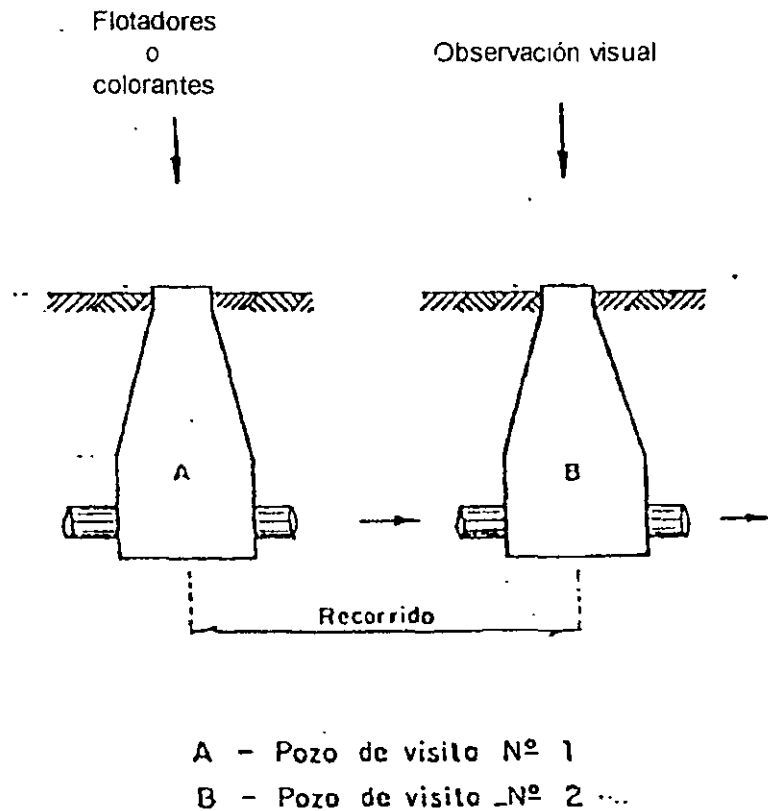


FIG. 3.9 MEDICION PRACTICA (APROXIMADA) DE LA VELOCIDAD EN CAMPO

Se mide la distancia (d) entre pozos; en el pozo A se arroja colorante o varias esferas ya sean de polietileno o de corcho, se mide el tiempo (t) que tardan en aparecer en el pozo B, entonces la velocidad V será igual a d/t

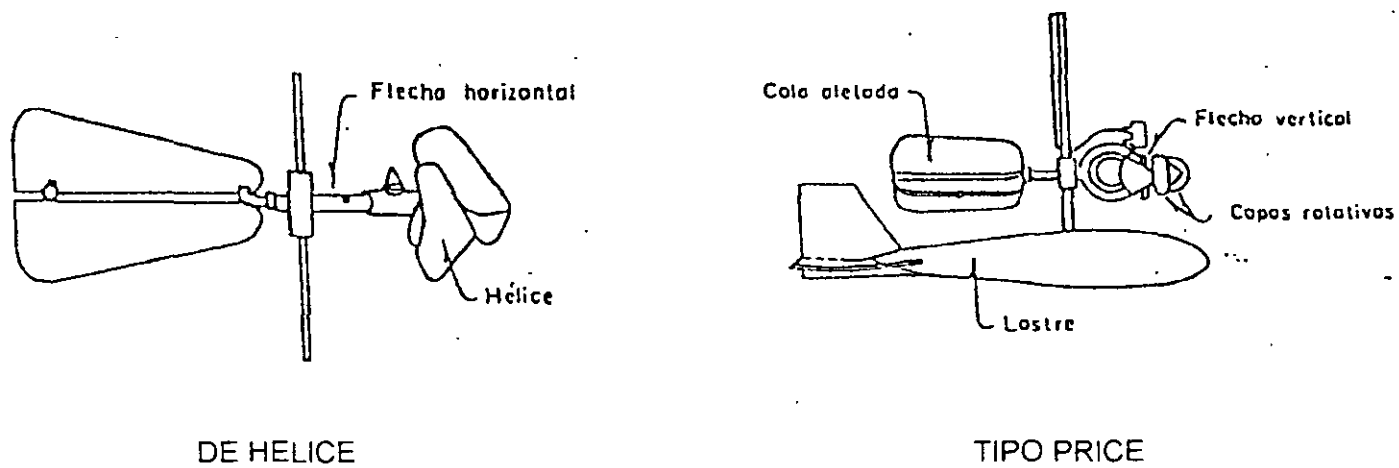


FIG. 3.10 MEDIDORES DE CORRIENTE (MOLINETE)

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 4 ESTACIONES DE BOMBEO

- 4.1 NECESIDAD DE BOMBEO**
- 4.2 RECOMENDACIONES PARA LAS INSTALACIONES**
- 4.3 CARACTERISTICAS DE LOS CARCAMOS**
- 4.4 TIPOS DE BOMBAS**
- 4.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIA**
- 4.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS**
- 4.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE CARCAMOS**
- 4.8 BOMBAS TIPO TORNILLO O TORNILLO DE ARQUIMIDES**

UNA ESTACIÓN DE BOMBEO PARA AGUAS RESIDUALES, consiste en una obra de ingeniería con instalaciones especiales para recibir un cierto volumen de aguas residuales que se concentran en ella, y mediante un equipo de bombeo se llevan a una distancia o una altura determinada por encima del nivel de la estación.

4.1. NECESIDAD DE BOMBEO

La necesidad de bombeo del agua viene dado por las condiciones topográficas y por transportar las aguas residuales de un punto a otro, entre los que no existe la necesaria diferencia de cotas para que pueda realizarse el recorrido por gravedad.

Esta necesidad de bombeo puede presentarse en los siguientes casos:

- Incorporación de aguas residuales de un punto bajo al colector.
- Entre tramos de las alcantarillas, de ellas a colectores o al emisor.
- Cuando se requiere dar cierta carga hidráulica a las aguas residuales para que puedan manejarse adecuadamente en la planta de tratamiento.
- En un desagüe de la planta de tratamiento hacia el cauce receptor. En forma continua si el nivel del cauce receptor está siempre a una cota mas alta, o en forma intermitente, cuando en algunas épocas del año dicho nivel se eleva.

En las alternativas de solución no olvidar que una estación de bombeo presenta los siguientes inconvenientes; costo de la instalación, gasto de energía y riesgo de inundación cuando no se dispone de altura suficiente para instalar una desviación del gasto. Por razones económicas debe procurarse, siempre que sea posible, evitar la construcción de este tipo de obra.

La estación de bombeo, en su sentido más general está formada por los siguientes elementos, que en el respectivo estudio deben definirse y justificarse:

Equipo

- Bombas (motor e impulsor), controles eléctricos.

Edificación

- Oficinas, servicios generales, bodegas, talleres, caseta de vigilancia.

Depósitos de agua

- Tanque regulador de succión (cárcamo), canales

Instalaciones

- Destinados a proteger las bombas, conductos de succión, eléctricos e hidráulicos.

4.2 RECOMENDACIONES PARA LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Es importante que la ubicación de una estación de bombeo se seleccione sólo después de realizar estudios extensos y detallados de las necesidades actuales y futuras del área que será servida por el sistema, de los factores económicos del diseño del sistema, de la ubicación de la estación y del impacto en el ambiente local.

En áreas no desarrolladas o parcialmente urbanizadas, se dará cuidadosa atención al probable crecimiento futuro, debido a que la ubicación de la estación de bombeo, determinará en muchos casos, el desarrollo completo del área. La parte estética también influirá en la selección del sitio en forma tal que la ubicación de la estación no impacte adversamente el área vecina.

Los detalles que se deben considerar durante la ubicación de una estación de bombeo, incluye las condiciones del sitio, dueños del terreno, drenaje del terreno y de la localidad, patrones de tránsito, accesibilidad para vehículos, disponibilidad de servicios comunales tales como: energía eléctrica (voltaje y carga), agua potable, protección contra incendios y teléfono.

La selección final de la ubicación debe ser el resultado del balance adecuado de las necesidades técnicas, económicas y ambientales.

En relación con la construcción de las estaciones se sugieren las siguientes recomendaciones:

- El edificio de bombas deberá emplazarse fuera de la zona de avenidas extraordinarias o debidamente protegido para evitar la entrada del agua en el mismo.
- Se dispondrá en la entrada a la cámara de toma, una rejilla que retenga las impurezas gruesas en función de la tubería de aspiración y la capacidad de la bomba.
- Los conductos de succión, contruidos generalmente en hierro o en acero, estarán provistos de la correspondiente válvula de pie y accesorios necesarios para acomodar su sección al orificio de la bomba.
- El edificio destinado a proteger las bombas, deberá ser de fácil acceso, bien iluminado, bien aireado y con espacio suficiente de modo que se pueda circular libremente alrededor de los equipos. Se construirá, en un nivel superior al de la máxima cota alcanzada por la capa freática
- Para evitar las posibles consecuencias debidas a las vibraciones de las máquinas se tomarán en cuenta, tanto en el proyecto como en la construcción, las obras de aislamiento del equipo motor y del terreno.
- Si el caudal o gasto es pequeño y los equipos de poco volumen, si éstos podrán ubicarse en pozos registros del colector
- Las estaciones enterradas serán de material impermeable, sus paredes interiores y pavimentos serán lisos y lavables. Las canaletas que en el suelo sirvan de paso a las líneas eléctricas o tuberías, se cubrirán con chapa estriada o rejilla de celdas de aluminio.
- Las puertas serán de amplitud suficiente para dar paso a las piezas de mayor tamaño. En caso contrario se preverán salidas especiales.
- Se instalarán puentes-grúa para el manejo de las piezas en las instalaciones cuyo tamaño o importancia así lo requieran

4.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS CÁRCAMOS

Un cárcamo de bombeo consiste en un tanque que almacena la suficiente cantidad de agua para ser extraída con un determinado equipo de bombeo, de aquí que el diseño de los cárcamos está en función del tipo de bomba a utilizar y de la curva de caudal contra el tiempo.

Se han desarrollado métodos para determinar el volumen requerido del cárcamo. Con esto se pretende que el ciclo de bombeo (tiempo con bomba en operación más tiempo con bomba sin extracción) tenga una duración mayor que el tiempo mínimo recomendado por los fabricantes para evitar que una bomba o un sistema de bombas tengan fallas por sobrecarga en el sistema de arranque. Sin embargo, aunque desde el punto de vista mecánico sea preferible operar las bombas por periodos largos, tiempos grandes de retención hidráulica no permiten el mantenimiento de las condiciones aerobias en las aguas residuales.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

1. Se buscará por una parte que el tiempo de un ciclo de bombeo entre arranques consecutivos, o entre incrementos de velocidad de una bomba no sean demasiado frecuentes para evitar que ocasione fallas por sobrecarga del sistema de arranque, y por otra parte que no sea tan grande como para causar problemas de septicidad.
2. Aunque la retención hidráulica en el cárcamo se basa en los caudales medios, los gastos mínimos y máximos determinarán el tamaño del cárcamo.
3. Se deben obtener resultados favorables para cualquier combinación de gastos influentes y de bombeo.
4. Para bombas grandes el tiempo de un ciclo de trabajo no deberá ser menor de 20 minutos, mientras que para bombas mas pequeñas el tiempo de un ciclo hidráulico puede reducirse hasta 10 minutos.
5. Se recomienda que el máximo tiempo de retención hidráulica en el cárcamo no sea mayor de 2 horas y de preferencia se deben tener tiempos menores de 30 minutos.
6. No existe un método único para dimensionar los cárcamos que sea aplicable a todas las condiciones que se pueden presentar.
7. Cuando están al final del drenaje, las bombas deben tener capacidad suficiente para absorber los cambios en los caudales recibidos del influente.
8. Cuando se trata de un cárcamo pequeño, en la práctica se considera suficiente tener un volumen igual a dos veces el gasto máximo del influente en litros por minuto, solamente para proteger el equipo de arranque de un sobrecalentamiento y fallas causadas por paros e inicios demasiado frecuentes.
9. En las grandes instalaciones la capacidad efectiva del cárcamo húmedo es conveniente que no exceda de 10 minutos del gasto promedio en 24 horas, no es conveniente que el cárcamo sea muy grande porque se tienen problemas de operación y mantenimiento debido a que se deposita material arenoso y orgánico en exceso y aumenta la cantidad de grasas y otras sustancias en los muros laterales y la superficie.
10. Los cárcamos pueden ser estrechos, pero no menores de 1.2 metros para tener un rápido acceso y cuando la operación continua es muy importante, es conveniente dividir el cárcamo en dos secciones, apropiadamente interconectados para facilitar reparaciones, limpieza y hasta ampliaciones.

Las características de la curva diaria del caudal; las alturas de succión y descarga; el tipo y cantidad de tubería, las piezas especiales y la eficiencia de las bombas determinarán la potencia total requerida del equipo. La disponibilidad de fondos económicos, condicionarán el que se tenga o no la distribución de bombas con distintas capacidades, de tal forma que para cualquier combinación de caudales influentes y de bombeo, no se exceda el número de arranques permisibles en los equipos en un tiempo dado y no se generen condiciones anaerobias por retenciones prolongadas del agua dentro del cárcamo.

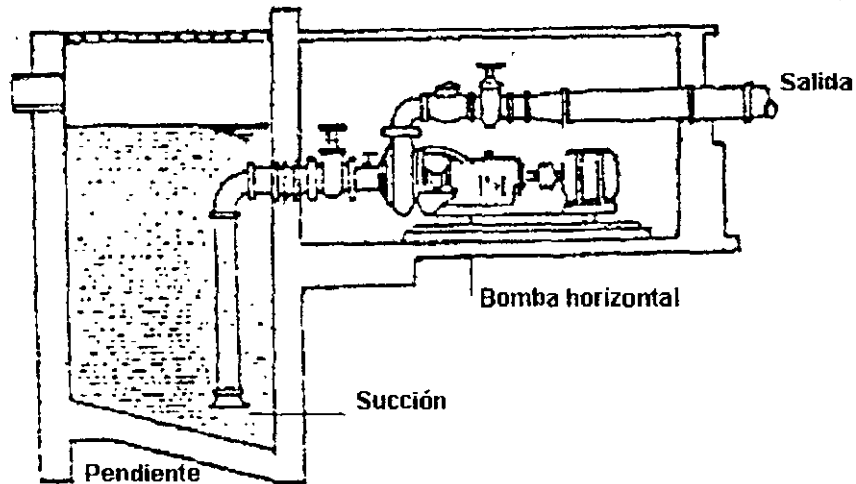


Fig. 4.1 Bomba centrífuga de flecha horizontal en cárcamo seco

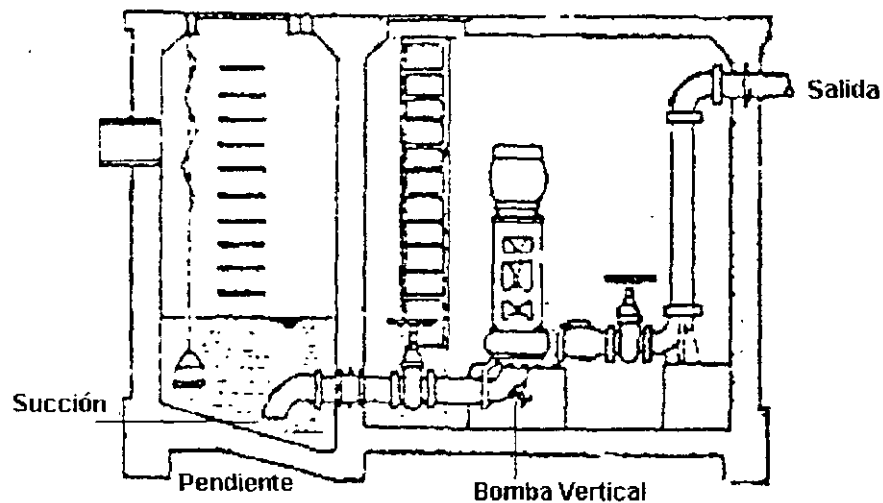


Fig 4.2 Instalación de bomba de flecha vertical en cárcamo seco.

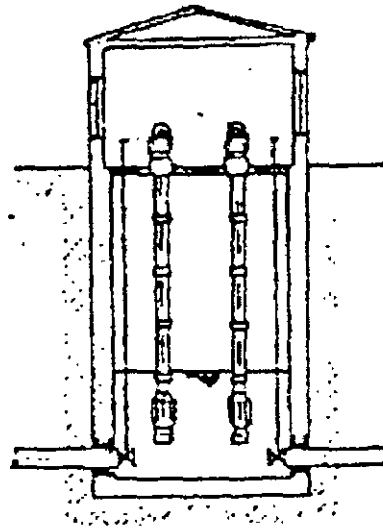


Fig. 4.3 Instalación en cárcamo húmedo para equipos con motor fuera del agua, (Depuración de Aguas Residuales. Hernández Muñoz Aurelio).

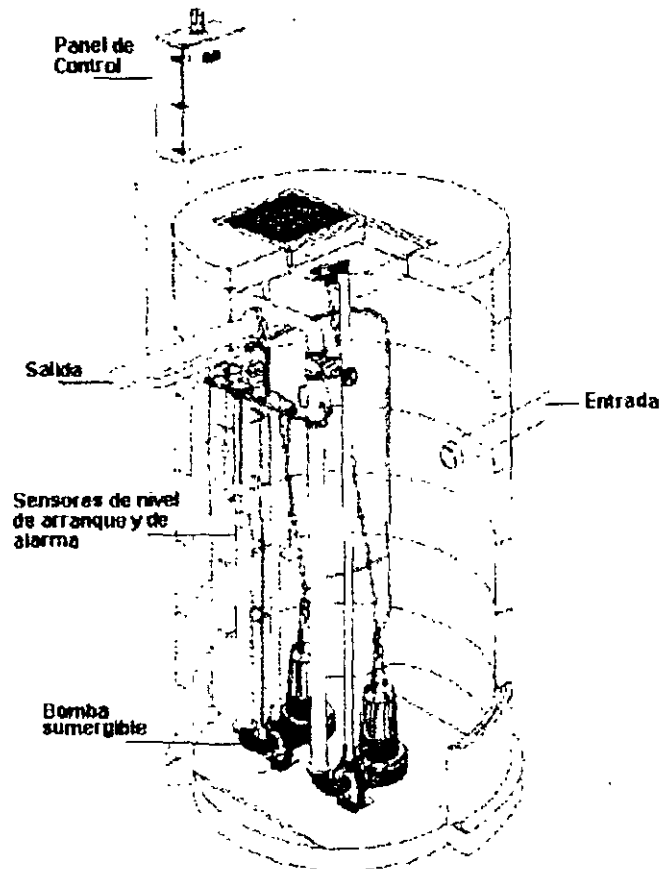


Fig. 4.4 Cárcamo húmedo para bombas sumergibles

TIPOS DE CARCAMO

a) **Cárcamo seco.** También llamado cámara seca, la cual se usa para almacenar equipo de bombeo, controles y el equipo dependiente, está separada físicamente del foso húmedo mediante paredes, el equipo de bombeo se encuentra instalado en este compartimiento ubicado contiguo al tanque que recibe el agua. Pudiendo ser el equipo de eje horizontal o vertical, aunque la línea de succión entra en posición horizontal al tanque que retiene el agua, ver figuras 4.1 y 4.2.

El tamaño de estos cárcamos depende, en primer lugar del número y tipo de bombas seleccionadas y las tuberías necesarias para su operación. Se recomienda disponer como mínimo de 0.9 metros de distancia entre las bombas y los muros mas cercanos y cuando menos 1.2 metros entre las descargas de las bombas. Se necesita suficiente espacio entre bombas para efectuar las maniobras al sacarlas de sus bases, y tener espacio suficiente entre las tuberías del influente y la de succión, también espacio suficiente para hacer algunas reparaciones en el sitio, y para realizar inspecciones. El espacio entre el cárcamo seco y la tubería de succión de la bomba, depende del tamaño del tubo, válvulas y de su colocación.

El cárcamo debe estar bien iluminado y ventilado con accesorio a prueba de explosión, debe contar también con un drenaje adecuado en el piso, con un pequeño cárcamo y una bomba para desalojar el agua y el aceite que se junte por fugas en los sellos de las conexiones, el líquido se enviará al cárcamo, su tubería se ubicará a un nivel mas alto que el nivel máximo que pueda tener el cárcamo.

b) **Cárcamo húmedo.** La función de un foso húmedo es recibir y almacenar temporalmente las aguas que llegan. Las bombas se instalan dentro del tanque que almacena el volumen calculado de agua, pudiendo ser impulsadas a través de un eje vertical conectado a un motor instalado en la superficie del tanque, ver figura 4.3, o estar acopladas al motor formando una sola estructura, llamadas "bombas sumergibles", figuras 4.4 y 4.14.

Probablemente, el punto más controversial en el diseño de las cámaras húmedas es la pendiente del fondo que se necesita para disminuir la sedimentación de sólidos.

Un gran número de agencias estatales reguladoras de varios países indican una pendiente de fondo mínima de 1:1 a la entrada de la bomba.

En la figura 4.5 se muestran varias posibilidades de tubería de succión más comunes en cámaras húmedas de aguas residuales. Las entradas en forma de boca de campana son muy superiores a las entradas rectas que se muestran en las figuras 4.5 B y C. Lo acampanado elimina los extremos afilados en los cuales se podría acumular material y reduce las pérdidas de carga y vórtice. Debido a que hay menor posibilidad de formación de vórtices en la cámara húmeda, las entradas A y F son superiores a cualquier otro arreglo. Para conseguir las velocidades de arrastre a la entrada y aún mantener las condiciones hidráulicas óptimas de entrada, la campana en A y F no deberían estar a una distancia mayor de $D/2$ ni menores que $D/3$ sobre el piso de la cámara húmeda. La sumergencia requerida sobre una tubería o sobre el extremo acampanado se muestra en la tabla 4.1.

Para evitar problemas causados por vórtices, entrada de aire, cavitación y vibración, deben mantenerse condiciones adecuadas de aproximación. La meta del diseño es obtener una distribución uniforme del flujo dentro del entorno adecuado de velocidades. Es conveniente

consultar al vendedor de las bombas sobre la sumergencia, el diseño y acomodo de las unidades.

Tabla 4.1 Sumergencia requerida sobre una tubería o entrada de boca de campana

| VELOCIDAD | | SUMERGENCIA REQUERIDA | |
|-----------|-------|-----------------------|--------|
| PIES/SEG | M/SEG | PIES | CMS |
| 2 | 0.610 | 1 | 30.48 |
| 5 | 1.524 | 2 | 60.96 |
| 7 | 2.134 | 3 | 91.44 |
| 11 | 3.353 | 7 | 216.86 |
| 15 | 4.572 | 14 | 426.72 |

Nota: Pies x 0.3048 = m

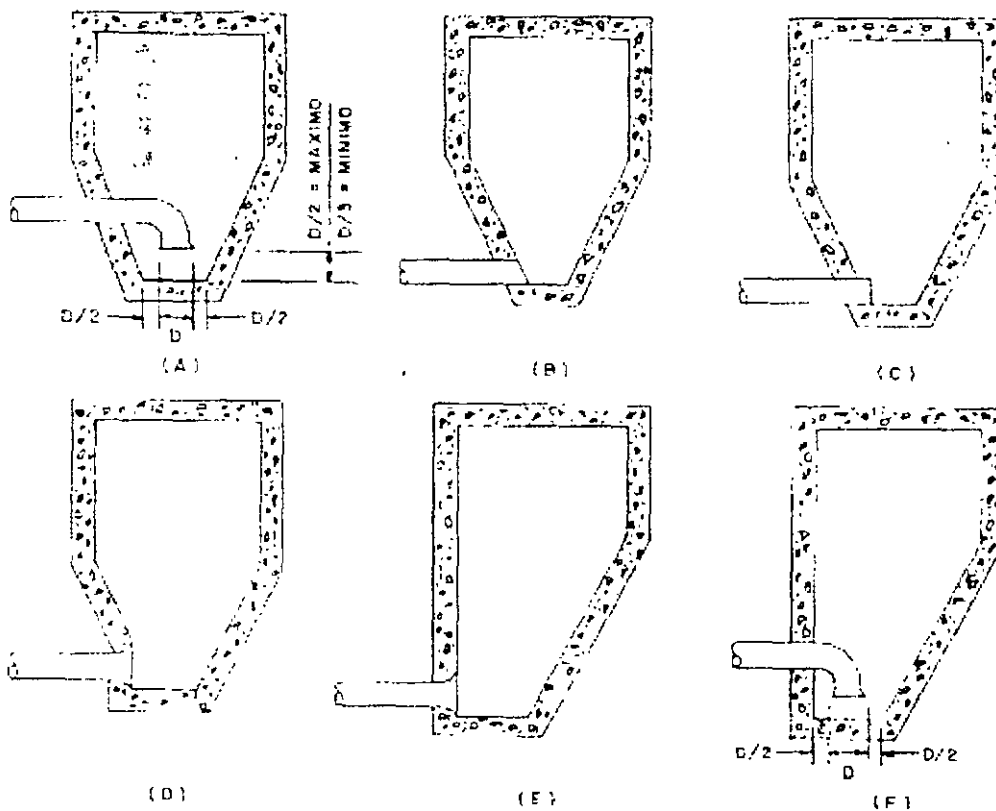


Fig. 4.5 Arreglos típicos para la instalación de la tubería de succión en el foso húmedo de las estaciones de bombas para aguas residuales.

CLASIFICACIÓN DE ESTACIONES, SEGÚN CAUDAL A BOMBLEAR

- Estaciones muy pequeñas, menos de 6 l/seg. (100 Gal/Min). Se usan generalmente eyectores neumáticos (figura 4.6) o bombas desmenuzadoras para servir desde 1 a 50 edificios aislados, con líneas de descarga menores de 100 mm (4 pulgadas). Se puede permitir un solo eyector o una sola bomba, pero se prefiere el uso de unidades duplicadas las que deben alternarse en su funcionamiento por razones de confiabilidad. Se pueden usar estaciones tanto del tipo paquete como construidas en sitio.
- Estaciones pequeñas, 6 a 20 L/seg (100 a 300 Gal/Min). Generalmente se usan bombas inatascables capaces de manejar sólidos de 65 mm de diámetro y preferiblemente de 80 mm. (2,5 y 3 pulgadas), descargando en líneas de 100 mm. (4 pulgadas). Se requiere el doble de bombas, excepto en casos excepcionales con bombas dimensionadas para manejar el flujo máximo. Se deben tomar provisiones para cualquier crecimiento futuro, tales como: el operar bombas en paralelo, proporcionar mayor capacidad al impulsor de las bombas iniciales, incrementar la capacidad de la bomba, o dejar espacio para acomodar una tercera bomba. Tanto las estaciones prefabricadas como las que se construyen en sitio usan foso húmedo preferiblemente, y los motores se instalan tanto sobre el terreno como enterrados o sumergidos. Las succiones de las bombas son sumergidas o de auto cebado. El uso de bombas de auto cebado se limita a una altura de succión práctica con un máximo de 4,5 a 5,5 m. (15 a 18 pies). Se pueden usar eyectores neumáticos en lugar de bombas, pero no presentan la flexibilidad para acomodar futuras expansiones. En climas cálidos se puede usar el equipo expuesto a la intemperie.
- Estaciones medianas, 20 a casi 200 l/seg. (300 a 3000 Gal/Min.). Generalmente se usan bombas inatascables por partida doble con posible previsión para aumentar en el futuro la capacidad de la bomba. Cada bomba tendrá capacidad en exceso del caudal máximo de diseño. Este tamaño es el más popular en las estaciones prefabricadas pero también se usa ampliamente en estaciones construidas en sitio. En el pasado, se prefería que las estaciones de aguas residuales se instalaran en foso seco, pero con la nueva tecnología disponible se da atención cuidadosa al uso de bombas sumergibles, bombas suspendidas en fosos húmedos y a bombas de tornillo.
- Estaciones Grandes, mas de 200 l/seg. (3,000 Gal/Min.) Se pueden usar dos bombas, pero la eficiencia de la operación sobre las variaciones de flujo, usualmente determinan el uso de tres o más bombas. Las capacidades se deben seleccionar de tal manera que cuando la bomba mayor esté fuera de servicio, las otras puedan manejar los caudales máximos. En estaciones prefabricadas no se consiguen capacidades mayores de 400 l/seg (6000 Gal/Min.). Las bombas sumergibles están disponibles en capacidades mayores de los 1 200 l/seg (20,000 Gal/Min) para aguas residuales y hasta 6,000 l/seg (100,000 Gal/Min) para aguas pluviales. La ubicación más generalizada en estaciones de aguas residuales es en un foso seco. El uso de bombas de tornillo inclinado ha estado incrementándose para cargas de bombeo pequeñas. Las estaciones pluviales usan indistintamente bombas de foso seco, suspendidas en foso húmedo o de tornillo inclinado. Las bombas de tornillo inclinado son de capacidad limitada: 4,000 l/seg y 4 M. (70,000 Gal/Min. y 12 pies)

Las consideraciones para la selección de equipos de bombeo para aguas pluviales son similares a las mencionadas para aguas residuales

ESTACIONES PREFABRICADAS.

Las estaciones prefabricadas están disponibles en varias formas de arreglos normales limitados a eyectores, bombas de foso húmedo y bombas de foso seco para servicio de aguas residuales. Estas unidades compactas se controlan automáticamente y vienen completas, incluyendo ventilación y dehumidificadores, accesorios y piezas de repuesto.

Las capacidades máximas de las unidades prefabricadas han aumentado rápidamente desde su aparición en el mercado. Aunque existen estaciones de 4 m. (12 pies) y capacidades de alrededor de 400 l/seg (6,000 Gal/Min.), la de uso más común consta de un paquete con foso seco (con un foso húmedo construido en el campo), que emplea dos unidades de bombeo en una cámara de alrededor de 2,5 metros de diámetro (8 pies) o menor y una capacidad del orden de 3 a 100 l/seg (50 a 1,500 Gal/Min.).

Los tipos de arreglos disponibles en estaciones prefabricadas son los siguientes:

1. Eyectores neumáticos simples o dobles colocados uno sobre el otro o colocado uno al lado del otro con cubierta cilíndrica.
2. Bombas convencionales inatacables o de auto-cebado instaladas dentro de foso seco que les sirve de cubierta o dentro de cilindros verticales o techos de arco y piso rectangular. Las bombas inatacables verticales se consiguen en estaciones de tipo paquete, cilíndricas, suspendidas en foso húmedo.
3. Bombas sumergidas de motor inatacable. Estas han salido recientemente al mercado en estaciones de tipo paquete con foso húmedo cilíndrico, con facilidades para levantar la bomba.

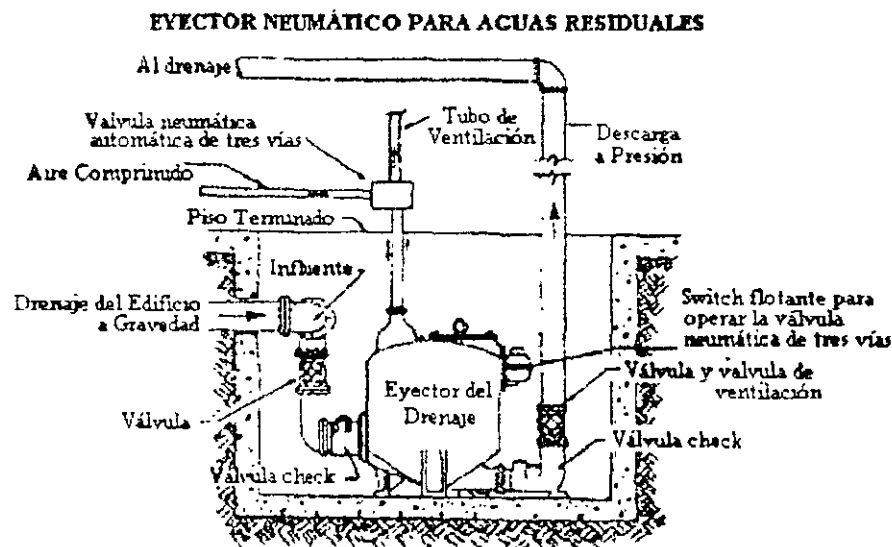


Figura 4.6 Eyector neumático para aguas residuales

4.4 TIPOS DE BOMBAS

BOMBAS DE EMBOLO

La bomba de émbolo está formada por los elementos que se señalan en la Figura 4.7. El émbolo se moverá hacia adelante y hacia atrás, al girar el manubrio con velocidad constante. Al moverse hacia atrás dejará un vacío delante suyo, que la presión atmosférica obligará al agua a que lo llene por la tubería de aspiración, (en este periodo la válvula de escape se cerrará y la de aspiración se abrirá). Al correr el émbolo hacia adelante se cerrará la válvula de aspiración, y se abrirá la de escape, de manera que el émbolo impulsará el agua por el tubo de descarga. Este tipo de bomba se utiliza para impulsiones de pequeñas alturas y para inyectar soluciones en tuberías.

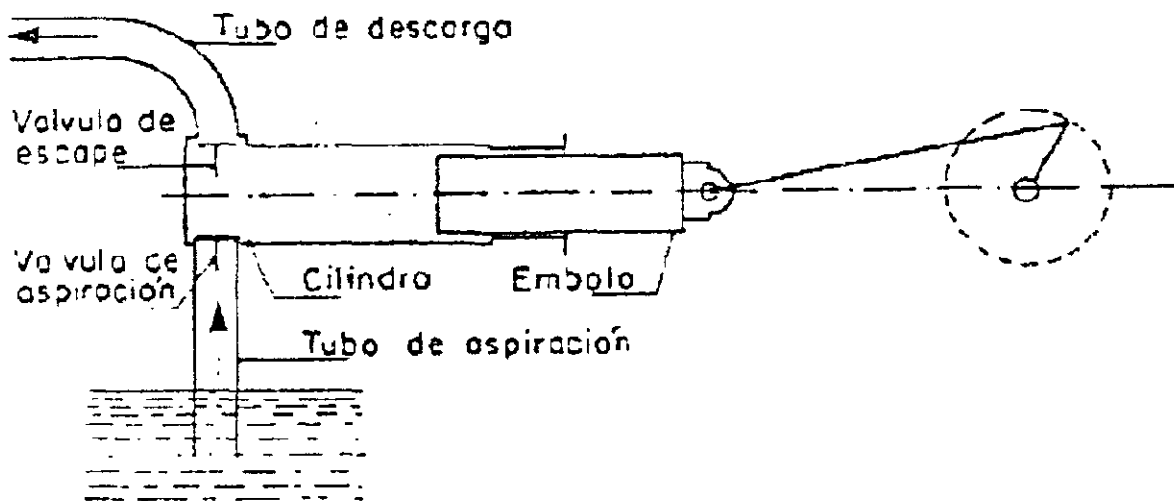


Figura 4 7 Bomba de émbolo

BOMBAS CENTRIFUGAS

La bomba centrífuga consiste, en su más simple forma, en una rueda de álabes, llamada también impulsor, que gira dentro de una cámara concéntrica (tazón).

Las paletas imprimen al agua un movimiento de remolino forzado, y se engendran presiones dinámicas. Figura 4.8

La bomba centrífuga es una generadora de presión dinámica. Por eso, cuando se interpone en una tubería, se debe considerar la comente, no como producida por el agua impulsada, sino porque la presión engendrada modifica el gradiente hidráulico, de modo que provoca la circulación

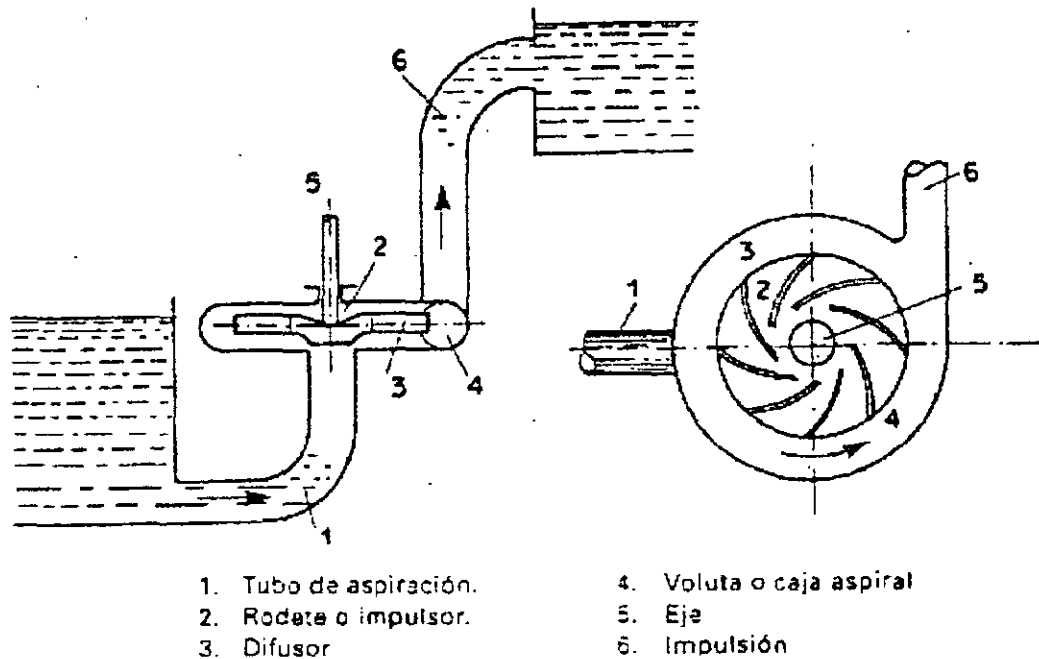


Figura 4.8 Bomba centrífuga

Centrífugas horizontales

- El motor y la bomba, con su eje horizontal, están situados fuera del agua.
- La bomba ha de ser del tipo de rodete abierto.
- Ha de instalarse siempre en carga cuando se trate de bombeo de agua bruta.
- El rendimiento típico es del 80%.
- Suele ser la solución más económica.

Centrífugas verticales.

- La bomba está sumergida, y el motor, unido a la bomba mediante un eje vertical, está fuera del agua.
- Resto de características similares a las centrífugas horizontales.
- Precio ligeramente superior al de aquéllas

Centrífugas sumergibles

- El motor y la bomba están sumergidos dentro del agua.
- La bomba ha de ser de rodete abierto
- El rendimiento decrece ligeramente respecto de las centrífugas horizontales. Alrededor del 75%.
- El precio puede llegar a ser doble que el de las centrífugas horizontales, pero presentan grandes ventajas de mantenimiento respecto a aquéllas.

BOMBAS AXIALES O DE HÉLICE

En la figura 4.9 se ve esquematizado este tipo de bombas. Tiene, generalmente, tres series de paletas: La primera es de paletas directrices de entrada; la segunda de paletas giratorias o de la hélice propiamente dicha, y la tercera de paletas directrices de salida

Las de entrada hacen que el agua penetre hacia el eje de la rueda impulsora sin velocidad tangencial alguna, las paletas de la hélice comunican al agua una componente tangencial, y las de salida absorben de nuevo esta componente e impulsan el agua por el tubo de descarga y en el mismo sentido de su eje.

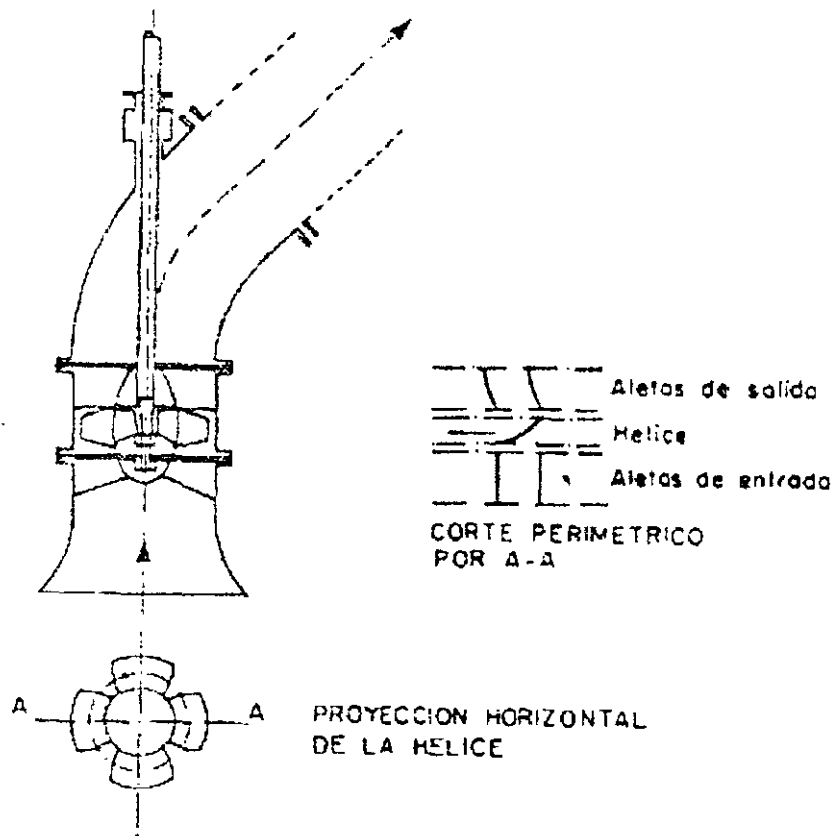


Fig 4.9 Bomba de hélice

Este tipo de bomba se emplea para grandes caudales y alturas de 14 a 15 m en elevación. Su rendimiento es del 75 a 90%.

Las bombas helicoidales de rodete preparado para suprimir desplazamiento radial y de traslación según el eje son válidas para 25 a 35 m de elevación.

BOMBAS VOLUMÉTRICAS

Las bombas centrífugas de paletas son bombas volumétricas generalmente utilizadas como bombas de trasvase. figura 4.10

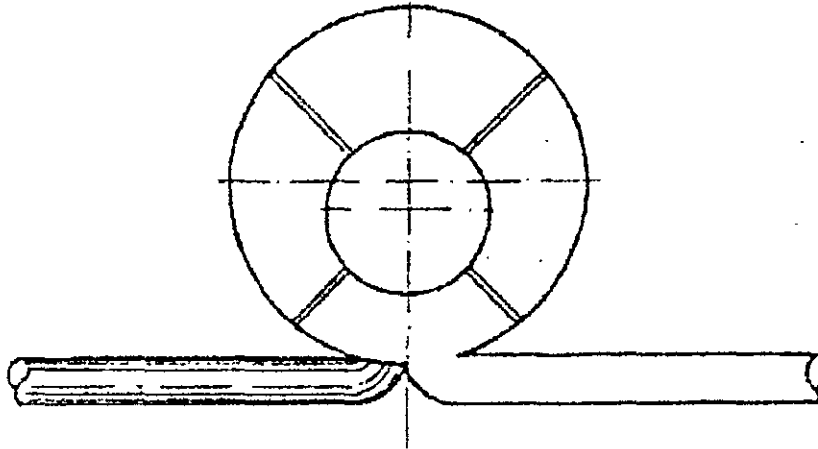


Figura 4.10 Bomba volumétrica

BOMBAS DE TORNILLO*

- Se basan en el funcionamiento de un tornillo de Arquimides sobre un canal de fondo circular construido en obra de fábrica o bien dentro de una camisa tubular metálica.
- Pueden bombear el agua con sólidos de gran tamaño sin peligros de atascamiento.
- La altura máxima de bombeo con un solo tornillo está limitada a 4.6 m. Para mayores alturas debe pensarse en más de una etapa de bombeo.
- El ángulo máximo del tornillo respecto de la horizontal es de 30-35°.
- El rendimiento oscila alrededor del 70%
- La curva de funcionamiento altura-caudal, de una bomba de este tipo, es plana. Es decir, para una alta constante, el consumo es sensiblemente proporcional al caudal a bombear. Esto significa:
 - a) Que el rendimiento se mantiene constante para cualquier caudal dentro de unos límites.
 - b) Que la bomba autoregula su consumo de energía para los distintos caudales.

* Se tratan al detalle en el apartado 4.8

BOMBAS TRITURADORAS

- Son bombas rotativas con dispositivos interiores de trituración, consistentes generalmente en peines giratorios, cuyos dientes exteriores discurren entre canales, produciendo la trituración de los residuos entre diente y canal
- Pueden ser, como en el caso de las bombas centrífugas, horizontales, verticales y sumergibles.
- Su rendimiento es del orden del 30%.
- Su funcionamiento dificulta la depuración posterior del agua residual, ya que generalmente es más sencillo separar del agua los sólidos más grandes.

BOMBAS DILACERADORAS

- Suelen consistir en bombas centrífugas, cuyos álabe, dotados de elementos de corte, dilaceran los sólidos que contiene el agua.
- El resto de características es similar al de las bombas trituradoras, aunque su rendimiento puede subir hasta el 40%

Otros tipos de bombas

Pueden citarse otros tipos de bombas, como las de **dosificación, neumáticas, eólicas y solares**.

BOMBAS PARA AGUAS RESIDUALES.

En el bombeo de aguas residuales la naturaleza del agua a evacuar es un dato muy importante para poder elegir con garantía la bomba adecuada. El procedimiento de selección de bombas, exclusivamente por el caudal y presión requeridas, sin tener en cuenta la naturaleza específica del líquido, se traduce en un mantenimiento continuo y costoso.

Una clasificación muy generalizada de las aguas de alcantarillado es la siguiente.

- aguas residuales domésticas.
- aguas residuales industriales
- aguas residuales de granjas
- aguas blancas de escurrimiento pluvial.
- aguas de filtraciones del terreno
- aguas con elementos abrasivos en suspensión.

Es fundamental elegir una bomba para cada tipo de agua, como garantía del funcionamiento de la bomba y del sistema de impulsión establecido.

Existen múltiples tipos de bombas, siendo difícil llevar a cabo una clasificación total de las mismas. aunque en general, existen dos grandes grupos fundamentales para las aguas residuales.

- bombas de desplazamiento positivo
- bombas rotacionales o rotodinámicas.

Y dentro de estos dos grupos la mayor parte de las bombas son centrífugas. La diferencia fundamental, entre los distintos tipos de bombas centrífugas, se basá en el rodete o impulsor.

BOMBAS CENTRIFUGAS

Impulsor de un canal o monocanal

En el bombeo de aguas residuales, el principal problema de los impulsores alabes, se debe a los sólidos arrastrados por las aguas.

Este tipo de impulsor se utiliza para aguas negras domésticas, aguas de oficinas, viviendas, chalets, locales comerciales, etc. Generalmente tiene un paso de sólidos entre 50 mm y 125 mm de diámetro.

Por regla general no toleran los sólidos fibrosos y largos, ya que pueden dar lugar a atascos en su interior. Estos impulsores tampoco son adecuados para aguas abrasivas. El desgaste se produciría en la única arista de su álabe y terminaría desequilibrándose, repercutiendo esta anomalía en el eje mismo de la bomba, pudiéndose producir incluso una grave avería electro-mecánica.

Las características y su instalación se presenta en las figuras, (4 11, 4.12, 4.13 y 4.14)

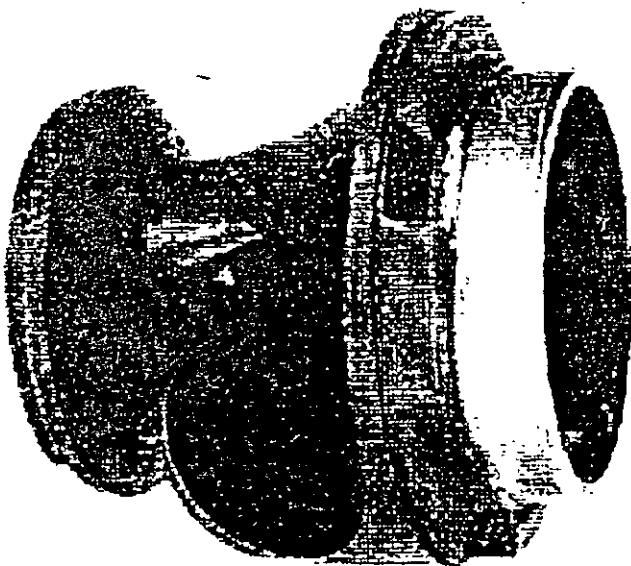


Fig 4.11 Impulsor monocanal

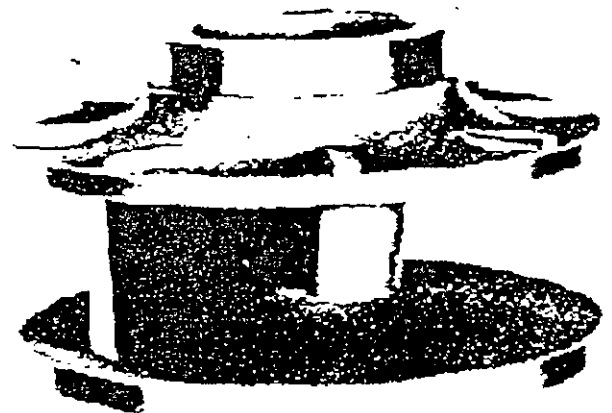


Fig 4 12 Impulsor monocanal

Se emplean principalmente para extraer aguas residuales, lodos y aguas pluviales en las estaciones de bombeo y en las plantas tratadoras de los municipios. Dentro de la industria se emplean para bombeo de agua de refrigeración, agua de procesos y aguas residuales, medios agresivos y corrosivos.

Funcionan perfectamente en estaciones de bombeo pequeñas y simples, estas bombas son extraordinariamente eficaces y seguras en el funcionamiento. Se montan con rapidez y sencillez en tubos de guía o cables, para luego descenderlas al pozo de bombeo.

El impulsor es de canal cerrado en caja de bomba. La forma y el tamaño del canal hace que tenga muy poca tendencia a obstruirse.

La simplicidad de la instalación en un pozo de bombeo de aguas residuales, con este tipo de bomba sumergida se muestra en la figura 4.14.

Estator con aislamiento de clase F(155°C)
Las bombas de 5.5 kW o más tienen como standard contactos incorporados

Sistema de refrigeración incorporado en todas las bombas de más de 9 kW. Unos alabes situados en la parte superior del impulsor hacen que circule agua por una pequeña ranura alrededor de la carcasa del estator

Juntas planas mecánicas dobles. La superior es de carbón/ metal duro y la inferior es de metal duro/ metal duro. Ambas se enfrían y se lubrican con aceite

Impulsor con gran paso abierto que permite el paso de las partículas grandes y reduce el riesgo de obstrucción

Anillos de desgaste cambiables entre el impulsor y la caja de bombas para un rendimiento óptimo

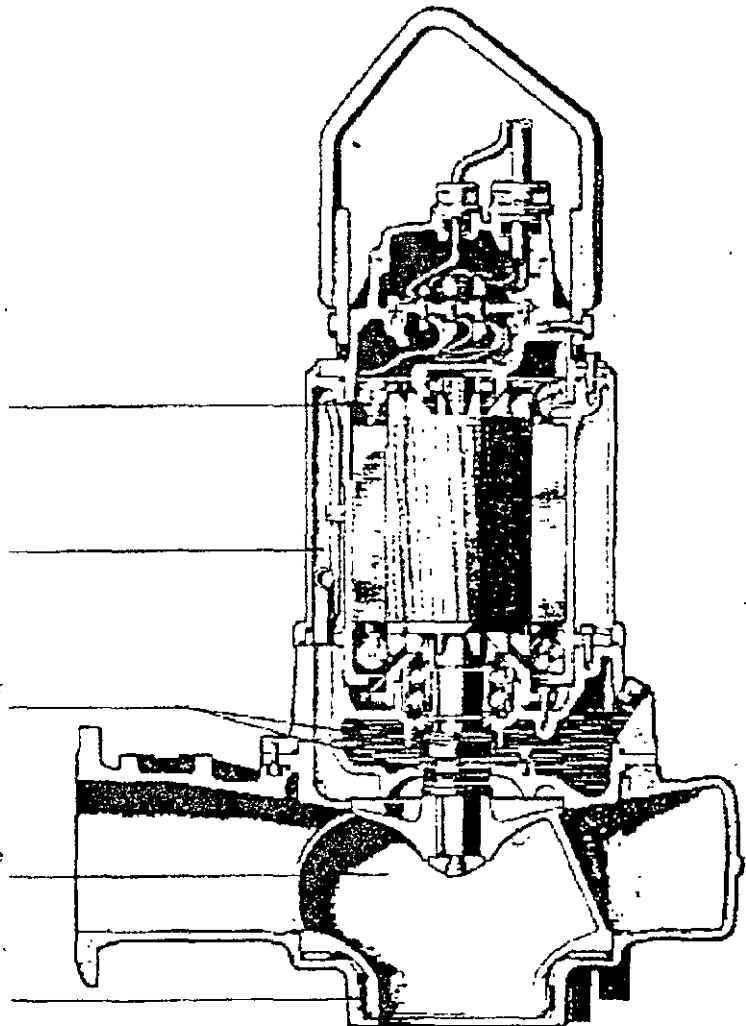


Fig 4.13 Bomba con impulsor monocanal

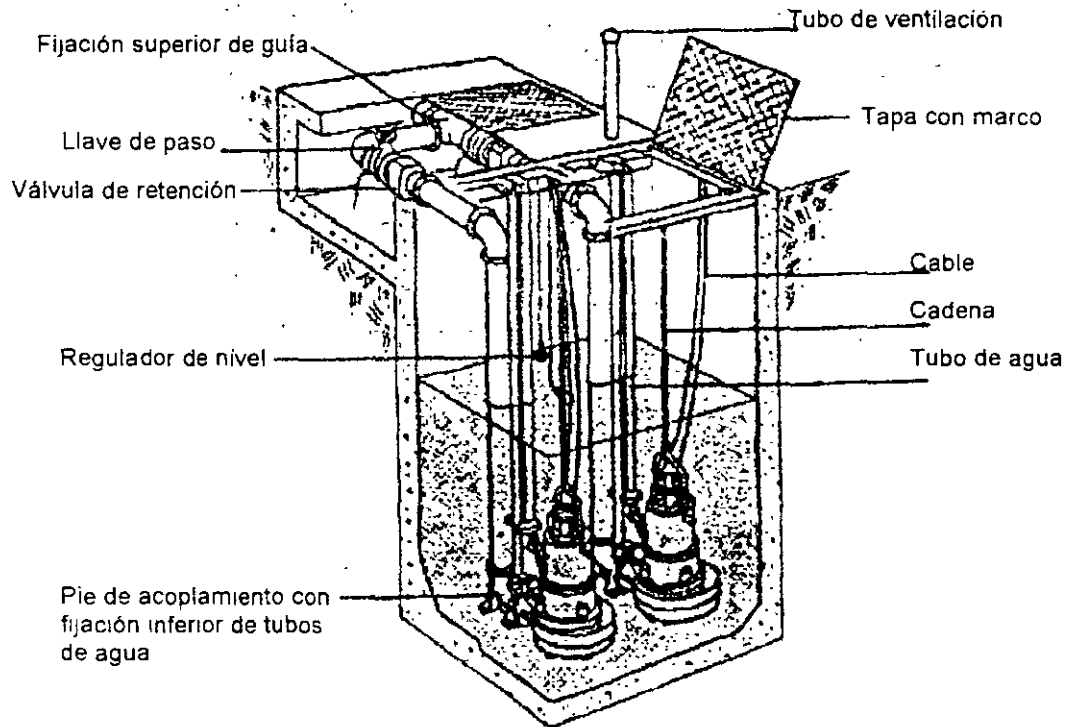


Fig. 4.14 Instalación de bombas con impulsores monocanal tipo Flygt

Impulsor cerrado de dos canales.

Este tipo permite aumentar las secciones de paso siendo normales entre 35 mm y 145 mm.
Fig. 4.15

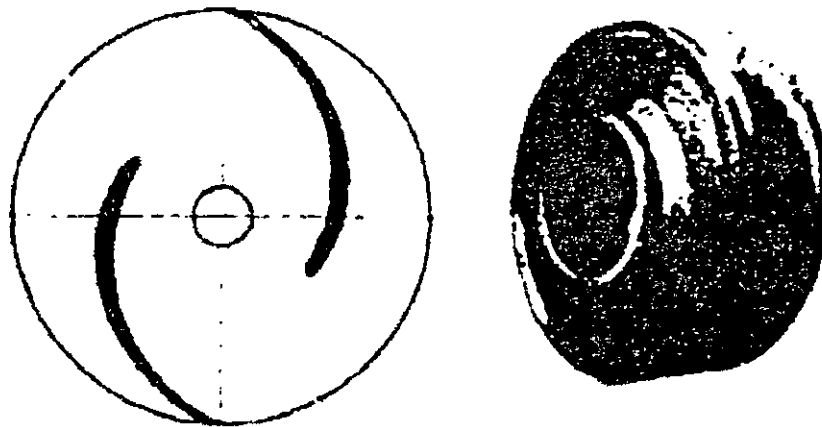


Fig. 4.15 Impulsor cerrado de dos canales

Bien diseñadas y para grandes caudales, pueden alcanzarse rendimientos en las bombas del orden del 80 al 85%.

Tal como se vió en la bomba monocanal con este tipo de bomba se presentan problemas con materias filamentosas, trapos, etc, a diferencia de la monocanal el desgaste, ante la acción de materiales abrasivos, no produce desequilibrio, por simetría.

Este tipo puede utilizarse perfectamente para aguas de escurrimiento superficial y aguas negras de alcantarillado.

Impulsor para bombas de paso libre

La impulsión se consigue por la formación de torbellinos. El impulsor consiste en una placa con nervaduras de altura constante o de tipo cónico. Fig. 4.16 y 4.17

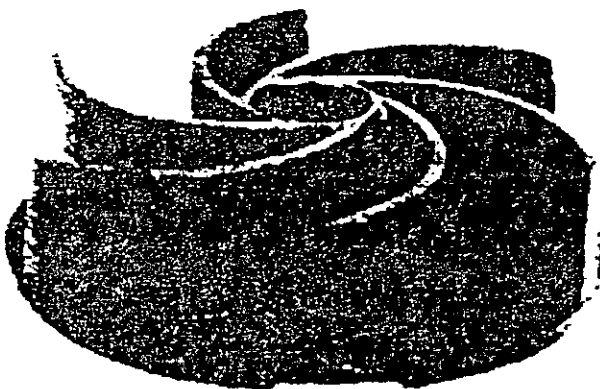


Fig. 4.16 Impulsor de paso libre

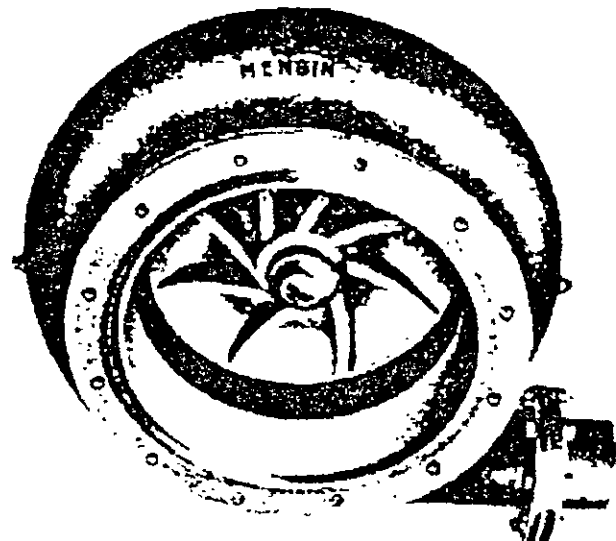


Fig. 4.17 Impulsor de paso libre

Está especialmente fabricado para líquidos altamente viscosos, que contienen lodos y pequeñas o grandes partículas sólidas. El bombeo se logra debido a que el impulsor crea un torbellino rápido con el consiguiente incremento de presión en el líquido, esto hace que la mayor parte de las partículas arrastradas en el líquido no entren nunca en contacto con el impulsor, el desgaste resulta muy reducido. La abertura de paso, en una bomba con impulsor de torbellino, es casi tan grande como la abertura de entrada de la bomba.

El rendimiento de estas bombas es mediocre, precisando motores sobredimensionados, tiene como ventaja que los riesgos de obstrucción son mínimos y no presentan problemas para paso de elementos sólidos con dimensiones de 80 a 125 mm.

Son adecuados para bombear aguas residuales con material de fibra larga y un alto contenido de sustancia seca.

BOMBAS DE CAPACIDAD VARIABLE.

Los caudales de aguas pluviales y aguas residuales fluctúan de hora en hora, diariamente y según la estación del año. Para mantener el número de bombas y el tamaño de la estación en el mínimo de economía, es aconsejable considerar el uso de equipos de bombeo de capacidad variable.

Existen varios tipos de equipo de bombeo de capacidad variable; con excepción de las unidades de muy alta capacidad, el tipo más común de unidad de capacidad variable es la bomba accionada por motor de velocidad variable. Algunas de las unidades de impulsión que se han usado son: motores de rotor embobinado controlado por reóstato; motores controlados de frecuencia variable; motores de velocidad constante con acoplamiento de corriente-eddy o acoplamientos hidráulicos; motores de rotor embobinado con recuperación estática; motores de corriente directa (motores c-d) y máquinas de combustión interna. En velocidades reducidas, las cargas de bombeo están siempre en las curvas del sistema, pero las eficiencias de los motores de velocidad variable son también proporcionalmente más bajas y deberían de estudiarse y considerarse en cualquier diseño general de estación.

En unidades de bombas verticales grandes de baja carga, se pueden usar bombas de velocidad constante de caudal mixto y de propela con álabes de espaciado variable. Donde la curva del sistema es plana, la hidráulica de unidades de espaciado variables tiene como resultado máximas eficiencias y bajos momentos de arranque. Los mecanismos para cambiar el espaciado del impulsor mientras la bomba está en operación son complejos y costosos

Con unidades de baja velocidad específica, las capacidades de la bomba de velocidad constante pueden cambiarse estrangulando la válvula de descarga. La desventaja es que en capacidades disminuidas la bomba está siempre operando en cargas mayores que las de la curva del sistema y en eficiencias de bombeo menores. Además el estrangulamiento de las válvulas podría causar problemas de obstrucción debido a los escombros en las aguas de lluvia y las aguas residuales.

Las bombas de velocidad constante y álabes de separación variable, o las de velocidad variable y álabes de espaciado fijo, casi siempre se usan para eliminar completamente el ciclaje. La capacidad de las bombas se controla usualmente por los niveles en el foso húmedo

FRECUENCIA DE ARRANQUES EN BOMBAS

El almacenamiento del foso húmedo podría hacerse lo suficiente grande para permitir el ciclaje adecuado de la bomba de velocidad constante (un ciclo es igual a la suma del tiempo de arranque y parada de la bomba). La frecuencia de arranques del motor está regida por la habilidad del motor para autoenfriarse después de haber consumido un 500% a 600% de la corriente regular que requiere para arrancar. Motores bajo 20 kW (25 Hp), pueden tolerar seis ciclos por hora sin sobrecalentarse y por lo tanto, sin reducir la vida del motor. Según aumentan los tamaños de los motores aumenta el tiempo del ciclo de operación, que se considera seguro hasta que se llega aproximadamente a los 400 kW (500 Hp), se considera un máximo de uno o dos arranques en 24 horas; en cada selección de diseño se deberán considerar las características propias dadas por los fabricantes

4.5 POTENCIA DE BOMBEO NECESARIO

La potencia requerida para el bombeo se calcula con la siguiente fórmula, considerando la densidad del líquido, en este caso es agua residual ($\gamma=1.25$)

$$HP = 1.25 \frac{QH}{76\eta}$$

1.25 = coeficiente para aguas residuales (densidad determinada)

Q = gasto (m³/seg)

H = altura de elevación total mas pérdidas de carga (m)

η = eficiencia de la bomba (adimensional)

$$KWH = HP \times 0.7457$$

Por catálogo se busca la marca, el tipo y el caballaje de la bomba que mas se acomode al diseñador (costo, eficiencia, confianza, antecedentes, etc) y se determina el número de bombas

$$\text{No. de bombas} = \frac{\text{HP calculado}}{\text{potencia de la bomba seleccionada}}$$

CONDICIONES DE SUCCION

La aspiración nunca puede ser superior a 10.33 m al nivel del mar La máxima aspiración (Ha) se determina con la siguiente expresión

$$Ha = 10.33 - (A+B+C+D)$$

Además se recomienda utilizar 0.9 Ha para evitar cavitaciones

A = Pérdidas en la tubería de succión

B = Pérdidas debidas a la altitud (presión atmosférica a 0°C y al nivel del mar es de 10.33 m, disminuyendo 1.16 mm por metro de altura).

C = Pérdidas debidas a la temperatura

Pérdidas de presión en metros de columna de agua

| | | | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| °C | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| m | 0.10 | 0.22 | 0.47 | 0.80 | 1.35 | 2.10 | 3.20 | 4.75 | 7.20 | 10.33 |

D = Pérdidas debidas a la construcción de la bomba, que varían con el diámetro, la velocidad de giro y la carga neta positiva de succión (CNPS). En las bombas sumergidas, la colocación por debajo de la columna de agua será P/0.9 siendo P el valor de CNPS para el caudal elegido

CAUDAL A ELEVAR Y TIEMPO DE FUNCIONAMIENTO DE LAS BOMBAS

El caudal "Q" a elevar se calcula en función del volumen diario de agua a elevar y del tiempo de funcionamiento del grupo de bombas.

Para las instalaciones en funcionamiento teórico continuado se tomará por seguridad un tiempo de funcionamiento igual a 20 horas. Con frecuencia se estima el tiempo de funcionamiento entre 8 y 12 horas. Cuando las bombas funcionen con motores eléctricos se reduce el tiempo de funcionamiento.

Será obligatorio instalar dispositivos de cebado en las bombas centrifugas antes de su puesta en servicio. Cuando se quiera conseguir alturas manométricas elevadas será preciso el empleo de bombas multicelulares, colocando en serie varias bombas centrifugas. Por el contrario para grandes gastos y pequeñas alturas el acoplamiento se hará en paralelo.

La reserva contra averías se establecerá a base de un grupo de reserva de igual capacidad que el trabajo, si la potencia instalada es inferior a 10 HP. Cuando la potencia sea superior a 10 HP se instalarán tres grupos, dos de trabajo y uno de reserva.

En poblaciones de crecimiento rápido, en que las previsiones de caudal son muy elevadas, se instalarán bombas suficientes para la mitad del caudal previsto y reserva de las necesarias para el máximo caudal para, en su día, ampliar la instalación de trabajo al doble, quedando de reserva la misma. Los grupos de reserva podrán estar accionados por motores de combustión interna o eléctricos, no siendo admisibles los primeros cuando estén situados a profundidades mayores a 4,00 m., o en lugares de ventilación insuficiente.

4.6 INSTALACIONES DE BOMBAS SUMERGIDAS

Hernández Muñoz Aurelio (ver bibliografía), indica que según estudios realizados en la Universidad de Nottingham, pueden darse las siguientes recomendaciones para la entrada a la arqueta de bombas y su volumen, utilizando para su comprensión la figura 4.18

Tubo de entrada

El tubo de entrada no necesita estar localizado de forma central en la pared opuesta a las bombas, aunque puede resultar ventajoso si se encuentra en la región central. El saliente del tubo deberá ajustarse de modo que el agua entre en las condiciones de caudal máximo, choque contra la división vertical antes de ser deflectada al fondo de la cámara tranquilizadora de entrada. En el caso de caudal reducido y de nivel de agua bajo, el agua no deberá caer directamente sobre las aberturas del fondo de la cámara tranquilizadora. Es conveniente, por no decir necesaria, la instalación de una jaula de rejilla en salida de la tubería de entrada para retirar sólidos

Aberturas de entrada (sumidero tipo foso). La entrada del sumidero debería estar por debajo del nivel mínimo del líquido y tan alejado de las bombas como lo permita la geometría del sumidero. El afluente no debería chocar contra la bomba, ni entrar en forma de chorro directo a la entrada de la bomba, o entrar al foso de tal manera que cause rotación del líquido en el foso. Donde sea necesario se puede usar una boquilla de distribución para prevenir chorros, y para evitar rotación se pueden usar deflectores (mamparas).

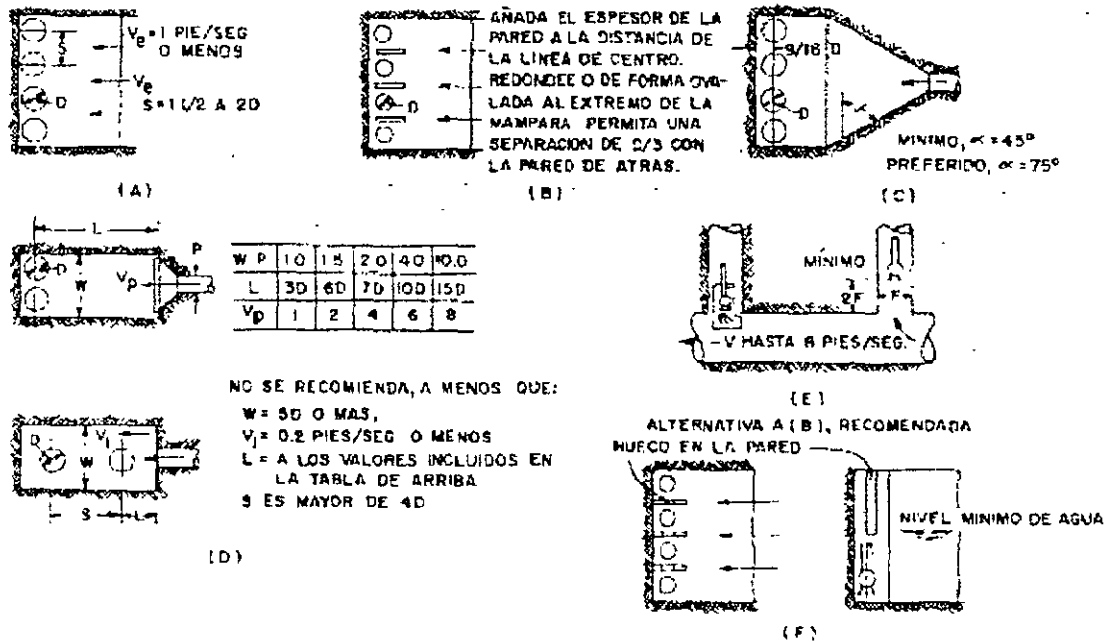


Fig. 4.18 Condiciones recomendadas para el canal de aproximación en instalaciones de bombas múltiples.

Cámara tranquilizadora de entrada

Una pared vertical situada frente al tubo de entrada impide que el agua entrante caiga directamente al pozo de bombas y produzca burbujas de aire. La energía cinética del agua queda reducida cuando golpea contra la pared y tiene lugar una desaireación satisfactoria en la cámara tranquilizadora

La cámara de bombeo

El diseño de la cámara de bombeo asegura un flujo regular de agua, sin turbulencias ni remolinos, hacia las bombas. El caudal entrante se distribuye por medio de los agujeros que hay en el fondo de la cámara de entrada, situados frente a cada una de las bombas.

Con el fin de evitar la formación de remolinos, con aspiración de aire, entre la bomba exterior y la pared lateral, ésta se acerca a la bomba, y se sitúa a una altura aproximada a la mitad del estator del motor.

Las burbujas de aire, que entran con el agua en la cámara de bombeo, se elevan hacia arriba a lo largo del fondo inclinado de la cámara tranquilizadora de entrada, y salen a la superficie cerca de la pared divisoria vertical.

Debido a que el agua está en movimiento por todas partes, existe poco riesgo de sedimentación, siempre y cuando no se hayan sobrepasado las dimensiones indicadas.

Fig. 4.19 y 4.20.

La dimensión más conveniente a incrementar con el fin de obtener un mayor volumen de pozo es la distancia desde la cámara de entrada a las bombas.

Nivel mínimo de agua

El nivel mínimo de agua en la cámara de las bombas, es decir, el nivel de parada de las bombas, tiene que ser lo suficientemente alto para que los agujeros del fondo de la cámara de entrada queden siempre sumergidos (dimensión G en la fig.4.19) Además deberá tenerse en cuenta que el nivel de agua más bajo quede determinado por la CNPS requerido para la bomba, y en cualquier caso no deberá ser inferior a la parte alta del alojamiento del impulsor de la bomba.

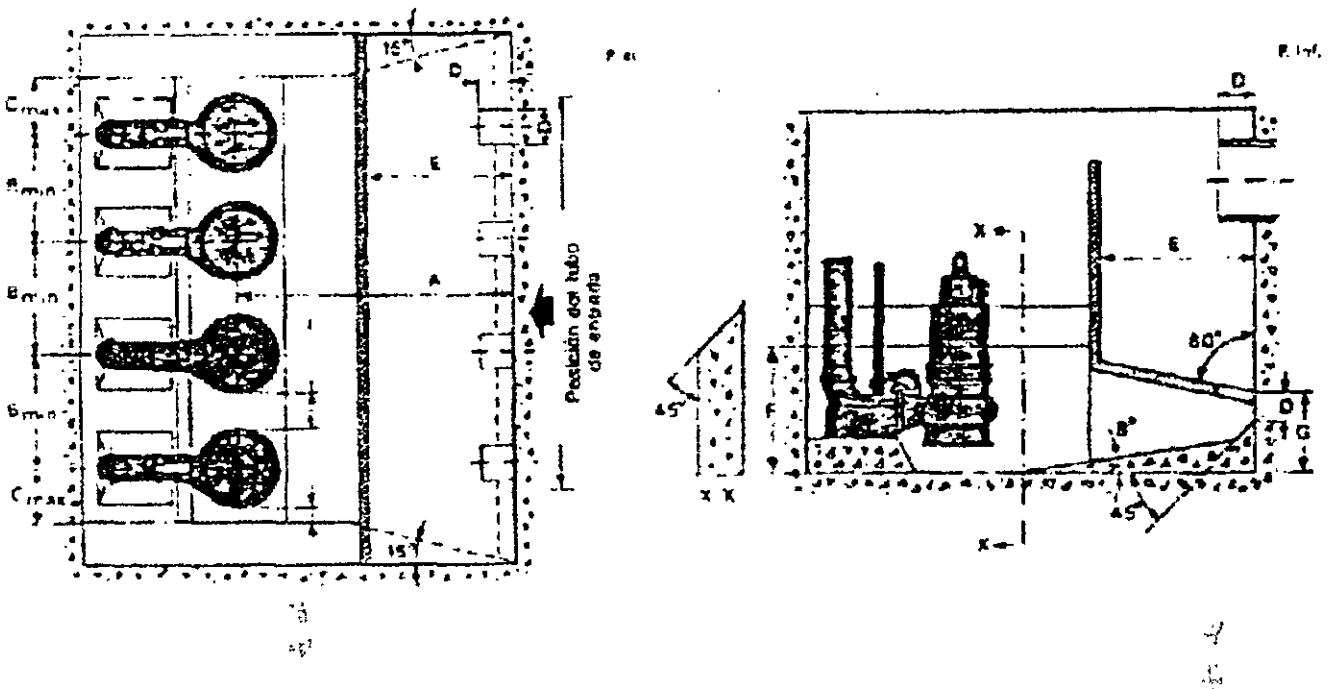


Fig. 4.19 Estación de bombeo en planta y elevación

4.7 DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO DE CARCAMOS

DETERMINACION DEL VOLUMEN EN CARCAMOS

El volumen del cárcamo aquí indicado tiene que ser considerado como el **volumen mínimo** para un funcionamiento satisfactorio en las condiciones más desfavorables, con respecto al número de arranques.

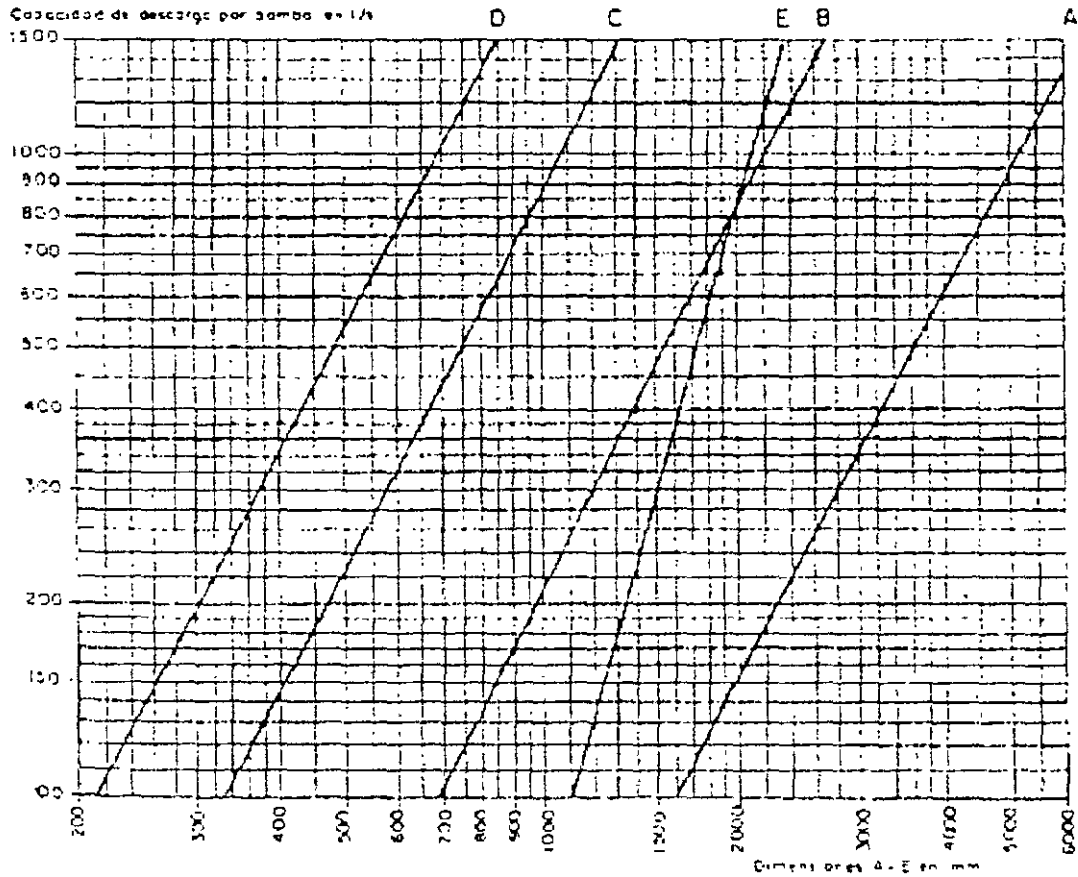


Fig. 4.20 Diagrama para determinar las dimensiones A-E

Siendo Q_m el caudal medio de aportaciones de aguas residuales en l/s, la capacidad de las bombas será $Q_\epsilon = 2Q_m$

Para bombas grandes el numero de arranques o ciclos debe ser inferior a tres por hora.

La capacidad mínima útil del cárcamo será dado por

1° Criterio europeo

$$V = \frac{0.9 Q_\epsilon}{Z} \text{ (m}^3\text{)}$$

V= Volumen mínimo útil del pozo (m³)

Q_ε = Capacidad de la bomba (l/s)

Z = Frecuencia del arranque (N/hora)

2° Criterio americano

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} \text{ (lts)}$$

V = Volumen requerido en litros

θ = Tiempo mínimo en minutos de un ciclo o incremento de velocidad de una bomba

Q_{ϵ} = Capacidad de la bomba en lts X min, o incremento de la capacidad de bomba por una bomba adicional

Ejemplo :

$$Q_{\epsilon} = 20 \text{ lts/seg}$$

$$Z = 3$$

$$\theta = 20 \text{ min}$$

$$V = \frac{0.9 Q_{\epsilon}}{Z} = \frac{0.9 \times 20}{3} = 6 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{\theta Q_{\epsilon}}{4} = \frac{20 \times 20 \times 60}{4} = 6000 \text{ litros}$$

3° Criterio del cárcamo mínimo

Vol. mínimo = $2 Q_{\text{max}}$ en lts/min

Vol. máximo = $Q_{\text{max}} \times 1.5 \text{ min}$

4° Grandes instalaciones

No exceder 10 min del gasto promedio en 24 hrs.

EJEMPLO 1

El tamaño de la estación está determinado por el número y dimensiones de las bombas, así como por la capacidad de descarga por bomba

Las dimensiones A, B, C, D y E marcadas en la fig. 4.19 se determinan mediante la gráfica de la fig. 4.20 en función de la capacidad de descarga por bomba.

El área del pozo de bombeo (cárcamo) puede determinarse con ayuda de los datos dimensionales de la fig. 4.20. Los diferentes niveles de arranque pueden calcularse conjuntamente con los cálculos del volumen del pozo. Si la altura disponible es insuficiente, el volumen necesario del pozo se obtiene normalmente incrementando la dimensión A.

Dimensión B: El espacio entre dos carcasas de bombas no deberá ser nunca inferior a 200 mm

Dimensión C: El espacio entre la pared y la carcasa de la bomba nunca deberá ser inferior a 100 mm.

Volúmenes necesarios para el depósito de bombeo

Normalmente, con bombas sumergidas, se va a depósitos de tamaño inferior al utilizado en las instalaciones de cámara seca.

Una característica significativa en las bombas que es fundamental para el cálculo del volumen de los depósitos, es el número posible de arranques y paradas por hora, esto se estudia para evitar problemas mecánicos y térmicos.

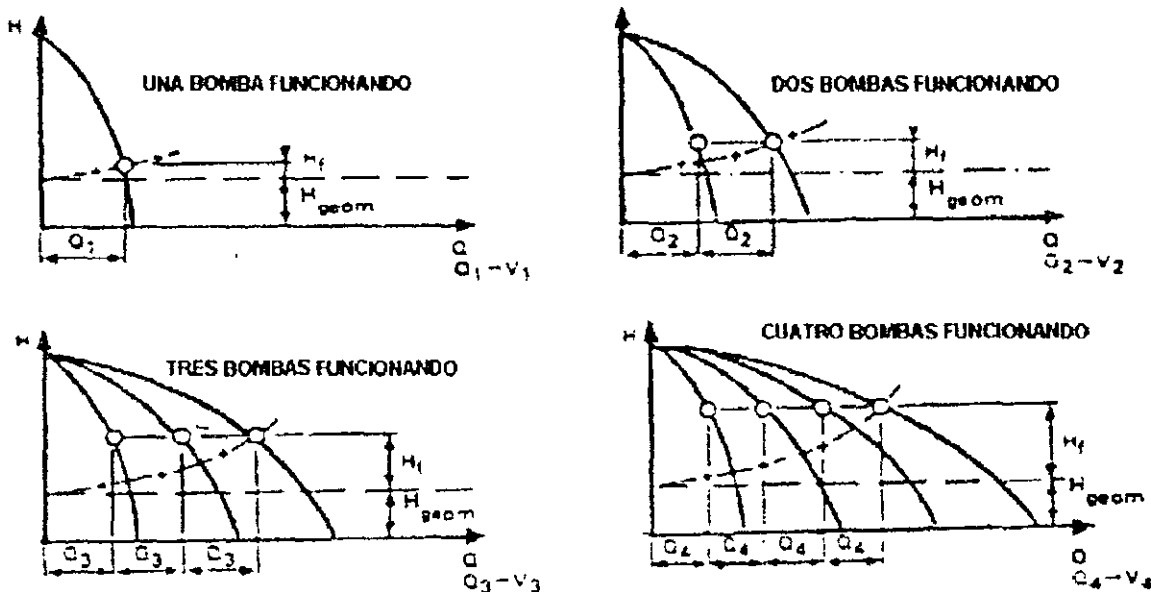


Fig. 4.21 Curvas de sistema esquemáticas

Las curvas del sistema esquematizadas en la fig. 4.21 muestran que el caudal por bomba varía según el número de bombas funcionando. Puede usarse el valor medio entre el arranque y el paro para el cálculo de cada volumen parcial

El volumen total requenido para el pozo de bombas se obtiene añadiendo, a los volúmenes parciales así obtenidos, el volumen residual (V_0) entre el fondo de la cámara y el nivel mínimo o de paro, indicado por h_0 en al figura 4.22

En el caso de la secuencia operativa I, de la figura 4.22, el volumen necesario de la cámara de bombeo puede calcularse fácilmente empleándose el diagrama I de la figura 4.23.

Empezar con el caudal correspondiente a las bombas de cada curva de sistema. Continuar hacia arriba en sentido vertical hasta la línea que representa el tiempo mínimo del ciclo y leer luego el volumen parcial requerido del pozo en el eje vertical.

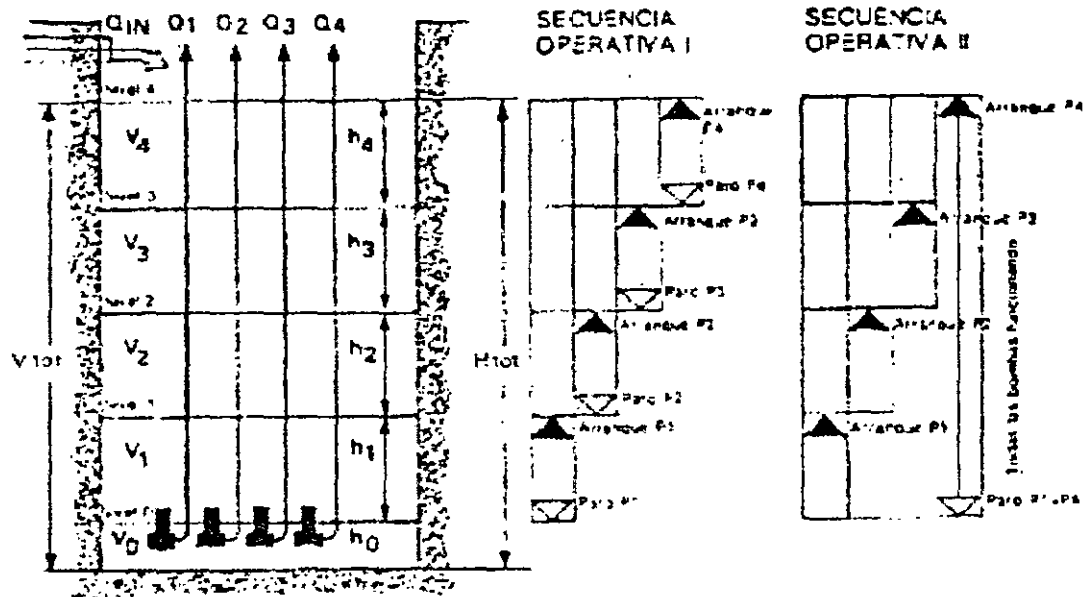


Fig. 4.22 Secuencia operativa para 4 bombas

El ejemplo ilustra el cálculo del volumen del pozo de bombas requerido para una estación con cuatro bombas idénticas, conectadas a una tubería de descarga común.

$$V_{tot} = V_0 + V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

Las diferencias de nivel entre los vanos niveles de arranque se calculan dividiendo los volúmenes antes mencionados entre la superficie del pozo de bombas.

$$h_1 = \frac{V_1}{A} \quad ; \quad h_2 = \frac{V_2}{A} \quad ; \quad \text{etc.}$$

El diagrama II de la figura 4.24 puede emplearse para calcular los volúmenes parciales del pozo de bombas para la secuencia operativa II señalado en la figura 4.22

Empezar con el tiempo mínimo del ciclo (T), en el diagrama, y luego desplazarse en sentido vertical hacia arriba hasta la curva que representa el caudal para cada bomba y leer el volumen parcial requerido en la escala vertical (escala \$V_1\$, para \$P_1\$, escala \$V_2\$ para \$P_2\$, etc.)

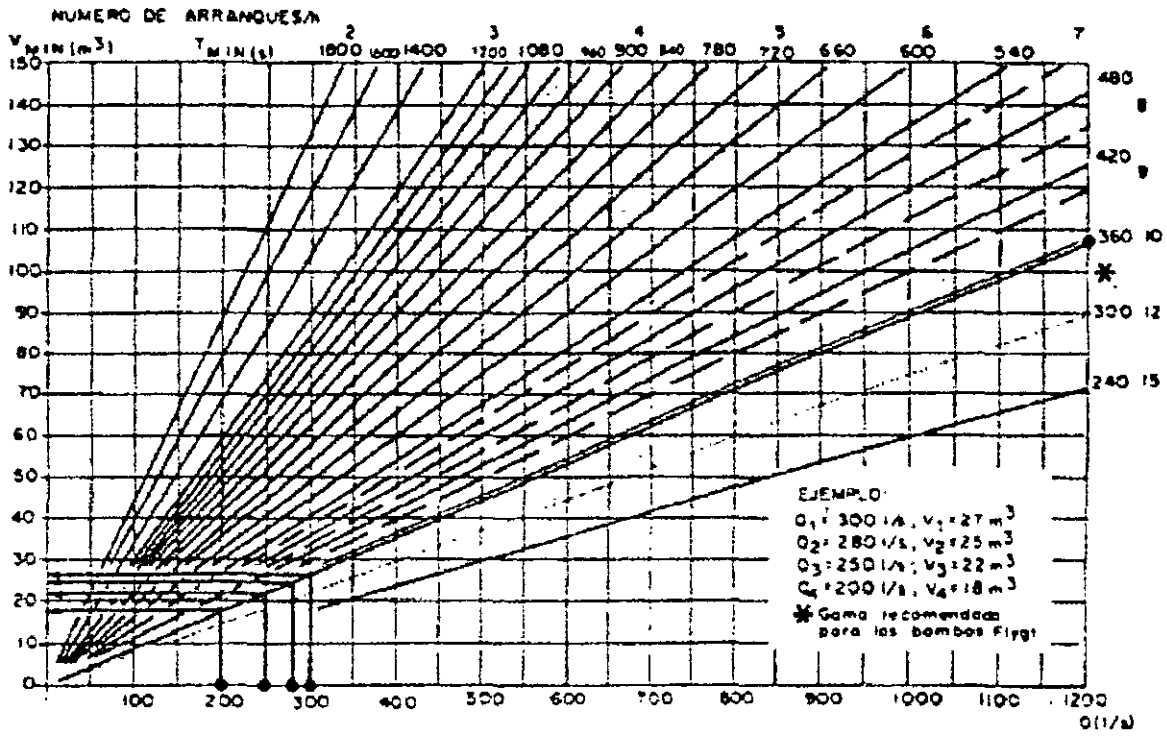


Fig. 4.23 Diagrama 1. Secuencia operativa I

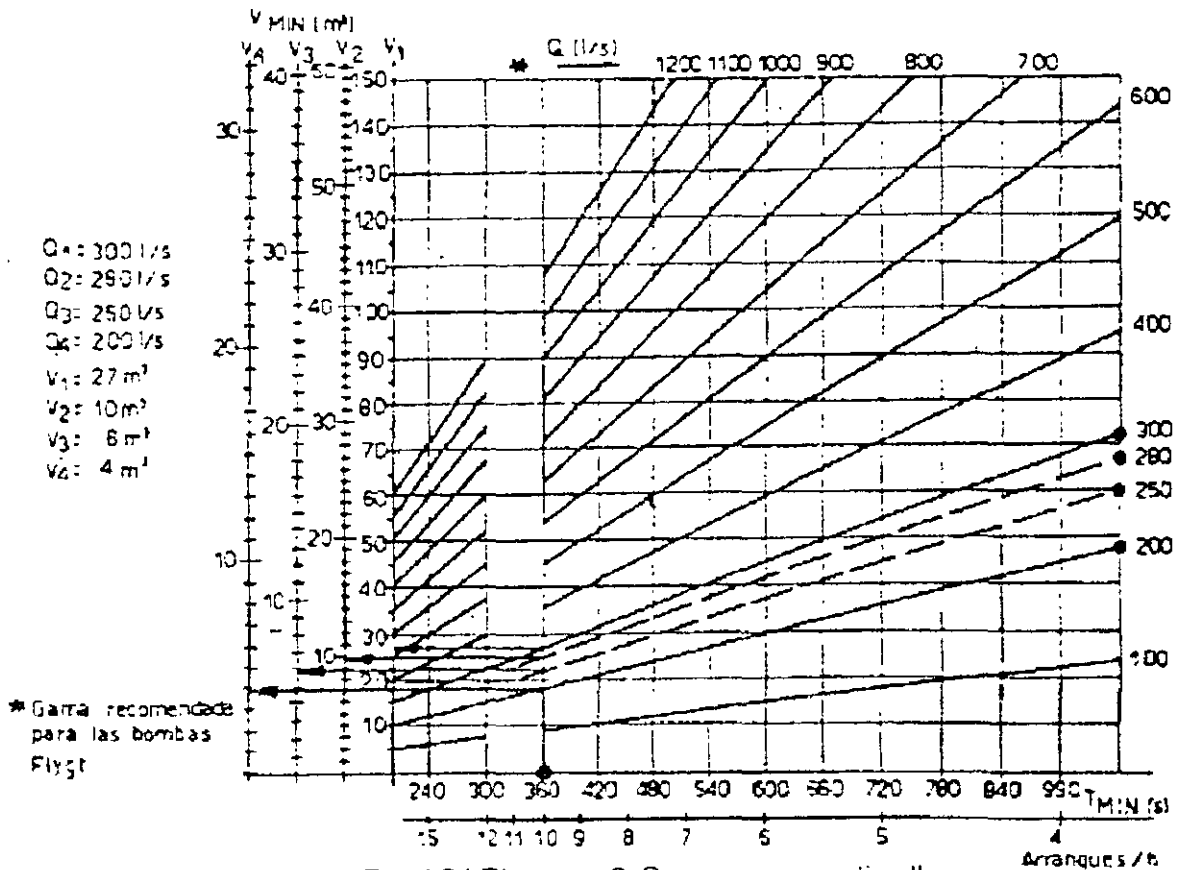


Fig. 4.24 Diagrama 2. Secuencia operativa II

EJEMPLO 2

Selección del número y capacidad de las bombas.

Cuando se trata de manejar un caudal constante, basta con equipar el cárcamo de bombeo con dos equipos, uno en operación y el otro en espera. Sin embargo, cuando el caudal presenta máximos y mínimos es conveniente manejar tres equipos. Uno con capacidad por encima del caudal mínimo; un segundo con capacidad por encima del caudal medio de tal forma que sumen el caudal máximo y; un equipo de servicio auxiliar que tenga capacidad para el caudal máximo.(Fig. 4.25)

Dimensionamiento del cárcamo.

En función del tamaño del sistema de tratamiento en cuestión y de las bombas seleccionadas, se procede a proponer las dimensiones superficiales del cárcamo.

- a) Una bomba en operación y otra en espera para manejar cualquier caudal. El nivel de paro de la bomba se obtendrá de datos del fabricante. Para obtener el nivel de arranque, una vez propuestas las dimensiones superficiales, se calcula el volumen de agua a vaciar al transcurrir el tiempo mínimo de operación recomendado por el fabricante. Revisando luego el tiempo que transcurre entre arranques consecutivos para cualquier combinación caudal influente y de bombeo y el máximo tiempo que se retiene el agua en el cárcamo.

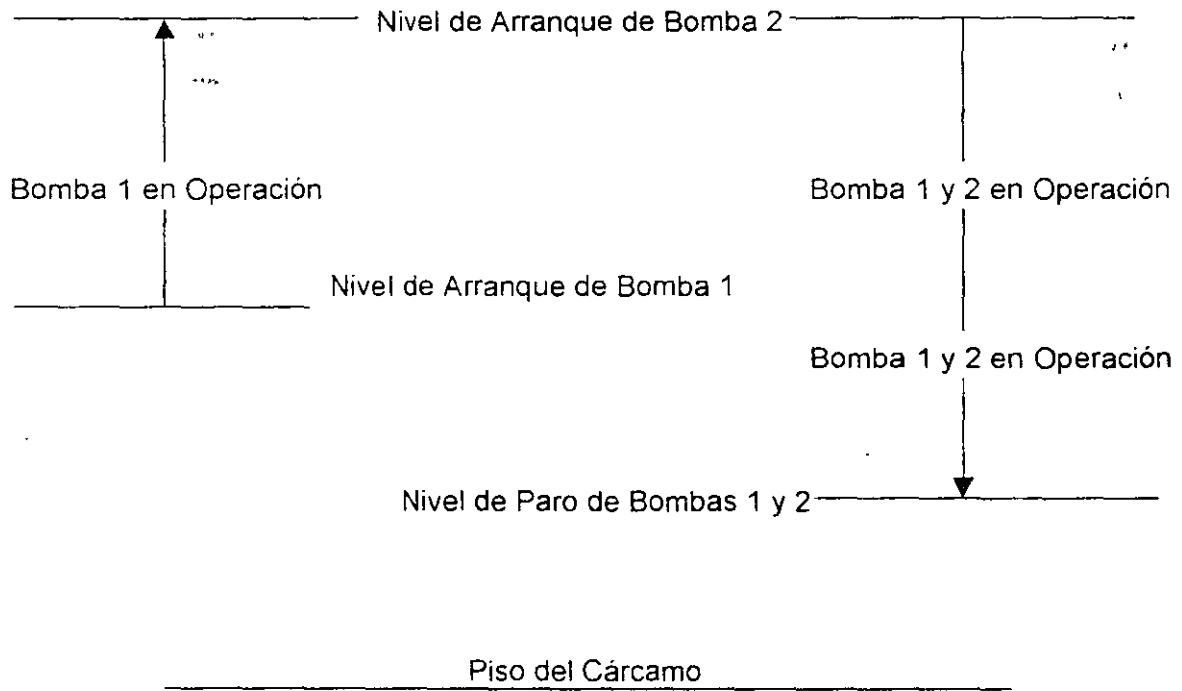


Fig 4 25 Secuencia operativa para 2 bombas

- b) Combinación de equipos de bombeo de baja y alta capacidad. Será necesario determinar primero el nivel de arranque para el equipo de menor capacidad cuando se presenten los caudales mínimos.

El caudal de la bomba 1 (B_1) es mayor que el caudal entrante Q_{ent} de aguas residuales.
 Tiempo de un ciclo de operación = tiempo trabajando + tiempo sin operar

$$T = T_{servicio} + T_{fuera}$$

$$T_{fuera} = \frac{\text{Volumen desde nivel de para hasta nivel de arranque de Bomba 1}}{\text{Caudal mínimo de aguas residuales}}$$

$$T_{fuera} = \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$T_{servicio}$ = Tiempo en que Bomba 1 vacía V_1 ; desde arranque hasta paro

$$T_{servicio} = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}}$$

Sustituyendo en la primera ecuación se tiene que el tiempo de un ciclo de operación será:

$$T = \frac{V_1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{V_1}{Q_{ent}}$$

$$T = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - Q_{ent}} + \frac{1}{Q_{ent}} \right)$$

Derivando el tiempo de un ciclo T con respecto al caudal entrante Q_{ent} e igualando a cero, se obtiene el valor mínimo para un ciclo.

$$\frac{dT}{dQ_{ent}} = 0$$

A partir de esta ecuación se llega a la expresión: $B_1 = 2 \times Q_{ent}$

Sustituyendo en la penúltima ecuación con $T = T_{mínimo}$

$$T_{\text{mínimo}} = V_1 \left(\frac{1}{B_1 - B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = V_1 \left(\frac{1}{B_1/2} + \frac{1}{B_1/2} \right) = \frac{2V_1}{B_1/2}$$

$$T_{\text{mínimo}} = 4 \times \frac{V_1}{B_1} = 2 \times \frac{V_1}{Q_{\text{ent}}}$$

El tiempo mínimo de un ciclo de operación $T_{\text{mínimo}}$ se obtiene de las especificaciones del fabricante.

El caudal de la bomba 1 (B_1) debe proponerse por encima del caudal mínimo de aguas residuales $Q_{\text{ent}} > Q_{\text{mínimo}}$.

El volumen V_1 se calcula substituyendo el resto de valores conocidos. El nivel de arranque de la bomba 1 se determina proponiendo las dimensiones superficiales del cárcamo.

$$V_1 = T_{\text{mínimo}} \times B_1/4 = T_{\text{mínimo}} \times \frac{Q_{\text{ent}}}{2}$$

Cuando el caudal de entrada Q_{ent} sea mayor que la descarga de la bomba 1 B_1 , el nivel de agua seguirá ascendiendo por encima de nivel de arranque de Bomba 1 hasta llegar al nivel de arranque de bomba 2 (B_2). A partir de este punto ambas bombas permanecerán en operación hasta vaciar el tanque en nivel de paro de bombas.

El volumen V contenido desde nivel de paro de bombas hasta nivel de arranque de bomba 2 se determina multiplicando la suma de la descarga de ambas bombas por el tiempo mínimo recomendado de operación. Por diferencia se obtiene el volumen V_2 por encima de V_1 .

Deberá revisarse que para cualquier combinación de caudales influente y de bombeo, no se sobrepase la frecuencia recomendada de arranques y no se retenga por demasiado tiempo el agua en el cárcamo.

4.8 BOMBAS TIPO TORNILLO O DE ARQUIMIDES

Origen, aplicación y ventajas.

En el siglo III a. C., el matemático y físico ARQUIMIDES inventó un artilugio consistente en un tubo enrollado en espiral sobre un eje inclinado para elevar aguas. Fig. 4.26

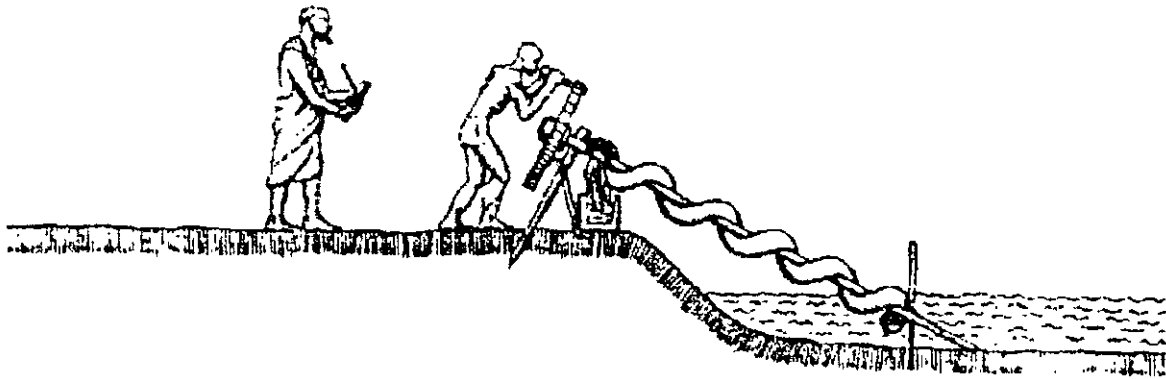


Fig. 4.26 Artilugio de Arquímedes

Se sabe que los romanos utilizaron dicha máquina de elevación de aguas en las minas de oro en España.

Hoy en día se sigue utilizando el "Tornillo de Arquímedes" para elevar aguas cargadas de elementos sólidos. Este sistema tiene la ventaja de elevar con un motor de velocidad constante el caudal de agua que llegue al depósito de entrada, desde un mínimo hasta su capacidad máxima.

Su aplicación está en:

- Elevación de aguas residuales en colectores
- Elevación de aguas en entrada y salida de las plantas de tratamiento
- Retorno de lodo decantado al reactor biológico
- Elevación de aguas de escurrimiento pluvial
- Introducir en las estaciones de tratamiento un caudal constante, tomado de un depósito de regulación

Las ventajas de este tipo de elevación son:

- a) No precisan rejillas o elementos de desbaste previos.
- b) No requieren un pozo de toma (cárcamo) amplio y profundo.
- c) Tiene un rendimiento alto del 33% al 70%
- d) Funcionan a velocidades relativamente bajas 20 a 120 r.p.m., reduciéndose considerablemente el fenómeno de abrasión.
- e) No precisa regulación ante oscilaciones de caudal.
- f) No rompe los lodos activados.
- g) Puede bombear sólidos de gran tamaño sin peligro de atascamiento.

La cantidad de agua que transportan estas máquinas, cambia según lo que se sumerja la entrada del tornillo. El caudal se puede regular controlando la velocidad de accionamiento de la máquina, lo que no disminuye demasiado el rendimiento hidráulico de su caudal máximo.

La altura de elevación esta limitada a un máximo de 7.5 a 9 metros, cuando se requiere elevar a una mayor altura, debe instalarse una o varias etapas de bombeo a diferentes alturas; el tornillo tiene un ángulo máximo con respecto a la horizontal de 30° a 35°; se construyen con espirales: simple (único), doble y triple paso.

En la figura 4.27 se señalan los principales elementos del tornillo de Arquímedes y en la figura 4 28 se muestra una instalación completa.

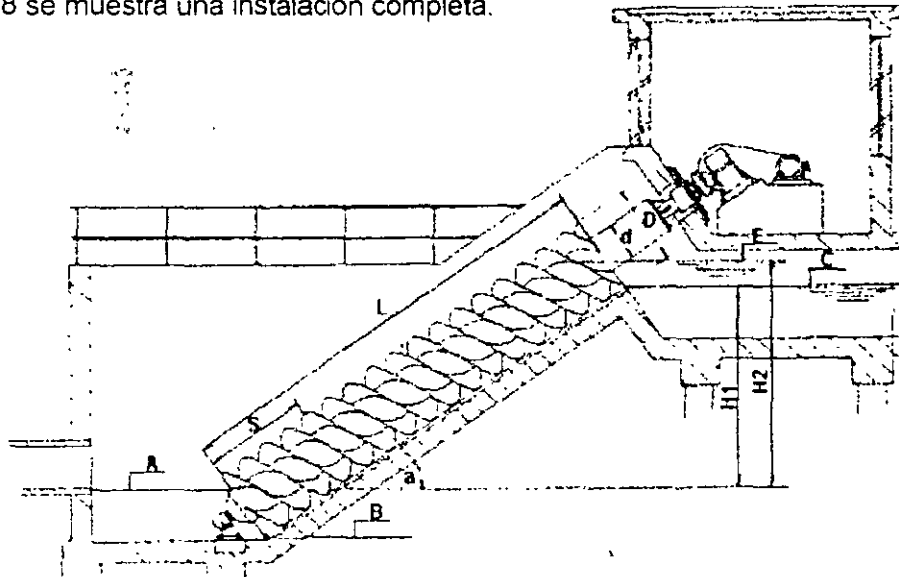


Fig. 4 27 Componentes de la bomba de tornillo

- A = Máxima cota de llenado en depósito de entrada.
- B = Cota de solera del depósito de entrada.
- C = Cota de nivel del vertedero superior.
- E = Máximo nivel de descarga.
- a = Angulo de elevación
- D = Diámetro del tornillo.
- d = Diámetro del tubo soporte.
- L = Longitud de las hojas del tornillo.
- S = Paso de la hélice.
- H₁ = Altura de la descarga
- H₂ = Máxima elevación

En la figura 4 28 se ilustra una instalación típica con bombas de tornillo para el manejo de aguas residuales

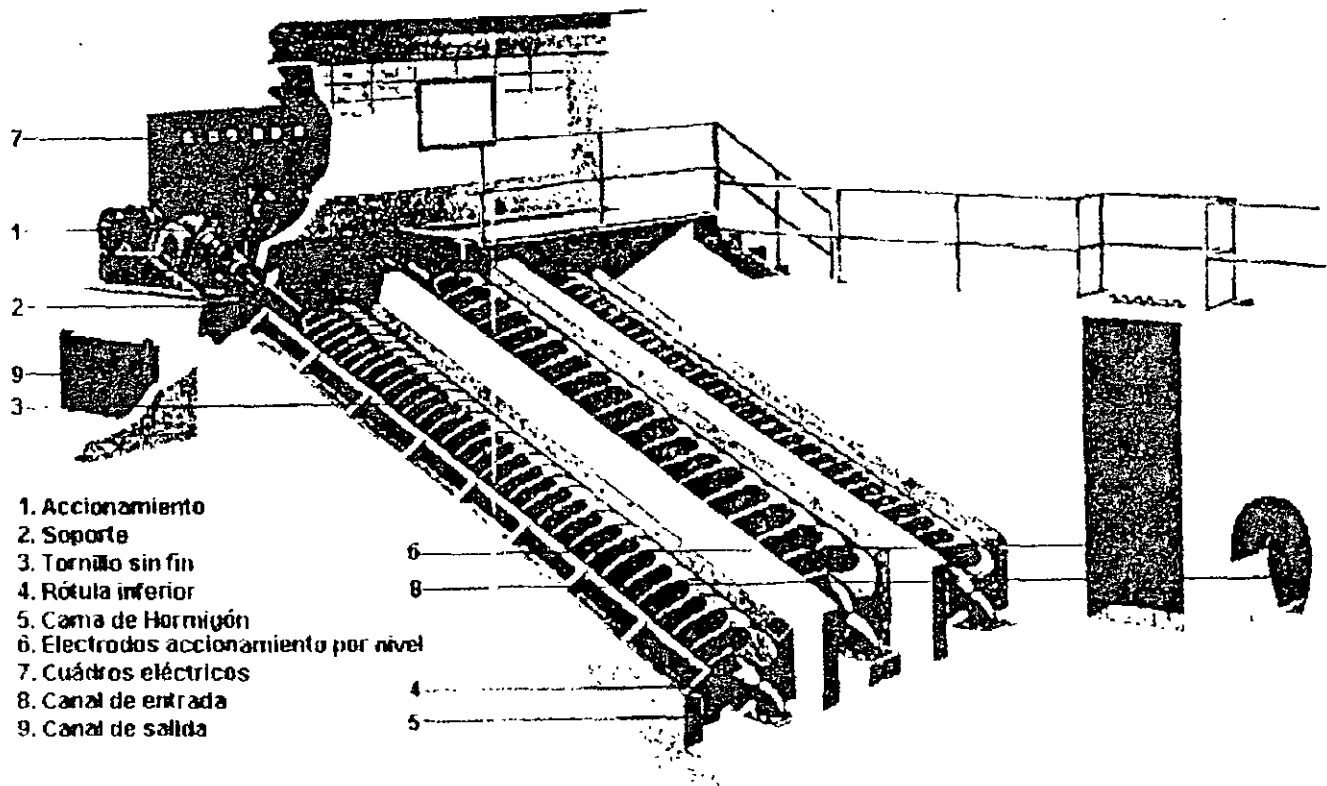


Fig. 4.28 Instalación completa con tornillos de Arquímedes

Tal como se muestra en la figura siguiente, una de las ventajas de las bombas tipo tornillo es que no requieren cárcamo, por lo que la altura de elevación es menor, ya que se bombea prácticamente del nivel del canal de llegada, lo que ahorra el tramo que las centrífugas elevan de la succión al motor, además no se consideran pérdidas de carga.

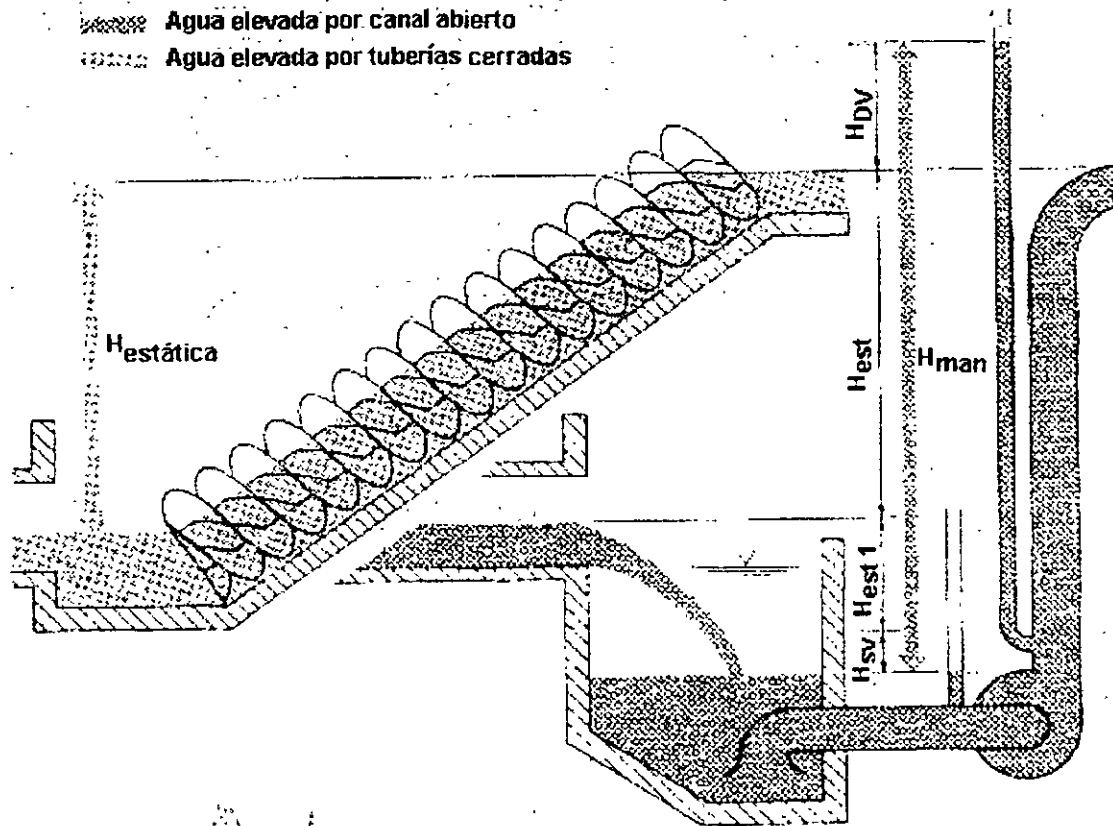


Fig. 4.29

H_{est} = Carga estática igual al desnivel entre espejos de agua

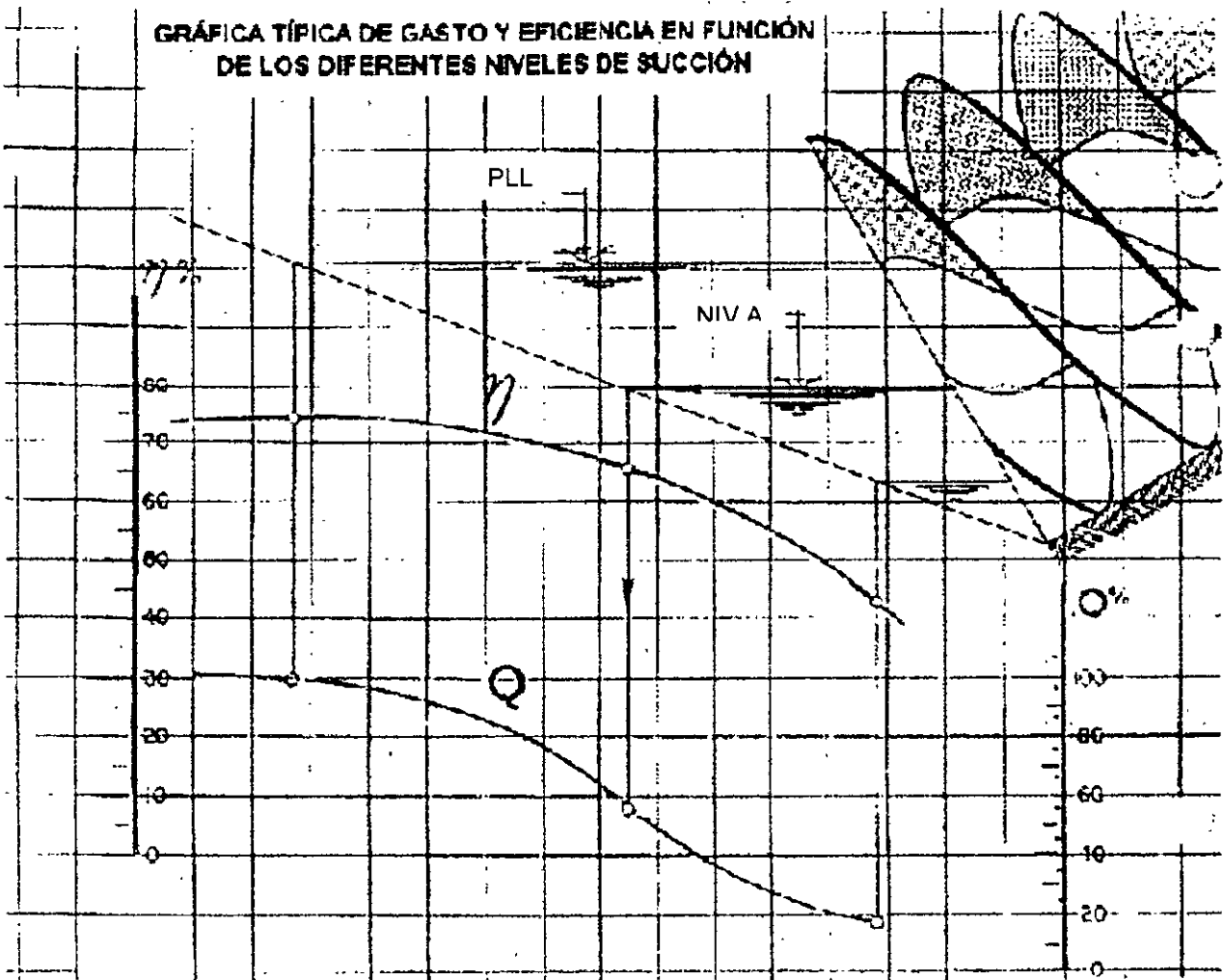
H_{DV} = Pérdida de carga por fricción y accesorios (codos, válvulas, etc.) en la descarga.

H_{sv} = Idem al anterior pero en la succión

$H_{est 1}$ = caída por almacenamiento

H_{man} = Carga dinámica total = $H_{est} + H_{DV} + H_{est 1} + H_{sv}$

Las ventajas hidráulicas que se pueden observar resultan de eliminar las tuberías de conducción y los requisitos de sumergencia, con relación a los equipos convencionales. La eliminación de las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en las líneas de conducción (codos, válvulas, inserciones y accesorios varios) se traduce en la reducción de la potencia requerida y por lo tanto un menor consumo de energía, limitándose ésta a la esencialmente requerida para vencer el desnivel de bombeo.



Esta gráfica relaciona la eficiencia y el gasto de una bomba tornillo en función del tirante de agua en la succión. Puede observarse que el abatimiento del espejo de agua se traduce en una reducción del gasto bombeado, reproduciendo las condiciones de un sistema funcionando por gravedad, eliminando las pautas impuestas por cualquier otro tipo de bombas.

La gráfica muestra que la curva de la eficiencia es sensiblemente plana, y por tanto un descenso en el nivel y en el caudal del agua por elevar tiene poco efecto en ella.

En el ejemplo presentado en la gráfica tipo, si el nivel de agua en la succión desciende del nivel máximo de diseño (P. LL. = Punto de Llenado) hasta el nivel "A", el gasto de bombeo se reduce al 56% del gasto de diseño mientras que la eficiencia varía del 75% al 66%.

Las ventajas de operación que obtienen son

- a) Mayor rendimiento a caudales variables con menor número de bombas.
- b) Se minimiza la frecuencia de arranques y paros de la unidad motriz
- c) Gasto de bombeo variable de acuerdo con el caudal del influente, sin que se requiera motor de velocidad variable o cualquier otro dispositivo

EJEMPLO DEL DIMENSIONAMIENTO DE UNA BOMBA DE TORNILLO

Datos de diseño:

Gasto: 5,000 gal/min

Carga estática: 21 ft

Tabla para selección (la proporcionarán los fabricantes)

Empleo de la tabla de selección:

Si no se proporciona la inclinación, nos podemos auxiliar de la tabla que se muestra a continuación, proporcionada por un proveedor de este tipo de bombas, y en la cual podemos observar lo siguiente:

- En la columna de 30°, para un diámetro de 84 in y una sola espiral se tiene un gasto de 14338 gpm y una carga de 21.2 ft, lo que resulta inadecuado.
- En la columna de 38°, para un diámetro de 78 in y una espiral, se tiene un gasto de 5867 gpm y una carga de 26.4 ft.
- En la misma columna de 38° pero ahora con dos espirales se tiene para un diámetro de 60 in un gasto de 6008 gpm y una carga de 22 ft
- En la columna de 38° pero ahora con tres espirales se tiene para un diámetro de 54 in un gasto de 5527 gpm y una carga de 21.9 ft.

Análisis

De la tabla de selección, en la columna de 30° el gasto es demasiado grande para la carga de 21 in.

La columna de 38° ofrece tres bombas, así que debe seleccionarse la que resulte mas económica. La solución lógica podría ser la bomba mas pequeña ya que se asocia a costos de construcción menores, pero en algunos casos, bombas de tornillo con dos espirales pueden ser mas baratas que bombas de tornillo con tres espirales.

En este caso se selecciona la bomba de 54 in de diámetro, en la tabla se obtiene una capacidad de 5527 gpm a una velocidad de 40.5 rpm, por lo que se determinará la velocidad requerida para suministrar un gasto de 5000 gpm. La capacidad de bombeo es directamente proporcional a la velocidad.

Determinación de la velocidad

$$40.5 \times \frac{5000}{5527} = 40.5 \times 0.9 = 36.45 \text{ rpm}$$

Cuando la bomba de tornillo ha sido adecuadamente seleccionada, se determinará la potencia del motor

Calculo de la potencia

La potencia al freno (break horsepower, **bhp**) se calcula con el gasto (gpm) y la carga (ft) respectivamente:

$$bhp = \frac{(\text{gal/min})(\text{ft})}{3960}$$

$$bhp = \frac{500(21)}{3960} = 26.51$$

La potencia del motor se calcula a partir de la potencia al freno (bhp) tomando en cuenta la eficiencia de la espiral, el motor, la reducción de velocidad por acoplamiento, cadenas o bandas,

etc. Para una selección conservadora se considera una eficiencia total (η) del 70 %, y posteriormente se selecciona el motor con la potencia comercial superior mas cercana.

$$\text{motor HP} = \frac{\text{bhp}}{\text{eficiencia}}$$

$$\text{motor HP} = \frac{26.51}{70\%} = 37.87 \text{ o sea: motor de 40 HP}$$

SELECCIÓN DE BOMBAS DE TORNILLO
(Datos proporcionados por fabricantes)

| TUBOS ESTANDAR | | | INCLINACIÓN DE 30° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT) | | | INCLINACIÓN DE 38° CAPACIDAD (GPM) / CARGA (FT) | | |
|----------------------|-----------------------------|---------------|--|---------------|----------------|--|---------------|----------------|
| DIAMETRO DE TORNILLO | DIAMETRO Y ESPESOR DE PARED | VELOCIDAD RPM | UNA ESPIRAL | DOS ESPIRALES | TRES ESPIRALES | UNA ESPIRAL | DOS ESPIRALES | TRES ESPIRALES |
| 18" | 8.625 | 84.3 | 377/9.9 | 532/9.7 | 638/9.5 | 187/12.2 | 362/11.9 | 425/11.7 |
| 21" | 10.75 | 76.1 | 564/11.5 | 762/11.2 | 915/11.0 | 274/14.1 | 518/13.8 | 610/13.5 |
| 24" | 12.75 | 69.6 | 770/12.7 | 1041/12.4 | 1249/12.3 | 375/15.6 | 708/15.3 | 833/15.0 |
| 27" | 14.0 | 64.3 | 1014/13.0 | 1370/12.5 | 1644/12.2 | 493/15.9 | 932/15.4 | 1096/14.9 |
| 30" | 16.0 | 60.0 | 1297/14.1 | 1752/13.5 | 2103/13.2 | 631/17.2 | 1192/16.6 | 1402/16.1 |
| 36" | 18.0 | 53.1 | 1984/14.9 | 2682/13.9 | 3218/13.6 | 965/18.2 | 1824/17.1 | 2145/16.6 |
| 42" | 20.0 | 47.9 | 2705/15.3 | 3843/14.5 | 4612/14.1 | 1337/19.1 | 2613/17.9 | 3074/17.3 |
| 48" | 24.0 | 43.9 | 3884/16.9 | 5248/16.2 | 6298/15.5 | 1889/20.6 | 3569/19.9 | 4199/19.3 |
| 54" | 30.0 | 40.5 | - | 6909/18.2 | 8291/17.9 | 2487/23.5 | 4698/22.5 | 5527/21.9 |
| 60" | 30.0 | 37.8 | 6533/18.6 | 8835/17.9 | 10602/17.1 | 3181/23.1 | 6008/22.0 | 7068/21.4 |
| 66" | 36.0 | 35.5 | - | 11036/19.1 | 13243/18.5 | 3973/25.0 | 7505/23.5 | 8829/22.9 |
| 72" | 42.0 | 33.5 | - | 13521/20.9 | 16225/20.3 | 4868/27.2 | 9194/25.8 | 10817/25.1 |
| 78" | 42.0 | 33.5 | - | 16229/20.5 | 19588/19.9 | 5867/26.4 | 11083/25.3 | 13039/24.6 |
| 84" | 42.0 | 31.7 | 14338/21.2 | 19376/20.0 | 23251/19.6 | 6975/26.1 | 13176/24.9 | 15501/23.9 |
| 90" | 48.0 | 30.2 | 16844/22.8 | 22762/21.7 | 27314/21.2 | 8194/28.2 | 15478/26.9 | 18209/26.0 |
| 96" | 54.0 | 28.9 | - | 26462/23.2 | 31745/21.7 | 9526/29.9 | 17994/28.7 | 21170/28.0 |
| 102" | 54.0 | 27.6 | 22558/24.0 | 30484/22.9 | 36581/21.4 | 10974/29.5 | 20729/28.3 | 24387/27.6 |
| 108" | 60.0 | 26.5 | - | 34835/22.4 | 41802/21.8 | 12540/30.4 | 23668/28.5 | 27868/26.2 |
| 114" | 60.0 | 24.6 | 29245/24.6 | 39500/22.1 | 47424/21.2 | 14227/30.1 | 26874/27.4 | 31616/25.3 |
| 120" | 60.0 | 23.8 | 32964/23.3 | 44545/21.8 | 53455/20.4 | 16037/29.7 | 30291/26.8 | 35637/24.5 |

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPÍTULO 5 CRITERIOS DE DISEÑO, SELECCIÓN DE OPERACIONES Y PROCESOS

- 5.1 INFORMACION BASICA DEL PROYECTO
- 5.2 GASTOS DE DISEÑO Y CAPACIDAD DE LA PLANTA
- 5.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES Y CALIDAD DEL EFLUENTE
- 5.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS
- 5.5 TRABAJOS PRELIMINARES
- 5.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO
 - PROCESOS Y OPERACIONES UNITARIAS
 - PRINCIPALES CRITERIOS GENERALES
 - LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO
 - EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS
- 5.7 CONTROL DE GASTOS
- 5.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS

5.1 INFORMACION BASICA DE PROYECTO

DATOS DE PROYECTO

En proyectos para tratamiento de aguas residuales, los datos básicos que se requieren para el diseño son:

- población actual y de diseño
- aportación (0.75 de la dotación)
- calidad del agua cruda
- calidad requerida del agua tratada
- climatología
- temperatura del agua y del aire
- altura sobre el nivel del mar
- destino o reuso del agua tratada
- terreno disponible, plano de ubicación, superficie, topografía, altura del nivel freático, tipo y capacidad de carga del terreno e idoneidad del mismo para construcción de bordos.

5.2 GASTOS DE DISEÑO

El caudal de aguas residuales es un dato esencial para el diseño de la planta de tratamiento. También es primordial conocer las variaciones de dicho caudal para diseñar correctamente el funcionamiento hidráulico de la planta.

En el caso de no tenerse un estudio que indique los caudales en el emisor a través del tiempo, que permitiría conocer los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario de una población, se puede determinar la aportación de aguas residuales con base en el número de habitantes y del volumen que desalojan al día.

Al volumen de agua residual desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un porcentaje de la dotación. La Comisión Nacional del Agua tiene establecido en el Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento un porcentaje de aportación de 75% de la dotación.

GASTO MEDIO

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CNA establece que el alcantarillado se debe construir hermético, por lo que recomienda que al caudal de las aguas residuales ya no se les agregue caudal por infiltraciones.

En función del número de habitantes y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en la descarga (Q_{med}) se calcula:

$$Q_{med} = \frac{A_p (p)}{86,400}$$

Q_{med} = Gasto medio de aguas residuales en l/seg

A_p = Aportación de aguas residuales (0.75 dotación) en l/hab/día

P = Población en número de habitantes

86,400 = segundos que tiene un día.

Para localidades con zonas industriales o con otro tipo de establecimientos o servicios que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, los gastos correspondientes se deben sumar al Gasto de diseño

Gasto Mínimo (Q_{min})

El gasto mínimo Q_{min} , es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en las descargas. Para efectos de cálculo se acepta que el valor del gasto mínimo sea igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

GASTO MAXIMO INSTANTANEO (Q_{max})

El gasto máximo instantáneo es el valor del máximo escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir de un coeficiente propuesto por W.G. Harmon, conocido como coeficiente de Harmon (M)

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde P es la población servida en miles de habitantes. Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En poblaciones de 1000 o menos habitantes el coeficiente M es constante e igual a 3.8
- Para poblaciones mayores de 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17 es decir se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{Minst} = M Q_{MED}$$

Donde:

Q_{Minst} = Gasto máximo instantáneo en l/seg.

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea

GASTO MAXIMO EXTRAORDINARIO

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo en la época de lluvias las bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. Este coeficiente varia de 1 a 2, normalmente se toma el valor de 1.5 sobre todo en las poblaciones donde la tubería no es hermética.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta

$$Q_{Mext} = CS Q_{Minst}$$

Donde:

Q_{Mext} = Gasto máximo extraordinario en l/seg
 CS= Coeficiente de seguridad, (1 a 2, generalmente 1.5)

$$Q_{Mext} = 1.5 Q_{Minst}$$

GASTOS DE DISEÑO

- Vertedor alivio _____ Q_{Minst} y Q_{Mext}
- Bombeo _____ Q_{Minst} y Q_{Mext}
- Rejillas _____ Q_{Minst}
- Desarenador _____ Q_{Minst}
- Sedimentador primario _____ Q_{medio}
- Sistema Biológico _____ Q_{medio}
- Tratamiento Terciario _____ Q_{medio}

CAPACIDAD DE LA PLANTA

La planta debe diseñarse para dar tratamiento al gasto medio diario aunque algunas unidades se diseñarán para tratar el gasto máximo instantáneo, como es el caso de rejillas, desarenadores y tanques de contacto de cloro

MODULACION

El tamaño de la instalación dependerá de la curva de crecimiento de gastos y de las dimensiones máximas recomendadas para algunos equipos. En general las plantas mayores de 100 lt/s deberán tener por lo menos dos unidades de igual capacidad.

La variación del caudal de las aguas residuales, es mayor en pequeñas comunidades que en las grandes, por lo que deben proyectarse con una mayor flexibilidad en los módulos y elementos que integran la planta de tratamiento.

5.3 CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES

Esta parte, consistente en los datos básicos para la caracterización y la medición de los caudales, se vio en el capítulo cuatro, pero es necesario tomar en consideración lo siguiente:

En caso de amplia variación de los datos obtenidos o pocos análisis, pueden emplearse para efluentes de aguas residuales de carácter eminentemente doméstico, los valores per cápita que se mencionan en el cuadro 5.1.

CALIDAD DEL EFLUENTE

Se debe cumplir con las normas NOM-001-ECOL 1996, NOM-002-ECOL 1996 y la norma NOM-003-ECOL-1997 (ver anexos) según sea el caso. Cuando lo determine la Comisión Nacional del Agua (CNA) deberá cumplirse además con las condiciones particulares de descarga que les sean fijadas por ella.

En general, los requisitos de control de calidad para una planta de tratamiento son pre-establecidos para el proyecto y son de dos tipos.

- a) Calidad del efluente, donde se fijan los valores límites de los parámetros que lo normen.
- b) Criterios de calidad de los cuerpos receptores. Frecuentemente se utiliza una combinación de los dos criterios tal como se ve en la NOM-003 ECOL-1997

Una vez establecido el probable reuso, la zona del vertido y los cuerpos receptores, tomado en consideración además el proceso de autodepuración se puede seguir el siguiente procedimiento.

- Se analizan los regímenes hidrográficos de los distintos cuerpos de agua en estudio, así como sus características físicas (velocidad, ancho, sección, etc.) estas últimas por mediciones directas.
- Se realizan los programas de análisis de aguas en los ríos en estudio, y en los vertidos urbanos e industriales.
- Se realizan asimismo estimaciones zonales de población y empleo al año horizonte que se establezca (generalmente 25 años), así como de la evolución industrial.
- Por último, se establecen los actuales y futuros usos previstos de las aguas en los diversos tramos en estudio.

CUADRO 5.1 Características de aguas residuales domesticas (SAHOP)

| DETERMINACION | RANGO DE VALORES gr/capita x día |
|-----------------------|-------------------------------------|
| • DBO ₅ | 45 – 54 |
| • DQO | 1.6 a 1.9 x DBO ₅ |
| • Sólidos totales | 170 – 220 |
| • Sólidos suspendidos | 70 – 145 |
| • Sólidos disueltos | 50 – 150 |
| • Grasas | 10 – 30 |
| • Alcalinidad | 20 – 30 |
| • Cloruros | 4 – 8 |
| • Nitrógeno total (N) | 5 – 12 |
| Orgánico | 0.4 x N total |
| Amoniacal | 0.6 x N total |
| • Fósforo total (P) | 0.8 - 4.0 |
| Orgánico | 0.3 x P total |
| Inorgánico | 0.7 x P total |

5.4 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO Y SELECCION DE OPERACIONES Y PROCESOS

Anteriormente se mencionó que el agua a tratar varia en cantidad y calidad, esto debe tomarse en cuenta en el diseño, los procesos y las operaciones unitarias deben tener la capacidad de manejar estas variaciones. A esta capacidad se le ha llamado "equilibrio" y se define como "la tolerancia inherente que tiene el proceso de tratamiento de aguas residuales para manejar la variación de las cargas de contaminantes que recibe la planta".

En general los principales objetivos del tratamiento de aguas residuales municipales son:

- a) Remoción de sólidos suspendidos y flotantes.
- b) Tratamiento de material orgánico biodegradable
- c) Eliminación de organismos patógenos.

Una vez establecidos los objetivos del tratamiento para un proyecto específico, el grado de tratamiento puede determinarse comparando las características de las aguas residuales crudas con los requisitos de la calidad del efluente.

En una planta de tratamiento las combinaciones de operaciones unitarias y procesos unitarios trabajan como un "sistema" o tren, para un diseño adecuado deben usarse sistemas o trenes apropiados a las facilidades de diseño. La mayor parte de la selección del

sistema o tren, es la propuesta y evaluación de varias combinaciones de operaciones y procesos unitarios así como sus interacciones.

Como parte de la selección de operaciones se puede incluir y tomar en consideración la igualación de gasto y la reducción de cargas como unidades de tratamiento. La evaluación debe hacerse en todas las unidades, además deben tomarse en cuenta y analizarse las alternativas del "tren de lodos". El análisis del balance de masas representa un elemento crítico en la evaluación.

Para lograr el tratamiento deseado, pueden obtenerse alternativas haciendo combinaciones de procesos los que deberán evaluarse en sus aspectos constructivos, de adquisición de equipos, costos de inversión, operación y mantenimiento, simpleza operativa, disponibilidad de personal capacitado, área, topografía y características geológicas del terreno destinado a la construcción de la planta, para con ello seleccionar la mejor alternativa que sirva para desarrollar el proyecto ejecutivo.

Los contaminantes de las aguas residuales se remueven por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos individuales comúnmente se clasifican como **operaciones unitarias** físicas y los **procesos unitarios** químicos y biológicos.

Las **operaciones unitarias** físicas comprenden:

- Medición de gasto
- Desbastado (cribado)
- Mezcla
- Floculación
- Igualación de gastos
- Sedimentación
- Flotación
- Filtración en medio granular
- Igualación y homogeneización
- Transferencia de gases
- Desinfección con radiación ultravioleta

Los **procesos unitarios** químicos son

- Precipitación química
- Otras aplicaciones químicas
- Adsorción
- Desinfección con cloro y ozono
- Decoloración

Los **procesos unitarios** biológicos emplean actividad biológica para la remoción de contaminantes orgánicos biodegradables.

En el tratamiento de aguas residuales, al empleo de operaciones unitarias físicas se le denomina TRATAMIENTO PRIMARIO; si se incluye la adición de reactivos químicos, coagulación, floculación, sedimentación y filtración se le llama TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO; a la utilización de procesos químicos o biológicos se les refiere como TRATAMIENTO SECUNDARIO y a los que posteriormente a él incluyen operaciones y procesos físicos y químicos se les conoce como TRATAMIENTO TERCARIO.

CUADRO 5.2 Operaciones y procesos unitarios utilizados para remover contaminantes

| CONTAMINANTES | OPERACIONES Y PROCESOS UNITARIOS |
|--|----------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • Sólidos suspendidos y flotantes | Sedimentación |
| | Cribado y desmenuzado |
| | Flotación |
| | Filtración |
| | Mezcla |
| | Floculación |
| <ul style="list-style-type: none"> • Orgánicos biodegradables | Lodos activados |
| | Filtros rociadores |
| | Discos biológicos |
| | Lagunas de estabilización |
| | Lagunas aeradas |
| | Tanques sépticos |
| | Filtros anaerobios |
| | Tratamientos en medios naturales |
| <ul style="list-style-type: none"> • Organismos patógenos | Cloración, Hipocloración |
| | Radiación UV, Ozonización |

Las operaciones y procesos mencionados arriba se utilizan para el tratamiento en el TREN DEL AGUA, que a su vez genera lodos con alto contenido orgánico llamados biosólidos, los cuales deben tratarse en el denominado TREN DE LODOS, para convertirlos en productos inocuos. Las operaciones y procesos recomendados para el tratamiento de lodos y su disposición final se indican en la tabla 5.3 y se detallan en el capítulo 12.

5.5 TRABAJOS PRELIMINARES

Para tener las bases del proyecto, antes de proceder a la evaluación de las alternativas se deben elaborar:

- a) DIAGRAMAS DE FLUJO para los trenes de agua y de lodos usando las combinaciones apropiadas seleccionadas de los cuadros 5.2 y 5.3 dependiendo del contaminante a ser removido.
- b) La determinación del tamaño de la planta y las facilidades físicas necesarias, usando los criterios que adelante se detallan para los datos del PROYECTO, gastos, cargas orgánicas, etc.
- c) Balance hidráulico y de sólidos, donde se indiquen los volúmenes de agua y sólidos que entran y salen de cada operación o proceso unitario.

- d) Perfil hidráulico. Es muy importante la determinación del perfil hidráulico, en atención a las pérdidas de carga hidráulica y la selección de los puntos de control.

Estos perfiles deberán asegurar que el gradiente hidráulico sea adecuado para que el gasto máximo de aguas residuales fluya por gravedad, sin originar desbordamiento o generación de tirantes inconvenientes; y permitan establecer los requisitos de carga necesarios para las bombas donde se requiera su empleo, también es importante para establecer el nivel de la descarga de la planta al cuerpo receptor.

- e) Planta general. Se elaborará el arreglo de las unidades de tratamiento en Planta, tanto de la construcción inmediata como futura, incluyendo los edificios de control y administrativos, subestación eléctrica, almacenes, etc. que se menciona en el inciso 5.8, para ello se deberán considerar los siguientes factores:

- ⇒ Geometría y topografía del terreno
- ⇒ Mecánica de suelos
- ⇒ Nivel freático y recomendaciones para las cimentaciones.
- ⇒ Localización del influente y sitio de vertido
- ⇒ Accesos al terreno y vialidades próximas.
- ⇒ Tipos de procesos seleccionados.
- ⇒ Efecto de la longitud de tuberías en el tratamiento
- ⇒ Eficiencias y funcionamiento de la planta.
- ⇒ Confiabilidad y economía en la operación.
- ⇒ Estética y funcionalismo.
- ⇒ Control ambiental.
- ⇒ Áreas adicionales para expansiones futuras.

CUADRO 5 3 Operaciones y procesos unitarios para el tratamiento de lodos

| FUNCION | OPERACIONES Y PROCESOS |
|---------------------|--|
| • ESPESAMIENTO | ESPESADO POR GRAVEDAD |
| • ESTABILIZACION | CON CAL |
| | DIGESTION ANAEROBIA |
| | DIGESTION AEROBIA |
| • ACONDICIONAMIENTO | COAGULACION QUIMICA |
| • SECADO | FILTROS DE VACIO |
| | FILTROS DE BANDA HORIZONTAL Y RODILLOS A PRESION |
| | LECHOS DE SECADO |
| • DISPOSICION | RELLENOS |
| | ACONDICIONAMIENTO DE TERRENOS |

5.6 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO

PROCESOS Y OPERACIONES UNITARIAS

El agua residual sin tratamiento previo no puede ser utilizada prácticamente para ningún uso, por presentar riesgos e inconvenientes serios. Según el empleo o destino final a que se destine el agua tratada, deben llevarse a cabo, de manera secuencial distintas operaciones de tratamiento.

Desde el punto de vista técnico, es necesario tomar en consideración dos condiciones:

- La transformación en la calidad del agua se hace mediante un proceso, o mediante la combinación de varios de ellos. A cada uno se asocia un grado o porcentaje de remoción de cada parámetro, que depende, a su vez, de: a) la calidad del agua original, b) la secuencia de los procesos de tratamiento, c) las condiciones ambientales en que se desarrollan y d) el volumen del agua por tratar.
- La calidad de las aguas crudas, lo mismo que el caudal varía, no solamente con la ubicación geográfica de la población, sino con la época del año y la hora del día. La confiabilidad del tratamiento resiente estas variaciones.

En el tren de agua, el conjunto de operaciones (tratamiento físico) y procesos (tratamiento químico y biológico) se clasifica en los siguientes grupos:

- a) Tratamiento preliminar. Remoción del material grueso mediante su cribado o desmenuzado, así como de arenas, grasas o ambas.
- b) Tratamiento primario. Permite remover, mediante sedimentación, sólidos orgánicos e inorgánicos; comprende también la remoción de natas o grasas flotantes y la espumación, cuando es necesario.
- c) Tratamiento secundario. Se refiere al tratamiento biológico, en el cual la materia orgánica, al servir de alimento a una masa biológica, se convierte en materia removible por sedimentación secundaria. Se divide convencionalmente en procesos de medio fijo y procesos de medio suspendido.
- d) Tratamiento avanzado o terciario. Corresponde al conjunto de procesos físicos y químicos para remover contaminantes remanentes en un agua tratada a nivel secundario, o bien, aumentar la eficiencia en la remoción de uno o varios parámetros en los niveles primario y secundario.
- e) Desinfección y Control viral. Se aplican al agua tratada a cualquier nivel, para reducir la población de bacterias patógenas y virus.

Lo anterior se muestra con mas detalles en las figuras 5.1 a la 5.6.

El cuadro 5.4 resume las características de los procesos más usuales, y los cuadros 5.5 y 5.6 los rangos o valores aproximados de su eficiencia en la remoción de los principales contaminantes.

TRATAMIENTO

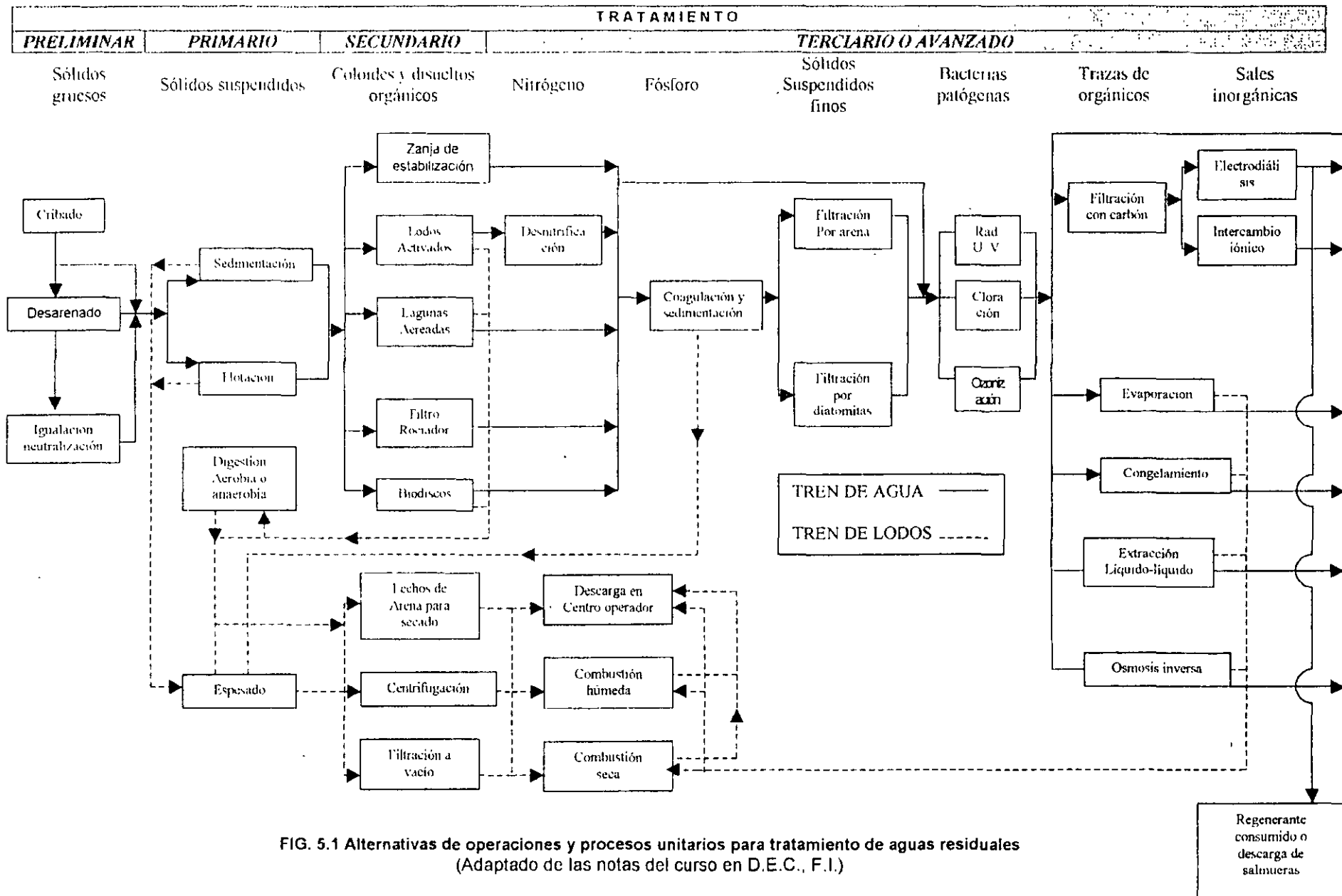
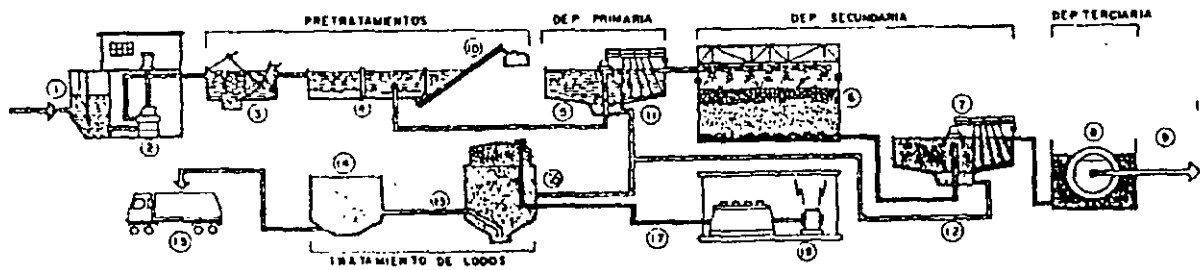


FIG. 5.1 Alternativas de operaciones y procesos unitarios para tratamiento de aguas residuales (Adaptado de las notas del curso en D.E.C., F.I.)



- | | |
|--|---|
| 1. ENTRADA DE AGUAS RESIDUALES | 10. ELIMINACION DE ARENAS Y GRASAS |
| 2. DEPOSITO E INSTALACION DE BOMBEO | 11. RETIRADA DE LODOS PRIMARIOS |
| 3. DESBASTE POR REJILLA | 12. RETIRADA DE LODOS SECUNDARIOS |
| 4. DESARENADO Y DESENGRASADO | 13. DIGESTIÓN PRIMARIA DE LODOS |
| 5. SEDIMENTACIÓN PRIMARIA | 14. DIGESTIÓN SECUNDARIA Y ESPESADO DE LODOS |
| 6. REACTOR BIOLÓGICO DE LECHO BACTERIANO | 15. EVACUACION DE LODOS PARA FINES AGRICOLAS |
| 7. SEDIMENTACION SECUNDARIA | 16. PRODUCCION DE GAS EN EL DIGESTOR PRIMARIO |
| 8. TAMIZADO FINAL | 17. SALIDA DE GAS DE DIGESTION |
| 9. VERTIDO AL REUSO O AL CUERPO RECEPTOR | 18. PRODUCCIÓN DE ENERGIA CON EL GAS DE DIGESTION |

Fig 5.2 Esquema de Planta de Tratamiento Convencional

| PROCESO UNITARIO | | | | | |
|----------------------------|-------------------|----------------------|-----------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| REJAS GRUESAS | | | | | |
| REJAS FINAS TAMICES | | | | | |
| DESARENADO | | | | | |
| DECANTACION | | | | | |
| FLOTACION | | | | | |
| PARTICULA TIPICA ELIMINADA | CUERPOS FLOTANTES | PARTICULAS DISCRETAS | SOLIDOS SEDIMENTABLES INORGANICOS | SOLIDOS SEDIMENTABLES ORGANICOS | SOLIDOS FLOTANTES ORGANICOS |

Fig 5.3 Tratamiento primario o físico

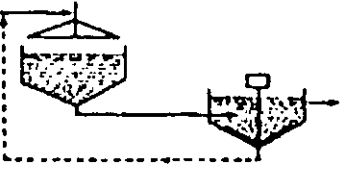
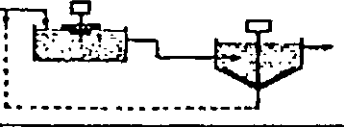
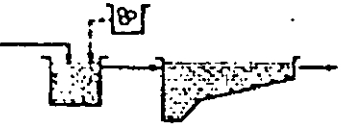
| PROCESOS UNITARIOS | DE NATURALEZA BIOLÓGICA | DE NATURALEZA FÍSICO-QUÍMICA |
|---|---|--|
| LECHOS BACTERIANOS a) Reactor biológico b) Separación física |  | |
| FANGOS ACTIVADOS a) Reactor biológico b) Separación física |  | |
| FLOCULACION-DECANTACION a) Coagulación-floculación b) Separación física | |  |
| PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA | SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN | SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN |

Fig. 5.4 Tratamiento secundario (*)

(*) Normalmente precedidos por procesos unitarios, incluidos en el tratamiento primario







| PROCESOS UNITARIOS | | | | |
|----------------------------|---|---|---|---|
| AIREACION |  | | | |
| ABSORCION POR CARBON | |  | | |
| FILTRACION | | |  | |
| CAMBIO IONICO | | |  | |
| SEPARACION POR MEMBRANA | | |  | |
| DESINFECCION | | | |  |
| PARTÍCULA TÍPICA ELIMINADA | GASES DISUELTOS | MATERIA ORGÁNICA DISUELTA | MATERIA MINERAL DISUELTA (IONES) | MICROORGANISMOS BACTERIAS Y VIRUS |

Fig. 5.5 Tratamiento Terciario (*)

(*) Como complemento del tratamiento secundario

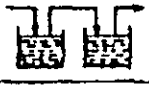


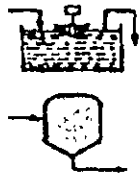


| | Melora y homogenización | Concentración de materia sólida | Eliminación del agua (parcial) | Reducción biológica de materia orgánica | Destrucción de la materia orgánica | Reducción de patógenos-virus |
|---|---|---|---|--|--|---|
| Acondicionamiento |  | | | | | |
| Espesamiento | |  | | | | |
| Deshidratación | | |  | | | |
| Digestión a) Aeróbica b) Anaeróbica | | | |  | | |
| Incineración | | | | |  | |
| Desinfección | | | | | |  |

Fig. 5.6 Procesos unitarios empleados en el tratamiento de lodos

Cuadro 5.4 Características de los procesos

| PROCESO DE TRATAMIENTO | DESCRIPCION |
|---|--|
| TRATAMIENTO PRELIMINAR Y TRATAMIENTO PRIMARIO | El tratamiento preliminar incluye remoción del material grueso por medio de rejillas, desmenuzando del material removido para su reintegración al agua por tratar y remoción de arenas, gravas y otros sólidos pesados inertes. El tratamiento primario abarca la sedimentación primaria, con aditivos coagulantes o sin ellos, y la remoción de sólidos flotantes y grasas, ocasionalmente se aplica cloro en esta fase. |
| • ESPUMACION | Se basa en la formación de espumas mediante inyección de aire y recolección superficial, con objeto de remover parcialmente la concentración de detergentes. |
| TRATAMIENTO SECUNDARIO | |
| • LAGUNAS DE ESTABILIZACION | En ellas se produce la oxidación biológica de las aguas residuales mediante procesos aerobios, caso en el cual se denominan de <u>oxidación o aerobias</u> , aerobios y anaerobios, en las lagunas <u>facultativas</u> , o totalmente anaerobios. Básicamente, la oxigenación es generada por procesos fotosintéticos de algas microscópicas bajo la acción solar, este proceso es sensible a la temperatura, la relación precipitación- evaporación, la insolación y la velocidad del viento. En su diseño debe cuidarse que el tiempo de retención, de unos 30 días, no se vea perjudicado por la ocurrencia de corto circuitos del flujo. Normalmente tiene tirantes de 1 a 1.5 metros. |
| • LODOS ACTIVADOS | Se basa en la formación de un sistema biológico, en el cual los sólidos orgánicos contenidos en las aguas residuales sirven de alimento a una masa microbiana en un medio suspendido y provisto de oxigenación adecuada; se complementa con sedimentación secundaria, para la remoción de los sólidos biológicos y la recirculación de una parte de los mismos. Tiene distintas variaciones, como las siguientes: <u>Flujo de pistón</u> . El suministro de aire a lo largo del reactor es variable. <u>Mezcla completa</u> . Las concentraciones de alimento, microorganismos y aire son uniformes en el reactor de aeración. <u>Aeración por pasos</u> . El influente y el aire son introducidos al reactor en distintos puntos del proceso. <u>Oxigenación con oxígeno puro</u> . Permite el ingreso de mayores cargas o la disminución del tiempo de retención. <u>Aeración extendida</u> . Se diseña con mayores tiempos de retención hidráulicos, y opera con altas concentraciones de sólidos en una mezcla completa, produciendo un efluente nitrificado y lodos más estables. <u>Zanjas de oxidación</u> . Representan una variación del sistema de aeración extendida, con agitación mecánica y oxigenación por difusión. Los sistemas de aeración extendida resisten mayores fluctuaciones en la carga orgánica o hidráulica, son de fácil operación y producen lodos mineralizados, aunque pueden tener alto consumo de energía. En todos los procesos de lodos activados, la sedimentación eficiente es esencial para un desempeño adecuado del sistema. |
| • FILTROS PERCOLADORES O ROCIADORES | Es un sistema biológico de medio fijo, en el cual el agua residual se hace percolar a través de un lecho de piedras o elementos plásticos, en la superficie de los cuales se forma una película bacteriana que aprovecha la materia orgánica del influente; se acompaña de un sedimentador secundario, del que puede hacerse recircular parte del gasto al filtro. El sistema es fácil de operar, es posible atenuar, mediante la recirculación, los choques de carga orgánica influente. |
| • DISCOS BIOLÓGICOS | Es el segundo sistema usual de medio fijo, en éste, un sistema rotatorio de discos, construidos en material plástico, se encuentra sumergido parcialmente en las aguas residuales, formando una película biológica en su superficie. En este sistema no hay recirculación. |

| PROCESO DE TRATAMIENTO | DESCRIPCION |
|---|---|
| TRATAMIENTO TERCARIO | |
| <ul style="list-style-type: none"> • COAGULACION-SEDIMENTACION | <p>Consiste en:</p> <ul style="list-style-type: none"> - adición de coagulantes químicos a las aguas residuales para remoción de contaminantes mediante precipitación. - mezclado rápido de los productos químicos con el agua, - mezclado lento para permitir la formación de floculos, - y sedimentación sin ninguna mezcla para separar los floculos formados. <p>Se emplean como coagulantes cal, sales de aluminio, sales de fierro y polimeros. Es un proceso complicado en su operación y mantenimiento, y depende más del control adecuado del proceso químico que de la calidad del influente.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • FILTRACION | <p>El efluente de otro proceso se hace percolar a través de un medio filtrante granular, por gravedad o por bombeo, hasta que éste se obstruye y es necesario efectuar un retrolavado. Los medios filtrantes se componen de dos o más lechos distintos, se utilizan para el efecto arena, antracita, carbón activado y resina. Se requiere de un monitoreo cuidadoso de la calidad del efluente.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • RECARBONATACION | <p>Consiste en añadir CO₂ al agua tratada previamente con cal, con objeto de reducir su pH y evitar posterior sedimentación de depósitos de calcio. Puede llevarse a cabo también añadiendo un ácido débil, aunque así no se logra la remoción del calcio del efluente. Su operación no es complicada.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • ADSORCION CON CARBON ACTIVADO | <p>El agua percola en un medio de carbón activado, en el que la materia orgánica soluble es absorbida en los poros de las partículas de carbón hasta que éste pierde su capacidad de adsorción, requiere de regeneración o sustitución periódica, no de retrolavado.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • NITRIFICACION | <p>Consiste en oxidar el nitrógeno amoniacal a nitrógeno de nitratos, mediante el empleo de procesos de tratamiento biológico en reactores mezclados, con tiempos de retención y manejo de concentraciones de sólidos adecuados, o mediante procesos de dos pasos, para remoción de materia carbonácea y de nitrógeno, respectivamente. Requieren, además, de mayor control de la calidad del agua influente.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • DENITRIFICACION | <p>Es un proceso en el que el nitrógeno de nitratos es reducido a gas nitrógeno, evitando la oxigenación de la mezcla o, incluso, inyectándole metanol como fuente complementaria de carbón.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE | <p>Consiste en la dosificación de cloro para oxidar la materia orgánica nitrogenada hasta lograr mantener cloro residual libre. Se aplica como complemento a otros sistemas de remoción de contaminantes orgánicos, nutrientes y bacterias patógenas.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • OSMOSIS INVERSA | <p>Consiste en la inversión del proceso de osmosis mediante la aplicación de presión en el lado de mayor concentración de sales; puede presentarse taponamiento de la membrana, por lo que se utiliza para efluentes con alto grado de tratamiento previo.</p> |
| DESINFECCION | |
| <ul style="list-style-type: none"> • CLORACION | <p>Se utiliza cloro como oxidante para desinfectar las aguas residuales tratadas, monitoreando el cloro residual para controlar la dosificación. Su eficiencia depende de diversos factores. En ocasiones es necesario dechlorar los efluentes, mezclándolos con dióxido de azufre.</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • OZONACION | <p>Se utiliza ozono como oxidante para remover virus, bacterias y otros organismos patógenos, así como olor, color y sabor del agua tratada; presenta eficiencia y confiabilidad altas, aunque no tiene capacidad residual para protección de los efluentes.</p> |

REMOCIÓN DE PATÓGENOS EN OPERACIONES Y PROCESOS

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales, generalmente tienen un impacto significativo en las concentraciones de patógenos, lo cual puede ser importante para la salud pública, como se muestra en el cuadro 5.5

Cuadro 5.5 Remoción o destrucción de bacterias patógenas y protozoarios por diferentes procesos de tratamiento*

| PROCESO | REMOCION, EN %* | |
|----------------------------|-----------------|------------------------|
| | BACTERIAS | HUEVOS DE PROTOZOARIOS |
| • REJILLAS GRUESAS | 0-5 | ===== |
| • CRIBAS FINAS | 10-20 | ===== |
| • CAMARAS DESARENADORAS | 10-25 | ===== |
| • SEDIMENTADORES | 25-75 | 30-70 |
| • PRECIPITACION QUIMICA | 40-80 | ===== |
| • FILTROS ROCIADORES | 90-95 | ===== |
| • LODOS ACTIVADOS | 90-98 | 90-99 |
| • CLORACION DE EFLUENTES | 98-99 | 99-100 |

*Los espacios en blanco indican que no hay remoción considerable

| SISTEMA DE TRATAMIENTO | PARAMETROS O CONTAMINANTES | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|----------------------------|-------|-------|-------|----------------------------------|----------------------|----------------------|-------|-------|--------|---------|-------|-----------------|---------|-----|-----|-----|--------|-------|--|
| | DBO ₅ | DOC | COU | SAAM | NO ₃ -NO ₂ | N (NH ₄) | PO ₄ POT. | COND | ALC. | GRVA C | DZA TOT | pH | CO ₂ | SOL SED | SOV | SSF | SSV | TURB | CLS | |
| CRIBADO Y DESARENACION | 0-5 | | | | | | | | | | | | | 0-20 | | | | | | |
| REMOCION DE LIRASAS | 0-5 | | | | | | | | | 15-50 | | | | | | | | | | |
| SEDIMENTACION PRIMARIA | | | | | | | | | | | 10-20 | 50-80 | | | | 80 | 40 | 30-40 | | |
| ESPUMACION | | | | 60-90 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| LODOS ACTIVADOS (COMPLETACION) | 75-90 | 50-75 | 75-90 | 50-75 | 50-75 | 25-50 | 80-90 | 25-50 | 50-75 | | | | 50-90 | | 0-5 | 80 | 80 | 80-90 | | |
| AERACION EXTENDIDA | 90-75 | 50-75 | 75-90 | 50-75 | + | 25-50 | 80-95 | 25-50 | 50-75 | | | | 50-80 | | | 80 | 90 | 80-100 | | |
| NITRIFICACION | 50-75 | 50-75 | 75-90 | | + | 75-98 | 50-65 | | | | | | | | | | | 80-90 | | |
| DENITRIFICACION | 0-75 | 0-25 | | | 75-95 | 50-60 | 35-45 | | | | | | | | | | | | | |
| FILTROS PERCOLADORES O ROTADORES | 60-75 | 50-75 | | | | 50-60 | 80-70 | | | | | | | | | | | | | |
| DISCOS BIOLÓGICOS | 90-85 | | | | | | 80-95 | | | | | | | | | | | | | |
| COAGULACION-SEDIMENTACION | 50-75 | 50-95 | 75-90 | 25-50 | | 70-85 | 85-90 | VAR | 25-50 | | 20' | | | | | | | | | |
| FILTRACION DESPUES DE LODOS ACTIVADOS | 75-50 | 25-50 | | | 90-75 | 50-40 | 70-80 | 80-85 | | | | | | | | | | | | |
| RECARBONATACION | | | | | | | | | | | 30' | VAR | | | | | | | | |
| ADSORCION CON CARBON ACTIVADO | 90-75 | 25-50 | 0-25 | 50-75 | 0-75 | 80-90 | 60-70 | + | 25-50 | | | | | | 10 | 95 | 95 | 70-75 | 10 | |
| SEPARACION DE AMONIACO | | | | | | 50-88 | | | | | | VAR | | | | | | | | |
| INTERCAMBIO IONICO | 25-50 | 75-50 | | | 75-90 | | 90-70 | | | | | | | | 95 | | | | 80-95 | |
| CLORACION A PUNTO DE QUIEBRE | | | 50-80 | 50-75 | 75-98 | | | | | | | | | | | | | | | |
| OSMOSIS INVERSA | 75-90 | 75-90 | 75-90 | 50-75 | | 88 | | | | | 70' | | | | 90 | 90 | | | 80 | |
| DESINFECCION CON CLORO | | | 95-99 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| OZONACION | | | 95-98 | 0-25 | | | | | 25-50 | | | | | | 10 | | | | | |

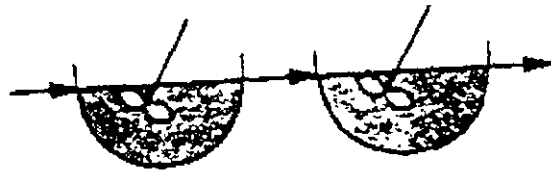
Cuadro 5.6 Eficiencia de remoción de los principales contaminantes

REACTORES

Los contenedores, depósitos, o tanques en donde se llevan a cabo las reacciones químicas o biológicas, comúnmente se les llama "reactores", los principales tipos de reactores usados en el tratamiento de aguas residuales son: 1. Batch, 2 Piston (también conocido como flujo tubular) 3. Completamente mezclado, 4. Completamente mezclados en serie, 5. Flujo disperso, 6. Lecho empacado y 7. Lecho fluidizado (Figura 5.7).



Batch



Completamente mezclado en serie



Piston



Completamente mezclado



Lecho empacado



Flujo disperso



Lecho Fluidizado

Fig. 5.7 Principales tipos de reactores utilizados en el tratamiento de las aguas residuales

CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

Como se comenta en el Capítulo 1, inciso 1.2 las plantas por su ubicación se pueden dividir en "terminal" y en "intermedia".

Plantas de tratamiento terminales

- a) Ubicación. Se ajusta al proyecto de la red de drenaje; las plantas se ubican en las partes más bajas del área drenada, en puntos cercanos a los cuerpos receptores y que cuenten al mismo tiempo con las mejores condiciones de comunicación y acceso para transporte del personal, el equipo, los materiales para proceso y los residuos del tratamiento, con suministro de energía eléctrica o cercanía a líneas de transmisión existentes. Se prefiere que queden aisladas de zonas habitacionales.

La ubicación del predio definitivo se hace una vez que se conocen la capacidad y el sistema de tratamiento a utilizar, ya que dependiendo de ello varían las necesidades de superficie, geometría o topografía. Se evalúan también el tipo de suelo, el régimen de propiedad, el costo y las adecuaciones necesarias para dejar listo el terreno para la construcción de las instalaciones.

- b) Capacidad. Está definida por los caudales que aporte el área drenada correspondiente. Cuando no se cuenta con aforos, es común calcularla como un porcentaje de la dotación de agua potable multiplicado por la densidad de población y por el área, a pesar de que los dos primeros datos pueden ser aproximados o supuestos. En México, según al CNA, es el 75% del agua potable. Los principales errores ocurren cuando se usan dotaciones recomendables de acuerdo al clima, las que pueden ser superiores a las reales.

Es importante reiterar que la capacidad se define en forma modular, por ejemplo, cinco módulos de 100 l/s para una primera etapa de 500 l/s de capacidad total como gasto medio. Un diseño excedido cuesta tener ocioso el equipo; asimismo, un diseño escaso obliga a la sobrecarga de los módulos, con disminución en la eficiencia de los procesos o franca inoperabilidad y a la gestión de financiamiento fuera de programa, además de causar el incumplimiento de las normas de descarga y el pago de las cuotas o multas correspondientes.

De ahí la importancia de contar, cuando sea posible, con la mayor cantidad de aforos de los colectores, además de datos reales de suministro de agua potable y consumos industriales y comerciales.

- c) Sistema de Tratamiento. Se selecciona para cumplir con los requisitos de descarga en cuerpos naturales de agua, cuerpos receptores o para su reuso, según el nivel de remoción necesario para los principales parámetros de calidad establecidos en las normas (NOM-ECOL-001, 002 y 003) que se pueden consultar en los anexos.

En algunos casos no se pueden satisfacer los requisitos de descarga para todos los parámetros mediante sistemas de tratamiento accesibles a la capacidad financiera de los organismos operadores de los sistemas de drenaje o de los municipios. Por ello, se ha tomado como un nivel mínimo convencional el tratamiento secundario con desinfección de efluentes y tratamiento de lodos, aunado a un tratamiento adecuado en las fuentes particulares de aguas residuales.

Influyen en la selección del sistema de tratamiento: 1° la disponibilidad de sitios para ubicación de las instalaciones, 2° las características del suelo en la zona, 3° las posibilidades de reuso del efluente, 4° la facilidad en la operación, 5° su adecuación al clima, 6° el consumo de energía, 7° la disponibilidad de reactivos y otros materiales para procesos, 8° la confiabilidad requerida de la calidad del efluente y 9° el impacto ambiental de las instalaciones.

Plantas de tratamiento intermedias, agua para reuso

Enseguida se mencionan algunas de las particularidades del diseño de plantas de tratamiento para reúso.

En general, los proyectos de tratamiento de aguas residuales siguen los mismos criterios indicados en el punto anterior, aunque existen algunas diferencias importantes:

- a) **Ubicación.** Las plantas de tratamiento construidas para reúso (intermedias) se ubican en los sitios más adecuados en relación con las zonas de generación de aguas residuales (de preferencia que estas sean domésticas) y las zonas en que se encuentran los usuarios potenciales. Por otra parte, tomando en cuenta que estas plantas se localizan en la mayoría de los casos dentro de áreas urbanas, es importante considerar el impacto ambiental que pueden provocar, dependiendo del sistema de tratamiento que apliquen.
- b) **Sistema de Tratamiento.** El sistema seleccionado en una planta para reúso depende primordialmente del costo mínimo para lograr la calidad más conveniente para los usuarios, de manera que se satisfaga la que requiera el mayor número de ellos a un costo competitivo en comparación con el uso de agua potable. En los demás aspectos, los criterios aplicados son semejantes a los de las plantas terminales.
- c) **Capacidad, modulación y crecimiento.** La capacidad de una planta para reúso, se define a partir de la cantidad de agua residual aprovechable y de la demanda de agua tratada para este uso. En su modulación influye también la necesidad de contar con la mayor confiabilidad posible en la calidad y el gasto del agua tratada que se ofrece en el efluente, aquí la capacidad se puede determinar con mayor exactitud de acuerdo a las demandas actuales y futuras de los usuarios.

INGENIERIA DEL TRATAMIENTO

La ingeniería de los procesos de tratamiento, se inicia a partir de trabajos de campo para la caracterización (cualitativa y cuantitativa) del agua residual, la que es evaluada en función de la calidad que se desea para el agua tratada, se proponen procesos aplicables y se realizan pruebas de tratabilidad, simulando en el laboratorio dichos procesos con muestras del agua residual en cuestión, de las que se obtienen los parámetros de diseño para la ingeniería básica de los sistemas de tratamiento. En esta fase se lleva a cabo un análisis conceptual técnico y económico de alternativas de tratamiento, diseñando las dimensiones de las unidades sin considerar la selección de equipos específicos.

Una vez que se selecciona el sistema más conveniente, el diseño básico se ajusta a las características de los equipos existentes en el mercado y se desarrolla el diseño ejecutivo o de detalle, incluyendo: diseño hidráulico, arquitectónico, electromecánico, estructural y de instrumentación. En cada planta de tratamiento existirá una secuencia de operaciones y procesos, llamada TREN DE TRATAMIENTO dividido en tren de agua y tren de lodos, acorde a los requerimientos del caso.

La ubicación de una planta de tratamiento es definitiva y su capacidad debe realizarse mediante módulos fijos, puede crecer a partir de un valor inicial o de primera etapa hasta un valor máximo, que corresponde al incremento del caudal de aguas residuales en el área a la que da servicio o a la inclusión de nuevas áreas que lo requieran.

LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Todo sistema deberá tener una vida útil de 30 años operando a su capacidad de diseño y además conservar el mismo nivel de calidad del efluente durante este periodo.

Los sistemas de tratamiento deberán estar suficientemente sustentados en parámetros y criterios de diseño referidos en bibliografía o probados experimentalmente en modelos a escala real o piloto, sometidos a un riguroso análisis estadístico.

Todo diseño deberá estar provisto de los elementos suficientes que faciliten y garanticen la operación continua a su capacidad de diseño, así como el servicio rutinario de mantenimiento.

En todo diseño se deberá favorecer la simplicidad en la operación y en el mantenimiento, además se buscará la economía en estos aspectos

Todos los equipos, materiales, accesorios, dispositivos y mecanismos de diversa índole que contemple el diseño del sistema deberán ser nuevos, de primera calidad o reconocido prestigio y producidos por un fabricante acreditado.

Los equipos de bombeo y la maquinaria instalada dentro de la planta que produzcan alta intensidad sonora deberán estar ubicados en locales acondicionados acústicamente para reducir y controlar dicha intensidad.

El diseño de un sistema de tratamiento deberá considerar a una mínima generación de subproductos o residuos e integrar los elementos de tal forma, que garanticen su apropiado manejo y disposición.

Todo sistema de tratamiento deberá estar provisto de un sistema de tratamiento de lodos.

En todo diseño se deberá contemplar la necesidad de un área libre mínima, la cual puede usarse en futuras ampliaciones o para áreas verdes. La tabla 5.7 muestra lo recomendado para el área libre requerida en función del tamaño del predio; sin embargo en construcciones como lagunas de estabilización, con una gran superficie de terreno, estos valores no son válidos.

| SUPERFICIE DEL PREDIO (m ²) | AREA LIBRE (%) |
|---|----------------|
| • Menos de 500 | 20.00 |
| • Mas de 500 hasta 2000 | 22.50 |
| • Más de 2000 hasta 3500 | 25.00 |
| • Más de 3500 hasta 5500 | 27.50 |
| • Más de 5500 | 30.00 |

Tabla 5.7 Areas libres recomendadas para las plantas de tratamiento

Las plantas de tratamiento deberán contar con espacios para estacionamientos en una proporción de 1 cajón por cada 50 m² de terreno.

En la construcción se deberá evitar el uso indebido de zonas arboladas, salvo en casos autorizados por autoridades locales y federales responsables del área ecológica o ambiental.

Por ningún motivo se elegirán como sitios de construcción los cauces o vegas de los ríos, aun cuando sean efímeros o intermitentes.

El diseño deberá garantizar la seguridad del personal que opere el sistema.

Todos los lineamientos generales de diseño deberán sustentar el proyecto de ingeniería básica, el cual contendrá las características generales del proceso, diagramas de flujo, balances de masas y energía y dimensiones de cada una de las operaciones unitarias que integran el sistema de tratamiento

Todo proyecto deberá acompañarse de un estudio económico en el que se establezcan los costos de amortización, operación y mantenimiento.

Todo proyecto deberá incluir además un manual de operación específico.

EVALUACION ECONOMICA DE ALTERNATIVAS

Costo de construcción y equipamiento.

Para la evaluación de las alternativas se requerirá además de la estimación de la obra civil, la elaboración de especificaciones preliminares de los equipos de proceso, bombeo y medición, para obtener un estimado de costo, la cuantificación y costo e instalación de la fontanería, los requisitos de energía para determinar el tamaño y costo de la subestación y centro de control de motores, así como el costo de sistemas de fuerza, tierras y alumbrado tanto interior como exterior

Se hará también la estimación de las obras accesorias como son guarniciones, banquetas, calzadas, ornamentación y delimitación perimetral.

Costo de Operación, Mantenimiento, Reposición (OMR)

Para completar la evaluación de alternativas se hará el análisis de los costos de operación, mantenimiento y reemplazos menores (OMR) con precios actualizados de consumo de energía, productos químicos y sueldos del personal de operación.

Costo del tratamiento

Con base en el costo de construcción y equipamiento, los costos O. M.R. y la amortización de la inversión, se hará el análisis del costo del tratamiento, que deberá presentarse en \$/m³ para la capacidad de diseño de la planta, costo en \$/hab x año y en \$/kg de DBO₅ removida.

5.7 CONTROL DE GASTOS

VERTEDOR DE ALIVIO

Un punto fundamental en el manejo de los gastos y en la operación de la planta es el vertedor para crecidas, su misión es desviar y evacuar al cauce o al cuerpo de agua mas próximo el excedente del caudal que se ha calculado como tope para el funcionamiento de la planta de tratamiento, se presenta un ejemplo en la figura 5.8.

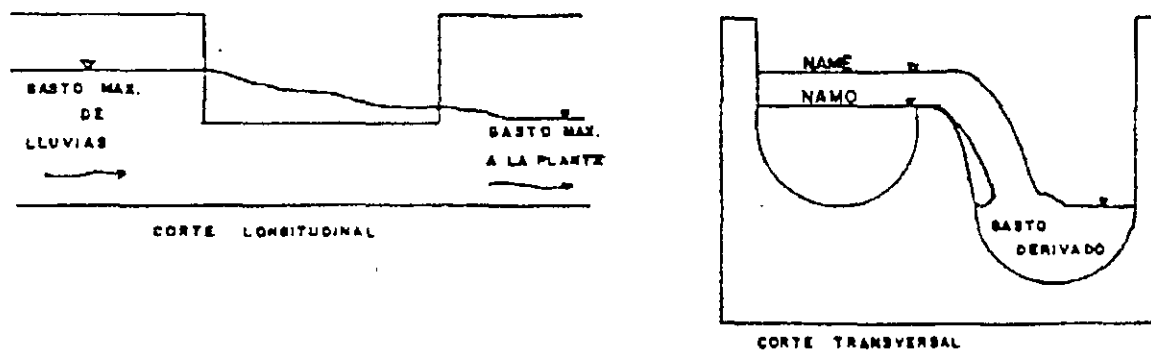


Fig. 5.8 Vertedor de alivio

Inicialmente se pensaba que en tiempo de lluvias, el agua que llegaba a la planta estaba tan diluida, que no era necesario realizar su tratamiento; sin embargo se ha comprobado que, en general, el agua de lluvia recogida en los primeros 10-15 minutos de la precipitación está tan contaminada como el agua residual de tipo medio y a partir de los 20-30 minutos como el agua residual diluida.

Lo anterior hace pensar en la necesidad de construir depósitos de retención o tanques de tormenta con tiempos de permanencia de 20 a 30 minutos, que recojan los primeros escurrimientos con alta contaminación. Una vez finalizada la aportación de tormenta, el volumen retenido en estos depósitos se introduce en la depuradora para su correcto tratamiento.

En caso de no existir este tanque de tormenta, el estudio del coeficiente de dilución será función directa del tipo de red de alcantarillado (secciones, pendientes, sistemas de limpieza) y de las características de la cuenca receptora. Se expresa por el coeficiente siguiente, y sus valores deben oscilar normalmente entre 2 y 5.

$$\text{Coeficiente de dilución} = \frac{\text{Agua residual} + \text{Agua de lluvia}}{\text{Agua residual}}$$

DERIVACIONES INTERNAS O BY PASS

Al diseñar el tren de agua, se deberán considerar desviaciones o derivaciones, generalmente mediante tubería debidamente dimensionada para cuando no sea necesario que funcione la planta o alguno de los procesos, por lo mismo, estos procesos deberán estar interconectados a través de desviaciones y contar con los dispositivos necesarios para su seccionamiento. Al igual que el vertedor de alivio, generalmente el caudal derivado se dirige hacia un cauce o un cuerpo de agua.

MEDICION Y CONTROL DE CAUDALES

Es recomendable se haga:

- Instalando vertedores tipo sutro, proporcional o canales tipo Parshal
- Considerando un estimado de los caudales de bombeo y duración de los mismos
- Instalando los canales con medidores ópticos
- Instalando otro tipo de medidores volumétricos o hidráulicos (ver capítulo 3).

5.8 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Las obras que pueden integrar las plantas de tratamiento de aguas residuales, se pueden dividir en:

1° Estructuras

- Edificación
- Tanques o depósitos

2° Vialidades

Las edificaciones que usualmente se tiene en las plantas de tratamiento son:

- Oficinas
- Cloración (almacén y dosificación)
- Deshidratación de lodos
- Almacenamiento y dosificación de reactivos
- Laboratorio
- Servicios generales
- Bodegas
- Taller
- Casa de máquinas (controles, bombas, etc)
- Cuarto de compresores o de sopladores
- Caseta de vigilancia
- Subestación eléctrica
- Baños para empleados y para el público

Los **depósitos** requeridos generalmente en plantas de tratamiento son:

- Caja receptora
- Cárcamo de bombeo
- Canales
- Medidores (Parshall u otros)
- Desarenadores
- Sedimentadores
- Aereador o reactor o tanque de licor mezclado
- Igualación y homogeneización
- Tanque de contacto de cloro
- Cárcamo de recirculación de lodos
- Espesador de lodos
- Deposito de combustible (diesel o gasolina) para equipos de emergencia

Las **vialidades** comprenden obras y señalamientos.

- Guarniciones
- Banquetas
- Muros
- Pavimentos
- Estacionamientos
- Andenes
- Pasillos y andadores
- Escaleras
- Rampas
- Bardas y cercas
- Señalamientos
 - Informativos
 - Preventivos
 - Restrictivos

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 6 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRETRATAMIENTO

- 6.1 CRIBADO O DESBASTE**
- 6.2 DESARENADORES**
- 6.3 FLOTACION**
- 6.4 IGUALACION, HOMOGENIZACIÓN Y NEUTRALIZACION**
- 6.5 PRECLORACION Y PREAREACION**

INTRODUCCIÓN

Aunque en estos apuntes se trata por separado el "pretratamiento" y el "tratamiento primario", es conveniente conocer que diversos autores de prestigio lo consideran como uno solo, llamándolo "tratamiento primario", principalmente cuando el pretratamiento se diseña después del bombeo o cuando por la ubicación topográfica, las aguas residuales lleguen por gravedad a la plata de tratamiento.

El cálculo del equipo mecánico que se utilice en el pretratamiento de aguas residuales, se efectuará considerando tanto los caudales de proyecto como la cota de plantilla del colector de llegada.

Siempre que sea posible, debe procurarse que las estructuras de remoción de arenas, compuertas, rejillas de limpieza mecánica, etc. antecedan al cárcamo de bombeo.

6.1 CRIBADO O DESBASTE

La primera operación unitaria en las plantas de tratamiento de aguas residuales es el cribado o desbaste, operación que también puede ubicarse antes del cárcamo de bombeo. El propósito es remover sólidos gruesos como papel, trapos, madera, plásticos y otros, ya que si no se eliminan pueden dañar el equipo de bombeo, el de concentración de lodos, atorarse en los aeradores mecánicos, bloquear tuberías y boquillas, creando problemas de operación y mantenimiento. Las características se presentan en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Tipos de dispositivos para cribado de aguas residuales

| TIPOS | ABERTURA (cm) | PROPOSITO |
|---------------------|---------------|--|
| • REJAS PARA BASURA | 5-10 | Protege las bombas y equipo de los objetos grandes (troncos, trapos, botes, etc.) |
| • REJILLAS | 1.5-5 | Parecidas a las rejillas con aberturas más pequeñas para separar materiales más pequeños |
| • TAMICES | 0.22-0.32 | Protegen las boquillas de los filtros percoladores |
| • DESMENUZADORES | 0.75-2 | Reducir el tamaño de los materiales mediante trituración o corte, sin removerlos de las aguas residuales |
| • CRIBAS FINAS | 0.02 – 0.06 | Puede sustituir al sedimentador primario |

El tipo de material y las cantidades que se separan en las rejillas varían con las horas del día y, sobre todo cuando hay precipitaciones pluviales. Otro efecto del arrastre por agua de lluvia es la formación de aglomeraciones de fibras y pelo que puede afectar negativamente la operación de bombas y dispositivos de medición, estas aglomeraciones pueden ser separadas eficientemente en las rejillas.

CLASIFICACION DE CRIBAS

Por el modo de limpiarlas se clasifican en: manual y mecánica. De acuerdo al tamaño de aberturas se clasifican en: gruesas y finas.

Cribas gruesas

Este tipo de cribas representan generalmente el primer paso en el tratamiento de aguas residuales y consisten en rejillas, tamices y trituradores.

Cribas finas

Generalmente tienen aberturas de 2 a 6 mm y en la actualidad se utilizan como una etapa de pretratamiento o para mejorar los efluentes del tratamiento secundario.

Estas cribas pueden ser fijas o móviles. Las cribas fijas o estáticas se mantienen permanentemente en posición vertical, inclinada u horizontal y deben limpiarse con rastrillos o cepillos. Las cribas móviles se limpian continuamente mientras están operando. Ambos tipos de cribas pueden ser capaces de remover de 20 a 35 por ciento de Sólidos Suspendidos y DBO₅.

REJILLAS

Las rejillas (cribas gruesas) se fabrican con barras de acero u otro material de alta resistencia, las cuales van soldadas a un marco que se coloca transversalmente al canal; son comúnmente utilizadas las de tamaño medio y grande en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales y su limpieza puede ser manual o mecánica. Las rejillas de limpieza manual tienen ángulos de inclinación típicos respecto a la horizontal de 45 a 60 grados. En rejillas mecánicas esta inclinación es de 45 a 90 grados con valores típicos de 60°. En la tabla 6.2 se presenta la información de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica.

Rejillas de limpieza manual

Las rejillas de limpieza manual en los sistemas de tratamiento de aguas residuales se localizan generalmente antes de los sistemas de bombeo para su protección. La tendencia en los últimos años ha sido instalar rejillas de limpieza mecánica o trituradores, no sólo para reducir a un mínimo el trabajo manual de limpiar las rejillas, sino también para disminuir los reboses y desbordamientos que se producen por el atascamiento de las mismas.

La longitud (profundidad) de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano. En la parte superior de la rejilla deberá colocarse una placa perforada para que ahí los sólidos removidos puedan almacenarse temporalmente para su desagüe. En la figura 6.1 se muestra una rejilla de limpieza manual típica

El canal donde se ubica la rejilla debe proyectarse de modo que se evite la acumulación de arena y otros materiales pesados antes y después de la reja. De preferencia, el canal debe ser recto, perpendicular a la rejilla para procurar una distribución uniforme de los sólidos en la sección transversal al flujo y sobre la rejilla.

Con objeto de proporcionar suficiente superficie de rejilla para la acumulación de basuras entre las operaciones de limpieza, es esencial que la velocidad de aproximación se limite a un caudal medio con 0.5 m/s. Conforme se acumulan las basuras, obturando parcialmente la reja, aumenta la pérdida de carga, sumergiendo nuevas zonas a través de las cuales va a pasar el agua. El diseño estructural de la rejilla ha de ser adecuado para evitar su rotura en caso de que llegue a taponarse totalmente.

Tabla 6.2 Información típica de diseño para rejillas de limpieza manual y mecánica

| CONCEPTO | LIMPIEZA MANUAL | LIMPIEZA MECANICA |
|---|-----------------|-------------------|
| • VELOCIDAD A TRAVÉS DE LAS REJILLAS, M/S | 0.3 - 0.6 | 0.6 - 1.0 |
| • TAMAÑO DE LAS BARRAS: | | |
| ☐ Ancho, mm | 4 - 8 | 8 - 10 |
| ☐ Profundidad, mm | 25 - 50 | 50 - 75 |
| • SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS, MM | 25 - 75 | 10 - 50 |
| • PENDIENTE CON RESPECTO A LA HORIZONTAL, GRADOS | 45 - 60 | 75 - 85 |
| • PÉRDIDA DE CARGA ADMISIBLE, MM (EN REJILLA COLMATADA) | | |
| ☐ Admisible, mm | 150 | 150 |
| ☐ Máxima, mm | 800 | 800 |

Rejillas de limpieza mecánica

Para realizar el proyecto de este tipo de dispositivos, se determina por anticipado el tipo de equipo a utilizar, las dimensiones del canal de la rejilla, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal, la separación entre barras y el método de control de la rejilla. Este tipo de rejillas pueden limpiarse, por la cara frontal o la posterior. Cada tipo tiene sus ventajas y desventajas. En la figura 6.2 se muestra una rejilla mecánica de limpieza frontal.

En el modelo de limpieza frontal, el mecanismo se halla totalmente enfrente de la rejilla, una posible desventaja de este tipo de rejillas es que si se depositan algunos sólidos al pie de ésta, la pueden obstruir, bloqueando el mecanismo y poniéndolo fuera de operación.

En el modelo de limpieza por la cara posterior se evita el atascamiento que pudieran ocasionar los sólidos depositados al pie de la rejilla ya que existen diseños en los cuales los rastrillos entran a la rejilla por la zona posterior, pasan por debajo de ella y rastrillean en la cara frontal arrastrando los sólidos que pudieran quedarse en la base de la rejilla, como se muestra en la figura 6.3.

FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE REJILLAS

Los principales factores a considerar en el diseño de rejillas son:

1° Canal de rejillas

Consiste en un canal de sección rectangular. El piso del canal es 7 a 15 cm mas bajo que la plantilla de la tubería de llegada pudiendo ser plano o con pendiente. El canal se diseña para evitar en el canal la acumulación de arenas y otros materiales pesados. Se debe prever un medio de aproximación recto, perpendicular a las rejillas para asegurar una distribución uniforme de los sólidos gruesos en toda el área a cubrir.

Es conveniente instalar por lo menos dos rejillas, cada una diseñada para operar con el gasto pico de diseño. Una rejilla se opera mientras la otra se alterna, se deben considerar compuertas para detener el flujo.

La estructura de entrada debe tener una transición suave o divergente con el fin de minimizar las pérdidas de carga a la entrada al pasar las aguas residuales del conducto alimentador a este canal para prevenir la sedimentación y acumulación de arenas. En forma semejante, la estructura de salida debe tener convergencia uniforme. El efluente de canales individuales puede combinarse, mantenerse separado, según sea necesario. En la figura 6.5 se muestran algunos arreglos de canales con rejillas.

En todos los casos se deben tomar en cuenta las pérdidas de carga por entrada, salida, curvas, ampliaciones y contracciones.

2° Pérdida de carga

La pérdida de carga a través de las rejillas se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h_L = \frac{V^2 - v^2}{2g} \left(\frac{1}{0.7} \right) \quad (1)$$

$$h_L = \beta \cdot (W/b)^{4/3} \cdot hv \cdot \text{sen } \theta \quad (2)$$

$$h_L = (1/2g)(Q/A)^2 \quad (3)$$

La ecuación (1) se emplea para calcular la pérdida de carga a través de barras limpias o parcialmente colmatadas, mientras que la ecuación (2) se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas limpias solamente. La ecuación (3) es la fórmula común de orificios y también se usa para calcular la pérdida de carga a través de cribas finas como mallas o tamices.

Simbología:

h_L = Pérdida de carga a través de la rejilla, en m.

V, v = Velocidad a través de la rejilla y en el canal aguas arriba de la rejilla respectivamente, m/s

g = Constante de gravedad = 9.81 m/seg^2

W = Ancho máximo de la sección transversal de las barras frente a la dirección del flujo (espesor), en m.

b = Espaciamiento libre mínimo de las barras, en m.

e = Angulo de la rejilla con la horizontal

h_v = Carga de velocidad del flujo que se aproxima a las rejillas, en m.

Q = Gasto a través de la rejilla

A = Area abierta efectivamente sumergida, en m^2

C = Coeficiente de descarga, igual a 0.60 para rejillas limpias

β = Factor de forma de las barras (figura 6.4 y Tabla 6.3)

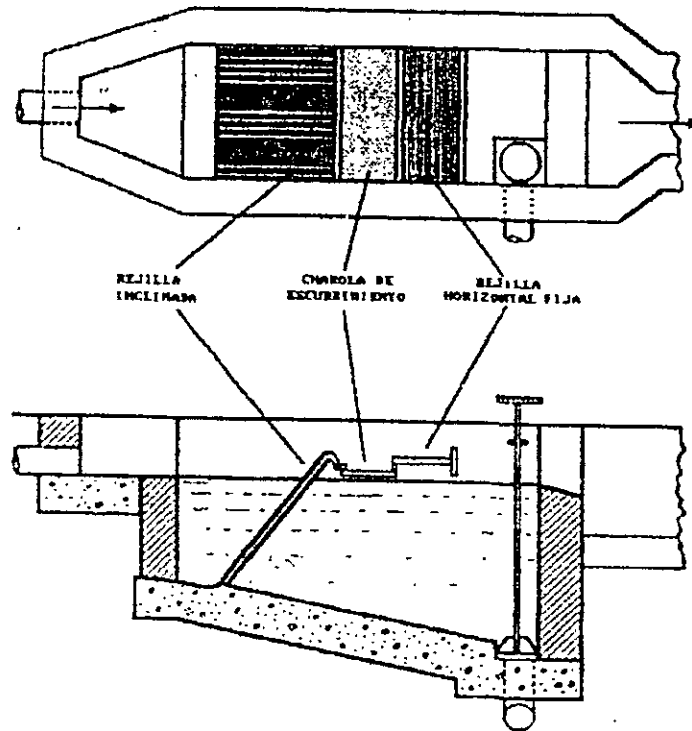


Figura 6.1 Rejilla de limpieza manual

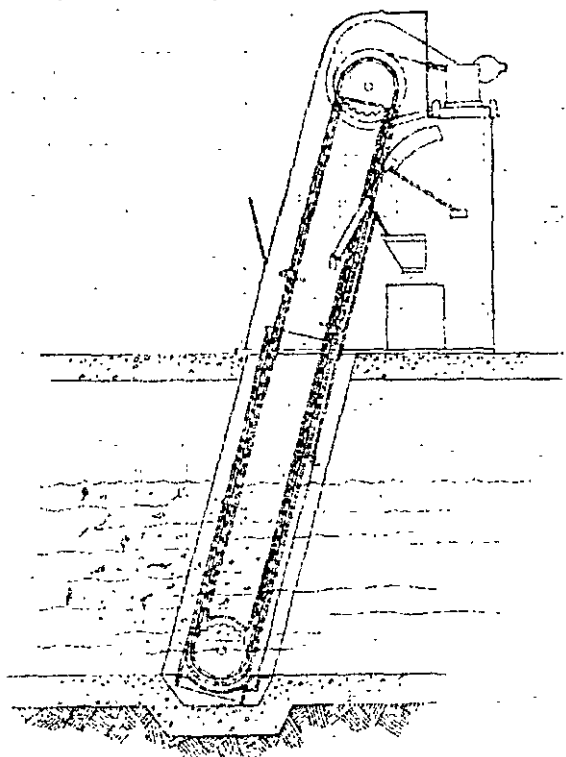


Figura 6.2 Rejilla mecánica de limpieza frontal

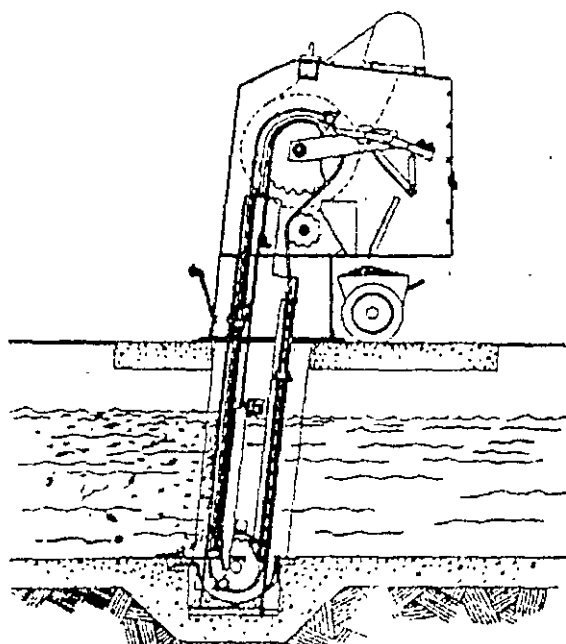


Figura 6.3 Rejilla mecánica de limpieza posterior

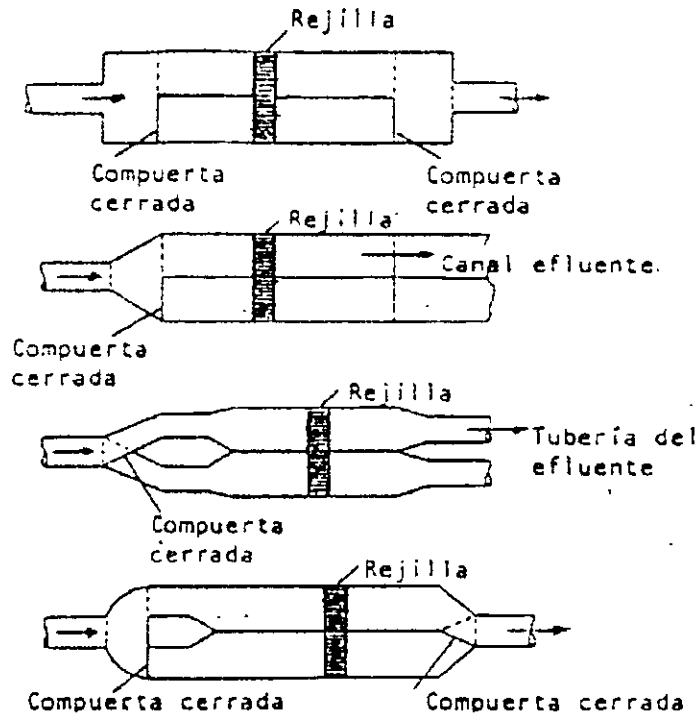


Figura 6.4 Arreglos de canales dobles con rejilla

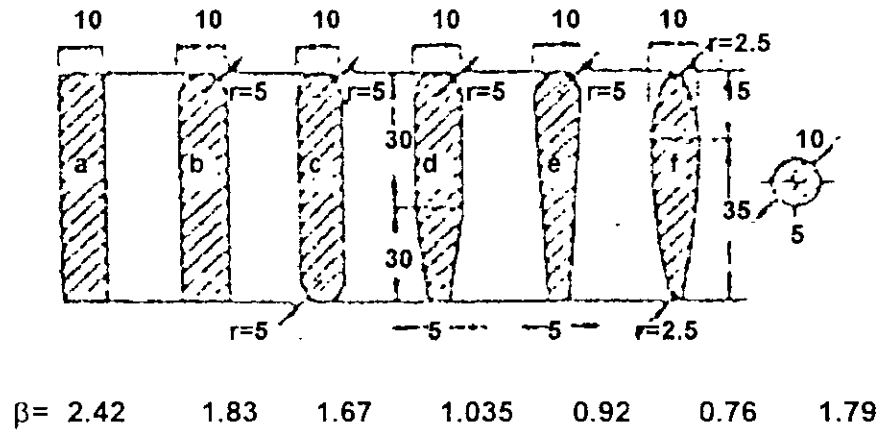


Figura 6.5 Factor de forma β para distintas secciones de barras.

| TIPO DE BARRA | B |
|--|------|
| • RECTANGULAR CORTES RECTOS | 2.42 |
| • RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA | 1.83 |
| • CIRCULAR | 1.79 |
| • RECTANGULAR CON CARA SEMICIRCULAR AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO | 1.67 |

Tabla 6.3 valores de Kirshmer, para rejillas limpias

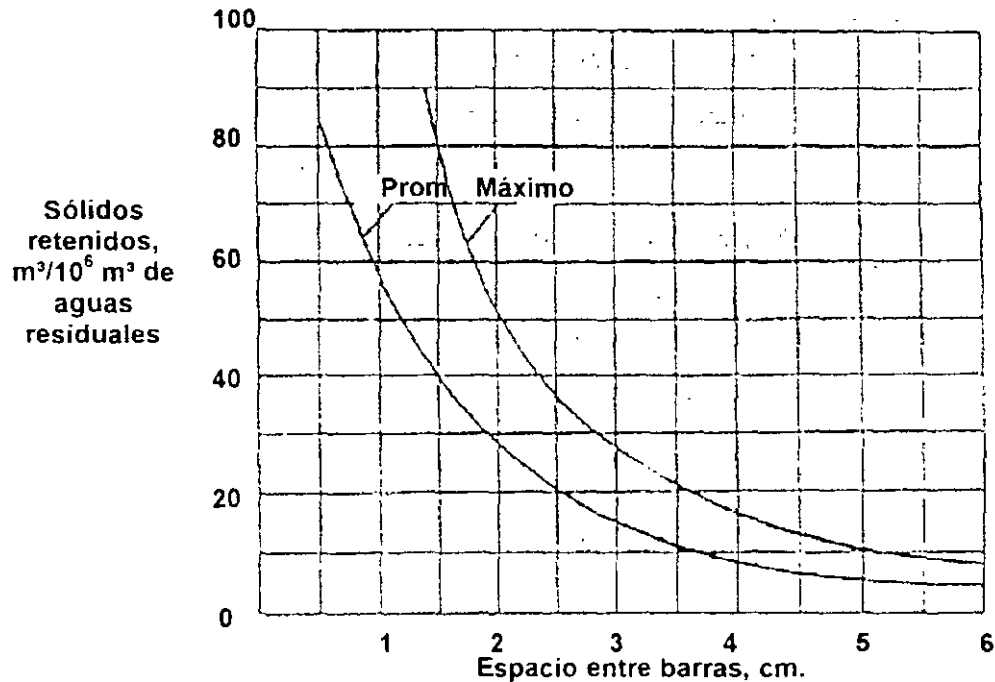


Figura 6.6 Cantidades de sólidos retenidos por rejillas de limpieza mecánica

Los cálculos hidráulicos de la rejilla pierden importancia y significado cuando se acumula el material en ella, por lo cual se recomienda proceder de la siguiente forma para el diseño de cualquier tipo de reja:

- Se escoge de forma arbitraria (o con base en la experiencia) el ancho del canal y se estima el área libre que queda al paso del agua después de restar el área expuesta de las barras
- Se calcula entonces la velocidad del agua y se tantea el ancho del canal para que la velocidad del agua antes de las rejas no sea menor de 0.5 m/s

El valor mínimo de 0.5 m/s es un valor de experiencia que se selecciona porque no permite que partículas pequeñas sean retenidas por la reja y tampoco permite que la arena se deposite en el canal de rejillas.

3° Remoción de sólidos

Las rejillas que se limpian manualmente, tienen barras inclinadas para facilitar el rastrillado., posteriormente el material se coloca sobre una placa perforada para drenarlo y almacenarlo (Fig. 6.1).

En rejillas que se limpian mecánicamente ya sea frontal o posterior (Figura 6.2 y 6.3), el rastrillo viajero mueve el material hacia arriba y lo deja caer en una fosa colectora o en un transportador. El dispositivo de limpieza posterior tiene la ventaja que no se atasca fácilmente debido a obstrucciones en la base de la criba. En ambos tipos, el rastrillo opera continuamente por medio de cadenas sinfin y catarinas. La operación puede hacerse en forma intermitente por medio de un reloj o actuarse por una diferencia de pérdida de carga preestablecida a través de la criba, controlado por electroneveles.

4° Cantidad y composición de los sólidos retenidos

La cantidad de sólidos retenidos depende del tipo de agua residual, localización geográfica, clima, características de las cribas y época del año

La cantidad de material retenido por rejillas varía de 3.5 a 80 m³ por cada millón de metros cúbicos de aguas residuales con un promedio aproximado de 20 m³ por cada millón de metros cúbicos. En la tabla 6.4 se muestra la materia retenida por habitante y por año y en la figura 6.6 se tiene una gráfica que muestra las cantidades de los sólidos removidos en las rejillas de limpieza mecánica. Los sólidos removidos contienen aproximadamente 80% de humedad y normalmente pesan alrededor de 960 kg/m³.

Por contener materia orgánica el material presenta mal olor y atrae moscas. La eliminación se hace por medio de rellenos sanitarios o incineración. En ocasiones, según el material se pasa a través de trituradores y se retorna a la planta de tratamiento

Tabla 6.4 Materia retenida en rejillas

| SEPARACIÓN LIBRE ENTRE BARRAS (MM) | L/HAB.AÑO |
|---------------------------------------|-----------|
| 3 | 15-25 |
| 20 | 5-10 |
| 40-50 | 2-3 |
| Contenido de humedad | >30% |
| Contenido de materia orgánica | 75 - 80% |
| Contenido de materia inerte | 20 - 25% |

INFORMACION REQUERIDA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS

- a) Gastos de aguas residuales, incluyendo los flujos pico en época de lluvias y en época de secas así como el gasto de diseño.
- b) Criterios de diseño de la planta de tratamiento
- c) Datos hidráulicos y de diseño del conducto influente.
- d) Velocidades a través del canal de cribado
- e) Espaciamiento de las barras y restricciones de pérdida de carga a través de las rejillas y de toda la planta
- f) Velocidades a través de las barras
- g) Condiciones de dispositivos existentes en el caso de ampliación de la planta
- h) Plano del sitio y contornos
- i) Fabricantes de equipo y catálogos para selección

La figura 6.7 muestra un nomograma para diseñar el canal de rejillas con base en el ancho del canal (b), elaborado con base en la fórmula:

$$b = ((b_g/e) - 1)(s + e) + e$$

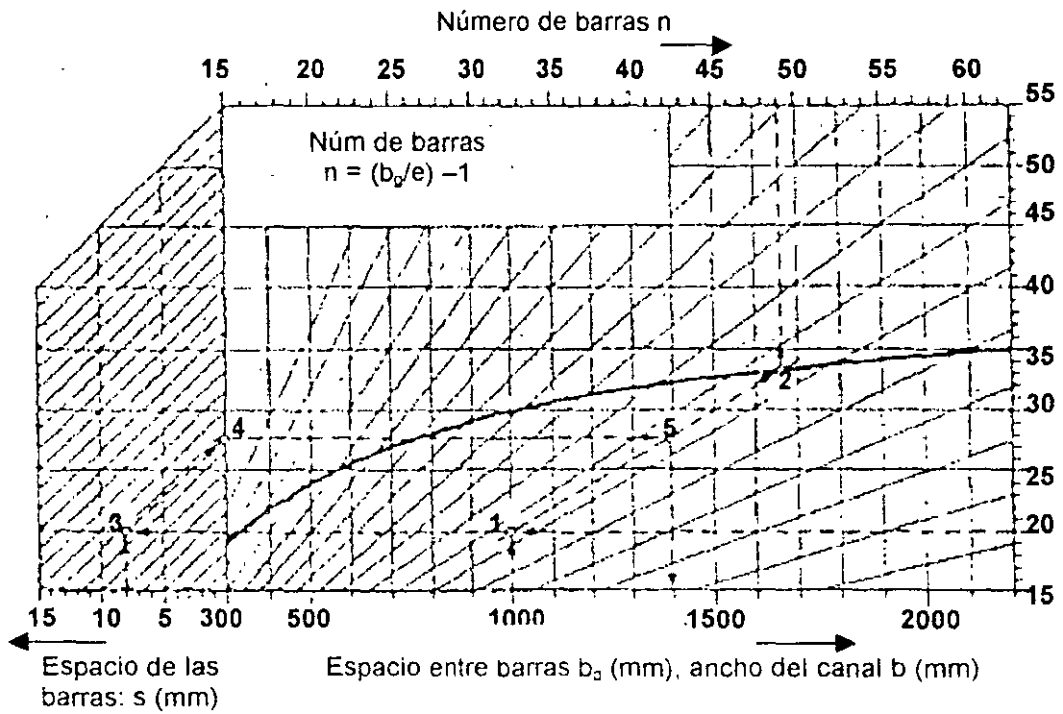


Figura 6.7 Nomograma para construcción de rejillas (Norma Din/9554).

EJEMPLO DE DISEÑO I

(Norma Din/9554) donde b = ancho del canal, b_g suma separación entre barras, e = separación entre barras; s= espesor de las barras (todo en mm). Utilizando el nomograma de la figura 6.7 y sabiendo que con un área de paso de agua de 1000 mm la velocidad es superior a 0.5 m/s. se escoge una separación entre barras de 20 mm con barras de 8 mm

de ancho. Se llega al punto No. 1 y se sigue la paralela hasta la línea curva y se encuentra el punto No. 2. Del punto No. 3 se sigue la paralela hasta el punto No. 4 y después la horizontal hasta cruzar con la línea entre 1 y 2. El punto No. 5 indica el ancho del canal y el punto No. 2 el número de barras dentro del canal.

Es importante que la velocidad antes de la reja no sea menor a 0.5 m/s y que no sea superior a 1.8 - 2.0 m/s cuando se presente la lluvia. Existen casos en los cuales el ancho del canal no permite trabajar dentro del intervalo y la solución puede ser colocar un mezclador antes de la reja para aumentar la turbulencia o colocar en paralelo otro canal con rejas que permita dividir el caudal y reducir la velocidad cuando hay precipitaciones pluviales.

EJEMPLO DE CÁLCULO DE REJILLAS II

Teniendo un ancho igual al del canal desarenador, se necesita conocer el número de barras que pueden instalarse considerando la separación y el espesor especificados.

Para el cálculo se parte de lo siguiente:

$$\text{Número de barras} = (\text{Ancho libre} / \text{Separación entre barras}) - 1 \quad (1)$$

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + (\text{N}^\circ \text{ de barras})(\text{espesor}) \quad (2)$$

De ambas ecuaciones se conoce:

$$\begin{aligned} \text{La separación de las barras} &= 2.5 \text{ cm} = 0.025 \text{ m} \\ \text{Espesor} &= 1.27 \text{ cm} = 0.0127 \text{ m} \\ \text{Ancho total (ancho del canal desarenador)} &= 0.90 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo valores se tiene un sistema de ecuaciones y considerando que.

$$\begin{aligned} x &= \text{ancho libre} \\ y &= \text{numero de barras, se tiene.} \end{aligned}$$

$$y = \frac{x}{0.025} - 1, \quad 1 = \frac{x}{0.025} - y \Rightarrow 40x - y = 1 \quad (1)$$

$$0.90 = x + 0.0127y \quad (2)$$

Resolviendo este sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Ancho libre} &= 0.61 \text{ m} \\ \text{Número de barras} &= 23 \end{aligned}$$

El siguiente paso es encontrar la pérdida de carga y después revisar las velocidades antes y después de la rejilla a fin de elaborar el perfil hidráulico

TAMICES O CRIBAS.

Rejillas finas con aberturas de 22-32 mm (malla 6-60), son conocidas como cribas o tamices. Estos forman parte de equipos patentados consistentes en placas de metal perforadas, como discos, tambores rotatorios o placas metálicas encadenadas en bandas sin fin.

Estas cribas pueden utilizarse como sustituto de la sedimentación en lugares donde no haya suficiente espacio para un tanque sedimentador, y en lugares donde se desee remover sólo una pequeña cantidad de la materia suspendida para la disposición final del efluente

Los tamices modernos son de tipo tambor o disco, provistos de una tela de malla fina de acero inoxidable o de un material poroso. Se encuentran en el mercado en dimensiones entre 1.2-5.4 m de diámetro. En la figura 6.8 se muestra un tamiz tipo tambor

En algunas plantas de tratamiento de aguas municipales, se han utilizado este tipo de tamices, para la protección de las boquillas de los filtros percoladores, también se han utilizado para el tamizado de las aguas residuales de fábricas de envasado, conservas, curtidos, papelería, textiles, etc.

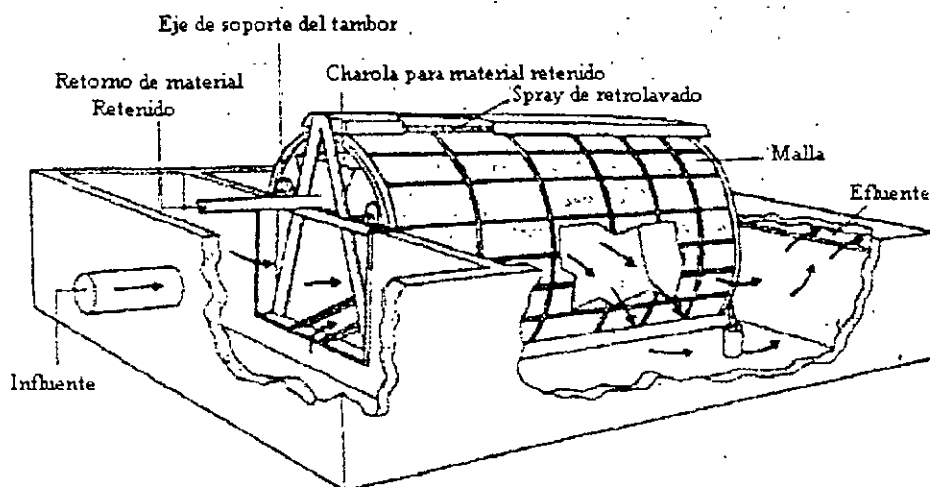


Figura 6.8 Tamiz tipo tambor

TRITURACIÓN O DESMENUZADO

En algunos casos, el material grueso que se encuentra en las aguas residuales, no puede ser descargado directamente al drenaje, teniendo que ser tratado previamente con trituradores.

Los trituradores o desmenuzadores son dispositivos que fragmentan o trituran el material retenido en las rejillas, sin eliminarlo del agua residual.

Para alargar la vida útil del equipo y reducir el desgaste de las superficies cortantes y de aquellas zonas de los mecanismos donde haya espacios libres entre las partes móviles y las fijas, es conveniente usar los trituradores a continuación de un desarenador

Estos equipos son generalmente instalados en los depósitos de regulación de las estaciones de bombeo, para proteger las bombas de las obstrucciones causadas por los trapos, objetos grandes, etc.

En su instalación es importante colocar además un by-pass para cuando se exceda el caudal o se presentan fallas mecánicas o eléctricas.

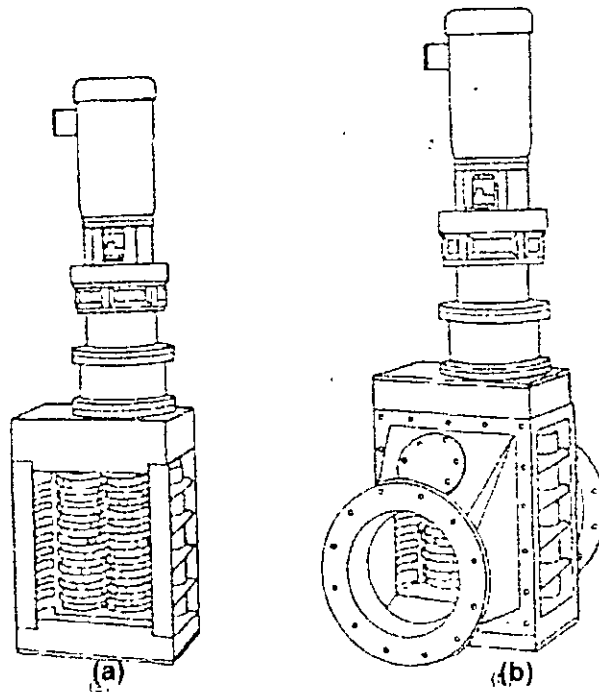


Fig. 6.9 Trituradores para aguas residuales a) Para canal, b) Para tubería

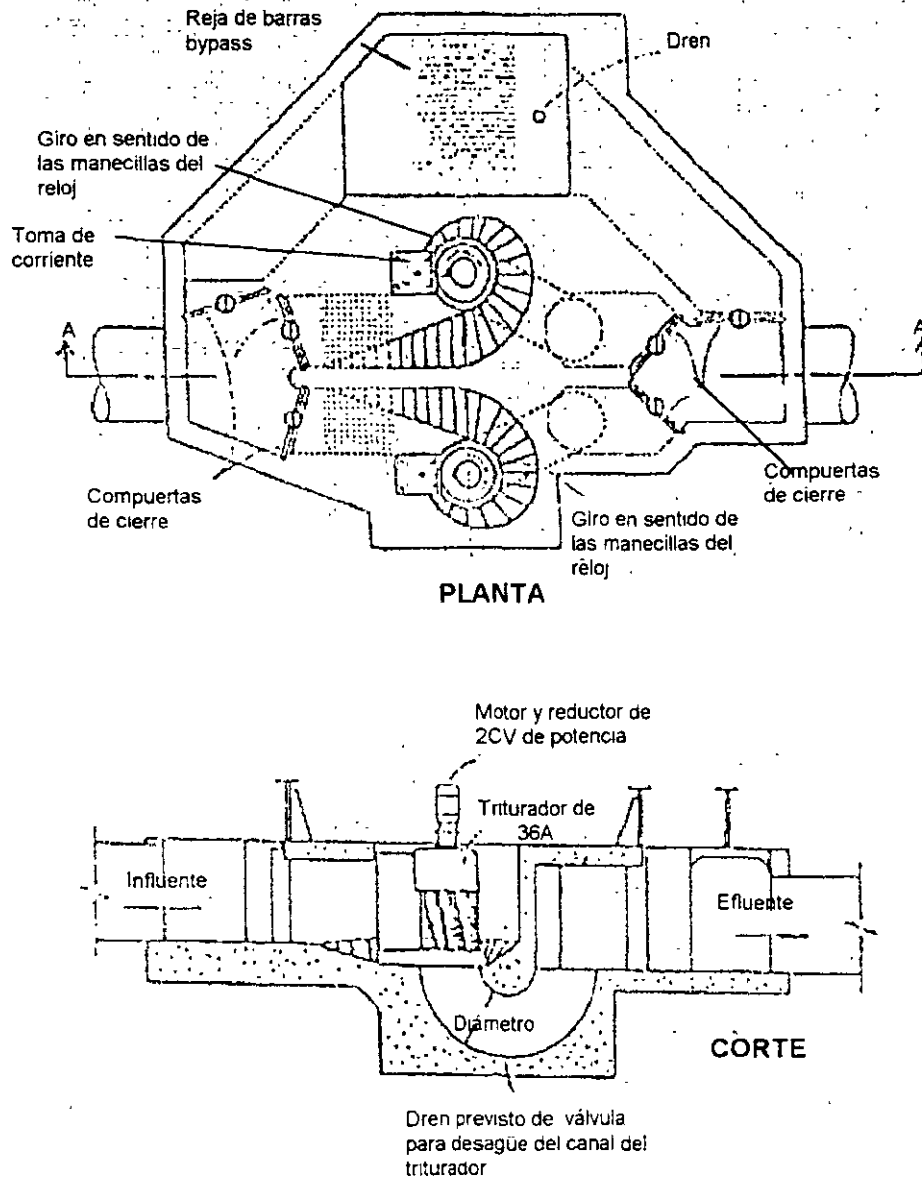


Figura 6.10 Planta y sección transversal de una instalación de trituración

6.2. DESARENADORES

Se emplean para separar materiales más pesados que la materia orgánica putrescible (arena, grava, cenizas y otros). Protegen las bombas y otros equipos del desgaste debido a la abrasión, evitan que estos materiales se acumulen en los tanques y conducciones evitando así obstrucciones y taponamientos, también evitan la sobrecarga en las fases siguientes del tratamiento.

Cuando son de flujo horizontal, su forma es generalmente la de grandes canales, en ellos la velocidad de flujo disminuye lo suficiente (0.3 m/seg) para que funcione como un sedimentador y los sólidos orgánicos pesados se depositen, manteniéndose en suspensión los sólidos orgánicos ligeros e inorgánicos finos (menores de 0.2 mm). Es difícil separar únicamente las sustancias minerales, ya que muchos restos de comida tienen grandes

diámetros y su velocidad de sedimentación es comparable con la de la arena. Esto hace que el material que se extrae del desarenador contenga partículas orgánicas que pueden causar malos olores si no se les proporciona el manejo adecuado.

Ubicación

Comúnmente se instala el desarenador después de las rejillas, para evitar que las partículas grandes interfieran en el proceso aguas abajo. Durante las precipitaciones pluviales se arrastra una mayor cantidad de arena, en este caso es cuando más se necesita el desarenador, por lo cual su diseño debe considerar el manejo eficiente del agua de lluvia.

Si se requiere un cárcamo de bombeo para elevar el agua, se recomienda que el desarenador se coloque antes del cárcamo y después de las rejillas. El equipo mecánico no sufre daños por arena, pero si se desgasta más rápidamente, por ello es conveniente eliminar la arena para proteger las partes mecánicas.

Tipos de desarenadores

Para separación de sólidos se utiliza la fuerza de la gravedad (sedimentación) y la fuerza centrífuga (ciclones). En el tratamiento de aguas residuales en México se utilizan generalmente separadores por gravedad.

Se presentan cuatro tipos de desarenadores.

- de flujo horizontal o velocidad controlada (Fig. 6.11)
- desarenadores aerados (Fig. 6.12 y 6.13)
- Tanques de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 6.14)
- Tipo vórtice (Fig. 6.15)

El funcionamiento de los desarenadores de flujo horizontal, corresponde a la sedimentación tipo I, (se verá en el capítulo 7), en ellos el caudal pasa a través del tanque en dirección horizontal y la velocidad de flujo es controlada por las mismas dimensiones de la unidad o mediante el uso de vertedores de sección especial al final del tanque.

Los desarenadores aerados consisten en tanques sujetos a una aireación del tipo flujo en espiral donde la velocidad es controlada mediante sus dimensiones así como por la cantidad de aire suministrada a esa unidad.

Los desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus son simplemente tanques de sedimentación en los cuales la arena y los sólidos orgánicos sedimentan en forma conjunta; los sólidos orgánicos se separan posteriormente por medios mecánicos.

En los desarenadores tipo vórtice (ciclón), el agua entra y sale tangencialmente y las arenas sedimentan por gravedad debido a la inercia y a su densidad mayor que la del agua.

1° Tanques desarenadores de flujo horizontal o velocidad controlada (fig. 6.11).

Estos tanques realizan una sedimentación tipo I (ver capítulo 7).

Actualmente en México, la mayoría de tanques desarenadores son del tipo de flujo horizontal. Estos tanques se diseñan para mantener una velocidad de flujo cercana a

0.30m/s. La que permitirá el transporte de las partículas orgánicas a través del tanque y permitirá la sedimentación de las arenas.

El diseño de este tipo de desarenadores deberá ser tal, que bajo las condiciones más adversas, las partículas de arena más ligeras lleguen al fondo del tanque antes de llegar a la salida del mismo. En la tabla 6.5 se presentan datos de diseño. En el capítulo 7 (sedimentación y sedimentadores) se proporciona información sobre las bases de diseño utilizadas en los ejemplos que se presentan en este capítulo.

Normalmente, los tanques desarenadores son diseñados para eliminar las partículas que fuesen retenidas en la malla # 65, es decir, con un diámetro mayor a 0.21 mm. La longitud del canal estará regida por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. El área transversal a su vez está regida por el caudal y el número de canales. Es importante prever cierta longitud adicional considerando la turbulencia que se forma en la entrada y en la salida, se recomienda para ello considerar una longitud adicional mínima de el doble de la profundidad a flujo máximo, aunque a veces se recomienda también una longitud adicional máxima del 50% de la longitud teórica.

Tabla 6.5 datos típicos de diseño para desarenadores de flujo horizontal. (CNA).

| CONCEPTO | VALOR | |
|---|--------------------|--------------|
| | RANGO | TÍPICO |
| • Tiempo de retención, s | 45-90 | 60 |
| • Velocidad horizontal, m/s | 0.25-0.45 | 0.30 |
| • Velocidades de sedimentación en: □ -Material retenido en la malla 65, m/min* -Material retenido en la malla 100, m/min* | 1.0-1.3 0.6-0.9 | 1.15 0.75 |
| • Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, % | 30-40 | 36** |
| • Estimación de la longitud adicional por el efecto de turbulencia en la entrada y en la salida | 2 Dm*** | 0.5L*** |

- * Si la gravedad específica de la arena es significativamente menor que 2.65 se deberán usar velocidades menores
- ** Uso de medidor Parshall como sección de control
- *** Dm = Profundidad máxima en el desarenador
- *** L = Longitud teórica del desarenador

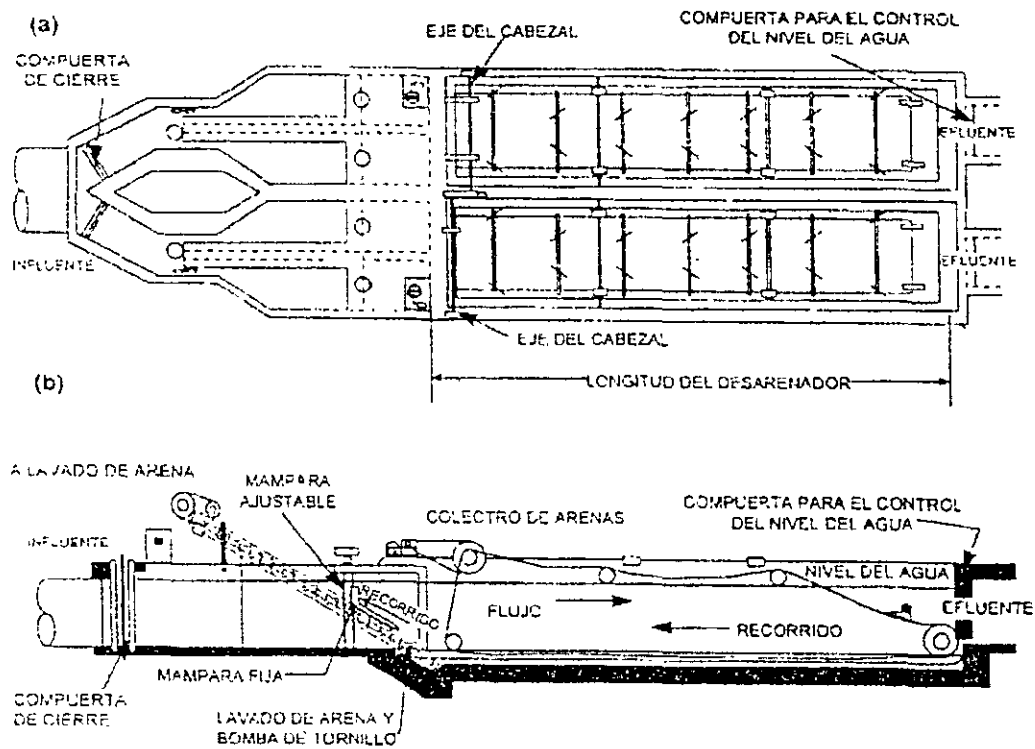


Figura 6.11 Planta y sección longitudinal de un desarenador de doble canal con depósito.

2° Desarenadores aerados (Fig. 6.12 y 6.13)

El excesivo desgaste del equipo por el manejo de arena y el descubrimiento de acumulaciones de ese material en los tanques de aireación fueron los motivos que fomentaron el uso de los desarenadores aerados. Por lo general, estos tanques se proyectan para proporcionar tiempos de retención de casi tres minutos a caudal máximo. La Sección transversal del tanque es semejante a la proporcionada para la circulación en espiral en los tanques de aeración de lodos activados. En la tabla 6.6 se presentan los datos típicos de diseño.

El factor que rige el tamaño de las partículas de una gravedad específica determinada que serán eliminadas es la agitación o velocidad de rotación en el tanque. Si la velocidad es demasiado grande, la arena será arrastrada fuera del tanque y si fuese demasiado pequeña habrá materia orgánica que se depositará junto con la arena. La cantidad de aire se puede ajustar fácilmente, si se ajusta en forma adecuada, se obtendrán porcentajes de eliminación de casi el 100% y la arena quedará bien lavada. El agua residual se desplaza a través del tanque siguiendo una trayectoria helicoidal y pasa dos o tres veces por el fondo del tanque a caudal máximo, e incluso más veces con caudales menores.

Tabla 6.6 Datos típicos para el diseño de desarenadores aerados (CNA).

| CONCEPTO | VALOR | |
|---|---|--------------------|
| | RANGO | TÍPICO |
| <ul style="list-style-type: none"> • Dimensiones: • Profundidad, m • Longitud, m • Ancho, m | <p style="text-align: center;">2-5 7.5-20 2,5-7,0</p> | <p>--- ---</p> |
| <ul style="list-style-type: none"> • Relación ancho-profundidad | 1-1-5 1 | 2:1 |
| <ul style="list-style-type: none"> • Tiempo de retención a flujo máximo, min. | 2-5 | 3 |
| <ul style="list-style-type: none"> • Suministro de aire, m³/m de longitud por min. | 0.15-0.45 | 0.3 |
| <ul style="list-style-type: none"> • Cantidades de arena m³/1000 m³ | 0.004-0.0200 | 0.015 |

El agua residual deberá introducirse en dirección transversal al tanque. La pérdida de carga en este tipo de tanque es mínima. La limpieza se puede realizar manual, mecánica o hidráulicamente, la limpieza mecánica se realiza a través de cucharones y transportadores y la limpieza hidráulica incluye eyectores hidráulicos o propulsores de alta velocidad.

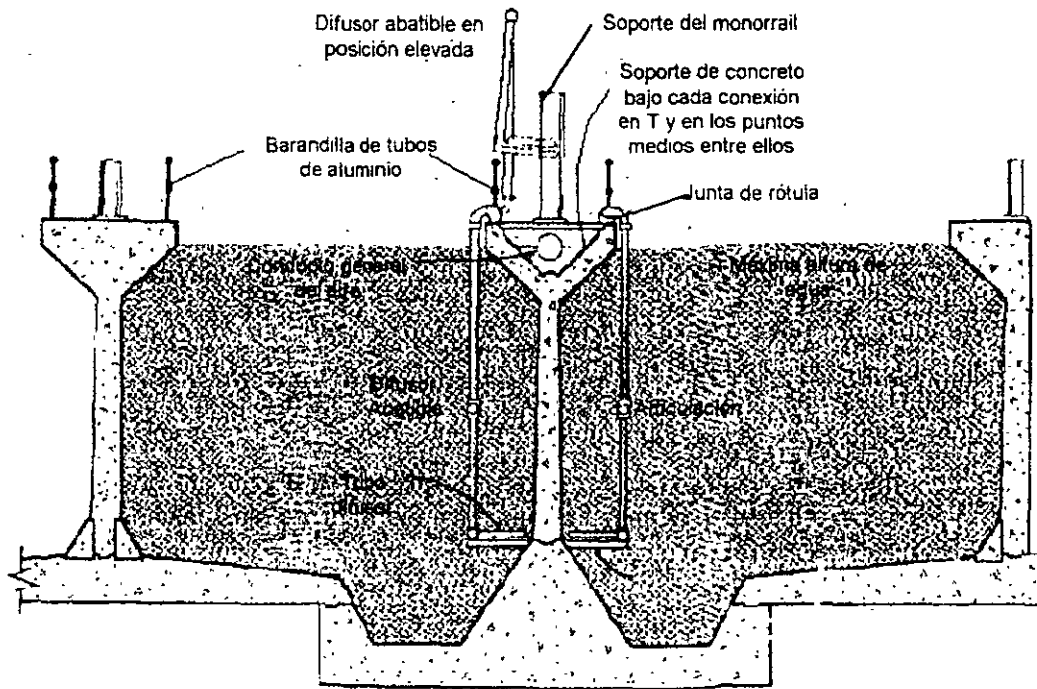


Figura 6.12 Desarenador aerado, planta y cortes transversales

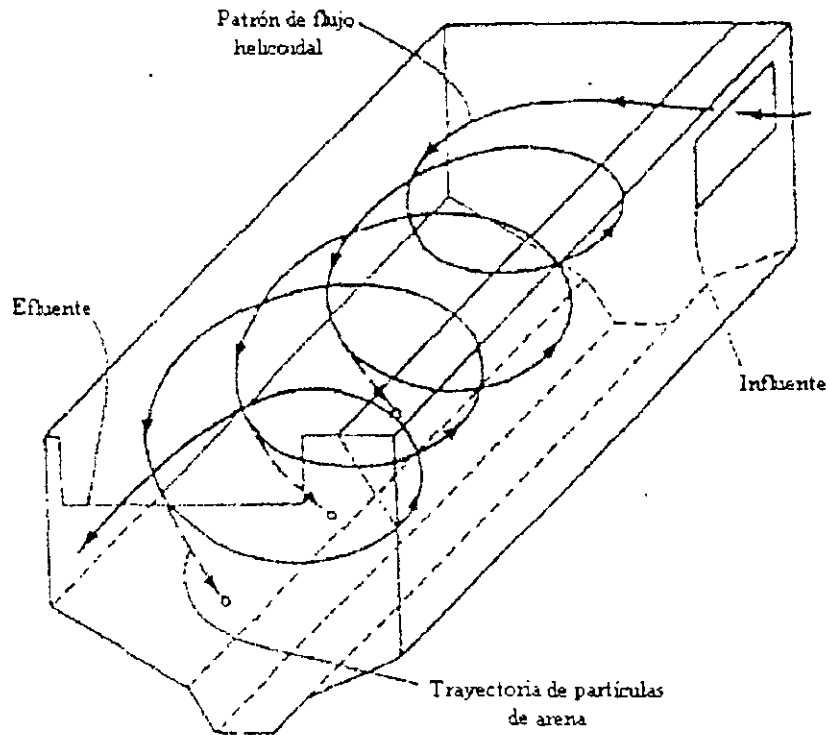


Figura 6.13 Modelo del flujo helicoidal en un desarenador aerado

3° Desarenadores de sección cuadrada o tanques de detritus (Fig. 6.14)

A este tipo de desarenadores se les llama también tanques de detritus y en ellos, la arena y las partículas orgánicas son separadas mecánicamente antes de su remoción. La hidráulica en este tipo de tanques se controla a través de deflectores ajustables localizados en la entrada del mismo, que además aseguran una velocidad relativamente uniforme y una adecuada distribución del material. Igual que en los desarenadores aerados, la pérdida de carga es relativamente pequeña.

Aunque este tipo de desarenador se ha usado en otros países desde hace tiempo, en México, son pocas las plantas de tratamiento que cuentan con ellos (la planta de tratamiento de C.U. cuenta con uno), algunas ventajas son:

1. Debido a que se diseñan con base al área, son capaces de eliminar hasta el 95% del material cuyo tamaño es mayor al de diseño. Esto, siempre y cuando el flujo no exceda del máximo de diseño.
2. El material que se elimina en esta unidad, saldrá lavado y drenado y su porcentaje de sólidos orgánicos no excederá del 3% en peso
3. No existe la necesidad de proveer una velocidad uniforme en este tipo de desarenador cuando se trabaja a flujo variables.
4. El desgaste del equipo por abrasión es mínimo.

Entre sus desventajas están las siguientes:

1. En la práctica, es difícil obtener la distribución uniforme del flujo (caudal) mediante el uso de deflectores
2. En tanques poco profundos (menos de 0.9 m), se puede perder material debido a la agitación provocada por la rastra al pasar frente al vertedor de salida.

En este tipo de desarenadores, los sólidos sedimentados son arrastrados a un depósito localizado en un extremo del tanque, desde donde son eliminados a través de un mecanismo rotatorio inclinado (normalmente una bomba de tornillo). En ese trayecto, los sólidos orgánicos son separados de la arena y regresados al tanque. Según Metcalf y Eddy, este tipo de desarenadores se diseñan con base a la carga superficial, la cual, depende del tamaño de las partículas y de la temperatura. (Fig. 6.16)

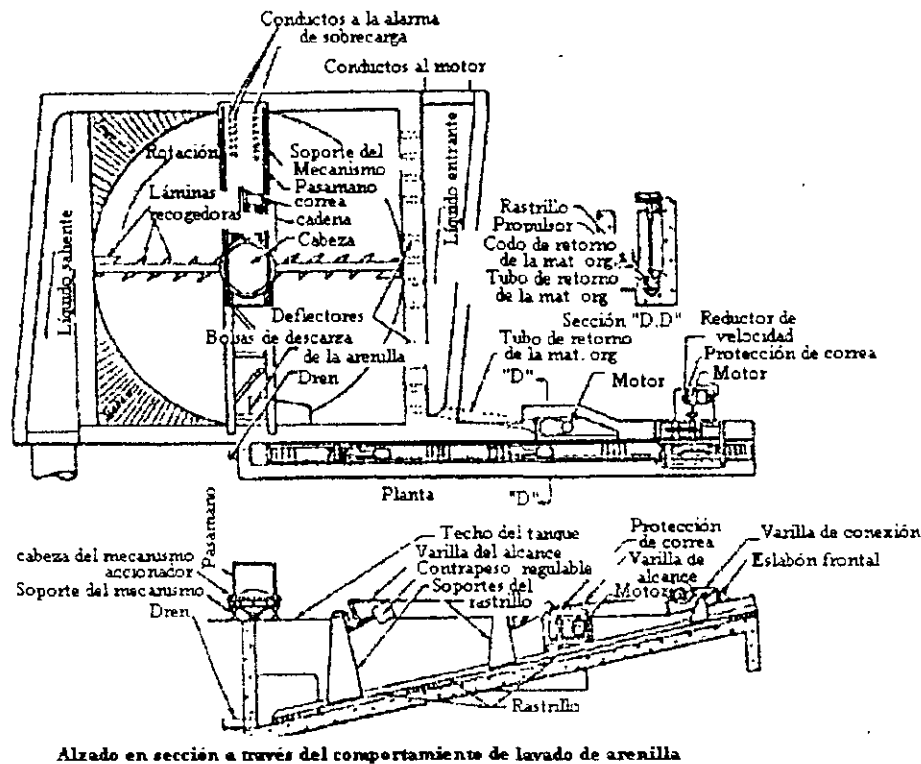


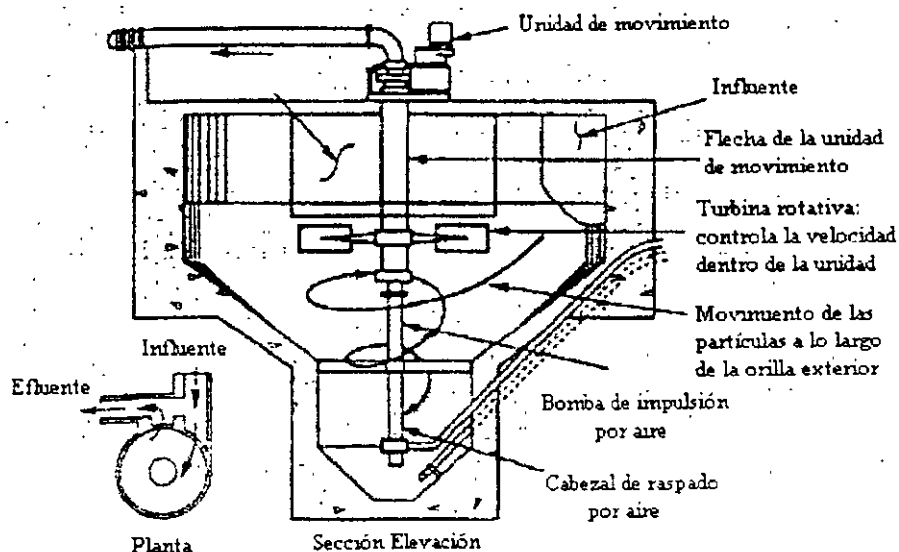
Figura 6.14 Desarenador de sección cuadrada o tanque de detritus

Desarenadores tipo vórtice o ciclónico. (Fig. 6.15)

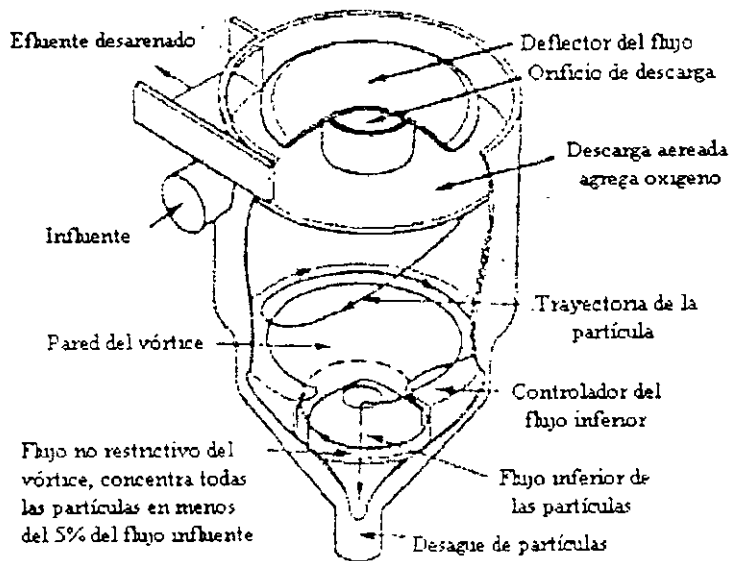
Se muestran dos tipos de desarenadores tipo vortice en la figura 6.15, en el tipo **PISTA** el agua entra y sale tangencialmente, las turbinas mantienen constante la velocidad de flujo y sus hojas ajustables promueven la separación de la arena de la materia orgánica, la acción de la turbina rotora produce un flujo "toroidal" encausando a las partículas de arena, esta sedimenta por gravedad debido al rebote en una vuelta del contenido dentro del depósito, los sólidos son removidos por una bomba de arena o una de succión. Este tipo se construyen de concreto armado.

En el tipo **TASA DE TE** se genera un vórtice libre por el flujo que entra tangencialmente en la parte alta de la unidad. El efluente sale por el centro, arriba de la parte alta, por un cilindro u ojo. Este tipo se construye de acero

La fuerza gravitacional dentro del cilindro minimiza la descarga de partículas con densidades mas altas y cercanas a la del agua, las arenas sedimentan por gravedad al fondo de la unidad, mientras la materia orgánica incluyendo la que fue separada de las partículas de arena debido a la fuerza centrifuga sale con el efluente. Algunos remanentes orgánicos que se encuentran con la arena sedimentada se separan de ella cuando se mueven hasta el fondo de la unidad.



a) Tipo "Pista" (Concreto)



b) Tipo "Taza de Té" (Acero)

Figura 6 15 Dos ejemplos de desarenadores tipo vórtice

Tabla 6.7 datos típicos de diseño para desarenadores tipo vórtice

| CONCEPTO | VALOR | |
|---|---|----------------|
| | RANGO | TÍPICO |
| Tiempo de retención (S) | | 30 |
| Dimensiones: Diámetro Arriba de la cámara (m) Debajo de la cámara (m) Altura (m) | 1.20 – 7.30 0.91 – 4.96 2.75 – 4.90 | |
| Tasa de remoción (%) Material retenido en la malla 50 (30 mm) Material retenido en la malla 70 (0.24 mm) Material retenido en la malla 100 (0.15 mm) | | 95 85 65 |

OPERACIÓN DE DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL

Control de la velocidad

En los desarenadores no aereados, el control de la velocidad dentro de la longitud efectiva del canal se realiza a través del uso de una sección de control, es decir un vertedor proporcional, un vertedor Sutro, un medidor Parshall, etc. Estas secciones de control mantienen constante la velocidad dentro del canal en un rango amplio de flujos.

El vertedor proporcional y el tipo Sutro (Fig. 6.17) son ampliamente utilizados en este tipo de trabajos y al compararlos, la única diferencia es que el vertedor proporcional tiene ambos lados curvados y el vertedor Sutro tiene un lado curvado y un lado recto, es decir, es exactamente la mitad del vertedor proporcional. Para determinar las características del flujo cuando se usa un vertedor tipo Sutro como sección de control se pueden usar las siguientes ecuaciones.

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \right)$$

$$Q = b \sqrt{2ag} \left(h + \frac{2}{3} a \right)$$

$$Q_r = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} \left[(h + a)^{3/2} - h^{3/2} \right]$$

Donde:

- a= Altura de la parte rectangular del vertedor en metros
- b= Ancho del vertedor en metros
- y= Altura del líquido
- x= Anchura del vertedor a la superficie líquida
- h= Altura total del vertedor
- Q= Gasto total del vertedor Sutro

Q_1 = Gasto a través de la porción rectangular del vertedor Sutro.

Como se ha mencionado, las descargas para un vertedor tipo proporcional serían simplemente el doble de las obtenidas por las dos últimas ecuaciones.

Las fórmulas anteriores se utilizan para determinar la forma de un vertedor para una capacidad específica. Seleccionando dimensiones apropiadas para a ó b y h , la variable remanente que puede ser a ó b puede determinarse sustituyendo en la ecuación apropiada. Una vez determinadas a y b , x puede calcularse para cualquier valor de y .

El principio básico del vertedor proporcional y del sutro es que el gasto a través de él varía directamente, esto es, que el control de flujo va directamente relacionado con la forma del vertedor.

El vertedor debe mantener la velocidad constante a 30 cm/seg en el canal desarenador.

Calidad y cantidad de arena

La arena normalmente retenida en un desarenador de flujo horizontal y la proveniente de desarenadores ciclónicos varía notablemente desde una arena con gran proporción de materia orgánica putrescible hasta una arena limpia procedente del ciclón.

Las cantidades de arena pueden variar enormemente de una localidad a otra, dependiendo del tipo del sistema de alcantarillado, características de la zona drenada, el estado en que se encuentran las alcantarillas, el tipo de descargas industriales y la proximidad y uso de playas arenosas.

Disposición o eliminación y lavado de arenas

Posiblemente, el método más común de disposición o eliminación de arenas sea el relleno sanitario para evitar condiciones desagradables, en países desarrollados, las arenas son incineradas junto con los lodos. Es recomendable lavar las arenas antes de su disposición.

La característica de la arena recolectada en los desarenadores de flujo horizontal varía ampliamente desde lo que podría considerarse arena limpia hasta aquella que contiene gran proporción de materia orgánica putrescible. La arena sin lavar puede contener hasta un 50% o más de materia orgánica. Este material si no se elimina rápidamente puede atraer insectos y roedores, además presenta un olor desagradable.

Existen varios tipos de lavadores de arenas, Uno de ellos, se basa en un tornillo o rastra inclinada que proporciona la agitación necesaria para la separación de la arena de la materia orgánica y, al mismo tiempo, eleva la arena lavada hasta un punto de descarga situado por encima del nivel del agua, ejemplo en la figura 6.14

EJEMPLOS

1° Diseño de un desarenador del flujo horizontal

Se diseña como un sedimentador, por tratarse de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida, se comporta como sedimentación tipo I (ver capítulo 7).

Datos:

Gasto medio (un solo canal) = $Q_m = 104.54$ l/s

Velocidad horizontal (V_h) = 0.30 m/seg

Tipo de limpieza: manual

Tamaño de partículas a eliminar = 0.20 mm y mayores.

$1 < R < 10$; R = No. de Reynolds

Gravedad específica de las partículas = 2.65

Solución:

1° Carga superficial (Cs)

De la tabla 8.3 (capítulo 8), para arena de cuarzo y de tamaño 0.20 mm, la velocidad de sedimentación = 82 m/h

$$V_o = 82 \text{ m/h} = \frac{82}{3600} \text{ m/seg} = 0.0227 \text{ m/seg} = 0.023 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Cs = 0.023 \text{ m}^3/\text{seg m}^2$$

2° Area horizontal del canal desarenador (A_h)

$$A_h = Q_m / Cs = (104.54 \text{ l/s} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ l}) / 0.023 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}^2 = 4.545 \text{ m}^2$$

3° Longitud del canal (suponiendo un ancho = 0.60 m)

$$L = A_h / \text{ancho} = 4.545 \text{ m}^2 / 0.60 \text{ m} = 7.575 \text{ m}$$

A esta longitud teórica (b) por especificación deberá agregársele 0.5 L

Longitud real del canal = $L' = 7.575 \text{ m} \times 1.5 = 11.36 \text{ m} \approx 11.5 \text{ m}$

4° Area transversal del canal:

$$At = Q / V_h = 104.54 \text{ m}^3/\text{s} / 0.30 \text{ m/s} = 0.3485 \text{ m}^2$$

5° Tirante del canal:

$$H = At/\text{ancho} = 0.3485 \text{ m}^2/0.60 \text{ m} = 0.581 \text{ m}$$

6° Producción de arena:

Si las aguas residuales acarrearán aproximadamente 0.20 m³/semana de arena (0.3 toneladas por semana).

7° Volumen para arena (V_{arena})

$$V_{arena} = \frac{0.20 \text{ m}^3 \cdot / \text{semana}}{4.545 \text{ m}^2} = 0.04 \text{ m de profundidad / semana}$$

Considerando el doble de profundidad (0.08 m), para limpiarlo cada dos semanas

8° Profundidad total del desarenador (H_{tot})

$$H_{tot} = 0.581 + 0.08 = 0.66 \text{ m} = 66 \text{ cm}$$

2° Diseño de una cámara desarenadora de flujo horizontal

Los parámetros para su diseño son:

V = velocidad de flujo, 30 cm/seg.

u = velocidad de sedimentación de las arenas, 2.7 cm/seg (para 20°C y partículas con 0.2 mm de diámetro y $p = 2.65$).

A = área hidráulica de la cámara, $A = Q/V = H W$ (ver figura 7.4 cap. 7)

H = tirante hidráulico, $H = Q / V W$

W = ancho de la cámara, 0.6 m (mínimo recomendable)

L = largo teórico de la cámara, $\frac{L}{V} = \frac{H}{u} \therefore L = \frac{H \cdot V}{u}$

Para efectos de limpieza y mantenimiento se deben considerar dobles cámaras desarenadoras.

Datos:

$Q = 150 \text{ lps}$

$V = 30 \text{ cm/seg}$ (velocidad horizontal del líquido)

$u = 2.7 \text{ cm/seg}$. (velocidad de sedimentación de la partícula de 0.20 mm y mayores)

Cálculo del desarenador:

Área hidráulica de la cámara $A = Q/V = 0.15/0.3 = 0.5 \text{ m}^2$

Ancho de la cámara $W = 0.6 \text{ m}$

Tirante hidráulico $H = Q / V W = 150/(0.6 \times 0.3) = 0.83$

Largo teórico de la cámara $t = L/V = H/u \quad L = HV/u$

$L = (V) H/u = (0.83/0.027)(0.3)$

$L = 9.26 \text{ m}$

Longitud de la cámara, $L' = 1.5L = 13.89 \text{ m} \approx L' = 14 \text{ m}$

Acumulación de arenas

Suponiendo que se acumulan de 0.01 a 0.06 $\text{m}^3/1000 \text{ m}^3$ (dato de laboratorio) de agua residual tratada.

Si se calcula para 0.03 m^3 de arena por cada 1000 m^3 de agua residual, se tiene:

$$0.03 \text{ m}^3 (0.15 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 1000 \text{ m}^3)(86400 \text{ s/d}) = 0.3888 \text{ m}^3/\text{día}$$

3° Diseño de un vertedor proporcional

Se definen valores para los parámetros indicados en la figura 6.18.

El proporcional es el doble del sutro, por ello en la fórmula se multiplica por 2.

Suponiendo:

$$a = 2.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

$$H = 0.83 \text{ m}$$

$$h = 0.83 - 2/3 (0.025) = 0.81$$

Con los datos anteriores se calcula el caudal máximo del vertedor

$$Q = 2 (0.30) \sqrt{[2(0.025) 9.81 (0.81 + 2 / 3 (0.025))]}$$

$$Q = 0.6 \sqrt{[0.099 (0.8266)]}$$

$$Q = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

4° Diseño de un Canal Parshall

Este sistema es el más utilizado porque su morfología no permite que los sólidos transportados por las aguas residuales se acumulen en alguna de sus partes y además porque tiene la característica que el caudal es una función lineal de la altura del tirante a la entrada del dispositivo.

Consiste de una garganta de corta longitud y paredes paralelas precedida por una sección convergente y seguida por una sección en expansión. En la sección convergente el piso es horizontal, tiene pendiente descendente en la garganta y está inclinada hacia arriba en la expansión. La figura 6.18 muestra las partes principales de un canal Parshall

El Canal Parshall puede usarse con un grado máximo de sumergencia a la salida sin que se alteren sus condiciones de funcionamiento (Operación modular) o con descarga sumergida (Operación no-modular), así es que se deben tener dos puntos de medición de carga hidráulica: el punto de medición aguas arriba situado en la sección convergente a una distancia de dos tercios antes de la garganta (h_1) y el punto de medición aguas abajo situado en el extremo de salida de la garganta de paredes paralelas (h_w). Ambas medidas a partir del nivel de plantilla horizontal de sección convergente. (Figura 6.18).

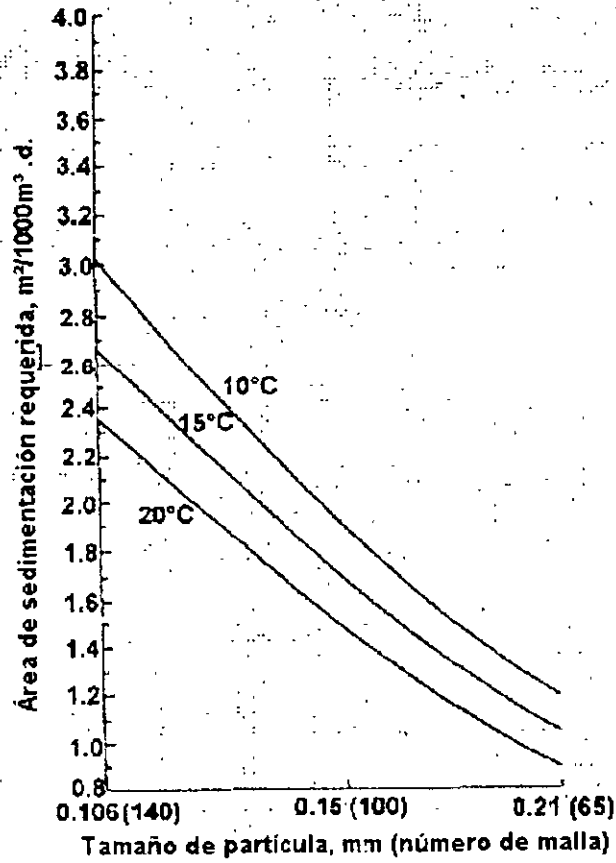


Figura 6.16 Area requerida para desarenador de sección cuadrada (detritus) por cada 1000 m³ de aguas residuales para la sedimentación de partículas con gravedad específica = 2.65 a las temperaturas indicadas.

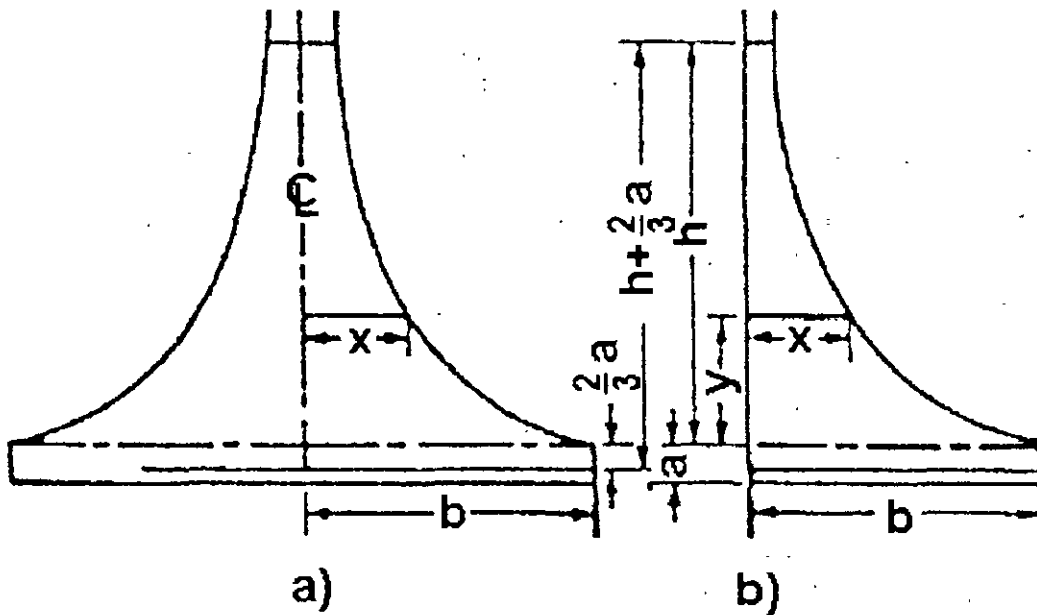


Figura 6.17 Elementos de un vertedor proporcional (a) y de un vertedor tipo sutro (b)

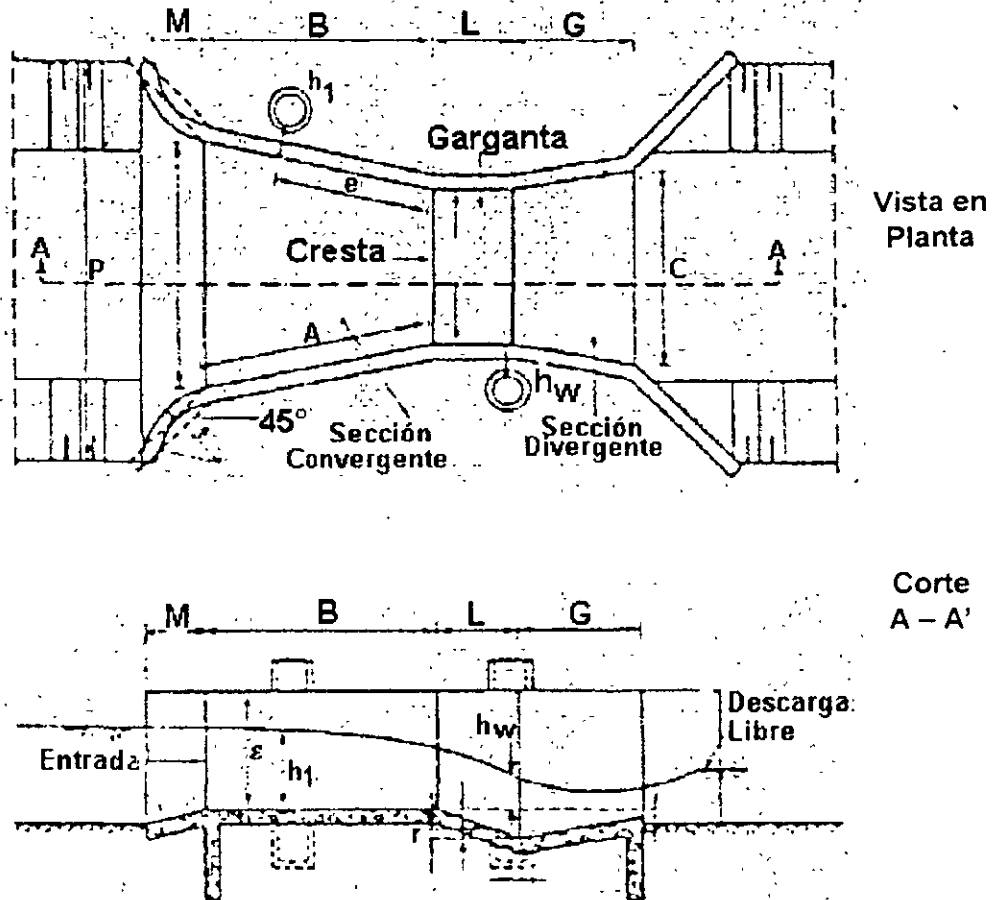


Figura 6.18 Geometría de un canal parshall

Existen 22 diseños estándar, cubriendo un intervalo de caudales desde 0.1 lps hasta 93 m^3/s , el intervalo de descarga de cada tamaño estándar, se traslapa con los inmediatos inferior y superior. Al ancho de la garganta de paredes paralelas puede variar desde 25.4 mm (1 pulgada) hasta 15.24 m (50 pies). Sin embargo, el intervalo de dimensiones estándar de mayor interés para el diseño hidráulico en ingeniería sanitaria, se muestra en la Tabla 6.8.

En la tabla 6.8 la ecuación de la descarga para cada canal estándar, corresponderá la descarga modular (descarga libre) y son válidas para un intervalo de valores del cociente h_w/h_1 siendo el límite superior (límite modular) una función del ancho de garganta "w" (h_w = carga hidráulica en extremo aguas abajo de garganta, h_1 = carga hidráulica en punto especificado de sección convergente). Para canales de garganta con ancho "w" hasta de 76.2 mm (3 pulgadas) el límite es 0.5. Para anchos de garganta de 152.4 mm (6 pulgadas) a 228.6 mm (9 pulgadas) el límite es 0.6; para gargantas con ancho de 304.8 a 2,438.4 mm (1 a 8 pies) el límite es 0.7. En la tabla 6.9 se resumen las relaciones para calcular los caudales cuando se tiene un flujo modular. El límite modular es la condición en donde el nivel de las aguas de descarga tiene la suficiente altura para empezar a afectar el funcionamiento del canal Parshall.

Tabla 6.8 Características de descarga de canales parshall (Ackers, 1978)

| ANCHO DE GARGANTA W | INTERVALO DE DESCARGA | | ECUACIÓN DEL GASTO Q; M ³ /S H _i ;M | INTERVALO DE CARGA HIDRÁULICA | | LÍMITE MODULAR h _w /h _i |
|------------------------|-----------------------|------------------|--|-------------------------------|-----------------------------|--|
| | mínimo Q; lps | máximo Q; lps | | mínimo h _i ;m | máximo h _i ;m | |
| 3 in | 0.77 | 32.1 | 0.1771h _i 1.550 | 0.030 | 0.33 | 0.5 |
| 6 in | 1.50 | 111.0 | 0.3812h _i 1.580 | 0.030 | 0.45 | 0.6 |
| 9 in | 2.50 | 251.0 | 0.5354h _i 1.530 | 0.030 | 0.61 | 0.6 |
| 1 ft | 3.32 | 457.0 | 0.6909h _i 1.520 | 0.030 | 0.76 | 0.7 |
| 1.5 ft | 4.80 | 695.0 | 1.0560h _i 1.538 | 0.030 | 0.76 | 0.7 |
| 2 ft | 12.10 | 937.0 | 1.4280h _i 1.550 | 0.046 | 0.76 | 0.7 |
| 3 ft | 17.60 | 1,427.0 | 2,1840h _i 1.566 | 0.046 | 0.76 | 0.7 |
| 4 ft | 35.80 | 1,923.0 | 2,9530h _i 1.578 | 0.060 | 0.76 | 0.7 |
| 5 ft | 44.10 | 2,424.0 | 3,7320h _i 1.587 | 0.076 | 0.76 | 0.7 |
| 6 ft | 74.10 | 2,929.0 | 4,5190h _i 1.595 | 0.076 | 0.76 | 0.7 |
| 7 ft | 85.80 | 3,438.0 | 5,3120h _i 1.601 | 0.076 | 0.76 | 0.7 |
| 8 ft | 97.20 | 3,949.0 | 6,1120h _i 1.607 | 0.076 | 0.76 | 0.7 |

Tabla 6.9 Relaciones para calcular el caudal a través de un canal parshall en función del ancho de la garganta.

| ANCHO DE LA GARGANTA | | ECUACIÓN |
|-----------------------|---------------|---|
| 76.2 mm | (3 in) | Q = 0.1777h _i 1.550 |
| 152.4 mm | (6 in) | Q = 0.3812h _i 1.580 |
| 228.6 mm | (9in) | Q = 0.5354h _i 1.530 |
| 304. 8 mm a 2438 4 mm | (1 ft a 8 ft) | Q = 0.3716 w (h _i /0.3048) ^A donde: A = 1.569 _(w) 0.026 |

Nota: h_i es el tirante (altura; en m) a la entrada del dispositivo, w es la anchura (en m) de la garganta y Q es el caudal (en m³/s)

Cuando el nivel aguas abajo (h_w) asciende por encima del limite modular para descarga libre, el valor del caudal se obtiene aplicando factores de corrección.

5° Diseño de un desarenador aerado

Datos

Gasto promedio de 0.5 m³/s., y gasto máximo (pico) = 1.38 m³/s.

Solución:

1. Determinar el volumen del desarenador. Debido a que será necesario drenar el tanque periódicamente para mantenimiento rutinario, se usarán dos tanques desarenadores. Suponiendo que el tiempo de retención promedio a gasto máximo es igual a 3 minutos:

$$\text{Volumen del desarenador} = (1/2)(1.38 \text{ m}^3/\text{s}) 3 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} = 124.2 \text{ m}^3$$

2. Determinar las dimensiones del desarenador. Usar una relación profundidad/ancho de 1.2:1 y suponer que el ancho = 3.0 m
 - a) La profundidad = 1.2 (3 m) = 3.6 m.
 - b) Longitud = Volumen/ancho por profundidad = $124.2 \text{ m}^3 / 3 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} = 11.5 \text{ m}$.
 - c) Incrementar la longitud un 15% para tomar en cuenta las condiciones de entrada y salida: Longitud ajustada = $11.5 \text{ m} \times 1.15 = 13.2 \text{ m}$.

3. Determinar el requerimiento del suministro de aire. Suponer que 0.04 m³/min. m de longitud serán adecuados:

$$\text{Requerimiento de aire (en longitud)} = 13.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}^3/\text{min. m} = 3.96 \text{ m}^3/\text{min.}$$

4. Estimar la cantidad de arena que debe ser manejada. Suponer un valor de 0.015 m³ por cada 1000 m³ de aguas residuales.

$$\text{Volumen de arena} = (1.38 \text{ m}^3/\text{s}) \times 86400 \text{ s/d} \times 0.015 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3 = 1.81 \text{ m}^3/\text{dia}$$

OBSERVACION: En el diseño de desarenadores aerados es especialmente importante que el tamaño de las unidades para el manejo de la arena este basado en el gasto máximo.

6.3 FLOTACION

PROBLEMAS GENERADOS POR LAS GRASAS Y ACEITES.

Se entiende por grasas y aceites al conjunto de sustancias pobremente solubles que se separan de la porción acuosa y flotan formando natas, películas y capas iridiscentes sobre el agua y son las principales lípidos de importancia.

Son importantes los volúmenes de grasas que se vierten en los colectores, procedentes de: a) los garages y talleres(desprovistos generalmente de separadores de grasa en el albañal interior); b) hogares y calefacciones; c) lavaderos, d) mataderos y e) el escurrimiento superficial en colectores unitarios.

Las grasas han creado muchos problemas en la técnica de tratamiento de las aguas residuales, especialmente en los elementos y procesos siguientes:

- En rejillas finas causan obstrucciones que aumentan los gastos de conservación.
- En los sedimentadores forman una capa superficial que dificulta la sedimentación al atraer hacia la superficie pequeñas partículas de materia orgánica.
- En el tratamiento por el sistema de lodos activados dificultan la correcta aireación disminuyendo el coeficiente de transferencia al 55-70% al subir las grasas de 0 a 70 mg/l, y participan en la producción del fenómeno de "bulking".
- Perturban el proceso de digestión de lodos.
- La D.Q.O. se incrementa en un 20 a 30%, por ejemplo en los rastros aumenta de un 8 a un 15% por las grasas contenidas en los líquidos vertidos.

Las cantidades de grasas incorporadas en las aguas residuales son muy variables, pero, para aguas urbanas, pueden considerarse unas cifras de 24 g por habitante y día, o bien el 28% de los sólidos en suspensión; para evitar o disminuir la existencia de grasas en el alcantarillado la solución sería la instalación de cámaras desgrasadoras en los establecimientos donde éstas se produzcan.

SEPARADORES DE GRASAS Y ACEITES

Para la industria petrolera la tecnología convencional de los sistemas de flotación para la separación de aceites y sólidos en suspensión en agua fueron desarrollados originalmente por la industria del petróleo. Para tratar las aguas residuales de la industria del petróleo se han empleado tres tipos de separadores: API, PPI y CPI.

La función principal de los separadores API (siglas de American Petroleum Institute) es separar el aceite libre del agua residual, pero como no es capaz de separar sustancias solubles ni de romper emulsiones, nunca debe emplearse en dichas funciones. Sin embargo, lo mismo que en cualquier otro equipo de sedimentación, a la vez que el aceite se separa, se sedimentan los sólidos en suspensión. El diseño de los separadores se basa en la velocidad ascensorial de partículas esféricas de aceite de un diámetro de 0.015 cm. Para este tamaño de partículas el número de Reynolds es inferior a 0.5 y hay que aplicar la ley de Stokes. En la figura 6.19 puede verse un diagrama de un separador tipo API.

La tecnología ha avanzado mejorado el grado de eliminación mediante separadores de agua-aceite más eficaces como son los PPI y CPI; además con las unidades de flotación con aire.

En los separadores PPI (Paralele Plate Interceptor) las mejoras corresponden a la incorporación de placas paralelas inclinadas en los canales de un separador API convencional. De esta manera se consigue la separación de partículas de aceite menores de 150 μm , un rendimiento mayor, menos espacio y un costo menor que en el caso de un separador API. La figura 6.20 es el esquema de un separador PPI.

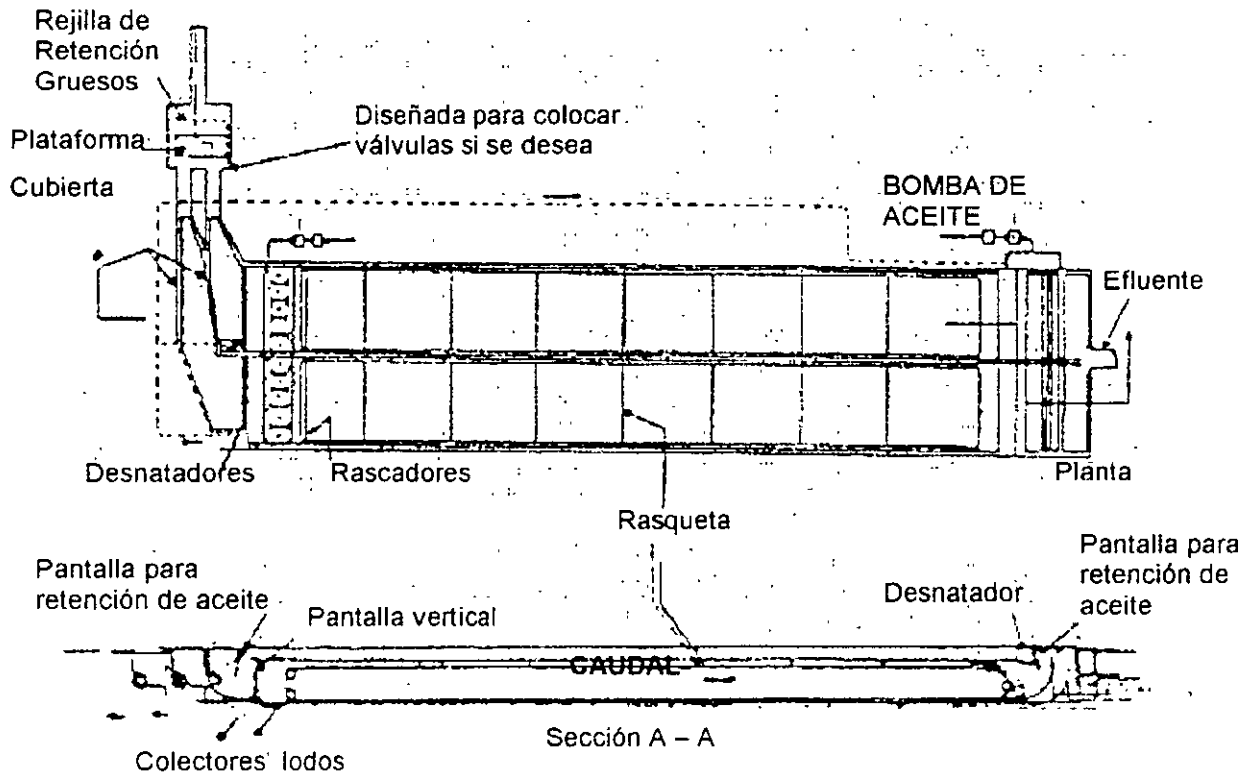


Fig. 6.19 Separador API agua-aceite (manual on disposal of wastes-volume on liquid wastes).

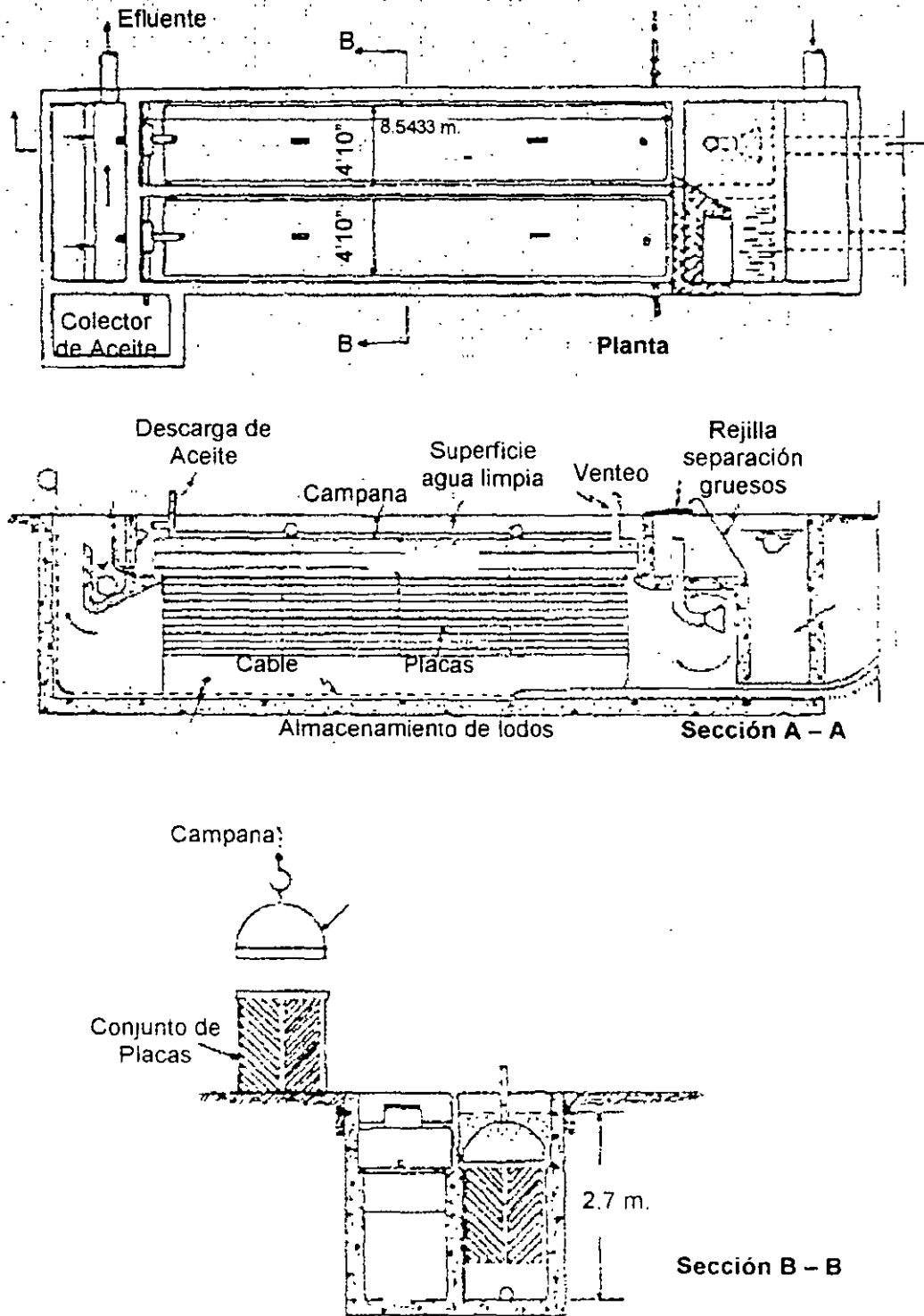
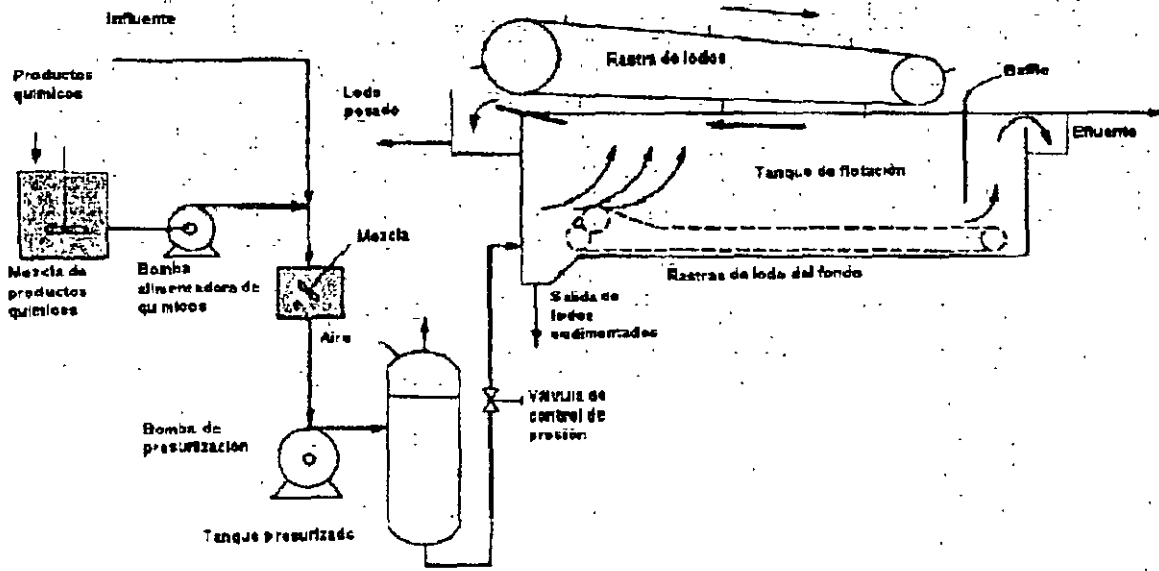
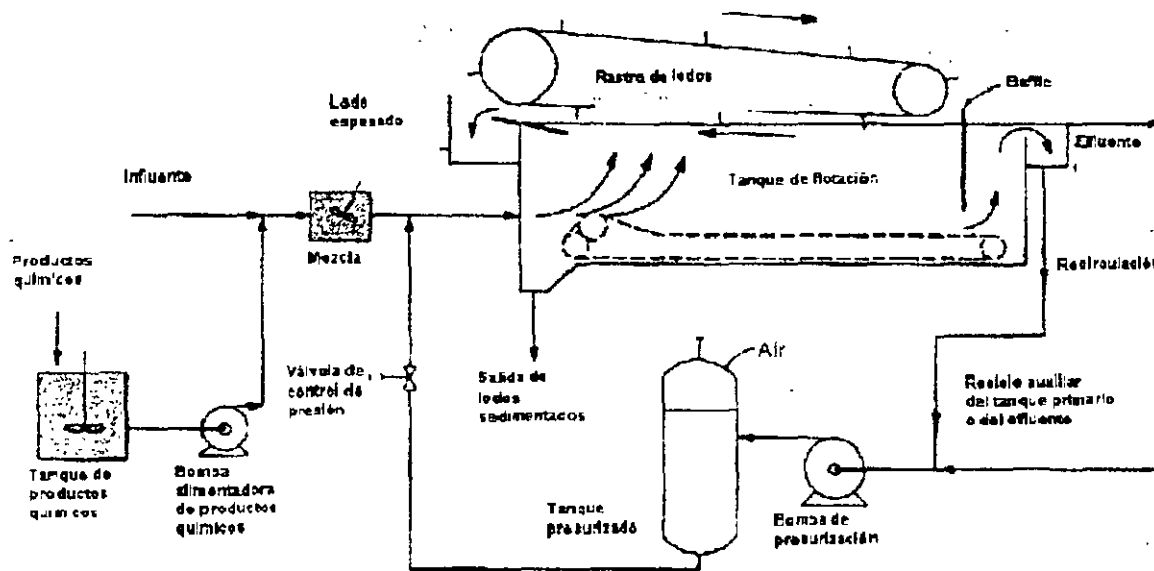


Fig 6 20 Separador PPI

El separador CPI (Corrugated Plate Interceptor) representa un perfeccionamiento del PPI, emplea placas corrugadas con una inclinación de 45 ° con respecto a la horizontal en la dirección del flujo de agua residual. Además de las ventajas del PPI sobre el API, el CPI resulta más económico que el primero y los rendimientos en la separación de aceite son mayores



(a)



(b)

Figura 6.21 Tanques de flotación con aire disuelto (a) sin recirculación, (b) con recirculación

SEPARADORES POR FLOTACIÓN CON AIRE A PRESIÓN O DE AIRE COMPRIMIDO.

Los sistemas de flotación con aire a presión permiten separar partículas sólidas o líquidas de baja densidad, de la fase líquida (fig. 6.21). La separación se logra introduciendo burbujas de un gas en la fase líquida (usualmente aire). La fase líquida se presuriza entre 2-4 atmósferas, en presencia de suficiente aire para lograr la saturación de aire en el agua. Entonces el líquido, saturado de aire, se despresuriza a la presión atmosférica mediante una válvula reductora de presión, diminutas burbujas de aire se liberan de la solución debido a la despresurización. Los sólidos suspendidos o las partículas líquidas, como por ejemplo, de aceite, flotan por el efecto de las diminutas burbujas de aire, debido a que la acumulación de pequeñas burbujas de aire en la superficie de las partículas de grasa disminuye su densidad y aumenta su diámetro efectivo, lo que da como resultado una rápida separación del cuerpo de agua, lo que permite que se eleven hacia la superficie del tanque.

Los sólidos suspendidos concentrados se separan como natas de la superficie del tanque, por medio mecánicos, mientras el licor clarificado se drena cerca del fondo y parte de él se puede recircular.

En el tratamiento de las aguas residuales, la flotación se emplea para los siguientes propósitos:

- 1) Separación de grasas, aceites, fibras y otros sólidos de baja densidad, en las aguas residuales.
- 2) Espesamiento de lodos de los procesos de lodos activados, y
- 3) Espesamiento de lodos químicos floculados, que resultan del tratamiento de coagulación química.

Aplicación en Refinerías En la refinería mas grande de Argentina (YPF en La Plata) se instaló un sistema de tratamiento para obtener un efluente de 5 ppm de petróleo, el proceso fue diseñado en tres fases 1° separadores de placas corrugadas (CPI), 2° unidades de flotación con aire a presión y 3° filtros de lechos profundos con cáscaras de nueces (Tomado de: "Prevención de la Contaminación", vol. 4, no. 4, agosto 1996).

TANQUES DESNATADORES

Un tanque desnatador es una unidad construida de tal manera que el material flotante se remueve, y el agua fluye constantemente hacia fuera de la unidad por debajo de una cortina. Esto se puede lograr en un tanque individual o como combinación del sistema de sedimentación primaria, dependiendo del proceso y naturaleza del agua residual. La mayoría de los tanques desnatadores son de forma rectangular y tienen un tiempo de retención de 1 a 15 minutos. La salida del agua residual, la cual se encuentra sumergida, se localiza en el lado opuesto del influente a una elevación menor para mejorar la flotación de las grasas y aceites y/o sustancias flotantes, el uso de tanques con dos compartimentos en serie mejora la eficiencia de remoción de grasas y aceites. Los criterios de diseño establecidos por la CNA son:

| Parámetro | Dimensión |
|--|-------------|
| Diámetro teórico de la gota de aceite [cm] | > 0.015 |
| Carga hidráulica superficial [L/seg-m ²] | 0.25 – 1.00 |
| Tanques rectangulares [gpm/pie ²] | 0.40 – 1.60 |
| Carga hidráulica superficial [L/seg-m ²] | 1.40 – 4.20 |
| Tanques circulares [gpm/pie ²] | 2.10 – 6.20 |
| Velocidad de flujo a través del tanque [m/hr] | 18.0 – 55.0 |
| [pies/min] | 1.00 – 3.00 |
| Ancho del tanque [m] | 2.00 – 6.00 |
| [pies] | 6.70 – 20.0 |
| Tirante de agua [m] | 1.00 – 2.50 |
| [pies] | 3.30 – 8.30 |
| Tiempo de retención [min] | 1.00 – 15.0 |

6.4 IGUALACION, HOMOGENIZACIÓN Y NEUTRALIZACIÓN

Las plantas de tratamiento son diseñadas considerando que tanto el gasto como las concentraciones de contaminantes son constantes con ciertas variaciones, sin embargo, existen variaciones en estos parámetros que pueden influir negativamente en las eficiencias de los diversos procesos. La uniformización del flujo (igualación o regularización) y de las concentraciones (homogenización) se usa para corregir estas variaciones, con lo que es posible tener un tipo de aguas residuales homogéneas y condiciones físico-químicas, pH, temperatura, carga orgánica, etc. adecuados para los tratamientos posteriores, esta operación unitaria se hace mediante la utilización de tanques.

La igualación, no solamente amortigua las variaciones diarias de flujo, sino también la variación en las concentraciones de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), sólidos suspendidos y pH durante el día. Además, puede mejorar significativamente el funcionamiento de las plantas existentes y cuando se trate de diseñar un nuevo sistema se reducirá el tamaño de las unidades de tratamiento aguas abajo de éste tanque.

Esta operación, se puede utilizar durante la época de secas cuando existen sistemas de recolección de aguas residuales separados o bien en época de lluvias (periodos de tormentas) cuando existen sistemas de recolección combinados.

LOCALIZACION

Cuando se utilizan tanques de igualación, estos se instalan después del tratamiento preliminar (cribado y remoción de arenas) y pueden localizarse ya sea en la línea del tratamiento o en paralelo, colocándolos fuera de ella

En el primer caso, el tanque recibe el total del gasto de entrada y se bombea mediante un caudal constante a las demás unidades de tratamiento. En los tanques construidos fuera de la línea de tratamiento, el flujo excedente al caudal promedio diario, se canaliza a éste tanque a través de una estructura derivadora. Cuando el caudal del influente es menor al

promedio diario se tendrá que bombear agua desde este tanque a las unidades de tratamiento subsecuentes.

El sistema colocado en línea, generalmente proporciona mayor amortiguamiento respecto a las concentraciones de DBO y SS que el sistema colocado en paralelo

El tanque de igualación tendrá fluctuaciones en el nivel de agua por lo que será necesario instalar equipos mecánicos de aireación para mantener mezclados los sólidos en suspensión y conservarlos en condiciones aerobias.

Dependiendo de las descargas de aguas residuales y sus variaciones, en ocasiones se puede diseñar el cárcamo de bombeo para que funcione como un tanque regulador.

DIMENSIONAMIENTO

El volumen requerido para la igualación del caudal se determina mediante la utilización de una curva de masas, en la cual, se gráfica el volumen acumulado del caudal del influente respecto a las diferentes horas del día.

El procedimiento para la obtención de los datos necesarios para el diseño de un tanque variable es el siguiente:

- 1) Determinar el flujo de las descargas, para conocer el patrón de flujo diario de las aguas residuales que se van a tratar.
- 2) Con los datos de flujo instantáneo se construye una gráfica de flujo instantáneo contra tiempo, por un período de 24 horas (Fig. 6. 22).
- 3) Determinar el volumen total diario del agua residual que se va a tratar.
- 4) Calcular el flujo promedio en l/min.
- 5) Hacer una gráfica del volumen acumulado contra el tiempo (de 0 a 24 h). Fig. 6.23 en esta gráfica la línea recta (a) que une el punto cero con el flujo máximo acumulado a las 24 h , representa la tasa constante del efluente homogéneo que sale del tanque (el volumen acumulado del efluente contra el tiempo). La curva (b) representa el flujo del influente acumulado en el tanque contra el tiempo. La curva (c) representa la diferencia entre los valores del recta (a) y la curva (b)

La máxima diferencia positiva entre la recta (a) y la curva (b) representa el nivel mínimo que llegará a tener el tanque. Así mismo la máxima diferencia negativa entre (a) y (b) representa el nivel máximo de agua que llegará a tener el tanque. De esta manera se sabe cuales son los niveles máximos y mínimos del agua en el tanque y el tiempo en que se presentan cada uno.

El valor que corresponde a la curva (c) en el tiempo cero indica el volumen de agua que deberá tener el tanque al iniciar la operación (tiempo cero), de tal manera que en el momento más desfavorable el nivel más bajo que se tenga sea cero, pero nunca valores negativos.

El valor máximo de la curva (c) representa el volumen que deberá tener el tanque de almacenamiento. Este valor es equivalente a la suma de las diferencias máxima positiva y la máxima negativa entre el flujo acumulado del efluente (a) y el flujo acumulado del influente (b). En la práctica la capacidad del tanque debe incluir un volumen de seguridad (al menos 10% del volumen calculado) para evitar que su nivel llegue a cero.

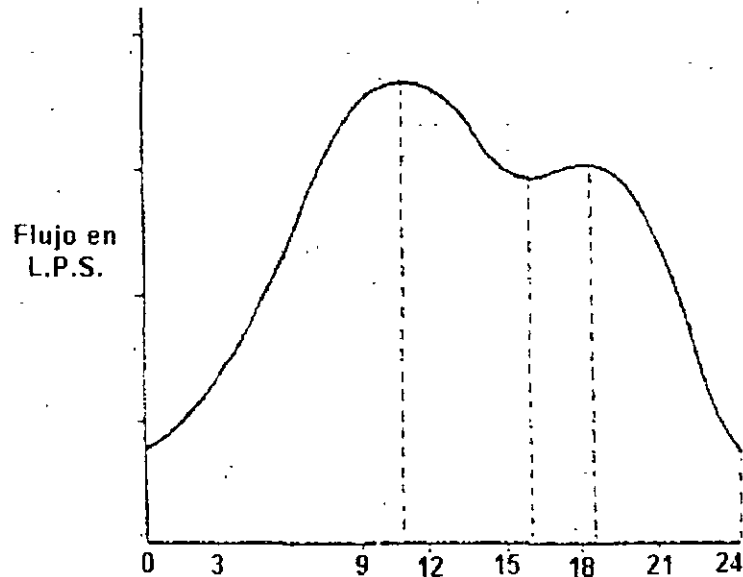


Fig. 6.22 Variación diaria del gasto en la descarga de una industria.

Para determinar el volumen, se traza una línea tangente a la curva de masas del influente en forma paralela a la línea que representa el flujo promedio diario. Por tanto, el volumen requerido es igual a la distancia vertical desde el punto de tangencia a la línea recta que representa el flujo promedio diario (Figura 6.24 a). En caso de que la curva de masas vaya por arriba de la línea del flujo promedio se deberán trazar dos líneas paralelas a la línea del flujo promedio y tangentes a los extremos de la curva de masas del influente (Figura 6.24 b). En este caso, el volumen requerido es igual a la distancia vertical entre las dos líneas.

En la práctica, el volumen del tanque de igualación se incrementa de un 10 a un 20 por ciento respecto al calculado en la teoría para prever incrementos de flujo, espacio libre en los bordes, etc.

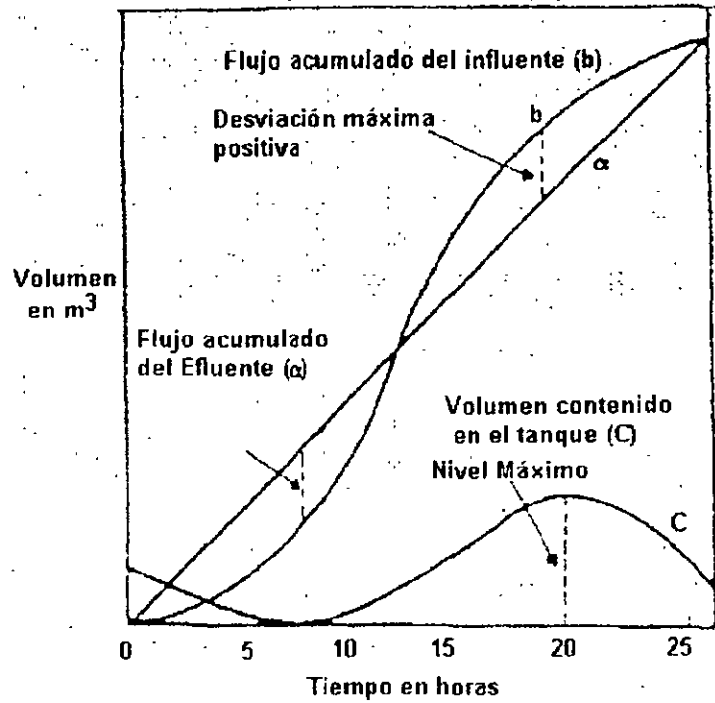


Figura 6.23 Variación de flujo acumulado

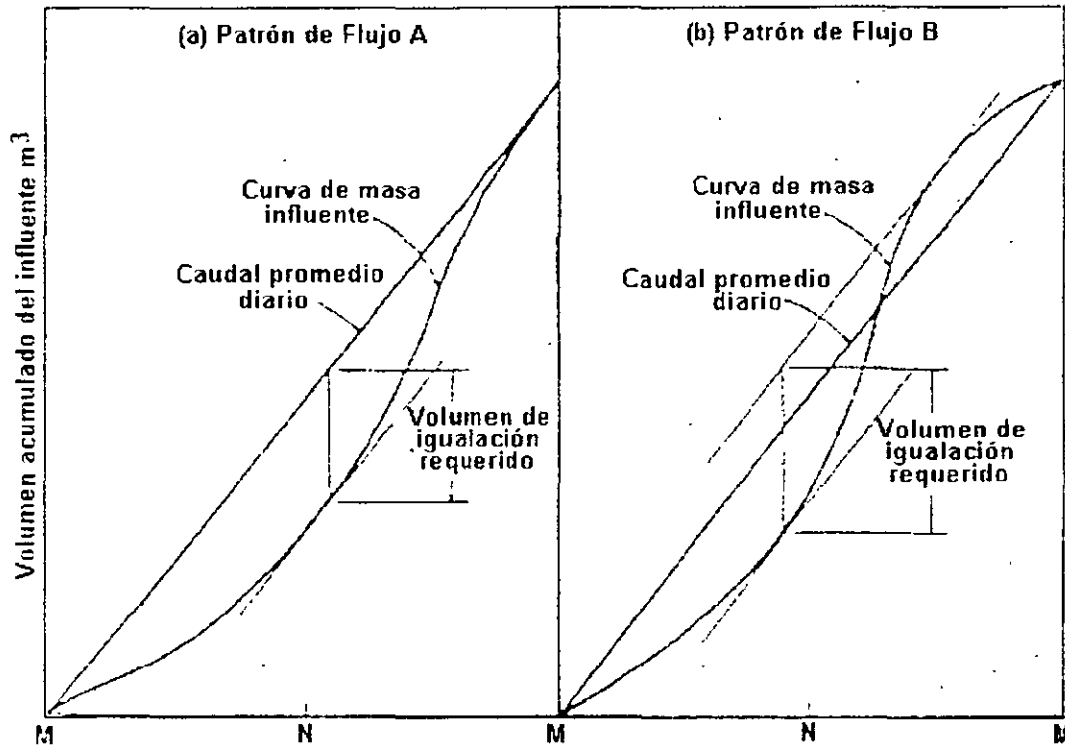


Fig. 6.24 Curvas de masas para la determinación del volumen de igualación requerido para dos patrones típicos de flujo.

EJEMPLO

Utilizando los datos que aparecen en la tabla 6.9 determine: 1) el volumen de almacenamiento requerido para la igualación del caudal, y 2) el efecto de la igualación en la carga de la DBO.

Determinar el volumen requerido del tanque de igualación

- a) La primera etapa consiste en desarrollar la curva acumulada de masas del caudal de aguas residuales. Esto se realiza convirtiendo el caudal promedio durante cada intervalo de una hora a volumen en metros cúbicos, utilizando la siguiente expresión y posteriormente sumando en forma acumulada los volúmenes de cada hora.

$$\text{Volumen, m}^3 = (q_i, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h})$$

Por ejemplo, para los tres primeros intervalos mostrados en la Tabla 6.9, los volúmenes horarios correspondientes son:

$$V_{m-1} = (0.275 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) = 990 \text{ m}^3$$

Para el intervalo 1 - 2:

$$V_{1-2} = (0.220 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})(1.0 \text{ h}) = 792 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado, expresado en metros cúbicos al final de cada intervalo se determina como sigue:

Al final del primer intervalo M-1:

$$V_1 = 990 \text{ m}^3$$

Al final del segundo intervalo 1-2

$$V_2 = 990 + 792 = 1782 \text{ m}^3$$

El flujo acumulado para cada uno de los intervalos horarios se calcula de manera similar y se reporta en la tabla 6.9

- b) La segunda etapa consiste en preparar una gráfica de los volúmenes acumulados del caudal. En la figura 6.25 se puede observar que la pendiente de la línea trazada del origen al punto final de la curva representa el valor del caudal promedio diario que en este caso es igual a $0.307 \text{ m}^3/\text{s}$.
- c) La tercera etapa consiste en determinar el volumen de almacenamiento requerido. Esto se realiza trazando una línea tangente a la curva de masas en forma paralela a la línea que representa el caudal promedio diario. El volumen requerido se representa mediante la distancia vertical existente entre el punto de tangencia y la recta que representa el caudal promedio diario. En nuestro caso, este valor es

Tabla 6.9 Datos de caudal y demanda bioquímica de oxígeno para determinar los efectos de la igualación del flujo del ejemplo

| INTERVALO | CAUDAL PROMEDIO DURANTE EL INTERVALO m ³ /s | VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³ | VOLUMEN ACUMULADO DE FLUJO AL FINAL DEL INTERVALO m ³ | CONCENTRACION N PROMEDIO DE DBO EN EL INTERVALO mg/l (Xc) | CARGA DE DBO DURANTE EL INTERVALO kg/h |
|-----------|---|---|---|--|---|
| M-1 | 0.275 | 990 | 990 | 150 | 149 |
| 1-2 | 0.220 | 792 | 1782 | 115 | 91 |
| 2-3 | 0.165 | 594 | 2376 | 75 | 45 |
| 3-4 | 0.130 | 468 | 2844 | 30 | 23 |
| 4-5 | 0.105 | 378 | 3222 | 45 | 17 |
| 5-6 | 0.100 | 360 | 3582 | 60 | 22 |
| 6-7 | 0.120 | 432 | 4014 | 90 | 39 |
| 7-8 | 0.205 | 738 | 4752 | 130 | 96 |
| 8-9 | 0.355 | 1278 | 5030 | 175 | 223 |
| 9-10 | 0.410 | 1476 | 7506 | 200 | 295 |
| 10-11 | 0.425 | 1530 | 9036 | 215 | 329 |
| 11-N | 0.430 | 1548 | 10584 | 220 | 341 |
| N-1 | 0.425 | 1530 | 12114 | 220 | 337 |
| 1-2 | 0.405 | 1458 | 13572 | 210 | 306 |
| 2-3 | 0.385 | 1386 | 14958 | 200 | 277 |
| 3-4 | 0.350 | 1260 | 16218 | 190 | 239 |
| 4-5 | 0.325 | 1170 | 17388 | 180 | 211 |
| 5-6 | 0.325 | 1170 | 18558 | 170 | 199 |
| 6-7 | 0.330 | 1188 | 19746 | 175 | 208 |
| 7-8 | 0.365 | 1314 | 21060 | 210 | 276 |
| 8-9 | 0.400 | 1440 | 22500 | 280 | 403 |
| 9-10 | 0.400 | 1440 | 23940 | 305 | 439 |
| 10-11 | 0.380 | 1368 | 25308 | 245 | 335 |
| 11-M | 0.345 | 1242 | 26550 | 180 | 224 |
| Promedio | 0.307 | 1106 | | | 213 |

Volumen del tanque de igualación, $v = 4110 \text{ m}^3$

2) Determinar el efecto del tanque de igualación en la carga de DBO. Existen varios métodos para hacer esto, sin embargo, posiblemente el más simple es el que consiste en hacer los cálculos necesarios iniciando con el intervalo horario en que el tanque de igualación se encuentra vacío. En nuestro caso, esto sucede a las 8:30 AM (ver figura 6.25). Por lo tanto, los cálculos necesarios se desarrollarán iniciando con el intervalo de las 8 a las 9 AM.

a) El primer paso es calcular el volumen del agua en el tanque de igualación al final de cada intervalo de una hora. Esto se realiza restando el caudal horario regularizado del caudal del influente. El volumen correspondiente al caudal igualado o regularizado mostrado en la figura 6.23 para un intervalo de una hora es de 1106 m^3 ($0.307 \times 60 \times 60$), es decir $(26550 \text{ m}^3/\text{d})(1.0\text{h})/(24 \text{ h/d})$. Utilizando este valor, se calcula el volumen en almacenamiento mediante la siguiente expresión:

$$V_{sc} = V_{sp} + V_{ic} - V_{oc}$$

Donde

V_{sc} = Volumen almacenado al final del intervalo en estudio.

V_{sp} = Volumen almacenado al final del intervalo previo.

V_{ic} = Volumen del influente durante el intervalo en estudio.

V_{oc} = Volumen del efluente durante el intervalo en estudio (igualado)

Es decir, utilizando los datos de la tabla 6.9 el volumen de igualación para el intervalo de las 8 a las 9 es.

$$V_{sc} = 0 + 1278 - 1106 = 172 \text{ m}^3$$

Para el período de las 9 a las 10 es:

$$V_{sc} = 172 + 1476 - 1106 = 542 \text{ m}^3$$

El volumen de almacenamiento para cada intervalo horario se ha calculado de manera similar y se reporta en la tabla 6.10

b) El segundo paso consiste en calcular la concentración promedio de DBO que sale del tanque de almacenamiento. Esto se realiza mediante la expresión que se presenta a continuación, la cual, se basa en suponer que el contenido del tanque de igualación está completamente mezclado

$$X_{oc} = [(V_{ic})(X_{ic}) + (V_{sp})(X_{sp})] / (V_{ic} + V_{sp})$$

Donde:

X_{oc} = Concentración promedio de DBO en la salida (efluente) del tanque de almacenamiento durante el intervalo en estudio, mg/L.

V_{ic} = Volumen de agua residual del influente durante el intervalo analizado, m^3 .

X_{ic} = Concentración promedio de DBO en el volumen de agua residual del influente, mg/L

V_{sp} = Volumen del agua residual en el tanque de almacenamiento en el intervalo previo, m^3 .

X_{sp} = Concentración de DBO en el agua residual en el tanque de almacenamiento al final del intervalo previo.

Utilizando los datos proporcionados en la tabla 7.10 se calcula la concentración del efluente de la siguiente manera:

Para el período de 8 a 9:

$$X_{oc} = [(1278 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l}) + (0)(0)] / (1278 \text{ m}^3 + 0) = 175 \text{ mg/l} + (0)$$

Para el período de 9 a 10.

$$X_{oc} = [(1476 \text{ m}^3)(200) + (172 \text{ m}^3)(175 \text{ mg/l})] / (1476 + 172) \text{ m}^3 = 197 \text{ mg/l}$$

Todos los valores de concentración se calculan de manera similar. Los resultados se reportan en la tabla 7.10

- c) El tercer paso consiste en calcular la carga horaria utilizando la siguiente expresión.

$$\text{Carga, kg/h} = [(X_{oc}, \text{g/m}^3)(q_i, \text{m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg}$$

Por ejemplo, para el intervalo de 8 a 9, la carga es de:

$$\text{Carga, kg/h} = [(175 \text{ g/m}^3)(0.355 \text{ m}^3/\text{s})(3600 \text{ s/h})] / 1000 \text{ g/Kg} = 193 \text{ Kg/h}$$

Los valores para los intervalos restantes se presentan en la Tabla 6.10 y los valores sin igualación del flujo se reportan en la tabla 6.9

- d) El efecto de la igualación del flujo puede mostrarse gráficamente, trazando la curva de carga de DBO con igualación y la curva de carga normal. Ver Figura 6.26

Tabla 6.10 Calculo para la determinación de los valores de la carga de DBO homogenizada del ejemplo.

| INTERVALO | Vic VOLUMEN DEL CAUDAL DURANTE EL INTERVALO m ³ | Vsc Y Vsp VOLUMEN ALMACENADO AL FINAL DEL INTERVALO m ³ | Xic, Xsp CONCENTRACION PROMEDIO DE DBO DURANTE EL INTERVALO mg/l | Xoc CONCENTRACION DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO mg/l | CARGA DE DBO HOMOGENIZADA DURANTE EL INTERVALO kg/h |
|-----------------|--|--|--|---|---|
| 8-9 | 1278 | 172 | 175 | 175 | 193 |
| 9-10 | 1476 | 542 | 200 | 197 | 218 |
| 10-11 | 1530 | 966 | 215 | 210 | 232 |
| 11-N | 1548 | 1408 | 220 | 216 | 239 |
| N-1 | 1530 | 1832 | 220 | 218 | 241 |
| 1-2 | 1458 | 2184 | 210 | 214 | 237 |
| 2-3 | 1386 | 2464 | 200 | 209 | 231 |
| 3-4 | 1260 | 2618 | 190 | 203 | 224 |
| 4-5 | 1170 | 2680 | 180 | 196 | 217 |
| 5-6 | 1170 | 2746 | 170 | 188 | 208 |
| 6-7 | 1188 | 2828 | 175 | 184 | 203 |
| 7-8 | 1314 | 3036 | 210 | 192 | 212 |
| 8-9 | 1440 | 3370 | 280 | 220 | 243 |
| 9-10 | 1440 | 3704 | 305 | 245 | 271 |
| 10-11 | 1368 | 3960 | 245 | 245 | 271 |
| 11-M | 1242 | 4102 | 180 | 230 | 254 |
| M-1 | 990 | 3986 | 150 | 214 | 237 |
| 1-2 | 792 | 3672 | 115 | 196 | 217 |
| 2-3 | 594 | 3160 | 75 | 179 | 198 |
| 3-4 | 468 | 2522 | 50 | 162 | 179 |
| 4-5 | 378 | 1794 | 45 | 147 | 162 |
| 5-6 | 360 | 1048 | 60 | 132 | 146 |
| 6-7 | 432 | 374 | 90 | 119 | 132 |
| 7-8 | 738 | 0 | 130 | 126 | 139 |
| PROMEDIO | | | | | 213 |

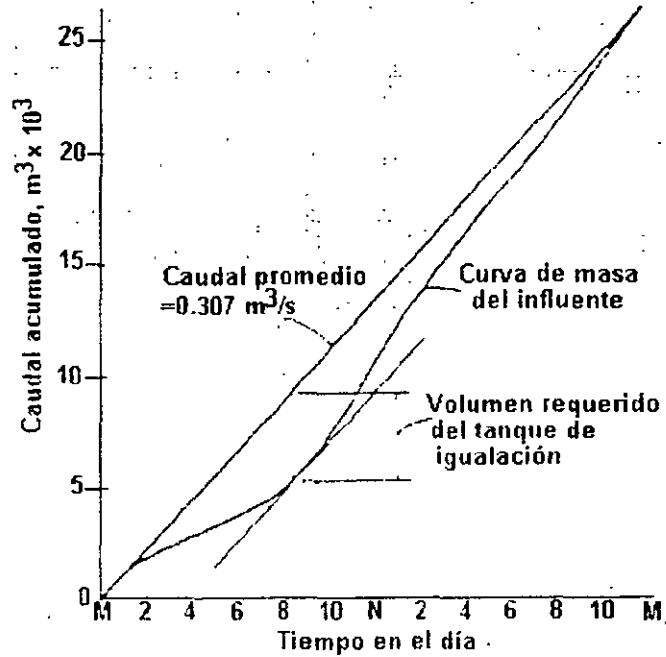


Figura 6.25 Curva de masas para la determinación del volumen del tanque de igualación del ejemplo.

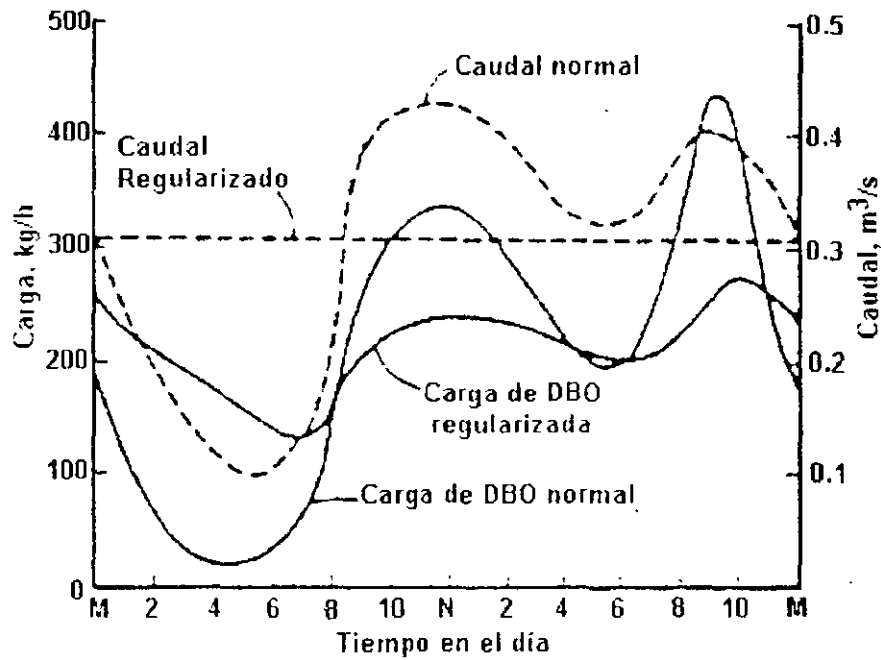


Figura 6.26 Graficación de los valores de caudal y carga de DBO normales y corregidos por igualación del flujo del ejemplo

6.5 PRECLORACION Y PREAERACION

PRECLORACION.

A pesar de que el principal uso de la cloración en el tratamiento de las aguas residuales es con propósitos de desinfección, también se aplica en los primeros pasos de la planta, se conoce como precloración y se utiliza principalmente para el control de olor, corrosión, septicidad y como ayuda en la remoción de grasa.

Control de olor El olor que mas prevalece y mas ofensivo es el que resulta del sulfuro de hidrógeno (H_2S) que se produce por la descomposición de los compuestos de azufre. Esta comprobado que si el sulfuro de hidrógeno es controlado o destruido, los olores procedentes de otros procesos de putrefacción son controlados en forma similar. Sin embargo la destrucción de los sulfuros es seguido por la solubilización de metales pesados en las aguas residuales y puede causar problemas en las plantas que utilizan digestión anaerobia y en la sedimentación primaria.

La reacción de cloro gas con el agua es rápida.



Con un pH de 5 la cantidad de solución de ácido hipocloroso ($HOCl$) es aproximadamente el 100%. Si se le agrega sulfuro de hidrógeno tenemos:



Control de corrosión. El H_2S no solo produce olores desagradables, también puede causar **corrosión en las estructuras de concreto**, el H_2S que se produce en las aguas residuales reacciona con el oxígeno y la atmósfera húmeda arriba de la superficie del líquido para producir ácido sulfúrico que se condensa en los muros del alcantarillado, muros mojados y otras estructuras. Este ácido es tan fuerte que destruye hasta las mejores mezclas de concreto. Al remover el H_2S mediante la cloración, se controla la fuente primaria de olor y corrosión. El cloro puede ser utilizado en forma efectiva para prevenir la formación de hidrógeno de sulfuro al aplicarlo en los cárcamos húmedos al final del emisor, justo antes de las estaciones de bombeo. El punto de aplicación en un emisor es por lo menos de 10 diámetros aguas arriba del punto de descarga para lograr la mezcla y tiempo de reacción.

Prevención de septicidad. Algunos procesos en los tratamientos biológicos son mas eficientes cuando el influente de las aguas residuales son mas frescas o recientes. La eficiencia del tratamiento aerobio se puede afectar adversamente si las aguas residuales llegan sépticas. La precloración se puede usar para prevenir el proceso séptico manteniendo el influente en condiciones frescas. Generalmente la dosis de cloro utilizada para el control de olores también controlará la septicidad.

Remoción de grasa. Muchas plantas de tratamiento tienen problemas por las altas concentraciones de grasa en el influente. La precloración ha tenido varios grados de éxito para remover la grasa. El cloro puede aplicarse como una solución antes o después del tanque sedimentador primario o antes de los tanques de aireación. Con frecuencia una

pequeña cantidad de cloro entre 2 a 4 mg/lit es suficiente para aumentar la remoción de grasas.

Si a la cloración se le incluye aireación, resulta mas efectiva para remover la grasa que utilizar únicamente la cloración. Para este método de tratamiento, el gas cloro se mezcla con el aire que se agrega en los tanques de aireación. También se puede utilizar el equipo convencional de cloración.

PREAERACION

Se ha probado que la aireación de las aguas residuales previo al sedimentador primario puede tener un gran número de efectos deseables, se ha practicado desde hace 50 años en los Estados Unidos, sin embargo su uso no se ha extendido. Su aplicación se ha limitado un poco a ciertos problemas en el tratamiento de las aguas residuales, su uso inicial para el control de olores, y para prevenir la septicidad se ha extendido y cuando se utilizan periodos mas largos de aireación, se obtienen beneficios adicionales. La preaireación se utiliza ahora para llevar a cabo uno o mas de los siguientes objetivos.

1. Control de olores
2. Separación de grasas
3. Prevención de septicidad
4. Separación de arenas
5. Floculación de sólidos
6. Mantener el oxígeno disuelto en los tanque de tratamiento primario en flujo lento
7. Incrementar la remoción de DBO y SS
8. Minimizar depósitos de sólidos en los muros y el piso de los cárcamos húmedos.
9. Mantener en condiciones aerobias el tanque de igualación

Tabla 6.11 'Criterios de diseño Tanques de preaireación (CNA)

| Parámetro | Dimensión |
|---|--------------|
| Tiempo de retención a flujo medio (min) | 10 – 15 |
| Tirante de agua (m) | 4.6 |
| (pies) | 15 |
| Requerimientos de aire ($m^3/h/m^3$ de agua) | 0.5 – 2.0 |
| ($pies^3/h/gal$ de agua) | 0.005 – 0.02 |

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 7 SEDIMENTACION Y SEDIMENTADORES

- 7.1 DATOS BÁSICOS DE SEDIMENTACION**
- 7.2 APLICACIONES**
- 7.3 TANQUES SEDIMENTADORES**
- 7.4 TIPOS DE SEDIMENTACION**
- 7.5 TIPOS DE TANQUES Y CARACTERISTICAS**
- 7.6 FACTORES BASICOS DE DISEÑO**
- 7.7 ESTUDIOS CON TRAZADORES**

7.1 DATOS BÁSICOS DE SEDIMENTACION

Al presente capítulo correspondería el título de **tratamiento primario**, que es la continuación lógica del tren de aguas, pero como este tratamiento corresponde a una sedimentación Tipo II, se prefirió tratar en él todo lo relacionado con el tema de sedimentación para aguas residuales, que además se utiliza en los desarenadores (Tipo I) y en el tratamiento secundario (tipos III y IV).

Por otra parte, existen otras operaciones para la remoción de sólidos suspendidos y flotantes que generalmente son removidos por sedimentadores primarios, estas operaciones son la **flotación** y el uso de **mallas finas**, estas últimas remueven menor cantidad de sólidos y de DBO, lo que debe tomarse en cuenta para tomar decisiones en el diseño del tratamiento secundario para que este sea dimensionado en forma apropiada.

La sedimentación es la separación de partículas suspendidas más pesadas que el agua, mediante la acción de la gravedad. El proceso de sedimentación se basa en la diferencia de gravedad específica entre el material sedimentable y el agua, por consiguiente cualquier factor que afecte tal característica afectará la velocidad de sedimentación.

Cuando en un agua residual los sólidos se separan mediante la acción de la gravedad y la agregación natural de las partículas, la operación recibe el nombre de "sedimentación simple". Si se agregan productos químicos o de otra naturaleza para provocar o favorecer la agregación y asentamiento de la materia finamente dividida y sustancias coloidales, la operación recibe el nombre de "coagulación". En el caso de agregar productos químicos para separar de la solución sustancias disueltas, la operación se describe como "precipitación química".

MOVIMIENTO DE UNA PARTICULA EN UN FLUIDO, LEY DE STOKES

Sedimentación o decantación gravitacional

El movimiento de una partícula en un fluido está determinado por un balance de las fuerzas viscosas de fricción que se oponen al movimiento de las partículas con fuerzas gravitacionales o de otro tipo que causan el movimiento.

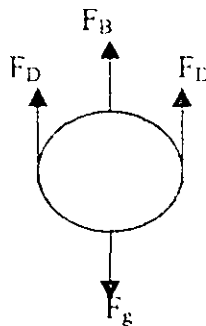


Fig. 7.1 Fuerzas que actúan sobre una partícula que sedimenta a través de aire o agua

Considerando la partícula señalada en la figura, a fin de determinar la velocidad a la que cae (sedimentación), se efectuará un balance de fuerzas. Actúan tres fuerzas: la fuerza gravitacional que la empuja hacia abajo (F_g), una fuerza de flotación que la empuja hacia arriba (F_B) y una fuerza de fricción que la empuja hacia arriba (F_D)

F_g es igual a la constante de gravedad g multiplicada por la masa de la partícula m_p . En términos de densidad, ρ_p , y diámetro D_p de las partículas, m_p es igual a $(\rho_p/6D_p^3)$, por lo tanto

$$F_g = \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g$$

F_B es una fuerza neta que empuja hacia arriba como resultado del aumento de presión conforme hay mayor profundidad. La fuerza de flotación es igual a la constante de la gravedad multiplicada por la masa del fluido desplazado por la partícula

$$F_B = \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g \quad (\rho_f = \text{densidad del fluido})$$

La única fuerza que queda por determinar es la de fricción F_D . Esta fuerza es el resultado de la resistencia que opone el fluido al paso de la partícula y depende de la velocidad a la que la partícula cae a través del fluido, el tamaño de la misma y la viscosidad o resistencia al cizallamiento del fluido (lo espeso). En una amplia gama de condiciones, la fuerza de fricción puede correlacionarse con el número de Reynolds.

La mayoría de las situaciones en que hay sedimentación de partículas implican condiciones de "flujo deslizando" o laminar (Reynolds < 1). En este caso, la fuerza de fricción de Stokes puede utilizarse

$$F_D = 3\pi\mu D_p V_r$$

Donde: μ = viscosidad del fluido y V_r es la velocidad de la partícula con respecto al fluido (velocidad de sedimentación)

Entonces

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= F_g - F_B - F_D \\ &= \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g - \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \\ &= (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \end{aligned}$$

La partícula responderá a esta fuerza según la Ley de Newton, que establece que: la fuerza es igual a la masa multiplicada por la aceleración

$$F_{\text{hacia abajo}} = \rho_p \times \text{aceleración}$$

$$= m p x \frac{dv_r}{dt}$$

La solución indica que, en casi todos los casos de interés ambiental, el tiempo final es muy corto (mucho menos de 1 segundo), por esta razón solo se considera la velocidad de "sedimentación final" o "terminal".

Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal, ya no se acelera, de manera que por lo tanto $F_{\text{hacia abajo}} = 0$. Haciendo que $F_{\text{hacia abajo}}$ sea igual a cero y viendo que V_r es igual a la velocidad de sedimentación, V_s igual a velocidad terminal, obtenemos

$$0 = (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi D_p \mu V_s$$

$$(\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g = 3\pi \mu D_p V_s$$

$$V_s = \frac{g(\rho_p - \rho_f)}{18\mu} D_p^2$$

Velocidad de sedimentación, llamada LEY DE STOKES

EJEMPLO

Para diseñar un desarenador rectangular, utilizado para eliminar partículas grandes (grava o arena) debe determinarse la velocidad de sedimentación de las partículas

Datos

$D_p = 100 \mu\text{m}$; Densidad $\rho_p = 2.65 \text{ gr/cm}^3$; viscosidad del agua (μ) $0.01185 \text{ gr/cm}^2 \text{ seg}$ y la densidad $\rho_f = 1.06 \text{ gr/cm}^3$

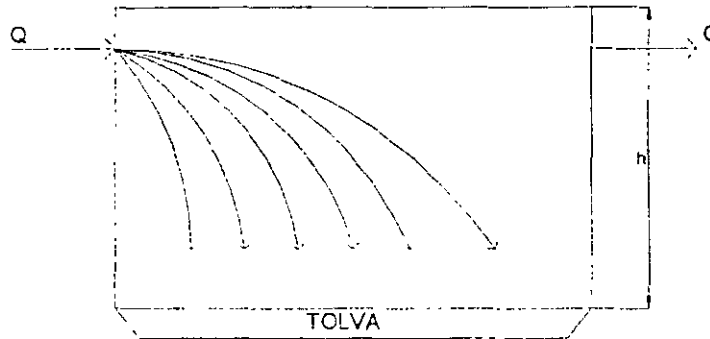
Se pregunta ¿Cuál es la velocidad de sedimentación?

$$V_s = \frac{(2.65 \text{ gr/cm}^3 - 1.06 \text{ gr/cm}^3)(980 \text{ cm/seg}^2)(100 \times 10^{-4} \text{ cm})^2}{(8 \times 0.01185 \text{ gr/cm}^2 \cdot \text{seg})}$$

$$= 0.76 \text{ cm/seg} \approx 27 \text{ m/hora}$$

Métodos para determinar el tamaño mínimo de una partícula removida en una cámara no turbulenta

1º. Flujo descendente

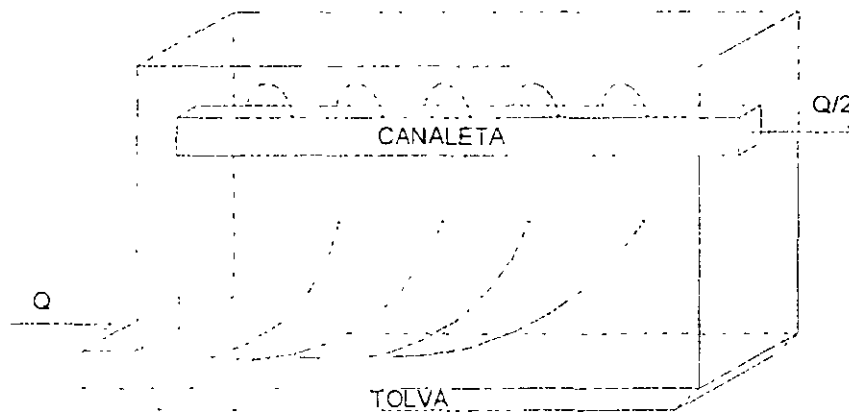


Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara h . La partícula debe caer a esta distancia dentro del tiempo de retención de la cámara

$t_r = \frac{V}{Q}$ por lo tanto la velocidad de sedimentación vertical de la partícula que se requiere

es: $V_s \geq \frac{h}{t_r}$, lo que equivale a $V_s \geq \frac{hQ}{V} \geq \frac{Q}{A}$

2º Flujo ascendente



Aquí se determina la "velocidad de sedimentación mayor que la tasa de derrame", la velocidad vertical se conoce como tasa de derrame (TD) la velocidad de sedimentación es la velocidad a la que una partícula cae con respecto al fluido, la velocidad real hacia abajo de una partícula en esta cámara es igual a $(V_s - TD)$. La partícula sedimentará tan pronto como

su velocidad de sedimentación sea mayor que la tasa de derrame $TD = \frac{Q}{A}$

Donde A = área superficial en la parte superior, por lo tanto la partícula será removida

si $V_s \geq TD$ que equivale a $V_s \geq \frac{Q}{A}$ que es el mismo valor que el encontrado en el flujo descendente

Tabla 7.1 Eliminación de partículas según densidad

| Actuando sobre partículas de densidad mayor que uno |
|--|
| Decantación Natural Floculación Natural-Sedimentación Floculación Química-Sedimentación = Tratamiento Físico-Químico |
| Actuando sobre partículas de densidad menor que uno |
| Flotación Natural Flotación Aireada Flotación por Aire Disuelto (D.A.F.) |

La American Water Works Association ha deducido una tabla de valores hidraulicos de sedimentacion que se presenta en la tabla 7.2

Tabla 7.2 Velocidad de sedimentación y tiempo para diversas partículas.

| Diámetros de partículas en mm | Orden de magnitud | Velocidad de sedimentación mm/seg | Tiempo necesario para decantar un metro |
|-------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|---|
| 10 | Gravilla | 1,000 | 1 segundos |
| 1 | Arena gruesa | 100 | 10 segundos |
| 0.1 | Arena fina | 8 | 2 minutos |
| 0.01 | Cieno | 0,147 | 2 horas |
| 0.001 | Tamaño de bacterias | 0,00154 | 7,5 días |
| 0.0001 | Tamaño de partículas de arcilla | 0,0000154 | 2 años |
| 0.00001 | Tamaño de partículas de coloides | 0,000000154 | 206 años |

FAIR ha deducido las velocidades de sedimentación de partículas de diversas densidades, en función de sus distintos diámetros y para una temperatura de 10° C. En la tabla 7 3 indica un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 7 3 Sedimentación de partículas según FAIR

| Diámetro (mm) | 1.0 | 0.5 | 0.2 | 0.1 | 0.05 | 0.001 | 0.005 |
|--|-----|-----|-----|-----|------|-------|-------|
| Arena de cuarzo (m/h) | 502 | 258 | 82 | 24 | 6,1 | 0,3 | 0,06 |
| Carbón (m/h) | 152 | 76 | 26 | 7,6 | 1,5 | 0,08 | 0,015 |
| Materias en suspensión en el agua residual doméstica (m/h) | 122 | 61 | 18 | 3,0 | 0,76 | 0,03 | 0,006 |

Los pesos específicos, adoptados en el cálculo de los anteriores valores, son $2,65 \text{ Kg/dm}^3$ para la arena de cuarzo, 1,5 para el carbón y 1,2 para las materias en suspensión del agua residual urbana.

La figura 7.1 muestra el porcentaje de eliminación de partículas sedimentables en función del tiempo de sedimentación. Se puede observar que las partículas sedimentables contenidas en aguas residuales municipales sedimentan completamente en 2 horas y que el total del material suspendido sedimenta en un 80% en 5 horas sin alcanzar una mayor eficiencia. Esto se debe a que no todas las partículas contenidas en los sólidos suspendidos son sedimentables. La DBO se reduce en aproximadamente 35 por ciento después de 5 horas y la DQO (como KMnO) alcanza un máximo después de 6 horas.

Analizando la figura, se ve que si el tiempo de sedimentación es de 2 horas, se sedimenta el 100% de la materia suspendida, los sólidos suspendidos totales se reducen en un 70%, la DBO en un 30% y la DQO en 20%.

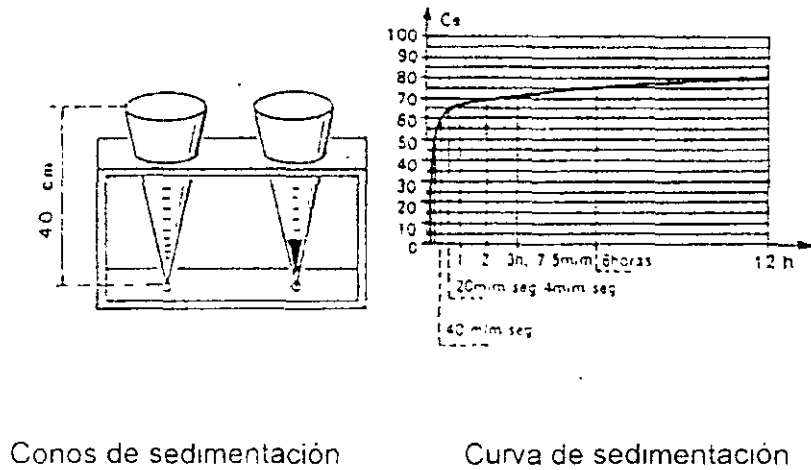


Figura 7.1 Influencia del tiempo de sedimentación sobre partículas contenidas en aguas residuales según Sierp (Imhoff, 1979)

Materia sedimentable y eficacia de la sedimentación.

Se denomina materia sedimentable aquella que se deposita en un cono de ensayo de 40 cm de altura al cabo de dos horas. Y eficacia de sedimentación al porcentaje sobre dicho todo sedimentable en un tiempo determinado.

Las probetas cónicas son de un litro de capacidad y graduadas en centímetros cúbicos a partir de su parte inferior.

La figura 7.1 sirve para el siguiente análisis.

El porcentaje de sedimentación se calcula por la fórmula:

$$100[(a - b) / a]$$

donde:

a = sólidos sedimentables en el agua cruda

b = sólidos sedimentables en el efluente

Todos ellos determinados en las dos horas citadas

Examinando la curva de sedimentación puede advertirse que, al llegar a la hora de reposo, el coeficiente de eficacia, C_e , es de 0,90 a 0,95 de la sedimentación. Es decir que el aumentar el tiempo por encima de una hora no compensa el incremento en la sedimentación.

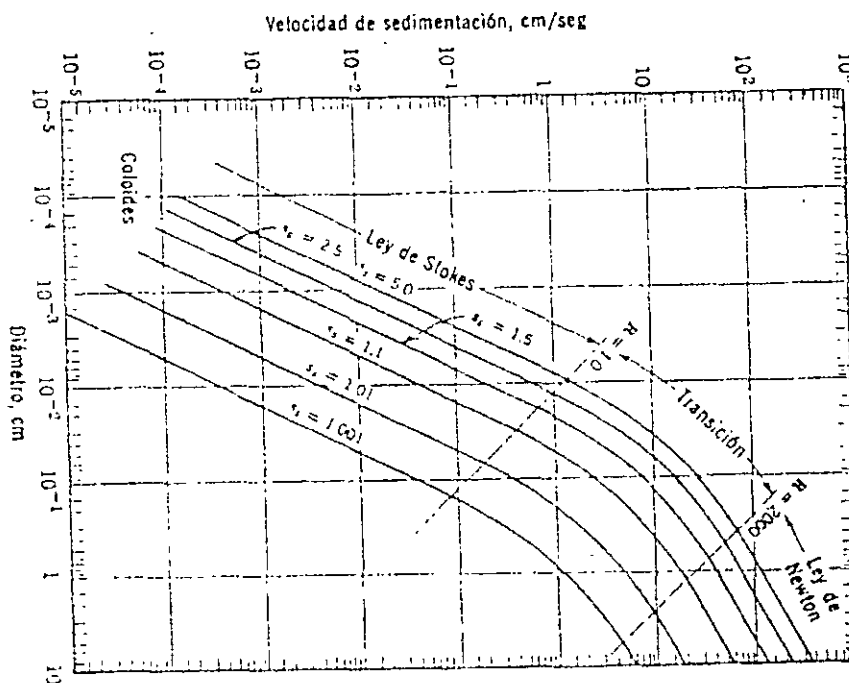


Figura 7.2 Velocidades de sedimentación creciente de partículas discretas esféricas en agua a 10°C. Para otras temperaturas multiplique los valores de Stokes por $v / (1.31 \times 10^{-2})$ donde v es la viscosidad cinemática a la temperatura indicada.

7.2 APLICACIONES

Esta operación unitaria es utilizada en potabilización del agua, tratamiento de aguas residuales y en el tratamiento avanzado de agua.

- Aplicaciones en potabilización del agua:
 - a) Sedimentación simple de aguas superficiales previa al tratamiento de clarificación.
 - b) Sedimentación de agua coagulada y floculada antes de la filtración rápida en lechos granulares.
 - c) Sedimentación de agua coagulada y floculada en el proceso de ablandamiento química del agua.
 - d) Sedimentación de precipitados de hierro y manganeso.
- Aplicaciones en tratamiento de aguas residuales:
 - a) Remoción de arenas, arcillas y limos.
 - b) Remoción de sólidos suspendidos en clarificadores primarios.
 - c) Remoción de flóculos biológicos (flocs) en plantas de tratamiento mediante lodos activados.
 - d) Remoción de humus en plantas de tratamiento mediante procesos biológicos de contacto (filtros percoladores, biodiscos).
- Aplicaciones en tratamiento avanzado de agua:
 - a) Remoción de flóculos coagulados químicamente antes de la filtración.
 - b) Remoción de moléculas

Los principios básicos del proceso de sedimentación son los mismos para cualquier tipo de las aplicaciones señaladas anteriormente

7.3 TANQUES SEDIMENTADORES

En forma genérica se denominan sedimentadores, clarificadores o decantadores a los dispositivos (tanques) utilizados para la separación de partículas que no son retenidas en rejillas (cribas) y desarenadores. Dichas partículas tienen generalmente densidades relativas cercanas a 1g/cm^3 y su velocidad de sedimentación es baja comparada con la arena. Para su separación se requieren tanques relativamente grandes, con volúmenes que proporcionen tiempos de retención hidráulica de hasta varias horas.

Los sedimentadores primarios (tratamiento primario) se utilizan para remover por gravedad sólidos sedimentables previamente a otros tratamientos. Cuando se combina con tratamientos químicos y floculación (tratamiento primario avanzado), las unidades de tratamiento primario pueden remover fosfatos solubles y otros sólidos disueltos e incrementar la remoción de sólidos suspendidos.

Los sedimentadores intermedios o finales (secundarios) se usan para remover sólidos sedimentables producidos en los procesos de tratamiento biológico. Los tanques sedimentadores también se usan para remover sólidos sedimentables que puedan resultar de un tratamiento terciario

El primero en hacer postulado teórico de que el grado de separación de sólidos es independiente de la profundidad del tanque fue Hazen (1904) quien hizo las siguientes consideraciones:

1. El sedimentador se divide en 4 zonas:
 - Zona de entrada;
 - Zona de sedimentación;
 - Zona de lodos;
 - Zona de salida.
2. La trayectoria de flujo es horizontal. La dirección y velocidad son iguales en la zona de sedimentación.
3. La concentración de sólidos es homogénea a todo lo ancho de la zona de entrada.
4. Todas las partículas suspendidas conservan su forma, tamaño y otras características durante el proceso de sedimentación. Lo anterior implica que no hay interferencias y que todas las partículas conservan su velocidad.
5. Se considera que una partícula ha sedimentado cuando toca el piso.

Ninguna de dichas consideraciones es completamente válida en un tanque sedimentador real, tienen valor a nivel teórico que ayuda a explicar el fenómeno.

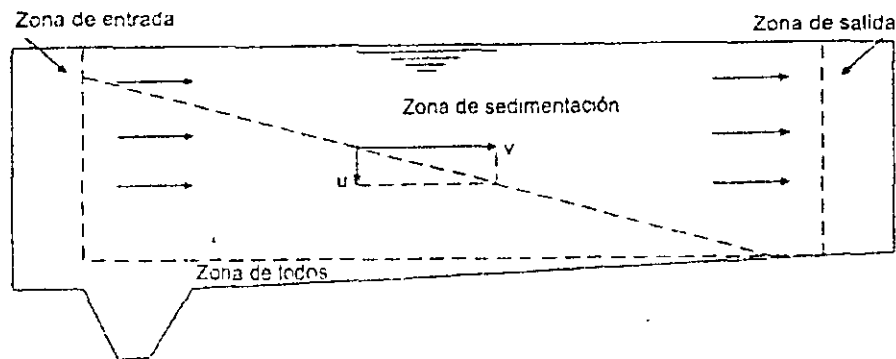


Figura 7.3 Zonas hipotéticas en un tanque sedimentador rectangular

Como consecuencia de la reducción de sólidos suspendidos el tratamiento primario da origen a una reducción de la DBO asociada con la materia orgánica en los sólidos suspendidos que son retirados.

La depuración primaria (sedimentación) puede utilizarse como operación única de un proceso de depuración si las condiciones de vertido al cauce lo permiten; o si razones técnicas o económicas aconsejan un desarrollo en etapas en las que se considera la construcción inicial de un tratamiento primario. Al mismo tiempo que permite una solución provisional y limitada del problema, da la posibilidad de un mayor y más exacto conocimiento del gasto y la calidad del vertido así como las necesidades exactas de corrección para el diseño de la segunda etapa.

Lo normal es que la depuración primaria forme parte de un proceso con otras operaciones y procesos unitarios, para alcanzar la calidad prevista, con el mejor rendimiento económico de todo el sistema. Con este supuesto la depuración primaria se coloca a

continuación del pretratamiento y antes del proceso biológico. Su función básica es reducir la carga contaminante y la eliminación de material inerte (inorgánico), mejorando el rendimiento y las condiciones de funcionamiento de los procesos posteriores.

Las operaciones consideradas como tratamiento primario pueden verse en la tabla 7.1 (la flotación se trató en el capítulo 6).

7.4 TIPOS DE SEDIMENTACION

La sedimentación ocurre de maneras diferentes, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y su grado de floculación. En el agua se pueden encontrar partículas llamadas **discretas granulares**, las cuales no cambian su tamaño o forma o peso cuando se sedimentan y partículas **floculentas grumosas** y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia a medida que se adhieren unas a otras mediante mecanismos de floculación, arrastre o barrido, la existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas, hace necesario considerar tipos desiguales de sedimentación

En desarenadores de aguas residuales, la densidad relativa de las partículas a remover varía entre 1.2 y 2.7. En sedimentadores primarios de aguas residuales, el material orgánico suspendido por remover tiene densidades relativas entre 1.0 y 1.2. En tanques de sedimentación secundaria de floculos biológicos de lodos activados o de filtros precoladores, las partículas suspendidas, compuestas de material orgánico y microorganismos, sedimentan rápidamente a pesar de su densidad relativa baja. Lo anterior permite hacer la siguiente clasificación de sedimentaciones:

TIPO I Sedimentación libre de partículas discretas, no floculentas, en una suspensión diluida.

TIPO II Sedimentación de partículas floculantes en una suspensión diluida.

TIPO III Sedimentación de zona de partículas con concentración intermedia

TIPO IV Sedimentación por compresión.

SEDIMENTACIÓN TIPO I (desarenadores).

Las partículas sedimentan como unidades separadas (partículas discretas) y aparentemente no hay interacción entre ellas, en general son sólidos en suspensión con una masa relativa más grande y en suspensiones no muy concentradas. Se produce en los desarenadores y parcialmente en los sedimentadores primarios, así como en la precipitación química si no existe tratamiento primario

TEORÍA DEL TANQUE IDEAL DE CAMPO

Se basa en las hipótesis siguientes:

- a) La sedimentación de partículas es Tipo 1.
- b) El flujo se distribuye uniformemente a la entrada del sedimentador.
- c) El flujo se distribuye uniformemente a la salida del sedimentador.

- d) Zonas del tanque: entrada, sedimentación, lodos y salida.
- e) Hay una distribución uniforme de partículas en toda la profundidad de la zona de entrada.
- f) Las partículas que entran a la zona de lodos ahí permanecen.

En la fig. 7.4 aparece el diagrama de un tanque ideal rectangular, donde.

V_0 es la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño más pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

Cuando una partícula de este tamaño entra al tanque al nivel del espejo de agua (punto 1), tiene la trayectoria mostrada e intercepta la zona de lodos en el punto 2.

El tiempo de retención, t_r , es igual a

$$V_0 = \frac{H}{t_r} \therefore t_r = H / V_0$$

Se puede exponer también como.

$$V = \frac{L}{t_r} \therefore t_r = L / V$$

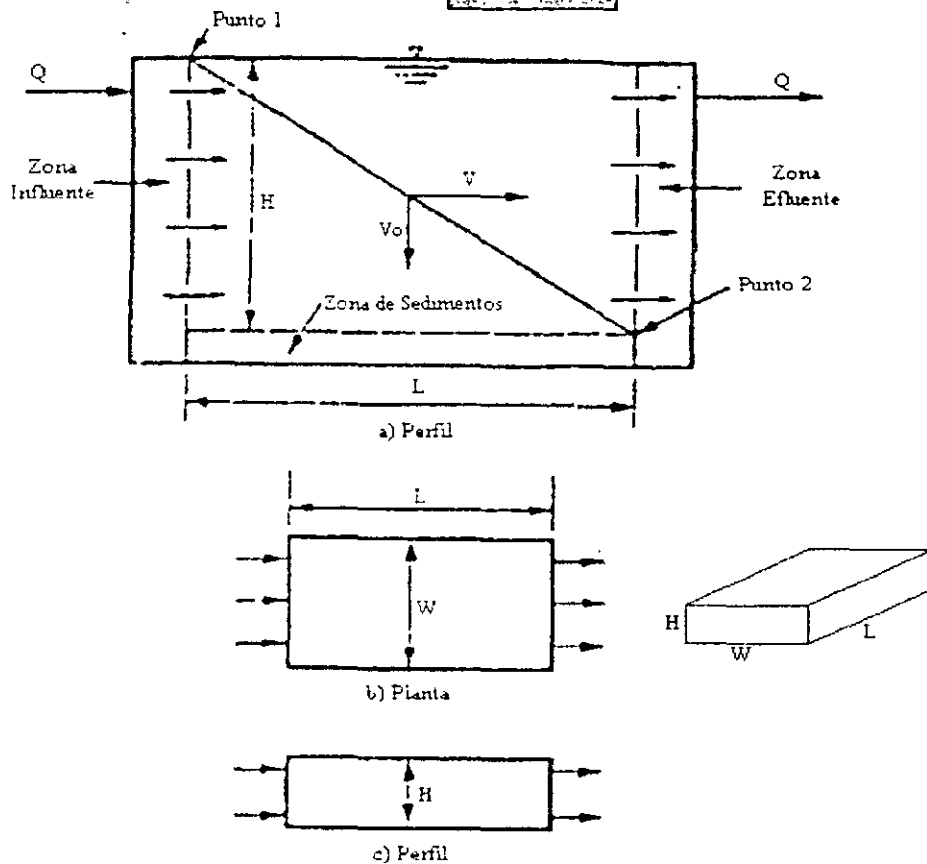


Figura 7.4 Tanque rectangular ideal

La velocidad horizontal, V considerando que

$$Q = V \cdot HW ; V = Q / HW$$

Sustituyendo expresiones:

$$t_r = LWH / Q$$

Como LWH es el volumen del tanque,

$$t_r = Vol / Q$$

Igualando estas ecuaciones de t_r ,

$$LWH / Q = H / V_o$$

$$V_o = Q / LW,$$

$$LW = \text{area superficial} = A_s$$

$$V_o = Q / A_s = C_s = m^3 / \text{seg} \times m^2 = \text{carga superficial}$$

La ecuación anterior muestra que la tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) es equivalente a la velocidad de sedimentación de la partícula de tamaño mas pequeño que se remueve en un ciento por ciento.

- Tanque de sedimentación sección circular

En la Fig 7 5 aparece el diagrama del tanque ideal de sección circular, donde:

$$V = Q / 2 \pi rH$$

$$dH / dr = V_o / V$$

quedando

$$dh / dr = 2 \pi r H V_o / Q$$

integrando

$$\int_{r_1}^{r_2} dH = 2\pi H V_o / Q \int_{r_1}^{r_2} r \cdot dr$$

resolviendo la integral

$$H = 2\pi H V_o / Q \left[r^2 / 2 \right]_{r_1}^{r_2}$$

ó

$$H = \pi H V_o / Q (r_o^2 - r_1^2) = H a_s V_o / Q$$

quedando

$$V_o = Q / A_s$$

Ecuación que es idéntica a la del tanque rectangular.

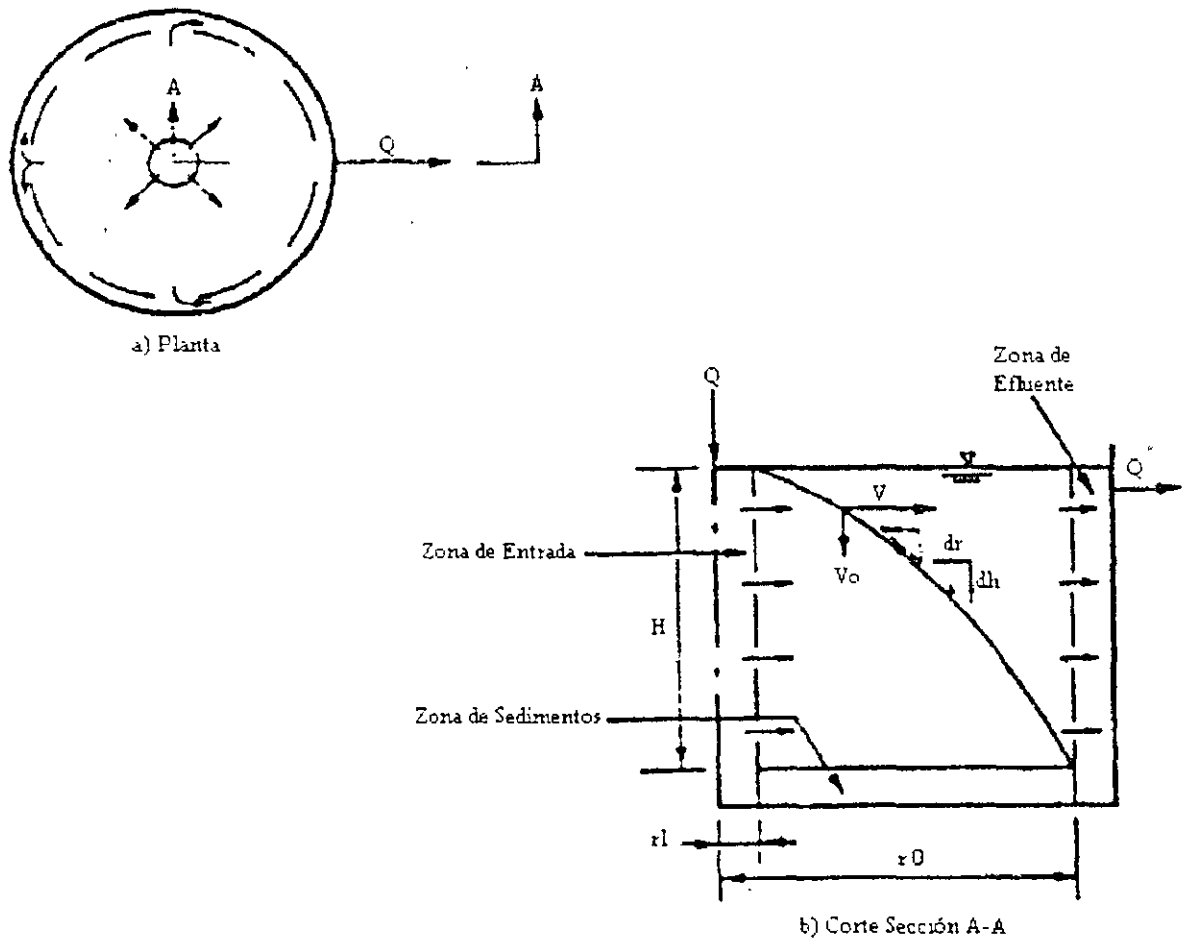


Figura 7.5 Tanque circular ideal

Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas

$$V_1 > V_0$$

$$V_2 < V_0$$

- Condiciones de sedimentación de otros tamaños de partículas.

En las figura 7.6 se muestra que todas las partículas con una velocidad de sedimentación, V_1 , mayor que V_0 se removerán totalmente, dado que su trayectoria intercepta la zona de lodos. Las partículas con una velocidad de sedimentación, V_2 menor que V_0 se removerán en una proporción.

$$V_2 / V_0, \text{ o sea } R_2 = H_2 / H$$

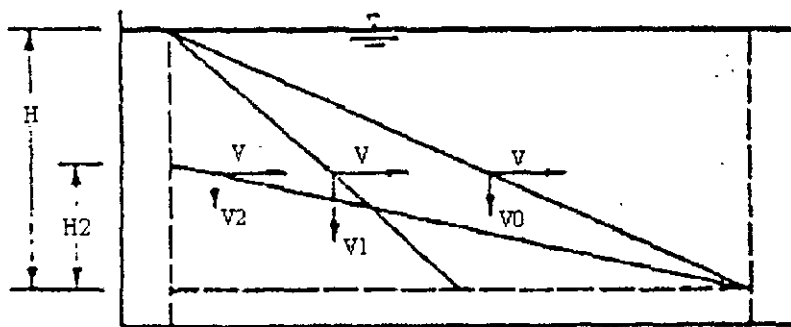


Fig 7.6 Sedimentación de partículas de diferentes tamaños

En las suspensiones que se estudian en el tratamiento de agua, en general se presenta una gran variedad de tamaños de partículas, por lo que se debe evaluar el rango completo de velocidades de sedimentación y por tanto la remoción total que se puede esperar para una tasa hidráulica (tasa de derrame o carga superficial) dada.

EJEMPLO

Se tiene un desarenador con 2 metros de profundidad y el tiempo de retención (t_r) del agua en la cámara es 1 hora ¿cuál es el tamaño mínimo de partículas que se removería completamente por sedimentación?, considerando que cualquier partícula que va al fondo se elimina.

Datos

- $h = 2 \text{ m,}$
- $t_r = 1 \text{ hora}$
- Densidad arena 2.65 g/cm^3
- $\mu = 0.01185 \text{ gr/cm s}$

Solución

Es necesario que la distancia recorrida por las partículas durante el paso a través del desarenador sea igual a la profundidad del mismo. Esto es una velocidad de sedimentación mínima para remover el 100%

$$V_s > \frac{2m}{1h} \times \frac{h}{3600s} \times \frac{100cm}{m} = 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Considerando la Ley de Stokes para la velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{(980 \text{ cm/seg})(2.65 - 1.00 \text{ g/cm}^3)}{18(0.01185 \text{ gr/cm}\cdot\text{seg})} D_p^2 > 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Despejando D_p^2

$$D_p^2 > 7.39 \times 10^{-6} \text{ cm}$$

$$D_p > 2.7 \times 10^{-3} \text{ cm} > 0.0027 \text{ cm} > 27 \mu\text{m}$$

- Para el análisis experimental se puede utilizar
 - Columna de sedimentación (figura 7.7)
 - Proceso cerrado (batch)
 - Suspensión homogeneizada.

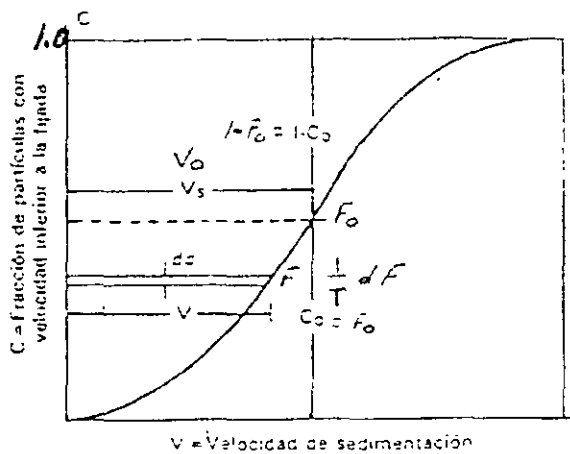


Fig. 7.7 Curva de sedimentación tipo I

En una columna de sedimentación (figura 7.8) se toman muestras a varias profundidades y tiempos para determinar la concentración de sólidos. La interpretación de estos datos da como resultado una curva como la que aparece en la fig. 7.7. La fracción del total de partículas que se remueven a una velocidad V_0 es:

$$\text{Fracción removida} = (1 - F_0) + 1/V_0 \int_0^{F_0} V dF$$

donde

$(1 - F_0)$ fracción de partículas con velocidad V mayor que V_0 .

$1/V_0 \int_0^{F_0} V dF$ fracción de partículas con velocidad V menor que V_0 .

Resumiendo, en la teoría del tanque de sedimentación ideal la remoción de sólidos suspendidos es una función de la tasa de derrame, la velocidad de sedimentación de diseño, V_0 , el tiempo de retención t_r , y la profundidad H .

SEDIMENTACIÓN TIPO II (Sedimentador primario)

Corresponde a la sedimentación de partículas floculentas en una suspensión diluida. **Las partículas floculan durante la sedimentación**, con lo que aumentan de tamaño y sedimentan a una velocidad mayor. La sedimentación primaria en el tratamiento de aguas residuales y la sedimentación de aguas residuales coaguladas químicamente, son ejemplos de este tipo de sedimentación.

Dada la imposibilidad de adaptar una fórmula matemática para la sedimentación de aguas residuales, es preciso obtener los parámetros de diseño de los sedimentadores mediante ensayos y análisis de laboratorio.

Para evaluar las características de sedimentación de una suspensión floculante se deben realizar ensayos en columnas mediante un proceso cerrado (batch), se requiere una columna de sedimentación, de altura similar a la de los sedimentadores previstos, 2 a 3 metros y con diámetro de 20 cm, como mínimo 15 cm. con dispositivos de tomas de muestras cada 30 ó 50 cms (Fig. 8.8) En esta columna se introduce el volumen correspondiente de agua residual manteniendo una concentración uniforme de sólidos suspendidos a lo largo de la columna, al inicio de la prueba; para que la prueba sea representativa se debe hacer en condiciones de reposo y la temperatura no debe variar en más de 1°C en la altura de la columna a fin de evitar corrientes de convección.

Se toman muestras en las distintas profundidades y a ciertos intervalos de tiempo, determinándose analíticamente los SS y la DBO. En cada profundidad de toma de muestras se encontraran aquellas partículas cuya velocidad de caída sea inferior a h/t , siendo h la profundidad del punto de toma de muestra y t el tiempo de sedimentación.

Se calcula el porciento de sólidos suspendidos en cada muestra (SST), con respecto a la concentración inicial SST₀

Fracción de sólidos remanentes en suspensión para cada muestra:

$$X = \frac{SST}{SST_0}$$

en por ciento

$$Y = \frac{SST}{SST_0} \times 100$$

Fracción de sólidos removidos = 1 - X; en porciento Z = 100 - Y.

Ejemplo de diseño (laboratorio)

Los datos de porcentaje de remoción calculados en el laboratorio se muestran en la siguiente tabla.

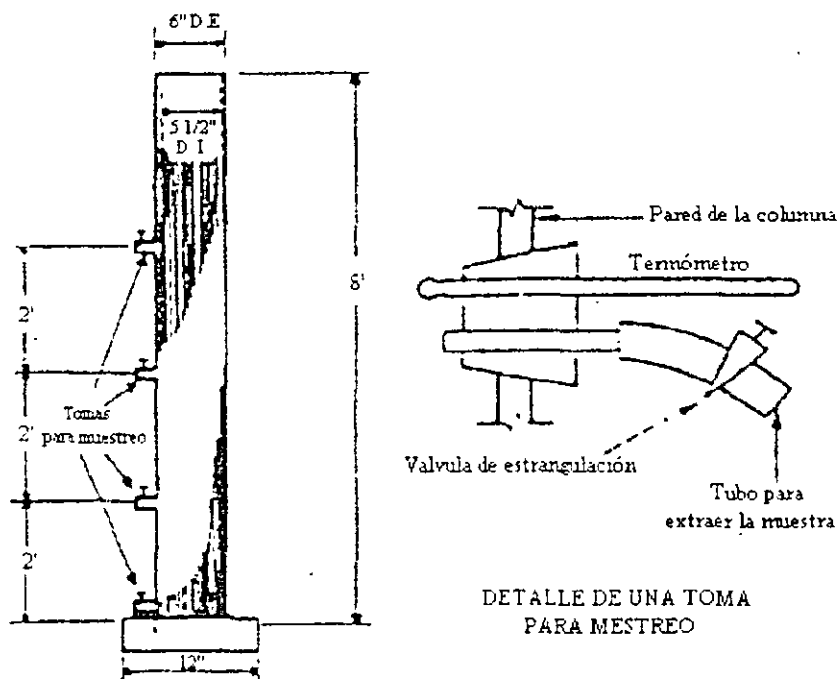


Fig 7.8 Columna de sedimentación

Porcentaje de remoción del ejemplo

| TIEMPO (min) | PROFUNDIDAD DE MUESTREO EN LA COLUMNA (pies) | | |
|--------------|--|----|----|
| | 2 | 4 | 6 |
| 5 | 41 | 19 | 15 |
| 10 | 55 | 33 | 31 |
| 20 | 60 | 45 | 38 |
| 40 | 67 | 58 | 54 |
| 60 | 72 | 62 | 59 |
| 90 | 73 | 70 | 63 |
| 120 | 76 | 74 | 71 |

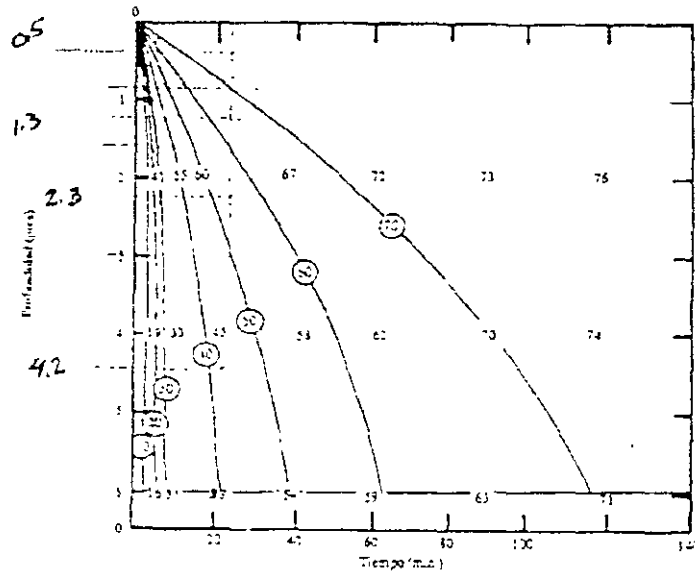


Fig. 7.9 Perfil de sedimentación

Los datos de porcentaje de remoción de la tabla anterior se grafican para construir el perfil de sedimentación que se muestra en la figura 7.9

En las ordenadas se indica la profundidad desde el nivel del agua hasta el fondo de la columna de 0 a 6 pies. En las abscisas se indica el tiempo en minutos desde el inicio de la prueba en que se toma la muestra para la determinación de la concentración inicial de sólidos SSTo los datos de la tabla 7.4 se indican en la gráfica, haciendo corresponder los valores de % de SST removidos para cada una de las profundidades a los diferentes tiempos. A partir de esos valores se dibujan las líneas del % de isoremovión.

Se calculan la velocidad de sedimentación, el % de remoción y la carga superficial para cada tiempo. Por ejemplo, para 23 minutos y 6 pies de profundidad, la velocidad de sedimentación V_s es igual a:

$$V_s = H / t = 6 / (23/60)$$

$$V_s = (6 \text{ pies})(60 \text{ min}) / (23 \text{ min}) \text{ hora} = 15.6 \text{ pies/hora}$$

H es la profundidad a la cual se tomó la muestra y t el tiempo en que fue tomada.

El porcentaje total de remoción de sólidos para 23 minutos y 6 pies se calcula tomando el % de remoción a la profundidad de 6 pies y se suman los porcentajes que corresponden a intervalos de 10 hasta llegar a la profundidad cero, así tenemos:

| Porcentaje de remoción de sólidos | % |
|-----------------------------------|-----|
| 100% remoción del 40 % | 40% |
| 1er intervalo 10 x 4.2/6 | 7.0 |
| 2o. intervalo 10 x 2.3/6 | 3.8 |
| 3er. intervalo 10 x 1.3/6 | 2.3 |
| 4o. intervalo 10 x 0.5/6 | 0.9 |
| Remoción total para 23 min | 54% |

La carga superficial CS en galones por día por pie cuadrado se calcula a partir de la velocidad de sedimentación V_s

$$CS = V_s(\text{pies/h} \times 24 \text{ h/día} \times 7.48 \text{ gal/pie}^3)$$

$$CS = 179 V_s$$

para 23 minutos tenemos:

$$V_s = 15.6 \text{ pie/hora (obtenido anteriormente)}$$

$$CS = 179.5 \times 15.6$$

$$CS = 2800 \text{ gal/día/pie}^2$$

De esta manera se calculan los valores correspondiente a cada tiempo, obteniendo los resultados que se muestran en la siguiente tabla

| Tiempo (min) | V_s (pie/h) | % remoción de SS | CS (gdp/pie ²) |
|--------------|---------------|------------------|----------------------------|
| 5 | 72.0 | 33 | 12,950 |
| 7 | 51.5 | 34 | 9,300 |
| 9 | 40.0 | 39 | 7,200 |
| 23 | 15.6 | 54 | 2,800 |
| 38 | 9.5 | 62 | 1,710 |
| 63 | 5.7 | 69 | 1,025 |
| 116 | 3.1 | 72 | 560 |

Con los resultados de la tabla anterior, se grafican los valores de % de remoción de S.S. contra carga superficial como se muestra en la figura 7.10. También se grafican el % de remoción de SS contra el tiempo de sedimentación como se muestra en la figura 7.11.

Los valores reales de diseño adoptados suelen ser los obtenidos en el laboratorio, multiplicando la carga superficial o tasas de derrame por un factor de 0.65 y el tiempo de retención por un factor de 1.75.

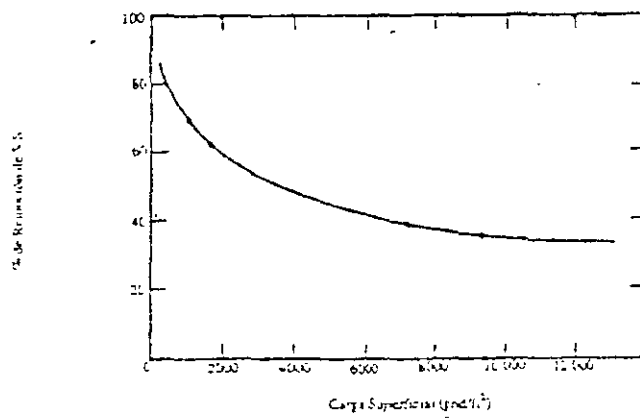


Fig 7.10 Relación tiempo de retención-reacción

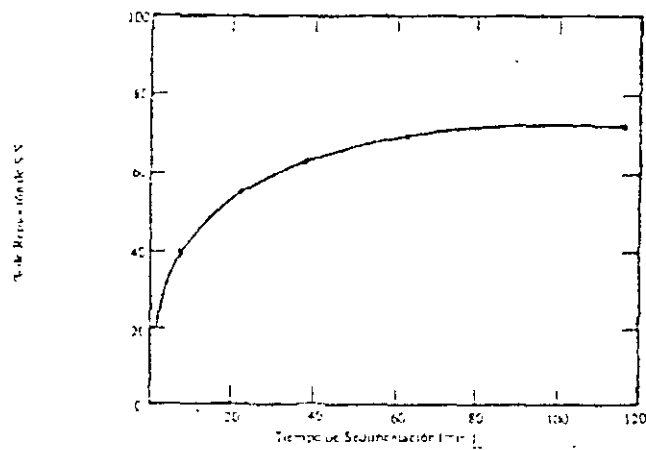


Fig. 7 11 Relación carga superficial-remoción sólidos

SEDIMENTADOR PRIMARIO, TANQUES CIRCULARES.

En estos tanques, el influente es distribuido del centro a la periferia

Criterios de diseño

| Carga Hidráulica Superficial | [1/seg-m ²] | [gpd/pie ²] |
|---|-------------------------|-------------------------|
| Aguas residuales crudas | .28 a .57 | 600 a 1,200 |
| Aguas con flóculos de aluminio | .17 a .28 | 360 a 600 |
| Aguas con flóculos de hierro | .25 a .38 | 540 a 800 |
| Aguas con flóculos de cal | .25 a .57 | 540 a 1,200 |
| Tiempo de retención [h] | | 1.5 a 3.0 |
| Profundidad efectiva [m] | | 2.0 a 3.5 |
| Carga hidráulica sobre los vertedores [1/seg-m] | | 1.44 a 4.31 |
| Velocidad de los extremos de las rastras [cm/seg] | | 5.1 a 7.6 |
| Pérdida total de carga hidráulica [m] | | .6 a .9 |
| Generación de lodos [%] | | .25 a 2 |
| Concentración de lodos [%] | | 3 a 6 |
| Densidad relativa de los lodos | | 1.02 a 1.07 |

Eficiencia del proceso

La eficiencia de remoción en los sedimentadores circulares varía de 50 a 65% para sólidos sedimentables y de 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de origen doméstico, la relación empírica entre eficiencias de remoción de sólidos y CHS se indica a continuación:

| CHS [1/SEG/M ²] | .20 | .30 | .40 | .50 | .60 |
|-----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| EFICIENCIA [%] | 71 | 66 | 61 | 56 | 51 |

EJEMPLO

Encontrar el volumen requerido así como las dimensiones

Datos

$Q = 250 \text{ lps}$

$t = 2.5 \text{ hr}$

$C_s = 0.3$

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad A_s = \frac{Q}{C_s} = \frac{250}{0.3} = 833 \text{ m}^2$$

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} \quad \text{Vol} = 0.250 \times 2.5 \times 3600 = 2250 \text{ m}^3 ; h = \frac{2250}{833} = 2.70$$

$$\text{Considerando } h=3\text{m}; \text{Vol}=883 \times 3=2,649; t_r = \frac{2649 \text{ m}^3}{0.25 \times 3600} = 2.94 \text{ hr}$$

EJEMPLO

Datos

- $Q_m = 1.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- $Q_{\text{max semanal}} = 3.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- Dos sedimentadores primarios en paralelo = $2,000 \text{ m}^3$, con área superficial total de 600 m^2
- Tres sedimentadores secundarios = 4600 m^3 , con área superficial total de 1070 m^2

Determinar para el gasto máximo semanal en cada sedimentador:

- Tiempo de retención (en horas) (T_r)
- Tasa de derrame $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$ (TD)

Solucion:

Para el sedimentador primario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{2000 \text{ m}^3}{(3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día})} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 1.5 \text{ horas}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{600 \text{ m}^2} = 53 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

Para el sedimentador secundario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{4600 \text{ m}^3}{(3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día})} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 3.4 \text{ h}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{1070 \text{ m}^2} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

Nota: Las Plantas de Tratamiento se diseñan para manejar flujo variable ya que este cambia en forma diaria y estacional. Los sedimentadores secundarios se diseñan para un tiempo de retención mas largo y tasa de derrame mas baja que los sedimentadores primarios debido a que remueven partículas mas pequeñas.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación puede ser estimado con las siguientes ecuaciones:

- a.- Para una superficie total (S) menor a 155 m² : 7,500 Kw-h
- b.- Para una S de 155 a 1,550 m²: Energía = 3,241 * área^{0.1663}
- c.- Para una S mayor de 1,550 m² : Energía = 152.9 * área^{0.5818}

Algunos resultados de la aplicación de estas ecuaciones se muestran a continuación:

| Area Total Sedimentadores m ² | Consumo de Energía Kw-h |
|---|-------------------------|
| 100 | 7,500 |
| 200 | 7,822 |
| 500 | 9,109 |
| 1,000 | 10,222 |
| 1,500 | 10,935 |
| 2,000 | 12,733 |
| 2,500 | 14,498 |
| 3,500 | 17,634 |

SEDIMENTADOR PRIMARIO, TANQUES RECTANGULARES

Los principios generales del proceso de sedimentación son iguales a los de los tanques circulares. En los tanques rectangulares el influente es distribuido a la entrada de la unidad por medio de baffles verticales o vertedores sumergidos; el objetivo de estas estructuras es lograr una mejor distribución del influente a lo ancho de la unidad. El efluente se recolecta por medio de vertedores triangulares colocados en canaletas, frecuentemente en forma de peine o de dedos que se extiende de la pared final del tanque hasta un 20% de la longitud del mismo. En algunos casos se emplean baffles verticales antes de las canaletas recolectoras para evitar contracorrientes superficiales. Una ventaja de estos tanques es que su geometría permite un mejor aprovechamiento del terreno y una limitante es que las rastras de tracción transversal, empleadas en los tanques rectangulares, son más proclives a fallas mecánicas y estructurales que las rastras de los tanques circulares. En algunas ocasiones se han empleado tanques cuadrados con alimentación central, similares hidráulicamente en su funcionamiento a los tanques circulares, sin embargo, su práctica no se ha extendido entre otras razones por que su sistema de rastras tiende a tener más problemas que los de los tanques circulares o rectangulares y, dado que la longitud de canaletas perimetrales recolectoras por unidad de arco radial es mayor en las esquinas que en las partes centrales de los muros rectos, los lodos tienden a acumularse en las esquinas del fondo del tanque.

Criterios de diseño

Los sedimentadores rectangulares primarios se diseñan con una profundidad de 2.5 a 4.0 m. La relación largo-ancho es de 1.5 : 1 a 15 : 1, y normalmente se utiliza la relación de 3 : 1 a 6:1. El lado (ancho) mínimo recomendado es de 3 m. La velocidad mínima del agua en los canales de alimentación al sedimentador se recomienda de 30 cm/seg. Para lograr una mejor distribución del agua en la entrada al sedimentador se recomienda que la

pérdida de energía del agua a su paso por los orificios de entrada sea al menos 4 veces mayor que la energía cinética del agua en el canal de alimentación. En sedimentadores rectangulares, con relaciones largo:ancho y longitudes acordes con las normas antes mencionadas, la carga hidráulica sobre los vertedores de recolección del efluente no afecta la eficiencia del proceso; cuando, esta carga es del orden de 85 a 520 m³/día-m.

El piso del sedimentador debe tener una pendiente de 1 % hacia las tolvas de recolección de lodos.

SEDIMENTACIÓN TIPO III y IV (sedimentador secundario)

La sedimentación tipo III o con interferencia comprende las partículas de concentración intermedia que se encuentran muy cercanas unas de otras lo que provoca que las fuerzas interpartículas interfieren la sedimentación de partículas vecinas. Las partículas permanece en una posición fija relativa una a otra y todas sedimentan con una velocidad constante. Como resultado, la masa de partículas **sedimenta como una zona**. En la parte superior de la masa que se asienta, se tiene una interfaz sólido-líquido entre las partículas y la zona clarificada (Ejemplo: clarificador final del proceso biológico de lodos activados)

La sedimentación tipo IV, o de compresión, corresponde a partículas que están a tan alta concentración que **se tocan unas a otras** y la sedimentación puede ocurrir solo por compresión de la masa (ejemplo: profundidades más bajas de un clarificador final del proceso biológico de lodos activados). Cuanto mayor sea la compresión, menor será el volumen de lodos que se obtenga

La evaluación de la sedimentación de una suspensión de partículas floculentas que sigan un comportamiento tipo III o IV se hace mediante un cilindro graduado como se muestra en la figura 7.12 (a) y (b) (sistema cerrado)

La figura 7.13 (a) muestra una sección transversal de un clarificador circular final del proceso de lodos activados, donde se definen las clases de sedimentación que pueden ocurrir. La zona de agua clarificada (tipo II) usualmente es de 1.5 a 1.8 m de profundidad, y la profundidad total para la zona con interferencia, de transición, (tipo III) y de compresión (tipo IV), usualmente es de 1.5 a 2.1 m

Las pruebas hechas en los cilindros permiten obtener los parámetros básicos de diseño de sedimentadores los que para fines prácticos se multiplican por un "factor de escalamiento". Para el caso de clarificadores finales se obtienen datos tanto de la clarificación del líquido como del espesamiento de lodos

Los cilindros de prueba se equipan con un dispositivo de agitación lenta para simular la acción de arrastre de los limpiadores mecánicos de lodos en los tanques. El equipo debe girar de 4 a 6 revoluciones por hora.

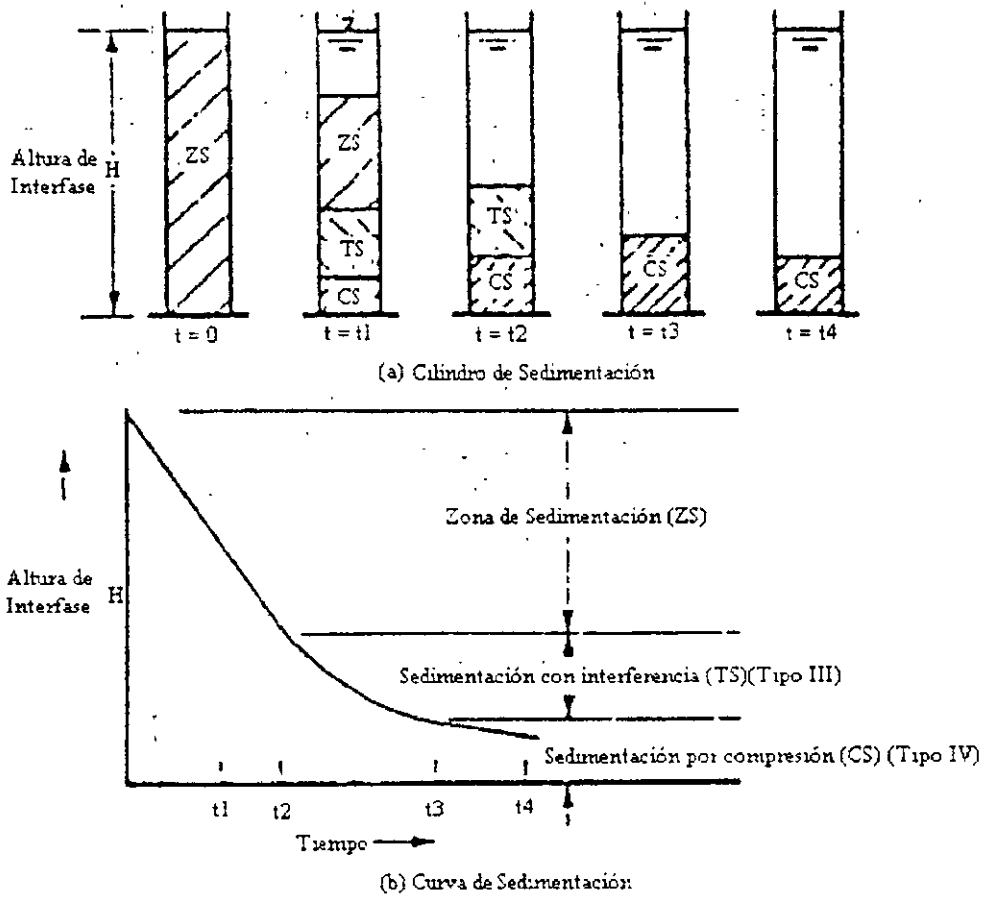


FIG. 7.12 Sedimentación de una suspensión concentrada

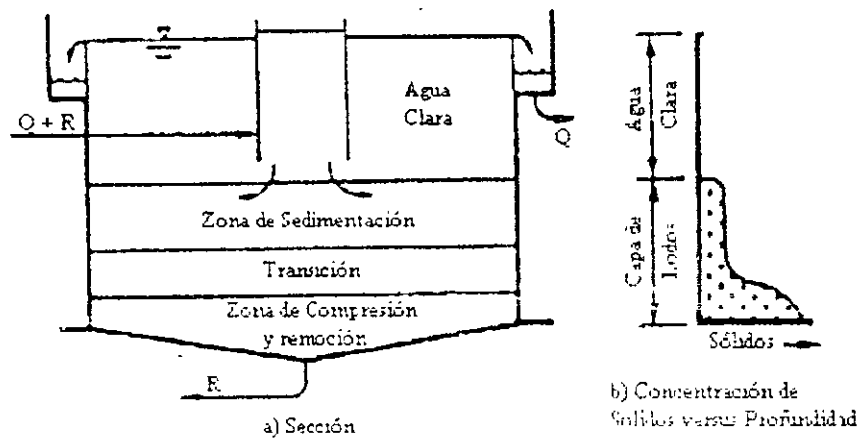


FIG 7.13 Sedimentación secundaria para el proceso de lodos activados

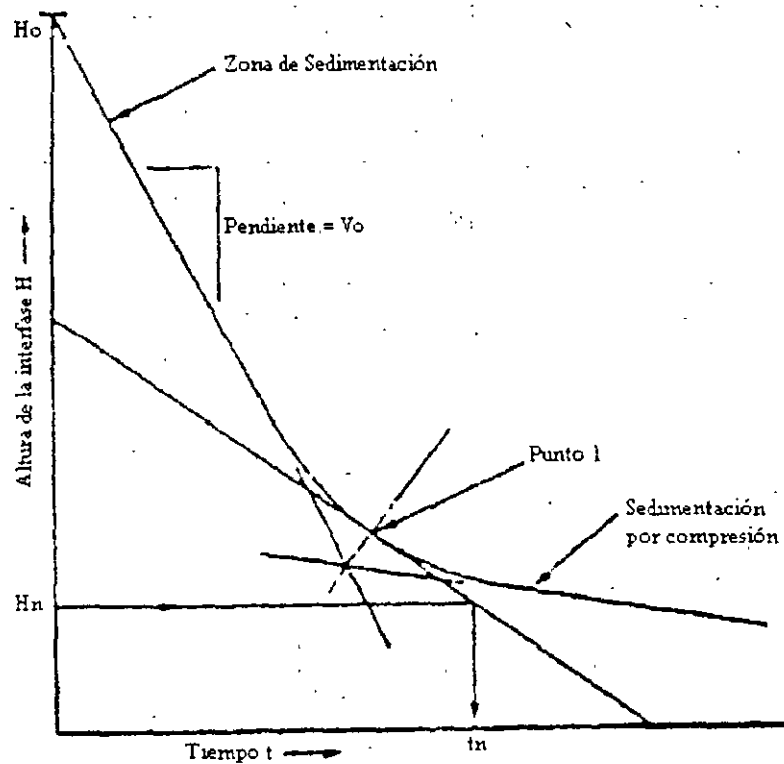


FIG 7.14 Análisis de la curva de sedimentación en una suspensión concentrada, proceso batch.

EJEMPLO DE DISEÑO EXPERIMENTAL

Considerando que con los resultados de una prueba se obtiene la curva de sedimentación mostrada en la figura 7.14 el área de un clarificador final se determina con el siguiente procedimiento.

- Se calcula la pendiente de la región de sedimentación con interferencia, V_o . Esta es la velocidad de sedimentación requerida para clarificación (tipo II).
- Se prolongan las tangentes desde la región de sedimentación con interferencia y desde la de compresión. Bisectar el ángulo formado y localizar el punto 1.
- Se traza una tangente a la curva en el punto 1.
- Conociendo la concentración inicial de los lodos, C_o y la altura inicial de los lados, H_o , se selecciona una concentración del bajo flujo para diseño, C_u , y se determina la altura de la interfaz, H_u .

Como $C_u H_u = C_o H_o$, entonces

$$H_u = C_o H_o / C_u$$

- e) Se traza una línea horizontal a partir de H_u hasta intersectar la tangente y se determina el tiempo T_u que es el requerido para alcanzar la concentración deseada C_u .
- f) Determinar el área requerida para espesamiento, A_t .

$$A_t = 1.5 (Q + R) (t_u / H_o)$$

donde

Q gasto influente al aerador
 R gasto de lodo recirculado
 (Q + R) gasto total influente al clarificador
 1.5 factor de escalamiento

- g) Determinar el área requerida para clarificación, A_c

$$A_c = 2.0 (Q / V_o)$$

donde

Q gasto efluente del clarificador final
 2.0 factor de escalamiento

El área de control para el diseño del clarificador será la mayor de las dos áreas calculadas.

El diseño se hace con el gasto promedio diario, aunque se debe revisar el comportamiento del sedimentador para el gasto pico horario. De ser el caso, el área se debe calcular con este gasto.

SEDIMENTADORES SECUNDARIOS, TANQUES CIRCULARES

Existen dos tipos de tanques circulares sedimentadores secundarios (figura 7.15): el alimentado por el centro y el alimentado por la periferia. Ambos utilizan un mecanismo para transportar y remover del tanque los lodos sedimentados. Los lodos son acumulados por el mecanismo en una tolva al centro del tanque, para ser finalmente removidos del mismo. El efluente se extrae a través de vertedores triangulares, localizados cerca del centro o del perímetro del tanque, según el tipo de sedimentador. El mecanismo de remoción del sobrenadante (desnatador) se localiza en la superficie del tanque. El uso más común del sedimentador secundario es separar los sólidos de lodos activados y producir sólidos concentrados como el flujo de retorno requerido para mantener el tratamiento biológico y para permitir la sedimentación de sólidos producidos en el sistema de filtros percoladores de baja tasa.

Criterios de diseño

Aunque el diseño de los tanques sedimentadores secundarios es similar al sedimentador primario, los factores que se deben considerar en el diseño de estos tanques incluyen: tipo de tanque deseado, carga hidráulica superficial, carga de lodos, velocidad de flujo, localización de los vertedores, carga hidráulica sobre vertedores y recolección de material flotante. Los criterios de diseño recomendables se resumen en los siguientes cuadros:

Tasas de derrame comunes que se emplean en el diseño de clarificadores o sedimentadores primarios y secundarios para aguas residuales municipales.

| Operación unitaria | Tasa de derrame ($m^3 m^{-2} d^{-1}$) ¹ | Tasa de derrame ($cm s^{-1}$) ² |
|-------------------------|--|--|
| Clarificador primario | >40 | >0.046 |
| Clarificador secundario | >20 | >0.023 |

* Los sólidos suspendidos eliminados en los clarificadores secundarios son mas pequeños que los removidos en el clarificador primario

¹ tasa de derrame expresada en unidades de $Q/A_{parte superior}$, donde Q se expresa en $m^3 d^{-1}$ y $A_{parte superior}$ se expresa en m^2

² Tasa de derrame expresada en unidades de $cm s^{-1}$, unidades comúnmente usadas para describir la velocidad de sedimentación de una partícula.

Los datos típicos de diseño para sedimentadores secundarios según Metcalf and Eddy, se muestran a continuación:

| Tipos de tratamiento | Carga hidráulica m^3/m^2 día | | Carga de sólidos* kg/m^2 h | | Profundidad m |
|---|--------------------------------|-------|------------------------------|------|---------------|
| | Promedio | Pico | Promedio | Pico | |
| Lodos Activados | | | | | |
| o Con aireación (excepto aireación extendida) | 16-33 | 41-49 | 4-6 | 10 | 4-6 |
| o Con oxígeno puro | 16-33 | 41-49 | 5-7 | 10 | 4-6 |
| Aireación extendida | 8-16 | 28-33 | 1-5 | 7 | 4-6 |
| Filtros biológicos o percoladores | 16-24 | 41-49 | 3-5 | 8 | 3-5 |
| Discos biológicos | | | | | |
| o Efluente secundario | 16-33 | 41-49 | 4-6 | 10 | 3-5 |
| o Efluente nitrificado | 16-24 | 33-41 | 3-5 | 8 | 3-5 |

* Las cargas de sólidos permisibles son generalmente gobernadas por las características del espesador de lodos, asociados con la operación e climas fríos.

La tasa de recirculación de lodos en un proceso de lodos activados varía del 15 al 200 por ciento del flujo de agua a la planta, dependiendo de las modificaciones empleadas.

La longitud de los baffles no debe de exceder de 3 pies (91 cm) por debajo de la superficie del agua. Otros parámetros tipo de diseño son los siguientes:

| | |
|---|--------------------------------|
| Carga hidráulica sobre vertedores [gpd/pie] [l/seg-m] | 10,000 a 30,000 1.44 a 4.31 |
| Velocidad de flujo máxima en la vecindad de los vertedores [pies/hr] [cm/seg] | 12 a 24 .10 a 0.20 |
| Diámetro de los baffles en la entrada [porcentaje del diámetro del tanque] | 15 a 20 |

Eficiencia del Proceso

En el sedimentador la concentración de lodos de un sistema de lodos activados varía de 0.5 a 2.0 por ciento, dependiendo de las características de concentración y sedimentación de los lodos y los sólidos suspendidos en el efluente varían comúnmente de 20 a 30 mg/l, aunque se han reportado concentraciones de 11 a 14 mg/l.

Consumo de energía

El consumo de energía en el proceso de sedimentación secundaria se tiene en la operación de las bombas de lodos, las rastras de lodos y el mecanismo de remoción de material flotante. En el caso de lodos activados, se incluye el consumo de energía por la bomba de retorno de lodos. La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación $\text{kWh/año} = 1625 (\text{mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retiro de lodos}) \text{ CDT}$ a una eficiencia de 70 por ciento. (CDT = Carga Dinámica Total).

SEDIMENTADOR SECUNDARIO, TANQUES RECTANGULARES

El diseño de los sedimentadores rectangulares secundarios (figura 7.16) es similar al de sedimentadores primarios, con la excepción de que en el diseño de sedimentadores para lodos activados se deben de considerar grandes volúmenes de sólidos en el licor mezclado. Aún más, el licor mezclado, tiene la tendencia de fluir a la entrada del tanque como una corriente densa e interferir la separación de sólidos y el espesamiento de los lodos. Para manejar exitosamente estas características se deben considerar los siguientes factores: (1) tipo de tanque deseado, (2) carga hidráulica superficial, (3) carga de sólidos, (4) velocidades del flujo, (5) localización de vertedores y cargas sobre ellos, y (6) recolección de material flotante.

El influente del tanque es distribuido al interior de la unidad por medio de baffles y fluye a lo largo del tanque para salir sobre unos vertedores. La longitud máxima es de aproximadamente 300 pies y con profundidades de 12 a 15 pies (3.7 a 4.6 m). El equipo de remoción de sólidos consiste de un par de cadenas sin fin, con piezas de madera de 2 pulgadas (5 cm) de espesor y de 6 a 8 pulgadas (15 a 20 cm) de profundidad, localizadas a cada 10 pies (2 m). La velocidad lineal de las cadenas es de 2 a 4 pies/min (0.6 a 1.2 m/min). También, se utilizan rastras para la limpieza de los tanques fijadas a un puente móvil que viaja a lo largo de la unidad. La colección del material flotante se realiza al final del tanque en el efluente y su remoción puede ser manual, hidráulica o mecánica.

Eficiencia del proceso

Las concentraciones máximas de sólidos de lodos secundarios en sistemas de lodos activados de 0.5 a 2.0 porciento, dependiendo de las características de sedimentación y compactación de los lodos. Los sólidos suspendidos totales (SST) en el efluente varia de 20 a 30 mg/l.

Consumo de energía

La energía requerida para vencer una pérdida de carga de 2 a 3 pies (60 a 90 cm) se puede estimar por la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = 1625 (\text{Mgal/d de flujo de agua} + \text{Mgal/d de retorno de lodos})$$

Carga Dinámica Total a una eficiencia de 70 porciento.

7.5 TIPOS DE TANQUES Y CARACTERISTICAS

Secciones: circular, cuadrada o rectangular.

- Tanques circulares:
 - Diámetro: 4.5 m a 120 m (10 m. - 45 m usualmente)
 - Profundidad: 1.8 m. a 4.8 m (3m. - 4.2 m. usualmente)
 - Bordo libre: 0.3 m. a 0.75 m
 - Diseño estándar : Con intervalos de diámetro de 1.5 m. con el fin de acomodar los mecanismos de remoción de lodos.
- Tanques cuadrados
 - Lados de 10 m. a 60 m. y profundidades de 1.8 m a 5.7 m
 - Bordo libre: 0.3 a 0.75 m.
 - Intervalos de los lados: 1.5 m
- Tanques rectangulares:
 - Tipos de mecanismos de limpieza de lodos:
 - a) Rastras por medio de cadenas y catarinas
 - b) Rastras soportadas por un puente viajero
 - c) Sistema de vacío montada en un puente viajero

Dimensiones de los tanques de acuerdo con el tipo de mecanismos de limpieza de lodos:

- a) Ancho: De 1.5 m a 6 m
- Longitud: Hasta 75 m
- Profundidad: mayor de 1.8 m

Se pueden emplear anchos mayores hasta 30 m instalando 4 o 5 módulos separados por mamparas y con mecanismos individuales.

- b) Ancho 3.5 m a 36 m
- Longitud: 12 m a 90 m
- Profundidad Mayor de 1.8 m

Las rastras se pueden quitar para inspeccionarlas o repararlas sin drenar los tanques.

- c) Ancho: Hasta 36 m.
Profundidad: Mayor de 1.8 m.
- d) Entrada, deflectores y salida

Entrada del influente: Deben proyectarse en forma tal que la corriente de alimentación se difunda homogéneamente por todo el tanque desde el primer momento.

Deflectores: Suelen colocarse a la entrada y salida del tanque sirviendo, el primero, para conseguir una buena repartición del caudal afluente, y el segundo para proteger a los vertedores de la acción del viento sobre la superficie del líquido y para retener las sustancias flotantes, grasas y espumas.

Vertedero de salida: Su nivelación es muy importante para el funcionamiento correcto de la clarificación. Por otro lado, para no provocar levantamiento de los lodos sedimentados, la relación del caudal afluente a la longitud total de vertido debe ser menor de 10-12 m³/h/m, generalmente son triangulares (dientes de sierra) o de orificios; mediante placas metálicas móviles, para controlar el nivel de salida (ver figuras 7.18 y 7.19)

- e) Material de construcción

Los tanques normalmente se construyen de concreto armado, sin embargo también los hay metálicos

7.6 FACTORES BÁSICOS DE DISEÑO

| a) Carga superficial (m ³ /m ² -d) | (Valores medios) |
|--|------------------|
| - Remoción de arenas | 600-1200 |
| - Sedimentación simple (agua suministro) | 5-20 |
| - Sedimentación primaria | |
| seguida de tratamiento secundario | 32-48 |
| con purga de lodo activado | 24-32 |
| - Sedimentación secundaria | |
| De lodo activado convencional | 16-32 |
| De aeración extendida | 8-16 |
| De filtros percoladores | 16-24 |
| - Clarificación | |
| Aguas turbias | 30-60 |
| Aguas con color | 15-45 |
| Aguas con tratamiento biológico | |
| Coaguladas con sulfato de aluminio | 20-24 |
| Coaguladas con sales de hierro | 28-32 |
| Coaguladas con cal | 56-64 |
| - Ablandamiento químico | 30-80 |
| - Contacto de sólidos | |
| Aguas turbias | 70-120 |
| Aguas con color | 60-100 |
| Ablandamiento | 80-160 |
| - Sedimentación alta tasa (flujo laminar) | 60-250 |

b) Tiempo de retención medio (horas)

| | |
|--|---------------|
| - Desarenación | menor de 0.25 |
| - Sedimentación simple | 1-4 |
| - Sedimentación primaria | 0.75-2 |
| - Sedimentación secundaria | 1.0-2.5 |
| - Sedimentación de aguas tratadas con coagulantes provenientes de un proceso biológico | 2.0-2.5 |
| - Sedimentación de partículas coaguladas o precipitados (aguas de primer uso): | |
| Diseño convencional | 1.5-3.0 |
| Contacto de sólidos | 0.75-1.5 |
| Flujo laminar | menor de 0.25 |

Teóricamente, el tiempo de retención hidráulico se calcula con:

$$t_r = \frac{V}{Q} \text{ y } Q = \frac{V}{t_r}$$

donde:

- V volumen útil del tanque (m³)
- Q caudal de agua (m³/d)
- t_r tiempo de retención hidráulico

- Relación entre tiempo de retención, profundidad y carga superficial.

$$C_s = Q / A_s = V / t_r \cdot L \cdot W = L \cdot W \cdot H / L \cdot W \cdot t_r = H / t_r$$

- c) La velocidad de escurrimiento en la zona de sedimentación ayuda a la floculación de las partículas provocando choques entre ellas y por ende mejora la sedimentación, pero por otra parte, puede provocar arrastre y resuspensión de las partículas sedimentadas. Se debe lograr la primera acción y evitar la segunda.

En general:

$$V_h: 30 \text{ a } 90 \text{ cm/min}$$

- d) Relación entre la velocidad de escurrimiento, la velocidad crítica de sedimentación, la longitud del tanque y el tirante de agua

$$Q = V_{sc} A_s \text{ y } Q = V_h A_t$$

$$A_s = wL \text{ y } A_t = wH$$

$$\text{Tenemos: } V_{sc} wL = V_h wH \quad \therefore V_h / V_{sc} = L / H$$

A igualdad de carga superficial (velocidad crítica), la relación L/H determinar la velocidad horizontal.

- e) El número de unidades se determina por el gasto de diseño, el grado de flexibilidad deseado en la operación y la economía del proyecto. En plantas grandes el número de unidades lo determina el tamaño máximo práctico de los tanques. El número mínimo recomendable para plantas pequeñas es dos.

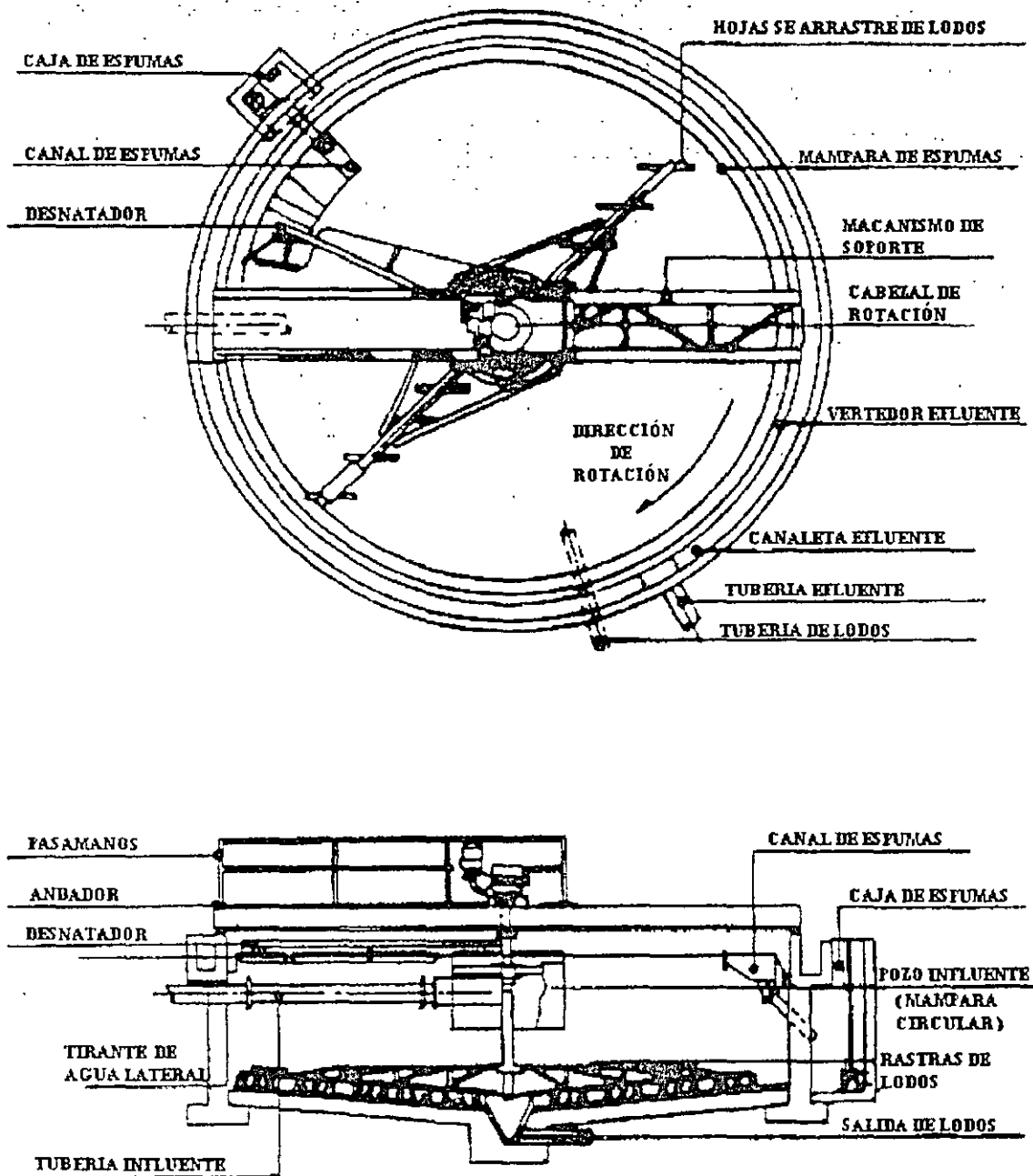
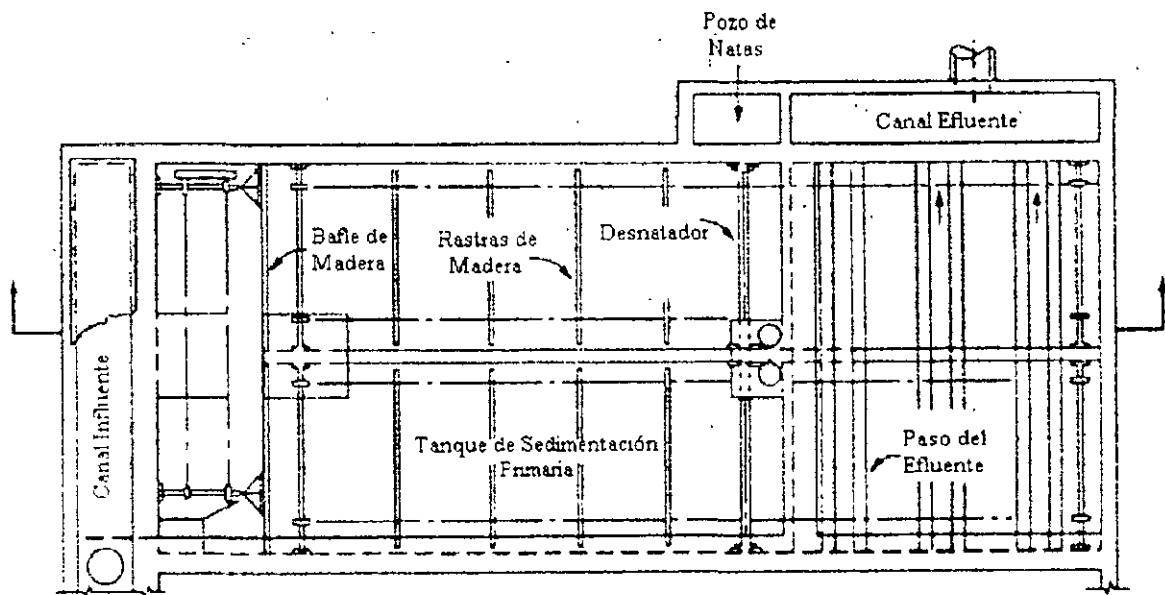


FIG 7.15. Sedimentador circular con desnatador



(a)

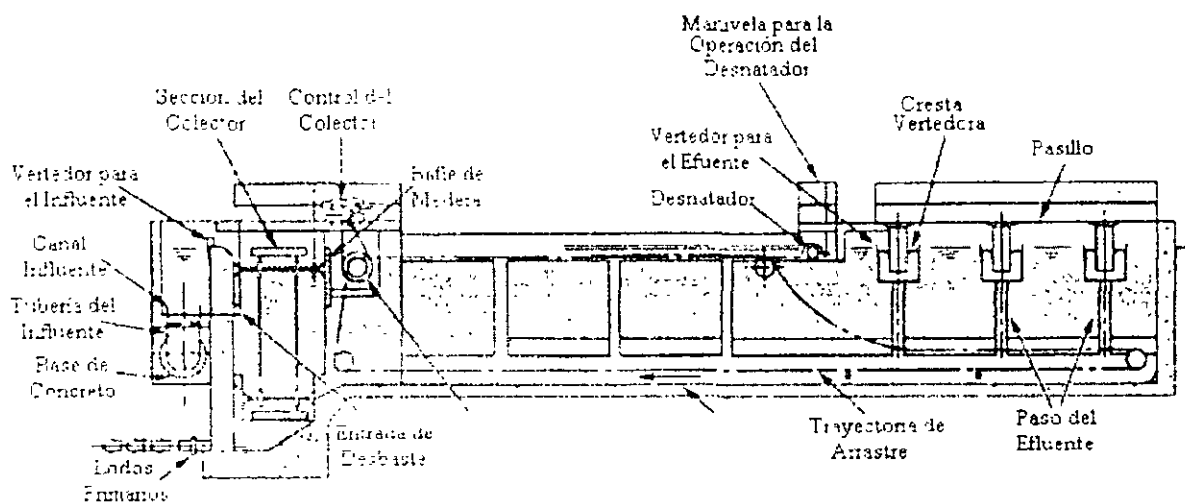


Figura 7-14. Tanque rectangular típico para sedimentación primaria con desnatador integrado

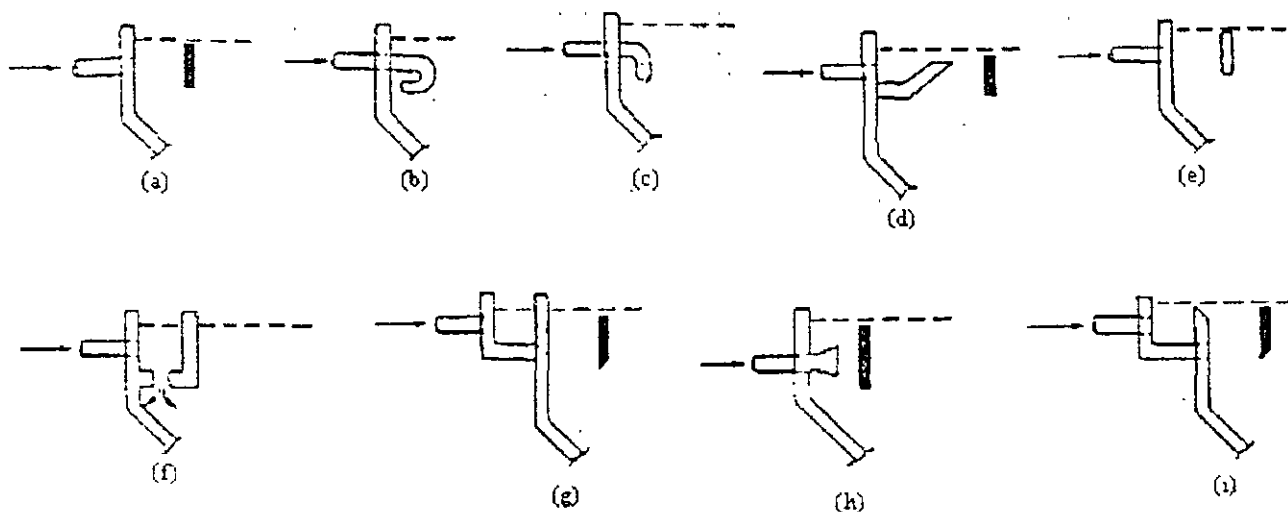


Figura 7.17 Detalles de entrada del influente en tanques sedimentadores rectangulares: (a) tubo de entrada descargando contra un bafle deflector. (b) tubo con codo en forma de U descargando contra el muro (c) serie de tubos de entrada espaciados a lo ancho, girando en codo. (d) vertedor inclinado con bafle. (e) bafle perforado. (f) depósito escalonado con apertura en el fondo. (g) tubo descargando en un canal que cuenta con una serie de aperturas que descargan contra un bafle. (h) tubo terminado con forma de campana, seguida por un bafle. (i) vertedor con desbride seguido por un bafle.

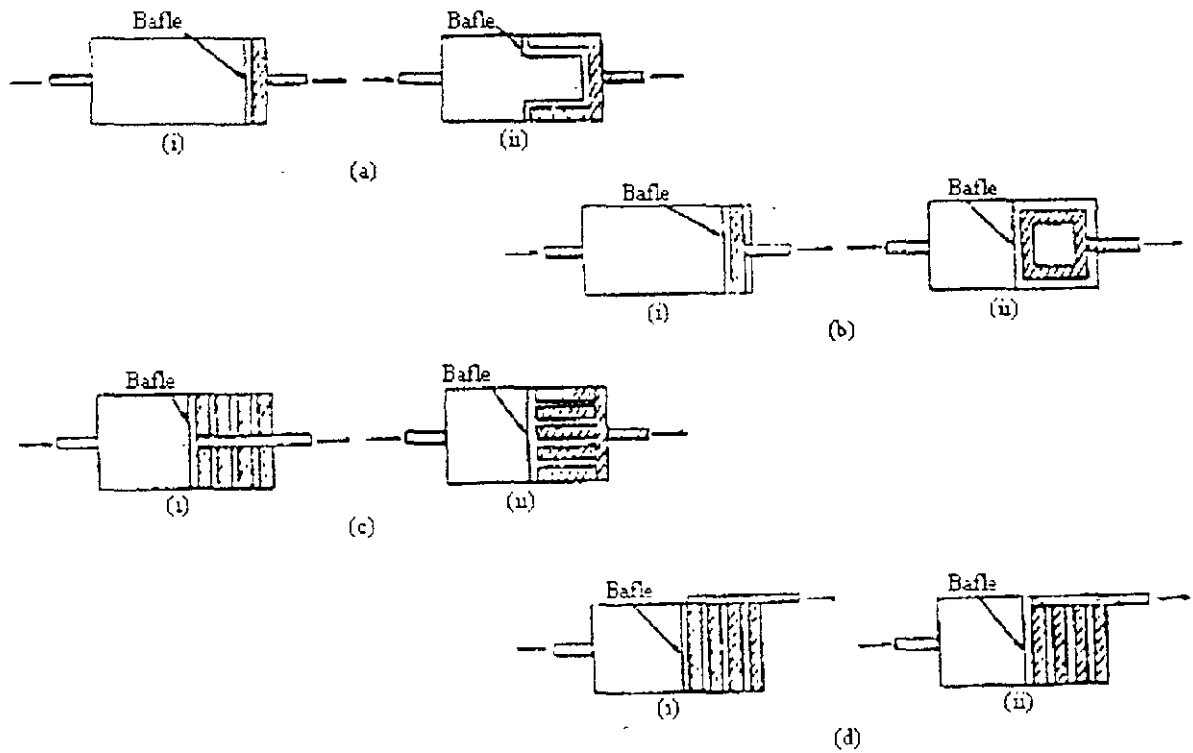


Figura 7.18 Algunas configuraciones para el vertedero de salida utilizadas en sedimentadores rectangulares:

(a) vertedor transversal simple, (b) vertedor doble; (c) vertedores múltiples con canales intermedios y en el final; (d) vertedores múltiples con canal de salida lateral.

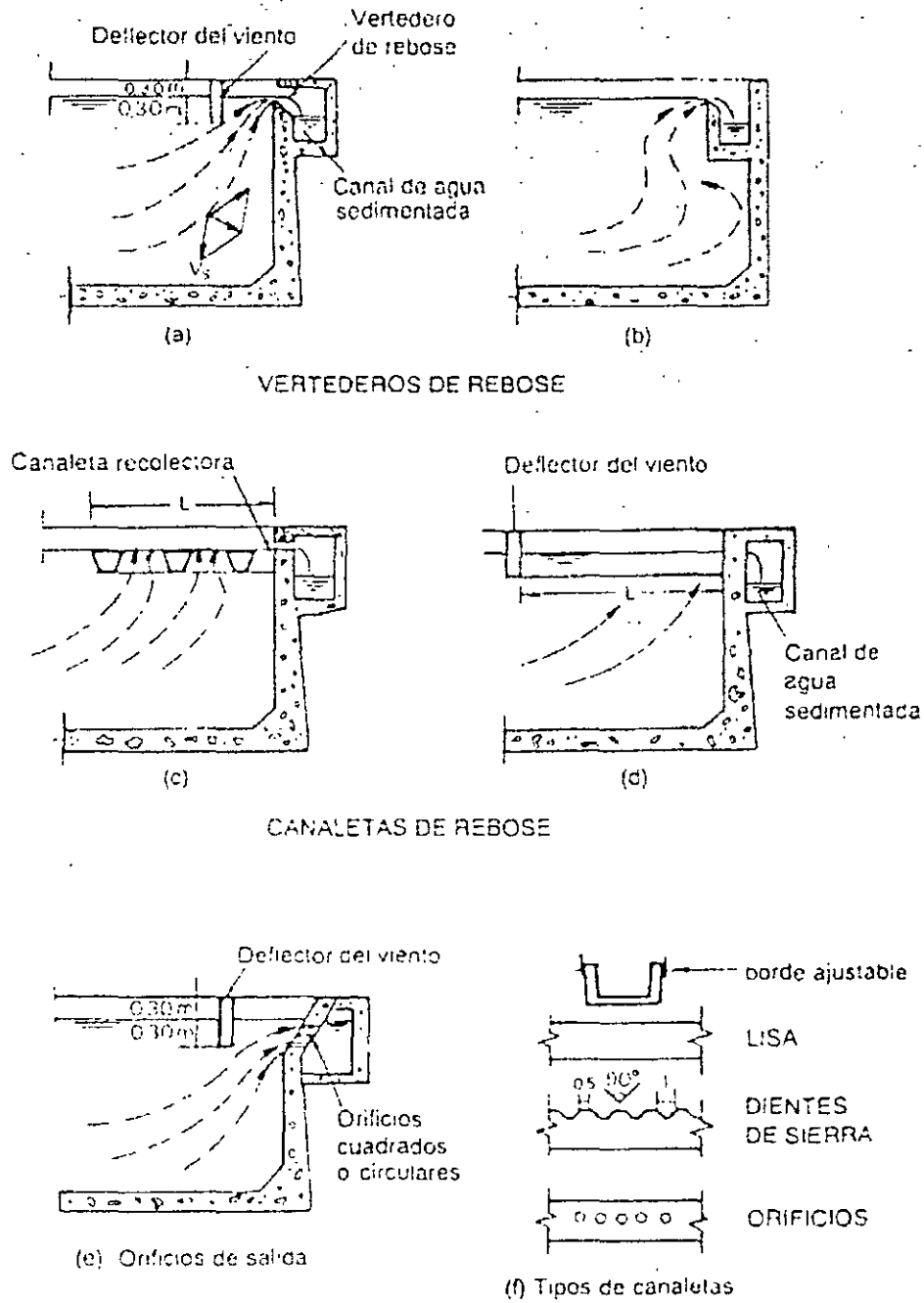


FIG 7.19 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares

7.7 ESTUDIOS CON TRAZADORES

Los tanques de sedimentación los afectan los espacios muertos y las corrientes turbulentas, por viento y térmicas. En el tanque ideal todos los elementos del fluido pasan a través del tanque en un tiempo igual al tiempo de retención teórico, t , que es igual a V/Q . En los tanques reales una parte de los elementos del fluido pasan en un tiempo mas corto que el teórico, y otra en un tiempo mayor. Los espacios muertos y las corrientes turbulentas tienen flujo rotacional presentándose muy poca sedimentación, ya que la entrada y salida del flujo de estos espacios es muy pequeña. Como resultado, el volumen neto disponible para sedimentación se reduce y por tanto el tiempo medio para el paso de los elementos del fluido decrece. También las corrientes de viento y térmica crean flujos que pasan directamente desde la entrada a la salida del tanque, lo que decrece el tiempo medio de residencia

La magnitud de los efectos por espacios muertos, corrientes térmicas y de viento, y las características de los tanques de sedimentación, se pueden medir mediante estudios con trazadores, se puede seguir el siguiente procedimiento.

Se adiciona una carga de trazador (sal, rodamina B, tritio) en el influente y se determina su concentración en el efluente, como se muestra en la Fig 7.20. Si hay espacios muertos, se presenta lo siguiente:

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} < 1$$

Si no hay espacios muertos, la relación es

$$\text{Tiempo de retención medio} / \text{Tiempo de retención teórico} = 1$$

Si se presentan cortos circuitos, la relación es:

$$\text{Tiempo de retención (valor de la mediana)} / \text{Tiempo de retención medio} < 1$$

Si no hay cortos circuitos:

$$\text{Tiempo de retención medio} = \text{Tiempo de retención (Valor de la mediana)}$$

Si el tanque es inestable, la gráfica tiempo-concentración no se puede reproducir en una serie de pruebas con trazadores. Por lo tanto, es de esperarse que el comportamiento del tanque sea errático

La figura 7.21 muestra los resultados de estudios con trazadores en tres tipos de tanques de sedimentación. Se puede observar que el tanque rectangular se aproxima al ideal más que el de sección circular. De los tanques circulares, el de alimentación periférica tiene un mejor funcionamiento que el alimentado por el centro.

En las aguas residuales las suspensiones son floculentas hasta cierto grado. Estas partículas del mismo tamaño inicial y densidad que las discretas interceptarán la zona de lodos en un tiempo más corto debido a la aglomeración que sufren y a la sedimentación más rápida. Por lo tanto, si se aplica la teoría del tanque ideal a las partículas ligeramente floculentas, el diseño será conservador. Aunque hay diferencias entre el tanque ideal y los reales, la teoría planteada proporciona el enfoque más racional para el diseño y resalta que los parámetros más importantes son: la tasa de derrame, carga superficial o velocidad de sedimentación, el tiempo de retención y la profundidad.

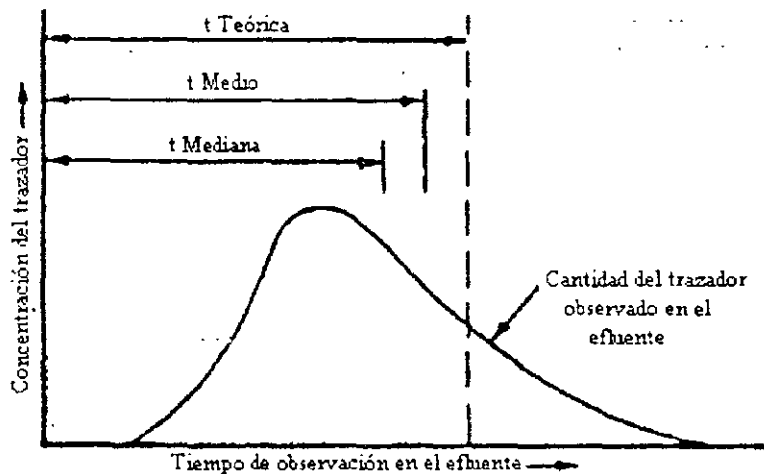


FIG. 7 20 Características de tanques sedimentadores como se encuentra en un estudio con trazadores

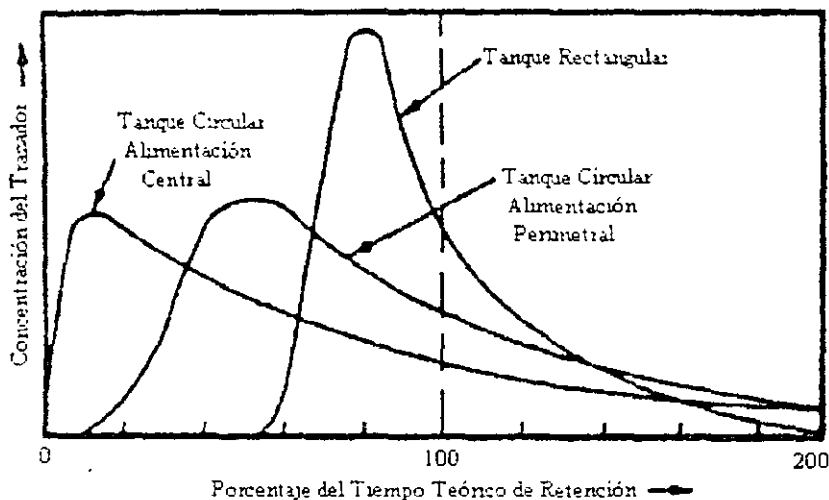


FIG 7.21 Estudios con trazadores en tanques sedimentadores circulares y rectangulares

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

8 TRATAMIENTO SECUNDARIO

- 8.1 PROCESOS Y SISTEMAS
- 8.2 TRATAMIENTOS FÍSICOS Y QUÍMICOS
- 8.3 TRATAMIENTOS BIOLÓGICOS
- 8.4 MICROORGANISMOS AEROBIOS EN SUSPENSIÓN
 - LODOS ACTIVADOS
 - ZANJAS DE OXIDACION
 - LAGUNAS AIREADAS
- 8.5 MICROORGANISMOS AEROBIOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO
 - FILTROS PERCOLADORES O BIOLÓGICOS
 - BIODISCOS
- 8.6 TRATAMIENTO BIOLÓGICO ANAEROBIO
 - REACTORES DE 1ª GENERACION
 - REACTORES DE 2ª GENERACION
 - REACTORES DE 3ª GENERACION

8.1 PROCESOS Y SISTEMAS

El tratamiento secundario es el proceso complementario de la depuración de las aguas residuales, consistente en una serie de operaciones y procesos (químicos o biológicos) al que son sometidos los efluentes del tratamiento primario, ya que estos contienen materia orgánica biodegradable en forma de sólidos suspendidos finos, sedimentables, coloides y solubles, los cuales deben ser separados para obtener un agua apropiada ya sea para otro uso o para su disposición final en un cuerpo receptor

El tratamiento secundario agrupa procesos y operaciones unitarias capaces de eliminar los sólidos que aún contienen los efluentes primarios, y se clasifican en físicos, químicos y biológicos.

Aun cuando en las lagunas de estabilización el principal proceso es el biológico, en la práctica pueden ubicarse después del pretratamiento, después del tratamiento primario o después del tratamiento secundario, por ello en este libro se presentan por separado integrando el Capítulo 9.

TABLA 8 1 PROCESOS Y SISTEMAS PARA EL TRATAMIENTO SECUNDARIO

| | |
|----------------------------------|---|
| TRATAMIENTO FISICOQUIMICO | <ul style="list-style-type: none"> • PRECIPITACION QUIMICA • COAGULACION QUIMICA • FLOCULACION |
| TRATAMIENTO BIOLOGICO | <ul style="list-style-type: none"> • SISTEMAS AEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ↳ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Lodos activados ❖ Lagunas aireadas ❖ Zanjas de oxidacion ↳ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO <ul style="list-style-type: none"> ❖ Filtros rociadores ❖ Biodiscos ↳ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Medio granular fluidizado ❖ Torres de madera resistente ❖ Lodos activados con medio fijo • SISTEMAS ANAEROBIOS <ul style="list-style-type: none"> ↳ MICROORGANISMOS EN SUSPENSION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Tratamiento con contacto anaerobio ❖ Lecho fluidizado ↳ MICROORGANISMOS ADHERIDOS A UN MEDIO <ul style="list-style-type: none"> ❖ Filtro anaerobio ↳ COMBINACION <ul style="list-style-type: none"> ❖ Medio granular fluidizado |
| LAGUNAS DE ESTABILIZACION | ANAEROBIA, FACULTATIVA Y AEROBIA (MADURACION) |

TABLA 8.2 OPERACIONES Y PROCESOS UTILIZADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES PRESENTES EN AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES

| CONTAMINANTES | UNIDAD; PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO | CLASIFICACION |
|---------------------------------|---|---|
| • Sólidos suspendidos | <input type="checkbox"/> Cribado y desmenuzado <input type="checkbox"/> Sedimentación <input type="checkbox"/> Flotación <input type="checkbox"/> Filtración <input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación | F F F F Q/F |
| • Orgánicos biodegradables | <input type="checkbox"/> Lodos activados <input type="checkbox"/> Filtro percolador <input type="checkbox"/> Discos biológicos <input type="checkbox"/> Lagunas aireadas <input type="checkbox"/> Lagunas de oxidación <input type="checkbox"/> Filtración en arena <input type="checkbox"/> Físico/químico | B B B B F/B B/Q/F F/Q |
| • Patógenos | <input type="checkbox"/> Cloración <input type="checkbox"/> Ozonación <input type="checkbox"/> Radiación ultravioleta | Q Q F |
| • NUTRIENTES: | | |
| • Nitrógeno | <input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa suspendida <input type="checkbox"/> Nitrificación y desnitrificación con biomasa fija <input type="checkbox"/> Arrastre con amoníaco <input type="checkbox"/> Intercambio iónico <input type="checkbox"/> Cloración en el punto de quiebre | B B Q/F Q Q |
| • Fósforo | <input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con sales metálicas <input type="checkbox"/> Coagulación/sedimentación con cal <input type="checkbox"/> Remoción bioquímica | Q/F Q/F B/Q |
| • Orgánicos refractarios | <input type="checkbox"/> Adsorción con carbón activado <input type="checkbox"/> Ozonación | F Q |
| • Metales pesados | <input type="checkbox"/> Precipitación química <input type="checkbox"/> Intercambio iónico | Q Q |
| • Sólidos inorgánicos disueltos | <input type="checkbox"/> Intercambio iónico <input type="checkbox"/> Ósmosis inversa <input type="checkbox"/> Electro dialisis | Q F Q |

Q = químicos, F = físicos y B = biológicos

8.2 TRATAMIENTOS FÍSICOS, QUÍMICOS

El uso de sustancias químicas para tratar las aguas residuales municipales es un concepto antiguo. se utilizó en Europa desde 1740 para la sedimentación, este tratamiento declinó a partir de la II Guerra Mundial debido a los costos y a la disponibilidad de sustancias químicas. Investigaciones en el área de procesos del tratamiento físico-químico y el reconocimiento de la necesidad de remover los nutrientes (fósforo y nitrógeno) de los efluentes ha permitido resurgir el uso del tratamiento con químicos. A la fecha numerosas plantas de tratamiento se han diseñado y operan utilizando químicos para remover nutrientes, para el acondicionamiento de lodos y para mejorar la sedimentación o la flotación.

Las aplicaciones de químicos para propósitos prácticos en el tratamiento de las aguas residuales municipales se pueden resumir en 6 categorías: 1. coagulación y floculación o apoyo a la sedimentación; 2. precipitación o insolubilización de sustancias disueltas; 3. ajuste del pH; 4. adición de nutrientes en sistemas biológicos, 5. desinfección y 6. acondicionamiento de lodos biológicos para su digestión o filtración.

El desarrollo industrial ha generado una diversidad de residuos industriales que es necesario tratar para recuperar subproductos, disminuir la contaminación de las aguas y del suelo, esto ha propiciado el desarrollo de los procesos fisicoquímicos para el tratamiento de las aguas residuales, muchos de ellos enfocados al tratamiento de sustancias contaminantes específicas, como son metales, fosfatos, nitrógeno y productos orgánicos sintéticos

Los procesos fisicoquímicos pueden servir para favorecer la sedimentación de la materia en suspensión, pero son especialmente útiles para eliminar la materia coloidal y los sólidos orgánicos disueltos; estas partículas son muchas veces responsables de la DBO, de la turbiedad y del color en las aguas residuales

Los procesos físico-químicos son en general más costosos que los procesos biológicos, sin embargo las limitaciones de los biológicos para tratar residuos tóxicos como metales y sustancias orgánicas sintéticas ha hecho que los procesos fisicoquímicos sean adaptados para cargas industriales de características agresivas a los procesos biológicos, a veces como un tratamiento previo al biológico y otras como un tratamiento único llamado "**primario avanzado**".

8.3 TRATAMIENTO BIOLÓGICO

La principal división entre los procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales, se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan oxígeno, así se tienen los procesos **aerobios** (requieren oxígeno) y los **anaerobios** (requieren la ausencia de oxígeno). lo que se traduce en sistemas muy diferentes entre si, en su microbiología, en su flujo de energía, su ingeniería y su control (ver figura 8 2)

En condiciones aerobias, los microorganismos utilizan el oxígeno en sus procesos vitales (metabolismo y reproducción), en cambio en ausencia de oxígeno (anaerobiosis) otros utilizan compuestos químicos en sustitución del oxígeno como aceptores de electrones.

TABLA 8.3 Clasificación general de los microorganismos como base en sus fuentes de energía y carbón

| CLASIFICACION | FUENTE DE ENERGIA | FUENTE DE CARBON | ORGANISMOS REPRESENTATIVOS |
|--------------------|--|------------------|--|
| FOTOAUTOTROFOS | LUZ | CO ₂ | Algas, bacterias, fotosintéticas, plantas superiores |
| FOTOHETEROTROFOS | LUZ | Materia orgánica | Bacterias fotosintéticas |
| QUIMIOAUTOTROFOS | Materia orgánica (oxidación-reducción) | CO ₂ | Bacterias |
| QUIMIOHETEROTROFOS | Materia orgánica (oxidación-reducción) | Materia orgánica | Bacterias, hongos, protozoarios, animales |

Los procesos biológicos para el tratamiento de las aguas residuales, constan de equipos que ponen en contacto a los microorganismos con la materia orgánica durante el tiempo suficiente para que lleven a cabo su oxidación, ya sea bajo condiciones aerobias o anaerobias.

TABLA 8.4 Ventajas y desventajas del proceso aerobio

| VENTAJAS | DESVENTAJAS |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - Ausencia de olores - Mineralización de todos los compuestos biodegradables | <ul style="list-style-type: none"> - Tasa alta de síntesis celular y por consiguiente alta producción de lodos. - Requiere de mucha energía eléctrica para oxigenación y mezcla - Gran porción de células en los lodos que hace, en algunos casos, necesaria su digestión, antes de secarlos y disponerlos. |

TABLA 8.5 Ventajas y desventajas del proceso anaerobio

| VENTAJAS | DESVENTAJAS |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Tasa baja de síntesis celular y por consiguiente poca producción de lodos - El lodo producido es razonablemente estable y puede secarse y disponerse por métodos convencionales - No requiere oxígeno, por lo tanto usa poca energía eléctrica y es especialmente adaptable a aguas residuales con alta concentración orgánica - Produce metano el cual puede ser utilizado como energético. El metano tiene un valor calorífico aproximadamente 36500 kJ/m^3 - Tiene requerimientos nutricionales bajos | <ul style="list-style-type: none"> - Para obtener altos grados de tratamiento requiere de temperaturas altas - El medio es corrosivo - Tiene riesgos de salud por H_2S - Exige un intervalo de operación de pH bastante restringido - Requiere concentraciones altas de alcalinidad - Es sensible a la contaminación con oxígeno - Puede presentar olores desagradables por H_2S, ácidos grasos y amidas |

La remoción de la DBO carbonácea, la coagulación de las partículas coloidales y la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo biológicamente utilizando una variedad de microorganismos, principalmente bacterias; estos microorganismos se utilizan para convertir en gases y en nuevo tejido celular la materia carbonácea orgánica coloidal y disuelta, por otra parte debido a que el tejido celular producido es mas denso que el agua, las células resultantes pueden ser removidas físicamente del agua mediante una sedimentación.

Entonces, el **tratamiento biológico** de las aguas residuales tiene como finalidad remover mediante coagulación biológica (procreación de microorganismos) la materia orgánica en estado coloidal y disuelta que no fue removida en el pretratamiento ni el tratamiento primario.

Es importante y necesario conocer los principales grupos de microorganismos que se encuentran en las aguas superficiales y en las aguas residuales, ya que estos grupos de bacterias son los responsables del tratamiento biológico y por lo mismo debemos identificarlas y promover su reproducción durante los procesos de tratamiento. Los principales grupos se clasifican en **eucarióticas, eubacterias y archaebacteria.**

TRATAMIENTO AEROBIO

En forma general, este tratamiento se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica (generadora de DBO) hacia los microorganismos, los cuales además, se agrupan formando películas o flóculos también llamados "FLOCS" (biomasa) por contacto interfacial, adsorción y absorciones asociadas

Para llevar a cabo este tratamiento, se requieren dos tanques o depósitos, uno con agitación que promueva el contacto de los microorganismos con la materia orgánica y con el oxígeno (reactor) y otro de reposo (sedimentador secundario) que permita la sedimentación de los FLOCS

La función del sistema de aireación es la de transferir oxígeno al líquido, a las tasas requeridas para que el oxígeno no sea un limitante para la utilización de la materia orgánica y las funciones metabólicas de los microorganismos

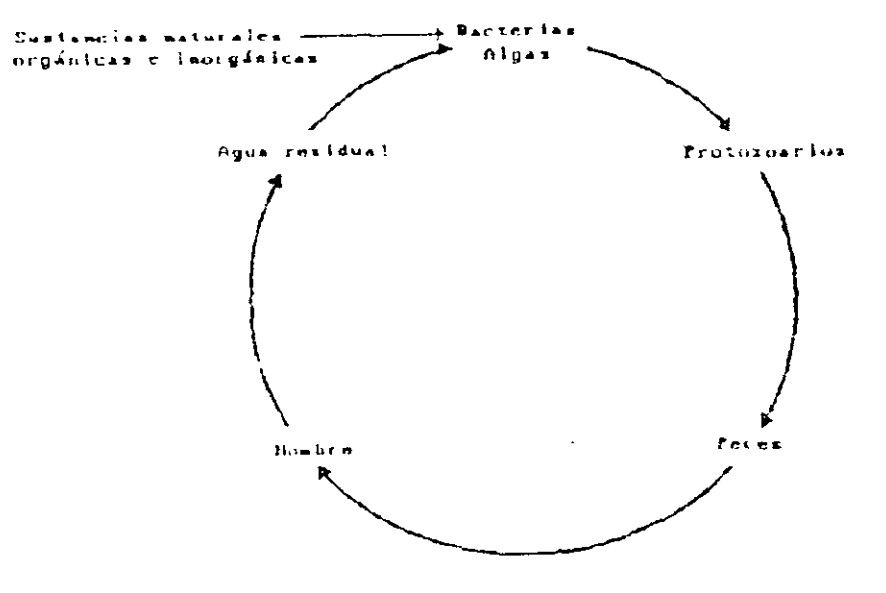


Fig 8 1 Ciclo de autopurificación

En los sistemas biológicos, se tienen complejas poblaciones de microorganismos que intervienen en el tratamiento biológico los que se encuentran mezclados e interrelacionados, cada uno de ellos tiene su propia curva de crecimiento la cual depende de las condiciones del sistema pH, temperatura, aireación o anaerobiasis y disposición de nutrientes. En la figura 8.2 se muestran algunas curvas de crecimiento y se ilustra la variación con respecto al tiempo de algunos microorganismos predominantes en un agua residual dentro de un sistema de tratamiento biológico

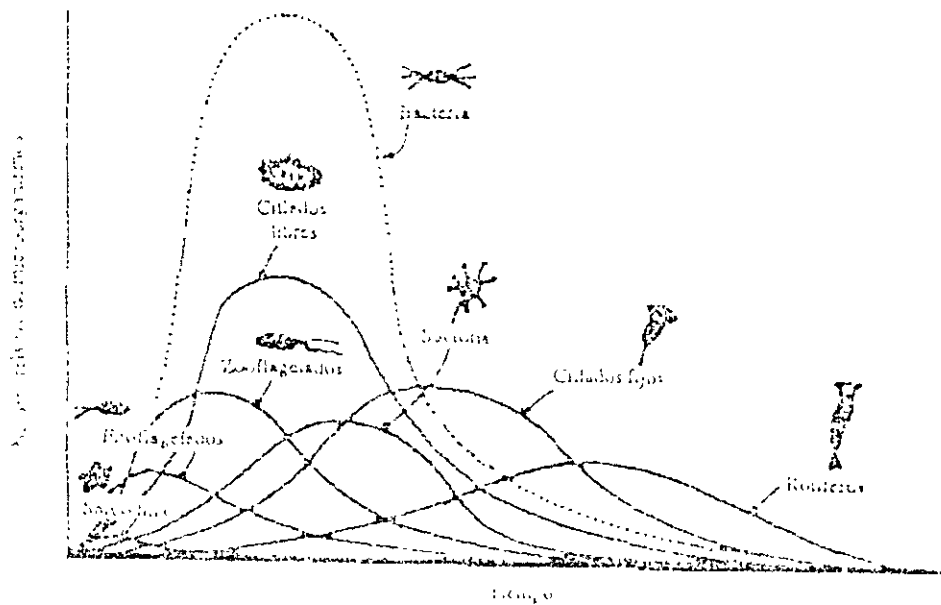


Figura 8.2 Curvas de crecimiento de microorganismos en un agua residual con tratamiento biológico

La eficiencia de los procesos biológicos se determina principalmente por las características de las aguas residuales, las condiciones ambientales del sistema y por el tipo de microorganismos que intervienen.

Es importante conocer si el agua residual a tratar por medios biológicos, contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios para el crecimiento de los microorganismos, en tal caso se podría hacer un pretratamiento para su eliminación o cambiar a un tratamiento fisicoquímico.

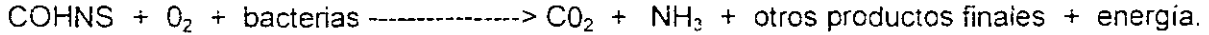
Los principales microorganismos responsables de remover grandes cantidades de materia orgánica en los procesos biológicos aerobios, son las bacterias, en su mayoría aerobias y facultativas heterótrofas. Pruebas realizadas sobre un número diferente de bacterias indican que están constituidas por aproximadamente 80 por ciento de agua y 20% de material seco, del cual 90 por ciento es orgánico y 10 por ciento inorgánico, una fórmula aceptada para la materia orgánica es $C_5H_7O_2N$, del cual 53 por ciento de peso seco es carbono.

Además de la fuente de carbono orgánico y la presencia de oxígeno, principales abastecedores de carbono y energía para la síntesis y mantenimiento de funciones, debe haber elementos inorgánicos como nitrógeno y fósforo, y trazas de elementos como azufre, potasio, calcio, y magnesio, que son vitales para la síntesis celular.

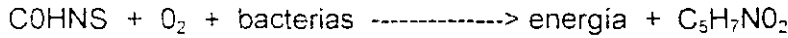
En el tratamiento aerobio se lleva a cabo la **oxidación aerobia**, una parte de la materia orgánica es **sintetizada** a nuevos microorganismos, otra parte es oxidada a productos finales relativamente estables como CO_2 , H_2O y NH_3 y cuando se agota la materia orgánica, estas mismas células o microorganismos entran en una **etapa endógena** (consumen sus reservas y existe canibalismo), obteniendo así la energía necesaria para el mantenimiento de sus funciones. En la mayoría de los tratamientos biológicos estos tres procesos ocurren simultáneamente.

Para un proceso aerobio y considerando a las bacterias como la población dominante, los tres procesos anteriores pueden representarse de la siguiente manera:

OXIDACION:



SINTESIS:



RESPIRACIÓN ENDOGENA:

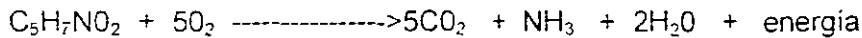


TABLA 8.6 Remoción de contaminantes de varios sistemas de tratamiento biológico, en condiciones ideales de operación:

| PARAMETRO | INFLUENTE mg/l | CONTENIDO EN EL EFLUENTE mg/l | | | | | | |
|-----------|-------------------|-------------------------------|------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------|
| | | Lodos activados C M | Aireación extendida | Lag aireadas c/seg. sec. | Zanjas de oxidación c/seg. sec. | Lag Fac sin aireación | Lag Fac con aireación | Lag anaerob- cas |
| SST | 225 | 20 | 20 | 20 | 20 | 120 | 90 | 100 |
| DBO5 | 220 | 15 | 15 | 15 | 15 | 40 | 25 | 40 |
| DDO | 450 | 90 | 90 | 90 | 90 | 160 | 140 | 140 |
| N-NH3 | 25 | 20 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 |
| P = To | 10 | 7 | 7 | 7 | 7 | 4 | 4 | 4 |

8.4 MICROORGANISMOS AEROBIOS EN SUSPENSION

En los procesos de tratamiento con microorganismos en suspensión la agitación producida para aireación permite un mejor y mas continuo contacto entre los organismos encargados de la estabilización y la materia por estabilizar, lográndose un proceso más rápido y más eficiente. Si para incrementar la eficiencia, y para ayudar a la hidrólisis de compuestos complejos, se trata de mantener al sistema bajo condiciones aerobias, la agitación, aparte de promover el contacto comida-microorganismo, permite la transferencia de oxígeno para ser utilizado en el proceso metabólico. En caso contrario, la agitación solo promueve la oportunidad de contacto entre microorganismos y comida, y se ha observado que ayuda a los procesos de hidrólisis

El proceso de microorganismos en suspensión, tiene muchas variantes: 1.- Proceso convencional, 2 - Alta tasa, 3 - Completamente mezclado, 4.- Aireación por etapas, 5.- Estabilización por contacto, 6 - Aireación extendida, 7.- Zanjas de oxidación, 8.- Aireación de acuerdo con demanda 9.- Lagunas aireadas 10.- Carrousel, 11.- Kraus, 12 - Procesos avanzados (tiro profundo y oxígeno puro en sus diversas variantes)

LCDOS ACTIVADOS, PROCESO CONVENCIONAL

En el proceso de lodos activados, la bacteria es el microorganismo de mayor importancia, ya que esta es responsable de la descomposición de la materia orgánica. En general, las bacterias presentes en el proceso son Gram-negativo e incluyen miembros de los géneros Pseudomonas, Zooglea, Achromobacter, Flavobacrium, Nocardia, Bdellovibrio, Mycobacterium y las bacterias

nitrificantes Nitrosomas y Nitrobacter. Adicionalmente, varias formas filamentosas tales como Sphaerotilus, Beggiatoa, Thiothrix, Lecicothriz y Geotrichum pueden también estar presentes. Mientras que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan la materia orgánica, las actividades metabólicas de otros organismos son también importantes en el proceso de tratamiento. Por ejemplo, los protozoarios y los rotíferos consumen a las bacterias y a las partículas orgánicas pequeñas que no se han sedimentado (Figura 8 3).

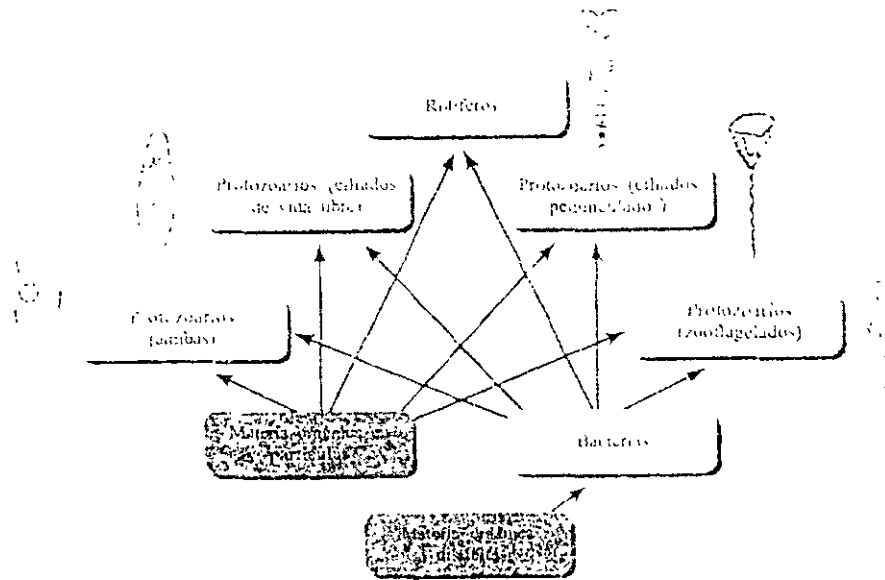


Figura 8 3 Red alimentaria del proceso de lodos activados

Los procesos de lodos activados se utilizan tanto para tratamiento secundario como para tratamiento completo de las aguas residuales sin sedimentación primaria. En estos procesos, los desechos líquidos son alimentados continuamente a un tanque aireador (reactor) en el que se encuentra el cultivo de los microorganismos (lodos activados), en su mayoría bacterias en suspensión, las cuales en su conjunto se les conoce como "licor mezclado" que metabolizan y flocculan biológicamente los compuestos orgánicos. El medio ambiente aerobio, así como la mezcla del sustrato (agua residual influente) y microorganismos (sólidos suspendidos volátiles SSV) se mantiene mediante el uso de aireación mecánica o inyección de aire por **sopladores**. Después de un determinado tiempo de retención (tr) el "licor mezclado" pasa a un tanque de sedimentación, donde se lleva a cabo la separación de microorganismos en forma de flóculos (flocs) del agua, la cual sale por la parte superior del tanque, terminándose aquí el tratamiento secundario del "tren de agua". Una parte de la biomasa sedimentada es retornada al tanque de aireación (lodos de retorno) para mantener la concentración deseada de "sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado" (SSVLM) y la otra parte es retirada del sistema como lodo de desecho (Fig 8 4)

Cabe destacar que los modelos matemáticos desarrollados para evaluar la tratabilidad de la materia orgánica contenida en las aguas residuales están basados en el comportamiento de reactores completamente mezclados, lo que implica que aplicar estos datos al diseño de tanques en flujo pistón se obtendrá en general mejores resultados

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

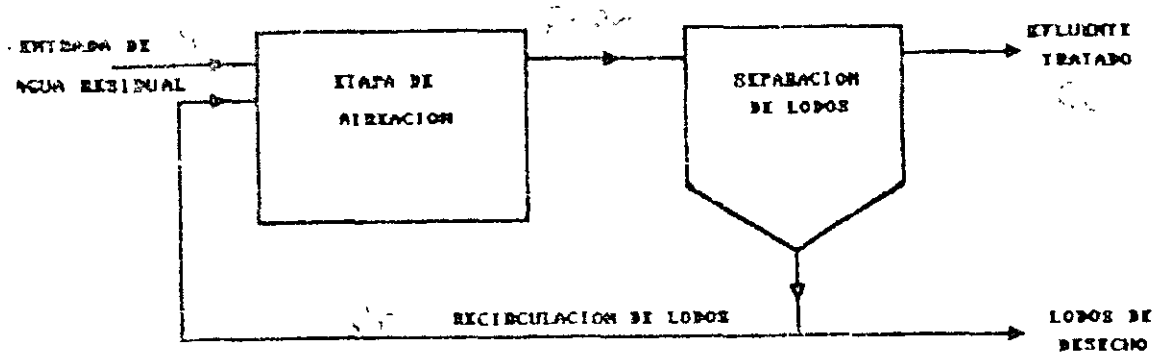


Figura 8.4 Características esenciales de los procesos de lodos activados

Aunque el sistema convencional es muy eficiente, se le identifican dos problemas fundamentales, el primero relacionado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque como se muestra en la fig. 8.6 donde se observa que las mayores demandas se presentan al inicio del tanque de aireación disminuyendo sensiblemente hacia el final cuanto se alcanzan las mínimas concentraciones de comida remanente. Esto ocasiona en algunos casos el agotamiento del oxígeno disuelto en parte de los tanques y un desperdicio de energía al final de los mismos. La solución a esta situación dió origen al sistema denominado **aireación por etapas** figura 8.7.

El segundo problema identificado es en sistemas de tratamiento para aguas residuales en comunidades con influencia industrial ya que las concentraciones de elementos tóxicos entran en contacto con un pequeño volumen de licor mezclado, teniéndose en muchas ocasiones niveles suficientemente altos de tóxicos para provocar la muerte de los microorganismos. En respuesta a esta situación se desarrolló el proceso **completamente mezclado** figura 8.16.

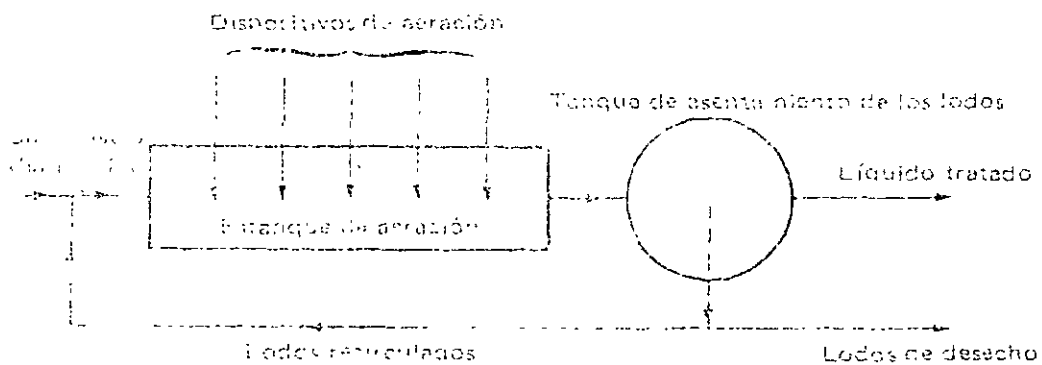


Figura 8.5 Sistema convencional de flujo pistón

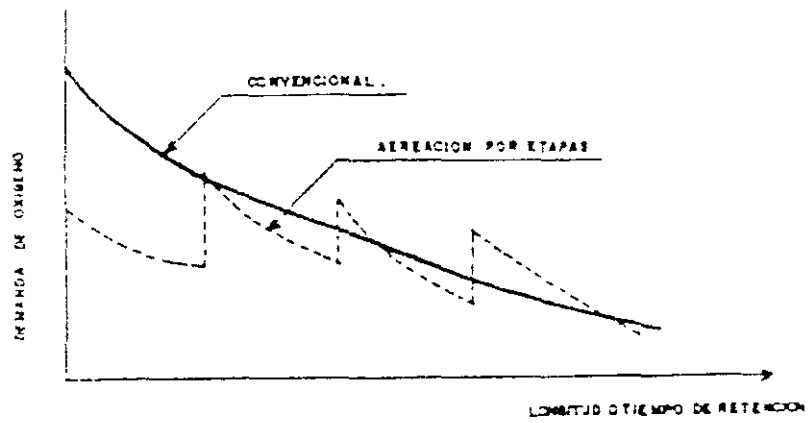


Figura 8 6 Demanda de oxígeno en el proceso de lodos activados

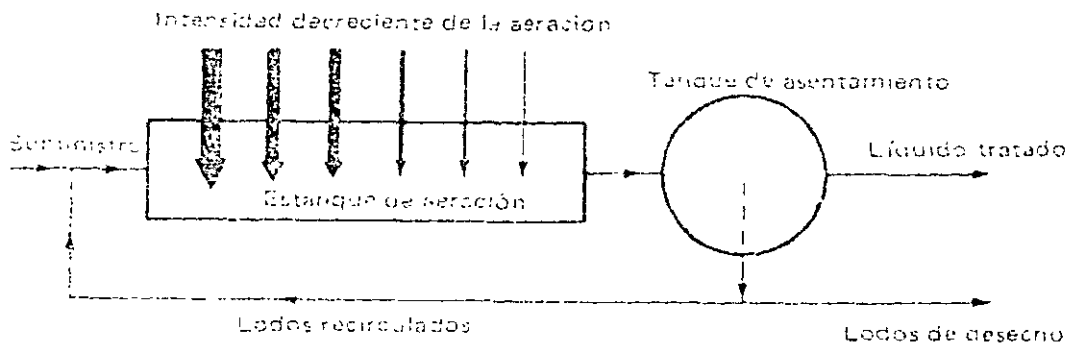
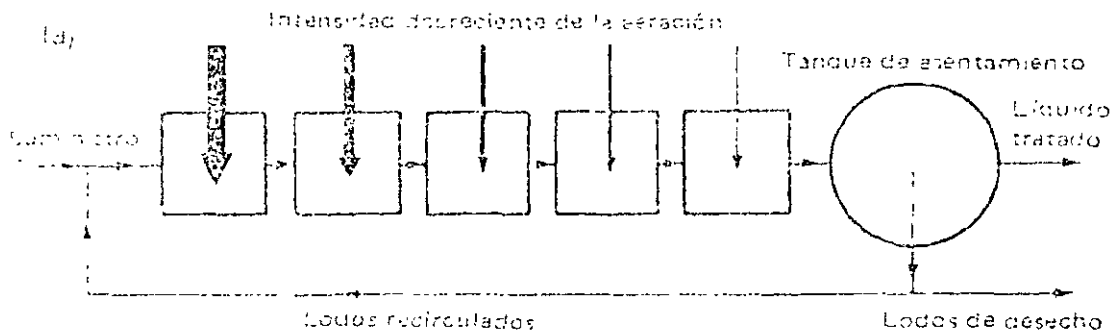


Figura 8 7 Aireación por etapas en un sistema de flujo pistón



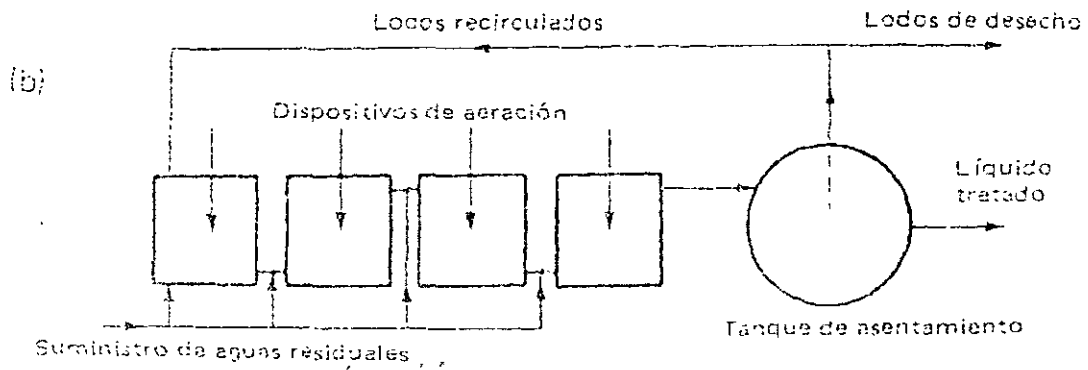


Figura 8.8 a) Aireación por etapas en tanques en serie b) Aireación escalonada en una serie de tanques

Dos parámetros de utilidad en el control del proceso son la edad de lodos (EL) y la relación alimento/biomasa (F/M), definidos por las siguientes ecuaciones:

$$Edad\ de\ lodos = \frac{Masa\ de\ lodos\ en\ el\ reactor\ [kg]}{Purga\ de\ lodos\ biológicos\ [kg/día]} = EL$$

$$(Alimento\ /\ biomasa) = \frac{Masa\ de\ DBO\ en\ el\ influente\ [kg/día]}{Masa\ de\ lodos\ en\ el\ reactor\ [kg]} = \frac{F}{M}$$

Estos dos parámetros se relacionan, a su vez, con la siguiente expresión.

$$(1 / EL) = a * (F / M) - b$$

"a" de 0.5 a 0.8 mg de lodos por mg. de DBO removida

"b" de 0.06 a 0.20 mg de lodos destruidos por mg de lodos en el reactor por día

un parámetro para medir las características de asentamiento de lodos es el índice volumétrico de lodos (IVL)

$$IVL = \frac{\% \text{ volumen asentado después de 30 minutos}}{\% \text{ del contenido de los sólidos en suspensión}}$$

CRITERIOS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA CONVENCIONAL DE LODOS ACTIVADOS (CNA)

TANQUE AIREADOR

| PARAMETRO | | VALOR |
|---|---------|------------------------------|
| Tiempo de retención hidráulica basado en el gasto medio (horas) | | 4-8 |
| Tiempo de retención celular (días) | | 5-10 |
| Carga orgánica volumétrica (KgDBO / día m ³) | | 0.4-0.8 |
| Sólidos suspendidos totales en el reactor (mg/L) | | 1500-3000 |
| Recirculación de lodos (veces en el gasto de entrada) | | 0.5-1.5 |
| Relación F/M (Kg DBO / Kg SSV día) | | 0.25-0.50 |
| Generación de lodos o biosólidos (Kg/Kg DBO removida) | F/M 0.3 | 0.5 |
| | F/M 0.5 | 0.7 |
| Requerimientos de aire (m ³ × Kg DBO) | | 54-102 |
| Dimensiones tanque aireador dependen de | | Características del aireador |

SEDIMENTADORES

| PRIMARIO | |
|---|-----------|
| Tiempo de retención (horas) | 2.5-3.0 |
| Carga hidráulica (m ³ /m ² día) | 32-48 |
| SECUNDARIO | |
| Carga hidráulica (m ³ /m ² día) | 30-35 |
| concentración de sólidos (mg / L) | 8000-9000 |

Consumo de energía.

Consumo de energía del proceso es función de la eficiencia del equipo de suministro de oxígeno, de las características del agua y de la eficiencia del proceso, en la siguiente tabla se presentan datos típicos para aguas municipales:

Oxígeno requerido

| | |
|---|-----|
| Oxígeno demandado en condiciones reales [mg/l] | 150 |
| Oxígeno suministrado, condiciones estándar [mg/l] | 255 |
| Relación No / Nr (10°C) | 2.0 |

No= Demanda de oxígeno en condiciones estándar (760 mmHg y 20°C)

Nr= Demanda de oxígeno en condiciones reales

TANQUE AIREADOR (REACTOR)

Configuración del tanque aireador

En el diseño de la forma del tanque correspondiente al sistema de aireación seleccionado, las características de diseño utilizadas, generalmente esta relacionadas con la relación F/M, para llevar a cabo una remoción específica de DBO₅ y para la nitrificación. Cualquier configuración del reactor puede ser utilizada por la mayor parte de rangos de carga (hidráulica y biológica) dependiendo de la calidad del efluente deseada. La mayoría de las veces la configuración del reactor es dictada por 1° la reacción biológica, 2° requerimientos de construcción, 3° por el diseño del sistema de aireación que se utilizara para la aireación y mezcla de acuerdo al modelo del equipo.

El tiempo de retención (tr) del liquido en el tanque de aireación es el tiempo de contacto entre los lodos y las aguas residuales oxigenadas. Es el promedio de tiempo que necesita el liquido para atravesar el tanque, así se tiene

$$tr = \frac{\text{capacidad del tanque de aireacion}}{\text{tasa de flujo del liquido influente}}$$

En el tratamiento de aguas domesticas el tr generalmente varía entre 0.5 y 2 minutos, debe tenerse cuidado para prevenir una baja mezcla o una sobremezcla, la primera produce una dispersión de los "flocs" y la segunda produce su ruptura causando la dispersión excesiva.

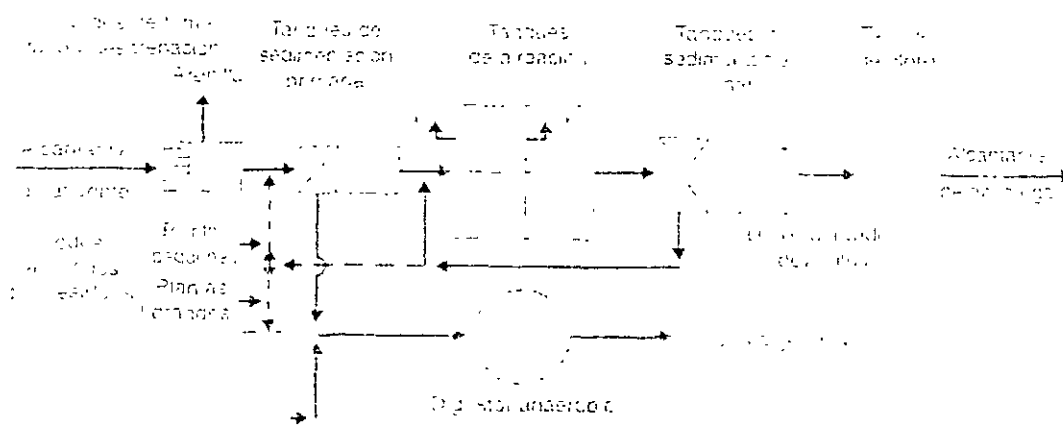


Figura 8.9 Planta convencional del proceso de lodos activados

Flujo en los tanques de aireación

1° Flujo Pistón

Es aquél en el cual todo elemento de flujo deja el reactor en el mismo orden en que entró, no existe dispersión o mezcla. Todo elemento de flujo es expuesto al tratamiento en el mismo periodo de tiempo, llamado tiempo teórico de retención.

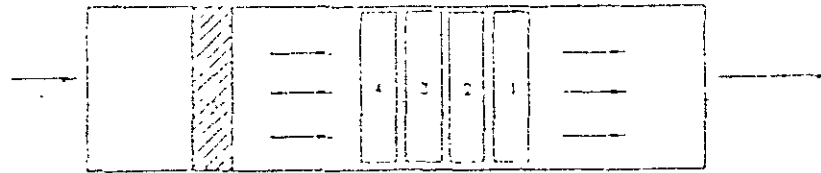


Figura 8.10 Flujo pistón

2° Mezcla Completa

Es aquella en la cual todos los elementos de flujo son instantáneamente mezclados de modo que su contenido sea perfectamente homogéneo en todos los puntos de ese sistema. En consecuencia, la concentración del efluente es igual a la concentración de la unidad de tratamiento

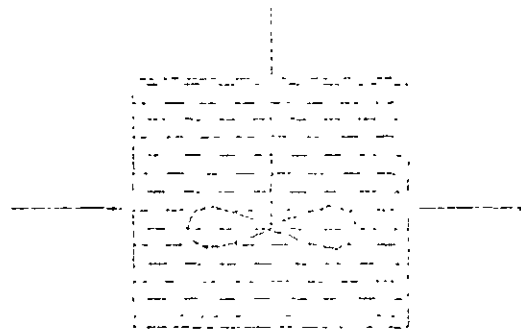


Figura 8.11 Mezcla completa

3° Flujo Disperso

Se define como aquel en que cada elemento de flujo tiene un tiempo de retención diferente en cada periodo de tiempo también se le llama flujo arbitrario y está comprendido entre dos límites, el flujo pistón ideal y la mezcla completa

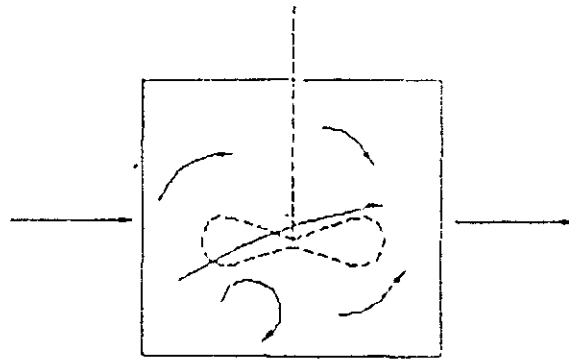


Figura 8.12 Flujo disperso

SISTEMAS DE AIREACIÓN

Los métodos disponibles para la aireación en los procesos de los lodos activados se pueden clasificar, en términos generales, como: a) sistemas de aireación por burbujas o de "difusor", b) sistemas de aireación mecánica y c) sistemas combinados que usan tanto la aspersion por aire como la agitación mecánica (figuras 8.13 a la 8.15).

Un sistema de aireación debe ser capaz de transferir oxígeno al licor mezclado a una tasa equivalente al "pico" de requerimiento de oxígeno, expresada como la masa de oxígeno transferida por unidad de volumen por unidad de tiempo ($\text{kgO}_2/\text{m}^3/\text{por unidad de tiempo}$). El nivel superior de la tasa de transferencia de oxígeno para los dispositivos convencionales de aireación, ha sido citado como de 60 a 70 g/m^3 por hora, a pesar de que los sistemas pueden proporcionar valores más altos con el riesgo de producir un exceso de pulverización del líquido, y de 100 $\text{g}/\text{m}^3\text{-h}$ para aireadores convencionales en gran escala, lo que puede limitar la máxima tasa del tratamiento.

Usualmente, la medida de la eficiencia del sistema de aireación se expresa como la masa de oxígeno transferida por unidad de energía consumida (kgO_2/kWh o kJ). Este parámetro se conoce como "eficiencia de oxigenación" a pesar de que no carece de dimensiones. En algunos sistemas de aireación, sólo una parte del oxígeno transmitido se disuelve realmente, este efecto está indicado por la "eficiencia de utilización del oxígeno".

El inyectar y lograr la disolución del oxígeno no es la única función del sistema de aireación, ya que también suministra la agitación necesaria para mantener en suspensión los flóculos de lodo y mantener homogéneo el licor mezclado, es decir mantener en contacto los microorganismos con la materia orgánica. Si la agitación es insuficiente para mantener en suspensión a los flóculos de lodos en todo el líquido, el contacto reducido entre microorganismos y nutrientes retardará la tasa de remoción de estos últimos. Algunos organismos pueden estar privados de nutrientes y en el peor de los casos, los lodos podrán asentarse en el fondo del tanque de aireación y formar una capa anaerobia putrefacta de limo. De manera similar, se requiere un mezclado adecuado para asegurarse que algunas regiones del tanque no se vean privadas de oxígeno disuelto y se vuelvan anóxicas, a menos que se establezca previamente esta condición.

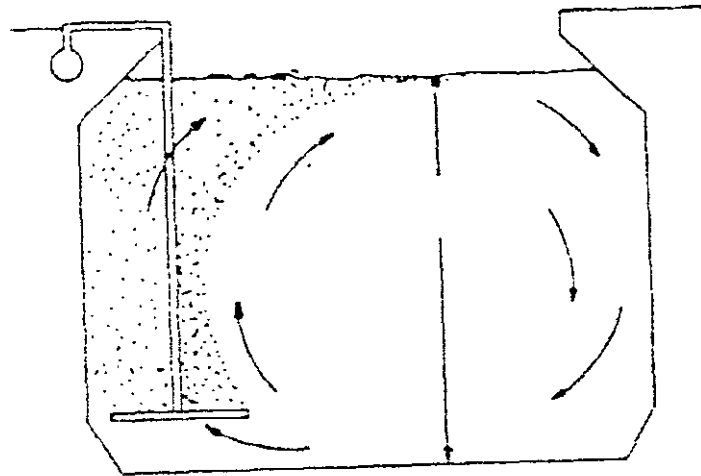
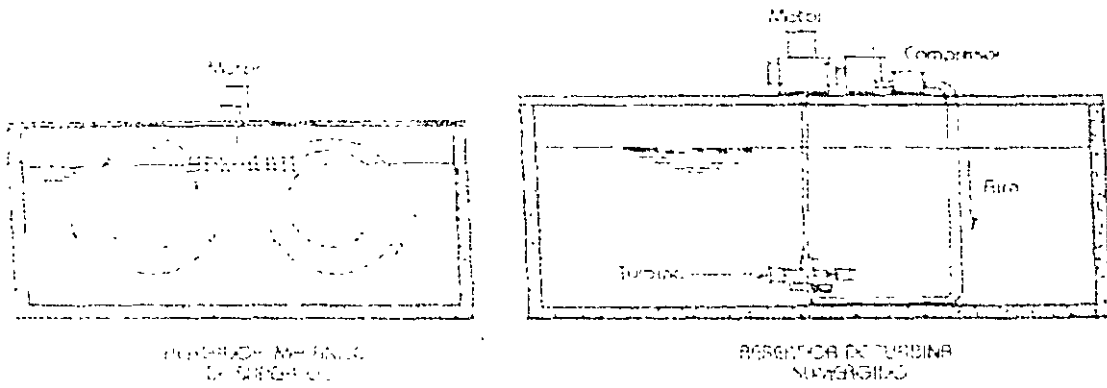


Figura 8 13 Difusores mediante burbuja en un reactor biológico



AERADOR MECÁNICO DE SUPERFICIE

AERADOR DE TURBINA SUMERGIDO

Figura 8 14 Aireadores mecánicos

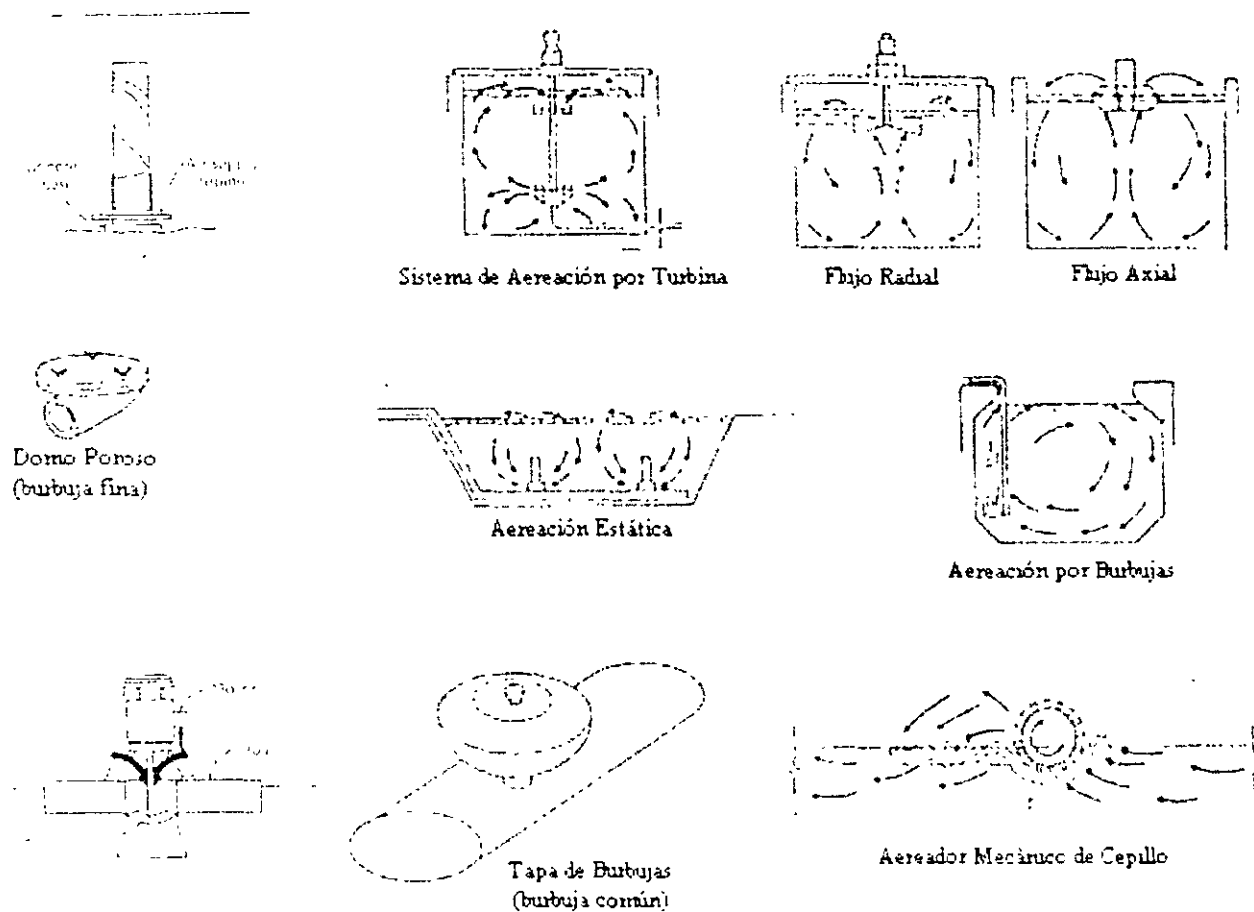


Fig. 8.15 Equipos aireadores

Aireación por burbujas.

En los sistemas de aireación por burbujas formadas dentro de la mezcla de licor, se producen por tres medios: a) aire comprimido inyectado a través de toberas o perforaciones llamadas "aspersores" b) a través de medios porosos llamados "difusores" y c) por disolución de aire a presión en una parte del líquido, el que luego se libera dentro del cuerpo principal del licor mezclado para que haga efervescencia. (esta última se conoce como la técnica del "aire disuelto" y se usa con mayor frecuencia para producir espuma y separar sólidos por flotación, que para la transferencia de masa). La aspersion produce las burbujas más gruesas, y el aire disuelto las más finas. Se puede decir que las burbujas "finas" tienen un diámetro menor de aproximadamente 1 1/2 a 2 mm, y las burbujas "gruesas" son mayores de 3 a 5 mm. Las burbujas "medias" se encuentran entre estos dos intervalos y se usa también el término "micro" aparentemente con el mismo significado que "finas".

El aire comprimido por la tuberías y los difusores se produce mediante "sopladores" y la disolución del aire a presión mediante "compresores".

La eficiencia del uso de oxígeno obtenida con sistemas de aireación con burbujas es generalmente baja, aproximadamente del 1% para difusores de burbujas gruesas y de 5 a 6% para sistemas de burbujas finas, a pesar de que se informa de eficiencias tan altas como el 20%.

Esto quiere decir que casi el 90% del aire que pasa por el licor mezclado contribuye muy poco a la transferencia de oxígeno y sólo ejerce una función mezcladora. sin embargo se requiere filtrar el gas, comprimirlo y enviarlo por tuberías a los tanques de oxigenación, con el consiguiente desperdicio de energía.

La eficiencia es mayor al disminuir el tamaño de las burbujas y aumentar la profundidad del líquido a través del cual se elevan las burbujas; ambos efectos aumentan los costos de compresión. Los difusores que producen burbujas finas tienen mayor resistencia al flujo de gas que los equipos de burbujas gruesas. el uso de mayores profundidades del líquido representa un aumento de la presión hidrostática que se ha de superar utilizando presiones más altas en la descarga del aire procedente del soplador. Con profundidades del líquido menores de 3 m, el tiempo de residencia de las burbujas es más corto requiriendo elevar la tasa de flujo con la desventaja de producir altos costos de compresión.

Para el tratamiento normal de las aguas residuales, se usan tasas de flujo de aire de 7 a 10 m³ de aire/m³ de aguas residuales, que corresponden a aproximadamente 30 a 40 m² de aire/kg DBO. Los difusores se pueden instalar como un montaje fijo en el fondo del tanque de aireación, este es el llamado sistema de "piso plano" figura 8.15. También se pueden montar como una serie a lo largo de un lado del tanque, con lo que se genera un patrón helicoidal de flujo al líquido dentro del tanque llamado "sistema de flujo en espiral".

Las series de difusores se pueden montar sobre una junta giratoria, de manera que se puedan alzar fuera del líquido para que estén accesibles para limpieza y mantenimiento sin que haya que vaciar primero el tanque.

Aireación mecánica

Hay tres sistemas principales de aireación mecánica, 1° aireadores superficiales, 2° chorros de líquido y 3° sistemas de agitación y aspersion, o sistemas "combinados" (Figuras 8.14 y 8.15). Los aireadores superficiales son los sistemas de uso más corriente en México y otros países para el tratamiento de aguas residuales a pesar de que el sistema "combinado" se encuentra en unidades compactas para el tratamiento de desechos industriales. La profundidad que se usa para el líquido es convencionalmente de 4 m.

| Eficiencia del Aireador | | Energía Requerida Kw-h/m ³ |
|-------------------------|---------|---------------------------------------|
| lb/HP-h | Kg/Kw-h | |
| 1.50 | 0.93 | 0.32 |
| 2 | 1.23 | 0.24 |
| 2.50 | 1.54 | 0.19 |
| 3 | 1.85 | 0.16 |

SEDIMENTADOR SECUNDARIO (SEDIMENTACIÓN TIPO III Y IV)

En el sistema de lodos activados cuando se tiene una calidad de efluente muy pobre la mayor parte de los problemas pueden atribuirse al diseño y operación del tanque sedimentador, una gran proporción de DBO en el efluente es causada frecuentemente por una pérdida de sólidos suspendidos (ss) en el sedimentador final, por ello este tanque debe considerarse como una parte integral e importante de este proceso.

En el fondo de este tanque las partículas de lodos activados se aglomeran en su máximo tamaño y establecen contacto unas con otras, formando un medio continuo con una pequeña compactación adicional (sedimentación tipo IV).

El flujo de **Retorno de lodos**, arrastra fuera del sedimentador estos lodos activados (lodos biológicos). Es muy importante almacenarlos durante un cierto tiempo, considerando que la operación normal del tanque sedimentador resulta de la variación de sólidos durante el ciclo diario de 24 horas, los que no se requiera "retornar" se retiran del tanque durante el periodo de flujo mínimo, generalmente los "biosólidos" son almacenados en el sedimentador hasta que se vayan a recircular, lo que sucede cuando la "carga orgánica" empieza a incrementarse

La pendiente del piso juega un papel importante para mantener el almacenamiento y aumentar la recolección de lodos, el fondo formado por la pendiente del piso (generalmente 1:12) representa el volumen de almacenamiento y el incremento de la profundidad sirve para la compactación de los lodos. (Sedimentación tipo IV).

VARIANTES DEL SISTEMA DE "LODOS ACTIVADOS"

1° LODOS ACTIVADOS, ALTA TASA

El proceso de alta tasa de lodos activados es una variante del proceso convencional de lodos activados, y consiste en el empleo de (a) bajos tiempos de retención hidráulica, (b) altas concentraciones de lodos activados en el reactor, (c) bajos valores de la edad de lodos y altas relaciones F/M (alimento / microorganismos) El resultado de esta variante es un proceso más económico que el proceso convencional, pero con menores eficiencias en la remoción de DBO. Esta variante es empleada cuando los requerimientos de calidad del efluente no son muy estrictos o bien, como un pretratamiento de aguas con altas concentraciones de contaminantes antes de algún proceso secundario convencional. Debido a sus bajos tiempos de retención hidráulica; presenta el problema que es muy sensible a fluctuaciones en el caudal de aguas residuales, y presenta una baja sedimentabilidad de los lodos biológicos.

Eficiencia del proceso

| | |
|---------------------------------|----------|
| Remoción de DBO. | 50 a 70% |
| Remoción de N-NH ₃ . | 5 a 10% |

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos es función de a) las características del substrato, b) la relación (F/M) y c) la edad de lodos. Para las condiciones típicas de una planta de alta tasa de aguas municipales la generación media de lodos es la siguiente.

| F/M [Kg DBO/Kg SSV-día] | Generación de Lodos [Kg de lodos/Kg DBO removida] |
|----------------------------|--|
| 0.4 a 0.8 | 0.6 a 0.8 |

CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta convencional de lodos activados con una de alta tasa, para aguas residuales de origen municipal:

| Parámetro | Convencional | Alta Tasa |
|--|------------------------|-----------------------|
| Carga Org volumétrica [Kg DBO/día-m ³] [lb/día-1000 pie ³] | 0.40 a 0.80 25 a 50 | 0.8 a 2.0 50 a 125 |
| Tiempo de aireación [horas] | 4 a 8 | 2 a 4 |
| SST en el reactor [mg/l] | 1500 a 3000 | 3000 a 5000 |
| Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día] | 0.25 a 0.50 | 0.4 a 0.8 |
| Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida] | 54 a 102 800 a 1500 | 54 a 81 800 a 1200 |
| Edad de lodos [días] (ts) | 5 a 10 | 2 a 5 |
| Recirculación | 0.5 a 1.5 | 0.25 a 0.5 |
| Fracción volátil de los SST | | 0.7 a 0.8 |

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de alta tasa varía entre 0.9 y 1.2 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kw-h y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua, la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aireación, como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0; se tiene:

| Eficiencia del Aireador | | Energía Kw-h/m ³ |
|-------------------------|---------|--------------------------------|
| lb/HP-h | Kg/Kw-h | |
| 1.5 | 0.93 | 0.29 a 0.39 |
| 2.0 | 1.23 | 0.22 a 0.29 |
| 2.5 | 1.54 | 0.18 a 0.23 |
| 3.0 | 1.85 | 0.15 a 0.19 |

2° LODOS ACTIVADOS COMPLETAMENTE MEZCLADOS

El desarrollo del sistema de lodos activados completamente mezclados obedece principalmente a disminuir las cargas puntuales tanto de materiales tóxicos como de cargas orgánicas que pudieran sobrepasar la capacidad de asimilación de un reactor en flujo pistón. El principio fundamental se basa en que toda la masa del reactor existe en todo momento la concentración de todos los materiales, involucrados. Esto quiere decir que al llegar una masa de contaminantes al reactor, esta se diluye instantáneamente en todo el cuerpo del reactor disminuyendo en forma drástica su concentración.

El empleo de aireadores mecánicos superficiales se adecua más a estas condiciones de operación, aunque la aireación por difusión es también empleada tratando de provocar las condiciones más cercanas a mezcla completa. En la fig. 8.16 se muestran en forma esquemática algunas variantes en la configuración del reactor que tratan de acercarse lo más posible al régimen hidráulico con que se diseña.

Al sistema completamente mezclado se le ha denominado en ocasiones de alta tasa principalmente por su capacidad de manejar aguas residuales con mayores concentraciones de materia orgánica; sin embargo su comportamiento y por lo tanto sus condiciones de diseño son muy similares a las del proceso convencional.

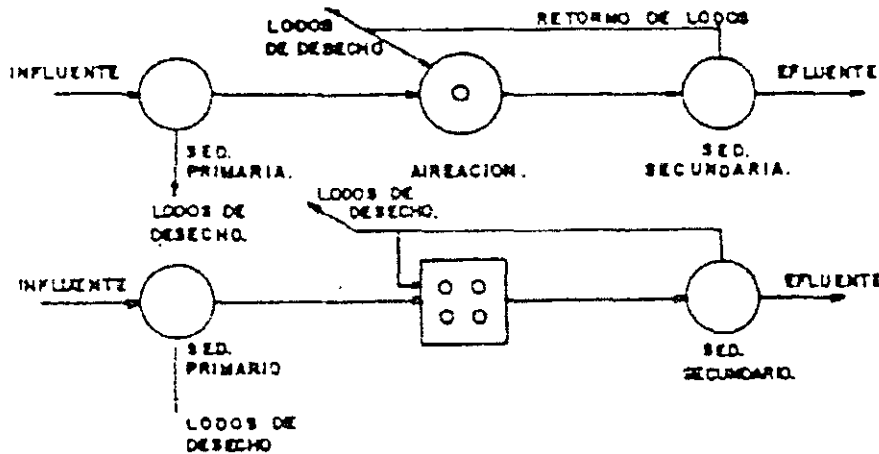


Fig. 8 16 Diversas soluciones del proceso de lodos activados completamente mezclados.

3° LODOS ACTIVADOS CON AIREACIÓN POR ETAPAS

En esta variante se trata de llevar a cabo la aireación del licor mezclado de acuerdo con la demanda de oxígeno, lo que motivó dos opciones diferentes, una en donde el influente al tanque de aireación es alimentado al tanque de aireación en diversos puntos; y la segunda establece mayor aireación al principio del tanque disminuyéndola mediante espaciamento de los difusores o de los aireadores mecánicos al final del mismo, como se puede ver en la figura 8.17 en tanque con flujo pistón, lo mismo se puede hacer **utilizando tanques en serie**.

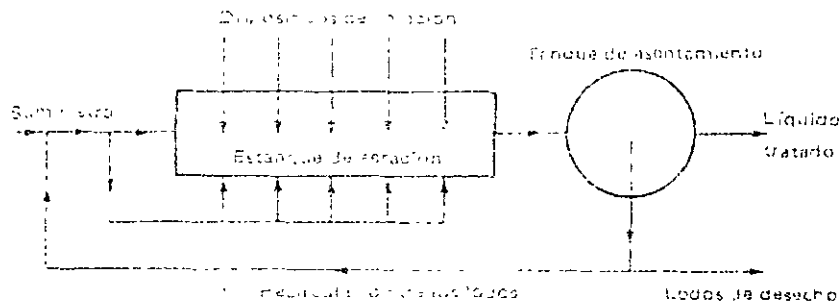


Fig 8 17 Proceso de lodos activados con aireación por etapas.

4° AIREACIÓN EXTENDIDA

La modalidad de aireación extendida es posiblemente uno de los sistemas más comúnmente empleados y con grandes posibilidades de utilización a futuro, tanto para el tratamiento de aguas residuales municipales como de desechos líquidos provenientes de la industria. La principal característica de este sistema es que opera con tiempos de retención celular prolongados, normalmente entre 15 y 20 días lo que provoca que los lodos generados en plantas de este tipo estén prácticamente estabilizados disminuyendo los problemas de su disposición final.

Los tiempos de aireación son más prolongados que los empleados en los sistemas convencional y completamente mezclado variando desde ocho hasta veinticuatro horas o más dependiendo de las características de los desechos a tratar. La principal razón estriba en que los altos tiempos de retención celular implican que la fracción activa de los lodos biológicos en los sólidos suspendidos del licor mezclado (SSLM) sea muy reducida recurriéndose por lo tanto a mayores tiempos de oportunidad de contacto con un sustrato para alcanzar eficiencias de remoción razonables. Cuando los requerimientos de potencia por mezclado determinan el tamaño de los motores para aireación, el tener mayores volúmenes por incremento de tiempos de retención hidráulica, significa mayores demandas de potencia, lo que resulta en incosteabilidad de este proceso para su aplicación a gastos altos. En principio su aplicación se restringió a plantas con un máximo de 150 a 200 l/s, sin embargo recientes mejoras en los sistemas de aireación han fomentado su aplicación a gastos mayores.

Al resolverse prácticamente el problema de estabilización de los lodos secundarios se consideró la conveniencia de eliminar el sedimentador primario para no generar lodos primarios que obligaran al empleo de digestores para ellos, alimentando los desechos líquidos crudos al tanque de aireación. Esta condición ha resultado atractiva al reducir los costos de inversión y disminuir la problemática en el manejo de los lodos de desecho; sin embargo en general y con procesos de aireación tradicionales se ha identificado un mayor costo de operación en los sistemas de transferencia de oxígeno.

Otro problema asociado con la edad de los lodos es la disminución en las propiedades de sedimentación de los flóculos biológicos generados en el sistema, al incrementarse el tiempo de retención celular se incrementa el índice volumétrico de lodos disminuyendo las concentraciones que pueden ser recirculadas al tanque de aireación y para su disposición final. Esta característica ha motivado diversas opciones para recirculación y disposición de los lodos. Es común identificar plantas de tratamiento en donde la recirculación es continua al tanque de aireación mediante el empleo de mamparas que permiten la descarga de efluente sedimentado. En estos casos se dificulta sensiblemente la obtención del lodo concentrado para su disposición final por lo que se ha optado en algunos casos a descargarlo directamente en el tanque de aireación como una fracción de su volumen. Debido al hecho de que los lodos están en un estado adecuado de estabilización pueden ser esparcidos en terrenos de cultivo sin provocar problemas ambientales.

Estas características aunadas a una gran variedad de dispositivos y sistemas de disposición han creado una gran diversidad de opciones que en algunos casos han sido patentadas con títulos comerciales con el objeto de obtener regalías de su aplicación.

Generación de lodos

La generación de lodos biológicos en este proceso es una de las más bajas entre todas las variantes del proceso de lodos activados, generalmente entre 0.15 y 0.30 Kg de exceso de lodos generados por Kg de DBO removida.

Criterios de diseño.

En la tabla siguiente se comparan los criterios típicos de diseño para una planta de aireación extendida con una planta convencional de lodos activados para aguas residuales de origen predominantemente municipal:

| Parámetro | Convencional | Aireación Extendida |
|--|------------------------|--------------------------|
| Carga Org volumetrica [Kg DBO/día-m ³ [lb/día-1000 pie ³] | 0.40 a 0.80 25 a 50 | 0.8 a 0.16 5 a 10 |
| Tiempo de aireacion [horas] | 4 a 8 | 18 a 36 |
| SST en el reactor [mg/l] | 1500 a 3000 | 3000 a 6000 |
| Relación (F/M) [Kg DBO/Kg SSV-día] | 0.25 a 0.50 | 0.05 a 0.15 |
| Necesidad de aire [m ³ /Kg DBO removida] [pie ³ /lb DBO removida] | 54 a 102 800 a 1500 | 204 a 272 3000 a 4000 |
| Edad de lodos [días] | 5 a 10 | 20 a 40 |
| Recirculación | 0.5 a 1.5 | 0.75 a 1.50 |
| Fraccion volatil de los SST | | 0.6 a 0.7 |

Consumo de energía

La demanda de oxígeno en el proceso de aireación extendida varía entre 2.0 y 2.5 Kg de O₂ por Kg de DBO removida; expresada en términos de Kw-h y para una demanda de 150 mg de oxígeno por litro de agua, la demanda de energía es función de la eficiencia del equipo de aireación como se indica en la siguiente tabla. Para una relación No/Nr de 2.0 se tiene:

| Ef del Aireador | | Energía Kw-h/m ³ |
|-----------------|---------|--------------------------------|
| lb/HP-h | Kg/Kw-h | |
| 1.5 | 0.93 | 0.65 a 0.81 |
| 2.0 | 1.23 | 0.49 a 0.61 |
| 2.5 | 1.54 | 0.39 a 0.49 |
| 3.0 | 1.85 | 0.32 a 0.41 |

5° LODOS ACTIVADOS CON ESTABILIZACION POR CONTACTO

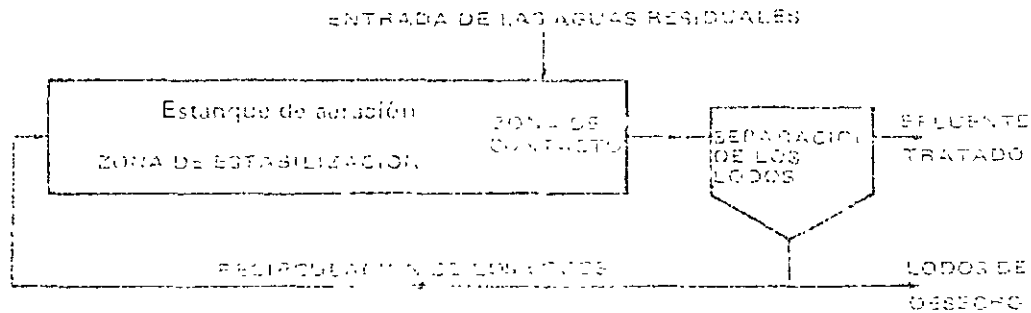
El proceso de estabilización por contacto, aprovecha una propiedad natural de los microorganismos consistente en que para el metabolismo, el sustrato primero es absorbido al cuerpo del organismo y posteriormente mediante procesos enzimáticos transformarlo a moléculas que pueden ser transportadas a través de la pared celular para su aprovechamiento en generación de energía o en síntesis de protoplasma biológico. Esto quiere decir que una vez absorbido el sustrato por los microorganismos, estos pueden ser removidos del sistema por medio de sedimentación alcanzándose una elevada eficiencia de remoción sin haberse producido estabilización de la materia orgánica, una vez concentrados los microorganismos

conteniendo el sustrato son transferidos a otro tanque de aireación donde se promueve el metabolismo del sustrato en volúmenes menores y con costos energéticos también menores. En la fig. 8.18 se presenta en forma esquemática este tipo de tratamiento.

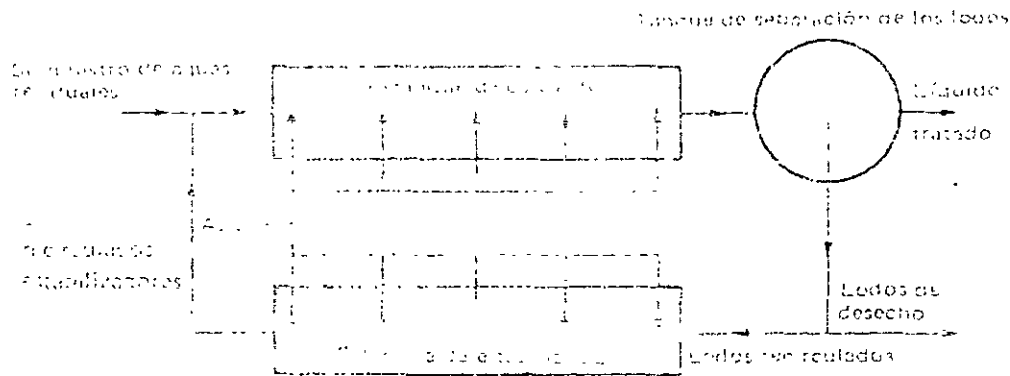
Esta variante implica la reducción de los volúmenes del reactor en proporción directa al incremento en concentración de los sólidos suspendidos del licor mezclado que en los sistemas de lodos activados convencionales se mantienen entre 2000 y 4000 mg/l y que en el tanque de aireación se pueden alcanzar concentraciones de hasta 8000 a 12000 mg/l. El mayor costo de inversión requerido por la construcción de dos tanques de aireación se compensa por tener menores volúmenes y por la disminución de la energía requerida para su mezclado.

Esta variante del proceso de lodos activados puede emplearse como sustitución de cualquier otra variante, sin embargo los mayores beneficios y por lo tanto las aplicaciones más comunes están en relación con la sustitución de la aireación extendida implicando largos tiempos de retención celular.

En la práctica se ha encontrado que tiempos de retención de 1 a 3 horas para la etapa de contacto y la de estabilización de 3 a 6 horas alcanzan eficiencias de remoción de más del 90%. Un tanque de contacto de 3 horas de tiempo de retención con un tanque de estabilización de 6 horas operando a 3000 y 8000 mg/l de sólidos suspendidos del licor mezclado respectivamente, generarán resultados equivalentes a una aireación convencional de 19 horas de tiempo de retención en un volumen equivalente a 9 horas.



a) En un solo tanque



b) En dos tanques

Fig. 8.18 Esquema del proceso de lodos activados con estabilización por contacto.

6° LODOS ACTIVADOS CON UTILIZACION DE OXIGENO PURO

Las aguas residuales concentradas, especialmente las generadas en procesos industriales con altas demandas de oxígeno para su procesamiento, requieren de potencias de aireación elevadas que compiten económicamente con la generación de oxígeno empleado en lugar de aire normal este incrementa su transferencia para el metabolismo biológico.

La necesidad de recircular el oxígeno no aprovechado por los microorganismos obliga al empleo de tanques cerrados con mínima posibilidad de interconexión con el aire ambiente lo que encarece las inversiones y hace más compleja la operación. Es sin embargo un proceso promovido por los fabricantes de generadores de oxígeno y se ha utilizado en forma comercial principalmente en Estados Unidos y en algunos países Europeos.

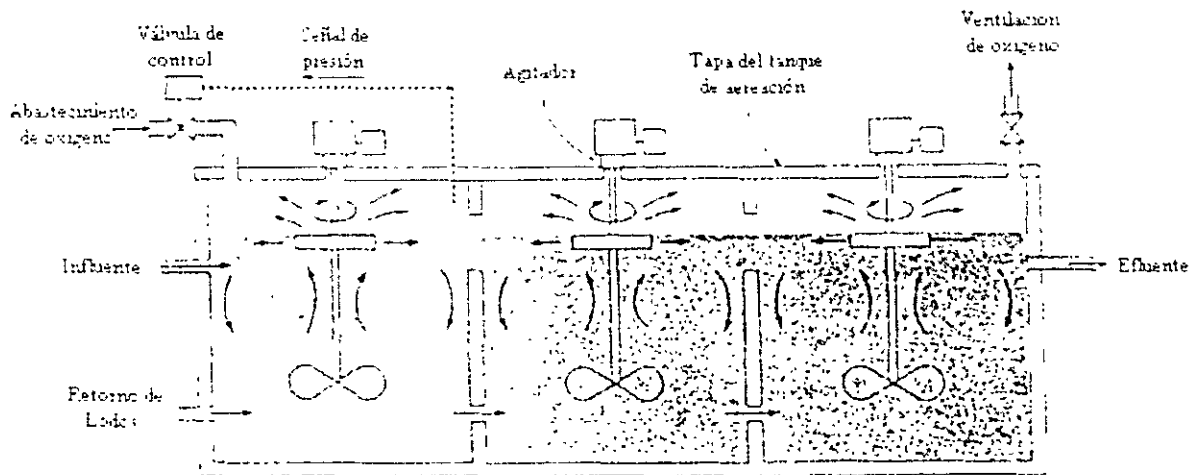


Fig 8 19 Sistema de multietapas con oxígeno puro

ZANJAS DE OXIDACION

Este es un proceso de tratamiento biológico de lodos activados, comúnmente operado como un proceso de aireación extendida. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado, de 3 a 6 pies (0.9 a 1.8m) de profundidad, con paredes de 45° de pendiente y aireadores mecánicos tipo cepillo (ver figura 8 15) localizados en uno o varios puntos a lo largo de la zanja. El influente entra a la zanja con un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, es aireado por cepillos horizontales, o aireadores tipo disco diseñados especialmente para zanjas de oxidación y circula a lo largo del canal a una velocidad de aproximadamente 1 a 2 pies/seg (0.3 a 0.6 m/seg). Los aireadores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente. La mezcla en el canal es uniforme, pero pueden existir zonas de baja concentración de oxígeno disuelto. Los aireadores operan en un ámbito de 60 a 110 RPM y proporcionan velocidad suficiente para mantener los sólidos en suspensión. En este proceso puede ocurrir un alto grado de nitrificación, sin ninguna modificación del sistema en especial, la razón de lo anterior se debe a los largos tiempos de retención de los sólidos utilizados (10 a 50 días). El efluente de las zanjas de oxidación se alimenta a los sedimentadores secundarios. El proceso de zanjas de oxidación se aplica a cualquier situación donde sea apropiado un tratamiento de lodos activados (convencional o aireación extendida). El costo del proceso de tratamiento es generalmente menor a otros procesos biológicos para un ámbito de flujos entre 0.38 a 38 Ml/día (0.1 a 10 Mgal/día).

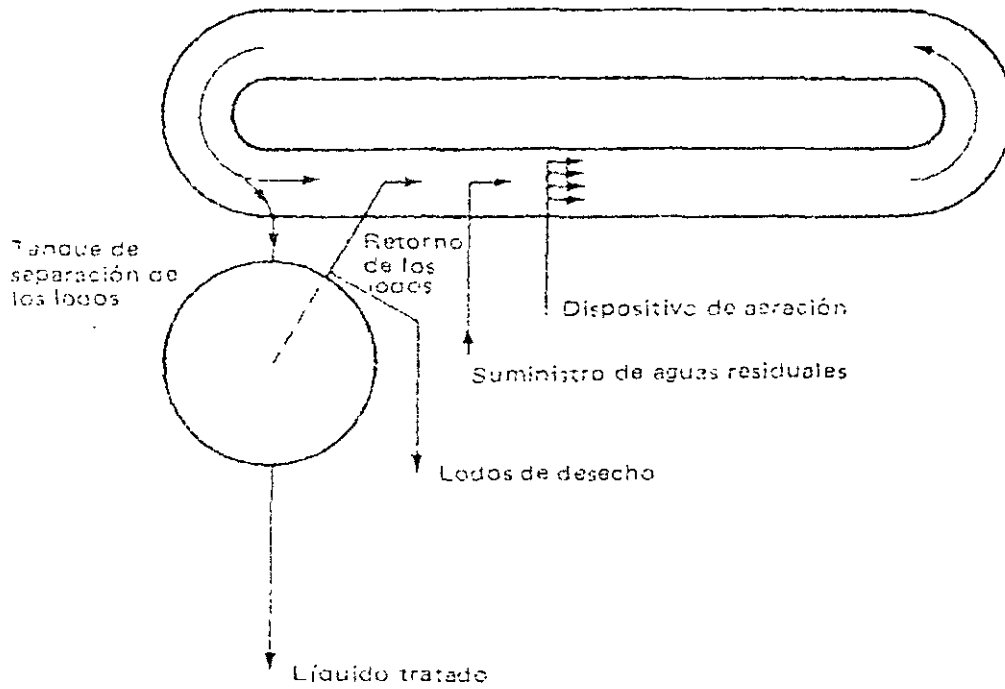


Fig. 8.20 Ejemplo zanja de oxidación "Zanja Pasveer"

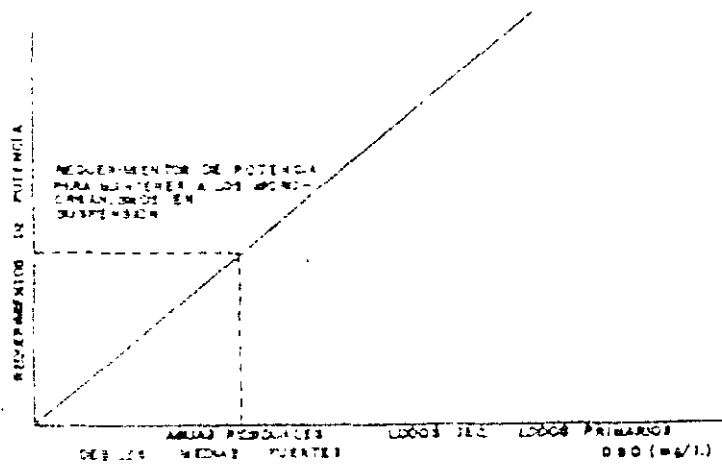


Fig. 8.21 Relación entre potencia requerida y concentración de materia orgánica degradable en sistemas de zanjas de oxidación

El proceso biológico en si, es una variante del denominado aireación extendida por lo tanto comparte las principales características de ésta como son, en general no requerir, sedimentación primaria y permitir, mediante largos tiempos de retención celular la estabilización de los lodos, los cuales no requieren de procesos de digestión previos a su disposición final.

Además de las dos ventajas mencionadas, el sistema de zanjas de oxidación ha presentado otras de gran importancia como son.

- a) Utilización de sistemas de aireación con bajos requerimientos de energía. Aunque, el rotor de paletas comúnmente empleado en las zanjas de oxidación no es mucho más eficiente que otros sistemas en cuanto a transferencia de oxígeno se refiere, este mecanismo ha permitido el desarrollo de otros sistemas que poseen algunas ventajas especiales.
- b) Remoción eficiente de nitrógeno. En un análisis comparativo de varios sistemas de tratamiento biológico para un mismo influente y bajo condiciones ideales de operación, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 8 6

En esta tabla se puede observar que para un mismo nivel de remoción de materia orgánica, el proceso de zanjas de oxidación es un sistema que promueve eficientemente la remoción de nitrógeno. Esto se basa principalmente en el proceso biológico de nitrificación-denitrificación, el cual puede ser parcialmente incrementado al controlar la transferencia de oxígeno en el reactor. Originalmente los sistemas se diseñaron para que operaran en condiciones aerobias con o sin recirculación de lodos como se muestra esquemáticamente en la fig 8.20. Esta condición de aerobiosis aunada a los largos tiempos de retención celular (20 a 25 días) provoca la proliferación de organismos nitrificantes con la consecuente transformación de nitrógeno amoniacal a nitritos y nitratos.

Por razones de crecimiento natural de las poblaciones servidas las cargas orgánicas se incrementan, las condiciones aerobias no se conservan en todo el reactor provocando problemas de septicidad que se considera negativos. La respuesta a esta situación es la de incrementar la potencia de los aireadores, sin embargo, en algunos casos se observa que la parcial anaerobiosis en el reactor provoca el proceso de denitrificación con el consecuente desprendimiento del gas nitrógeno a la atmósfera, de esta forma el sistema ha tenido aceptación como un proceso que estimula la remoción de nitrógeno.

- c) Adecuada utilización de la capacidad de agitación y transferencia de oxígeno de los aireadores mecánicos. Los requerimientos de potencia en un reactor biológico para suministrar oxígeno y para mantener a los microorganismos en suspensión se puede representar esquemáticamente como se muestra en la fig 8.21

De acuerdo con la figura 8.21, la potencia requerida para tratamiento de aguas residuales medias o débiles ($DBO_5 < 250$ mg/l) está regido por el mezclado, obteniéndose una transferencia de oxígeno superior a la necesaria. Sin embargo, en sistemas en que se promueve la oxidación completa del material orgánico como es el caso de las zanjas de oxidación, los requerimientos de oxígeno se incrementan hasta que en algunos casos llegan a exceder la transferencia, provocando condiciones anaerobias como las que se analizaron en el inciso anterior.

CRITERIOS DE DISEÑO

A continuación se presenta un resumen de los criterios de diseño de zanjas de oxidación.

Carga de DBO_5 (kg/1000m³, vol. aireación/día) 8.6 a 15
 t - Tiempo de retención hidráulica - 12 a 96 hrs
 ts - Tiempo de retención celular - 10 a 33 días
 Profundidad del canal (m) - 0.9 a 1.8

SSVLM - Sólidos suspendidos volátiles del licor mezclado - 3000 a 5000 mg/l

HP - Potencia de aireadores - 4.7 a 23 HP/1000 m³

SSLM - Sólidos suspendidos del licor mezclado - 3000 a 8000 mg/l

F/M - Relación comida-microorganismos - 0.03 - 0.10

Geometría del canal - paredes verticales ó de 45°

R=Qw/Q - Tasa de recirculación de lodos - 0.25 a 0.75

Co - Carga orgánica - 0.16 a 0.32 Kg DBO₅/m³-día

Consumo de Energía: el consumo de energía en zanjas de oxidación se puede estimar con base en el flujo de agua, requerimiento de oxígeno por DBO removida y eficiencia de transferencia de oxígeno. Para fines de estimación se puede suponer una eficiencia de transferencia de oxígeno de 1.8 lb O₂/HP-h y un requerimiento de oxígeno de 1.5 lb O₂/lb DBO removida

LAGUNAS AIREADAS

Este proceso es una variante de lodos activados, con la diferencia significativa de que normalmente no se emplea recirculación de lodos. Esta diferencia trae los siguientes resultados:

- a) Una baja concentración de biomasa en el reactor (SSVLM de 150 a 350 mg/l),
- b) Altos tiempos de retención necesarios para obtener eficiencias comparables a las del proceso de lodos activados convencional (tiempos de retención de 2 a 7 días).
- c) Grandes volúmenes de los reactores por lo que resulta mas económico construirlos en forma de lagunas con bordos de tierra

Fisicamente las lagunas aireadas son similares a las lagunas de estabilización, con la importante diferencia, que en las lagunas aireadas el oxígeno necesario para conservar el proceso de bio-oxidación es suministrado mecánicamente.

Características del Proceso

Las ecuaciones para el cálculo de necesidades de oxígeno, de generación de lodos y de cinética de remoción de DBO son similares, en principio, a las ecuaciones de proceso convencional de lodos activados, pero con algunas diferencias prácticas como a continuación se explica.

Requerimientos de Oxígeno

Las lagunas aireadas pueden ser diseñadas totalmente mezcladas y totalmente aeróbicas o parcialmente mezcladas y facultativas (una parte del volumen se encuentra en condiciones aerobias y el resto en condiciones anaerobias) En ambos casos, para conservar los sólidos volátiles en suspensión es necesario inyectar al sistema una cierta cantidad de energía en forma de mezclado. Generalmente, la cantidad de energía requerida por mezclado es mayor que la cantidad de energía requerida por suministro de oxígeno, razón por la cual los requerimientos de mezclado gobiernan generalmente la selección del tamaño de los equipos de aireación.

A continuación se indican los valores típicos de requerimientos de energía por unidad de volumen en lagunas aireadas

| Tipo de Laguna | Requerimientos de Energía | |
|---------------------------------------|---------------------------|----------------------|
| | HP/10 ⁶ gal | watts/m ³ |
| Para suministro de Oxígeno | 6 a 10 | 1.2 a 2.0 |
| Para Mezclado: | | |
| Facultativa, Parcialmente Mezclada | 30 a 40 | 5.9 a 7.9 |
| Aeróbica Completamente Mezclada | 50 a 100 | 11.8 a 19.7 |

En la figura 9.7 se muestran los diferentes tipos de lagunas aireadas

Generación de Lodos

Para aprovechar mejor la energía suministrada al sistema en el caso de lagunas completamente mezcladas, es común emplear una unidad de sedimentación del efluente para concentrar y recircular la totalidad de lodos sedimentados al sistema de lagunas, incrementando así la concentración de SSVLM hasta 800 mg/l. En el caso de lagunas facultativas, y dependiendo de las normas de SS en el efluente, se pueden emplear lagunas facultativas o de maduración no aireadas para eliminar los sólidos suspendidos y mejorar la calidad del efluente.

Otras características

Como todo proceso biológico, la eficiencia del proceso se mejora cuando las unidades de tratamiento se operan en serie. Por esta razón se recomienda un mínimo de dos lagunas en serie.

Una ventaja de las lagunas aireadas es que, debido a sus altos tiempos de retención, resiste favorablemente sobre-cargas orgánicas y/o hidráulicas.

Debido a los incrementos en los costos de energía eléctrica registrados en los últimos años, la aplicación del proceso de lagunas aireadas se ha visto limitada al tratamiento de desechos industriales con altas concentraciones de contaminantes y cuando la disponibilidad de terrenos es alta y de bajo costo. Para el tratamiento de aguas residuales municipales el proceso de lagunas aireadas ofrece pocas ventajas que compensen sus altos consumos de energía.

EFICIENCIAS DEL PROCESO

| | |
|-----------------|----------|
| Remoción de DBO | 60 a 90% |
| Remoción de DQO | 70 a 90% |
| Remoción de SS | 70 a 90% |

CRITERIOS DE DISEÑO

Operación. Lagunas aireadas en serie, seguidas de lagunas para la separación de sólidos suspendidos.

Tiempo de retención. 2 a 8 días,

Profundidad: 1.8 a 3.6

Requerimientos de oxígeno 0.7 a 1.4 veces la DBO removida

CONSUMO DE ENERGIA

Los consumos típicos de energía del proceso de lagunas aireadas se muestran en la siguiente tabla:

| Tipo de Laguna | Consumo de Energía [Kw-h/m ³] | | |
|--------------------|---|-------------|-------------|
| | Tiempo de Retención [días] | | |
| | 2 | 4 | 6 |
| Por Aireación | 0.06 a 0.09 | 0.11 a 0.19 | 0.17 a 0.28 |
| Para Mezclado | | | |
| Facultativa | | | |
| Parcialmente Mezc | 0.28 a 0.38 | 0.57 a 0.76 | 0.85 a 1.14 |
| Aeróbica | | | |
| Completamente Mezc | 0.57 a 0.95 | 1.14 a 1.89 | 1.70 a 2.84 |

EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LODOS ACTIVADOS

A continuación se presenta un ejemplo simple para dimensionar el reactor biológico de un sistema de lodos activados completamente mezclados. Los datos básicos son los siguientes:

Q = 200 l/s

DBO influente = 220 mg/l

SS = 200 mg/l

SSV = 180 mg/l

T promedio del agua = 16 grados centígrados

SSVNB = 60 mg/l

Los valores de las constantes de biodegradabilidad a 20 grados centígrados y su dirección a 16 grados centígrados, utilizando la relación de Van Hoff Arrhenius y un valor del coeficiente de actividad biológica de 1.035 se presentan a continuación:

20 grados centígrados

16 grados centígrados

$$K_m = 7.2 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.02 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_m = 7.2 (1.035)^{16-20} = 6.27 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_s = 5.0 (0.87) = 4.35 \text{ hr}^{-1}$$

$$K_e = 0.0174 \text{ hr}^{-1}$$

En forma esquemática, el proceso global de tratamiento se presenta en la figura al final del ejemplo, donde se establece que las concentraciones de DBO₅ y sólidos suspendidos en el efluente serán de 30 mg/l en ambos casos.

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = F + 0.8 \text{SSV}_e:$$

$$30 = F + 20.8$$

$$F = 30 - 20.8$$

$$F = 9.2 \text{ mg/l}$$

$$F = \frac{F_i}{K_m \cdot t + 1}$$

$$t = \frac{1}{K_m} \left[\frac{F_i}{F} - 1 \right]$$

$$t = \frac{1}{6.27} \left[\frac{15.4}{9.2} - 1 \right]$$

El tiempo de retención hidráulico necesario para alcanzar la eficiencia deseada es de

$$T = 2.51 \text{ hr}$$

Considerando 2 módulos

$$Q = 100 \text{ l/s}$$

$$\text{Vol} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad total} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 258.17 \text{ m}^2 \quad \text{Ver figura al final del ejemplo}$$

Considerando un tiempo de retención celular de 5 días = 120 hrs. la concentración de masa activa en el reactor será de

$$Ma = \frac{K_s \cdot F}{K_e + (1/T)} = Ma = \frac{(4.35) \cdot (9.2)}{(0.0174) + (1/120)} = 1554.4$$

La concentración de masa endógena

$$Me = 0.2 K_e M_a t_s = 0.2 (0.0174) (1554.4) (120)$$

$$Me = 649.12 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inerte (orgánica no biodegradable)

$$Mi = M_i \text{ inf } (t_s/t) = 24 (120/2.51) = 1147.41 \text{ mg/l}$$

La concentración de masa inorgánica

$$M_{ii} = M_i \text{ inf } (t_s/t) + 0.1 (M_a + M_e)$$

$$M_{ii} = 8 (120/2.51) + 0.1 (1554.4 + 649.12) = 602.8 \text{ mg/l}$$

Por lo tanto:

$$SSLM = M_a + M_e + M_i + M_{ii}$$

$$SSLM = 1154.4 + 649.12 + 1147.41 + 602.8 = 3593.7 \text{ mg/l}$$

$$SSVLM = M_a + M_e + M_i = 3350.9 \text{ mg/l}$$

Requirimientos de oxígeno:

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(F_i - F)}{t} - \frac{1.42(M_a + M_e)}{t_s}$$

$$\frac{dO}{dt} = \frac{1.5(154 - 9.2)}{2.51} - \frac{1.42(1554.4 + 649.12)}{120 \cdot \text{hr}}$$

$$\frac{dO}{dt} = 86.53 - 26.07 = 60.46 \text{ mg/l hr}$$

$$\text{Vol/tanque} = 903.6 \text{ m}^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 60.46 \times 10^{-3} \times 903.6 \times 10^3$$

$$\frac{dO}{dt} = 54.63 \text{ kg O}_2/\text{hr}$$

Transferencia de O_2 – aproximadamente 1 – 1.4 kg O_2 / HP / hr

$$39 \text{ HP} \approx 40 \text{ HP}$$

Requirimientos de potencia por mezclado

Los requerimientos de oxígeno de potencia para mantener mezcla completa en el reactor biológico citados en la literatura técnica varía considerablemente. Para fines de este ejemplo se considera como valor mínimo recomendable el de HP/1000 pies cúbicos 0 – 0352 HP / m³. Por lo tanto.

$$\text{HP } 0.0352 \times 903.6 = 31.81 \text{ HP}$$

Los requerimientos de oxígeno, por lo tanto son:

2 aireadores de 20 HP c/u

COSTO DE OPERACIÓN POR ENERGIA ELECTRICA.

Considerando un costo de \$ 200 / Kw – hr

$$80 (0.7457) \times 24 \times 200 \times 31 = 8.88 \text{ millones de pesos / mes}$$

Generación de lodos de desecho:

$$\text{Primarios} = \frac{(200)(0.6)(200)(86400)}{10} = 2073.6 \text{ kg / dia}$$

Considerando una concentración del 4 %

$$Q = 51.84 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

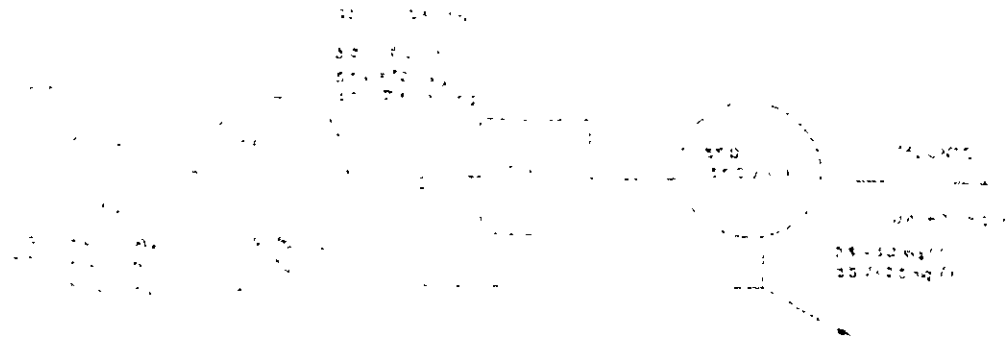
$$\text{Secundarios} = \frac{SSL \times Vol}{ts} = \frac{(3953.7)(90.6)(2)(10^{-6})(10)}{5} = 1429.02 \text{ kg / dia}$$

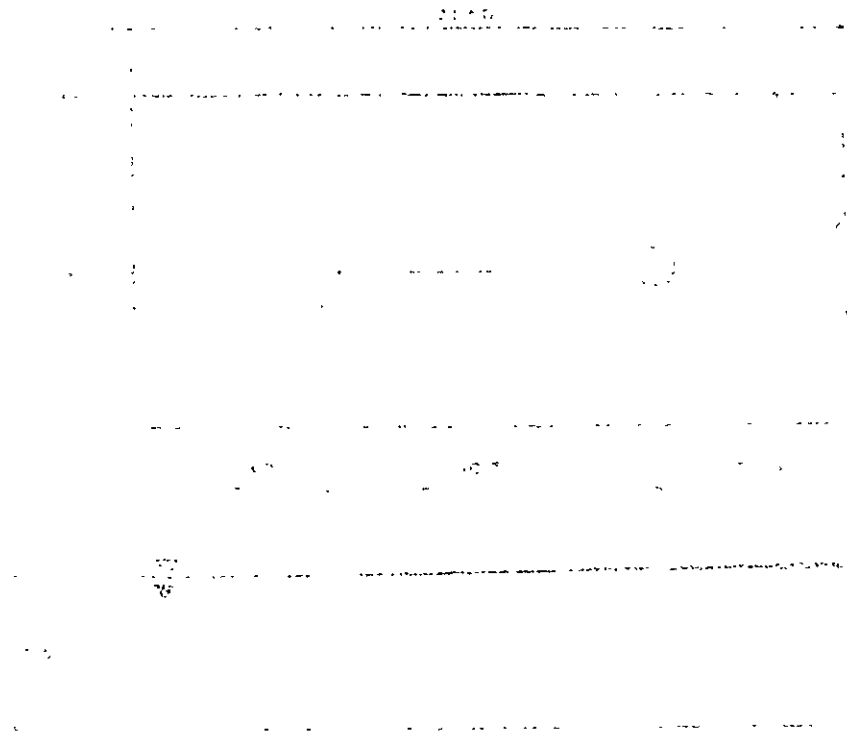
$$\text{Secundarios} = y (Q) (F - F_1) (10^{-6}) (86400) = 1330.56 \text{ kg / dia}$$

Considerando una concentración del 1.5 %

$$Q = 95.27 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

$$Q_{\text{total}} = 147 \text{ m}^3 / \text{dia}$$





8.5 MICROORGANISMOS AEROBIOS ADHERIDOS A UN MEDIO FIJO

Los sistemas de película biológica adherida a un medio, se pueden considerar formados por dos tipos diferentes: sistemas estacionarios o de medio fijo (filtros biológicos) y sistemas de medio en movimiento (discos biológicos).

FILTROS PERCOLADORES O BIOLÓGICOS

También se les conoce como filtros percoladores, filtros rociadores o biofiltros (Figura 8.22)

Hace años se observó que el crecimiento de organismos productores de limo ocurría con la autopurificación del agua en las corrientes. El filtro biológico es uno de los procesos de tratamiento que se han desarrollado con la intención de encontrar un método económico y eficiente para desarrollar los medios naturales de purificación. En forma simple, se trata de proveer una superficie en la cual **la población microbiana mixta en forma de lama adherida a ella** pueda crecer al exponer esta superficie en forma continua a las aguas residuales y al aire para la asimilación de materia orgánica con aireación. Así el método consiste en dejar escurrir el agua residual en un filtro empacado con piedra o con algún medio sintético; en la superficie del medio o empaque se desarrollan crecimientos biológicos que biooxidán la materia orgánica presente en el agua y el efluente es recolectado en el fondo del filtro.

Los medios de empaque que se utilizan, se diseñan de manera que presenten una área de contacto muy grande entre la capa del líquido y el aire aumentando la absorción de oxígeno aumentando también el área de contacto del líquido y el aire aumentando también el área de

contacto del líquido y la lama, con lo que se aumenta la transferencia de nutrientes y de oxígeno a los microorganismos.

Características

Una vez que el filtro se encuentra operando, la superficie del medio (empaquete) comienza a cubrirse con una sustancia viscosa y gelatinosa conteniendo bacterias y otro tipo de microorganismos. El efluente de la sedimentación primaria es distribuido uniformemente en el medio de soporte del filtro (empaquete) a través de un sistema distribuidor de flujo. El oxígeno para que se lleve a cabo el metabolismo biológico aerobio es suministrado por la circulación del aire a través de los intersticios entre el medio filtrante y parcialmente por el oxígeno disuelto presente en el agua residual. El oxígeno se disuelve en la superficie de la capa del líquido en movimiento y es transferido a través de la capa líquida a la capa de lama microbiana. Al cabo de un tiempo, comienza el crecimiento microbiano en la interfase anaerobia del medio filtrante, generando el crecimiento de organismos anaerobios y facultativos que junto con los organismos aerobios forman el mecanismo básico para la remoción de la materia orgánica. En algunos casos cuando las torres de los filtros son muy altas, y/o la concentración de DBO en el influente muy grande puede ser necesario la inducción de un flujo de aire vertical hacia arriba por medio de ventiladores o sopladores instalados en las ventilas que se dejan en la parte inferior de estos filtros.

El agua es alimentada en la parte superior del filtro por medio de brazos giratorios. Los brazos distribuidores son alimentados por el centro, haciendo girar la misma fuerza del agua estos brazos cuando no son hechos girar por motores. Los brazos están provistos de orificios y difusores para la distribución uniforme del agua en el medio. Los distribuidores rotatorios se fabrican para tanques con diámetros de 6 a 60 m.

La cantidad de biomasa producida es controlada por la disponibilidad de alimento. El crecimiento puede incrementarse proporcionalmente con el aumento de la carga orgánica hasta lograr un espesor máximo deseado. Este crecimiento máximo es controlado por factores de tipo físico que incluyen rapidez de dosificación, tipo de medio, tipo de materia orgánica, cantidad de nutrientes esenciales presentes y temperatura. Durante la operación de los filtros la biomasa se desprende del medio en forma periódica y continua.

El efluente del filtro biológico deberá pasar a través de un clarificador secundario para colectar la biomasa desprendida. En los filtros con medio de roca, es necesaria la sedimentación primaria para minimizar los problemas de obstrucción. Por otro lado, si los sólidos presentes en el agua residual han sido tratados con desmenuzadores o trituradores no se requiere la sedimentación primaria y el medio de soporte deberá ser preferentemente de plástico corrugado o material con un gran número de espacios vacíos que es directamente proporcional al área superficial.

La recirculación del efluente del filtro percolador se ha utilizado para mejorar la eficiencia del filtro. Cuando el gasto disminuye incrementando la velocidad de distribución del flujo, se reduce la probabilidad de tener una superficie seca, de tal modo que se mantenga la capacidad de diseño. Esto es, flujos altos mantienen la fuerza cortante para desprender la biomasa en exceso.

Teoría básica de la operación

El nombre de FILTRO puede resultar confuso dado que el principal proceso de remoción de la materia orgánica no es la filtración física a través de la porosidad del medio, sino por la difusión y asimilación de la misma materia orgánica por los microorganismos. El agua residual percola en forma descendente a través del medio elegido y el efluente se recoge en el fondo. Se forma una capa o película de limo o biomasa adherida al material filtrante. La capa tiene un espesor comprendido entre 0.1 y 2 mm. y está formada por dos capas: una anaerobia (adherida al medio) y otra aerobia. Prácticamente no existe disminución de carga orgánica debido a filtración mecánica

El espesor de la subcapa aerobia es función del caudal de agua residual y de la DBO_5 . Cuanto mayor sea el valor de la DBO_5 , menor será el espesor de la capa aerobia. Generalmente se asume que el flujo de las aguas residuales es laminar para las cargas hidráulicas que normalmente se presentan durante la operación de la planta

El sustrato se oxida parcialmente para proporcionar la energía necesaria al proceso biológico, otra parte se utiliza para sintetizar nuevo material microorgánico que va a formar parte de la capa biológica. La materia orgánica y coloidal se separa del agua mediante la oxidación aerobia, biosorción, coagulación y descomposición anaerobia. En la subcapa anaerobia, la degradación ocurre con formación de ácidos orgánicos como metano (CH_4) y ácido sulfhídrico (H_2S).

Un espesor de la capa mayor a 2 mm puede ocasionar obstrucción al paso de las aguas residuales y una reducción de la transferencia del oxígeno a los microorganismos aerobios. Conforme la capa de limo aumenta de espesor, la materia orgánica se metaboliza antes de alcanzar la capa de microorganismos adheridos a la superficie del medio filtrante. Estos microorganismos quedan sin alimentación y tienden a pasar a la fase de respiración endógena; en este estado la capa pierde su capacidad para unirse a la superficie y se desprende, con lo que se tiene un control del espesor. Este fenómeno conocido como **desprendimiento**, es función de las cargas hidráulica y orgánica

Clasificación de los filtros

Los filtros biológicos se clasifican en función de las cargas hidráulica y orgánica aplicadas como de baja, media y alta tasa. La carga hidráulica es el volumen total de líquido, incluyendo la recirculación, por unidad de tiempo y área del filtro ($m^3/ha/d$). La carga orgánica se expresa como los kilogramos de DBO por día por unidad de volumen del medio filtrante ($kg/m^3/día$)

Los filtros de baja tasa se diseñan para cargas hidráulicas de 19 000 a 37 000 $m^3/ha/d$, mientras que para los filtros de alta tasa de 94 000 $m^3/ha/d$ o más de manera que se eliminen los sólidos orgánicos en exceso y prevenir obstrucciones. Sin embargo, se ha encontrado que para cargas hidráulicas de 39 000 a 94 000 no se generan obstrucciones, llamando a éstos filtros de media tasa o tasa estándar

El proceso de filtros biológicos puede ser clasificado en las siguientes categorías.

| | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| Filtros Empacados con Roca | : Baja, Media y Alta Tasa |
| Filtros Empacados con Medio Sintético | : Alta, Muy Alta y Desbaste |

El proceso de filtración biológica va precedido, generalmente, de una sedimentación primaria para remover los sólidos en suspensión que puedan obturar el filtro. Ya que la biomasa responsable del proceso de bio-oxidación está adherida al medio de empaque, y no en suspensión como en el caso del proceso de lodos activados, la biomasa no es arrastrada en el efluente y por lo tanto no es necesaria la recirculación de lodos biológicos. Sin embargo, el exceso de lodos sí es arrastrado en el efluente, razón por la cual es común la instalación de sedimentadores secundarios para la colección del exceso de lodo. La cantidad de lodos generados en exceso es función de la DBO removida y de la densidad de carga orgánica sobre el filtro (a menor densidad de carga, menor generación de exceso de lodos). El arrastre del exceso de lodos puede ser intermitente, en forma de purgas periódicas, o en forma continua a una tasa constante, dependiendo, principalmente, de las condiciones de carga hidráulica y características físicas del medio de empaque.

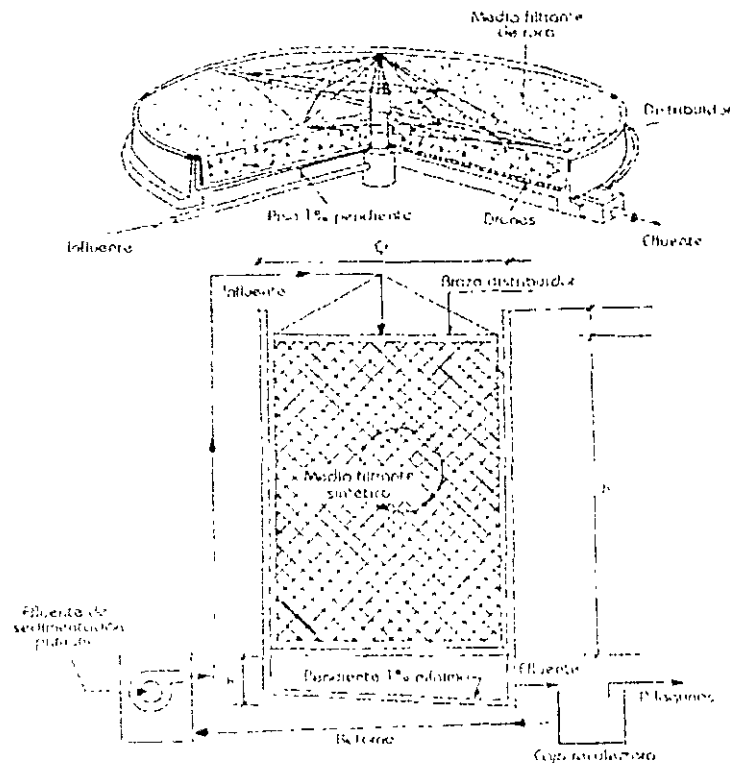


Fig. 8.22 Filtros biológicos: a) horizontal con piedra. b) vertical con medio sintéticos

La profundidad de los filtros biológicos varía en un ámbito muy grande, dependiendo principalmente del tipo de medio de empaque empleado. Para filtros empacados con piedra, las profundidades normales son de 1.5 a 3 metros. Para filtros empacados con medios sintéticos las profundidades pueden variar de 1.5 a 10 metros. En términos generales, la eficiencia de un filtro aumenta en forma proporcional (no lineal) con su profundidad, pero los costos de bombeo aumentan también al incrementarse la altura del filtro. El ingeniero proyectista debe sopesar ambos factores en la selección de la dimensiones de un filtro biológico.

La mayoría de los filtros de baja tasa son diseñados con profundidades de 1.5 a 2.1 m. mientras que los de alta tasa son diseñados con profundidades de 0.9 a 1.8 m. Relativamente, la profundidad de los filtros de baja tasa mejora la nitrificación potencial y en algunas ocasiones es usado como la segunda etapa de un sistema biológico de tratamiento secundario cuando se desea un efluente nitrificado.

Las profundidades mínimas de los medios plásticos son aproximadamente 3 m mientras que las máximas están limitadas a 12 m por consideraciones prácticas en particular por los costos de bombeo.

La eficiencia del tratamiento de un filtro biológico con medio sintético, no se afecta por la profundidad a diferencia de un filtro con medio de piedra, probablemente por los efectos combinados de las cargas hidráulicas altas y el incremento de los espacios vacíos del medio.

COMPONENTES BÁSICOS DE UN FILTRO PERCOLADOR

Medio filtrante

Es el medio físico en el cual se propicia la formación de una película gelatinosa (llamada zooglea) constituida por una población heterogénea de microorganismos cuya acción física y bioquímica descompone la materia orgánica disuelta en las aguas residuales al tomarla como alimento, cuyo material puede ser:

Material pétreo

- De 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm) de granulometría uniforme.

Material sintético

- Policloruro de vinilo (PVC)
- Esferas de vidrio
- Esferas de porcelana
- Polietileno de alta densidad
- Asbesto
- Carbon

El material debe ser durable y resistente

Debe poseer una gran relación de área superficial por unidad de volumen

En general el material sintético es de un mayor costo en relación con el material pétreo, pero tiene una mayor carga superficial.

Sistema de distribución

Es un dispositivo hidráulico que tiene por objeto repartir uniformemente el agua residual en la superficie del medio filtrante, tradicionalmente se han utilizado distribuidores rotatorios formados por dos o más tuberías montadas sobre una columna que sirve como pivote en el centro del filtro y gira en un plano horizontal a pocos centímetros del medio filtrante. (20 a 25 cm)

- Movimiento, impulsado por.
 - Motor eléctrico
 - Carga hidráulica del agua residual
- Salida del agua
 - Por boquillas
 - Por orificios
- Brazos del distribuidor
 - En unidades pequeñas son de sección constante
 - En unidades grandes son de sección decreciente, con el propósito de tener un gasto de salida constante en todas las boquillas.
- Características constructivas
 - Material resistente (normalmente acero al carbón) protegido contra la corrosión con capacidad suficiente para soportar fluctuaciones en el gasto sin variar sustancialmente la velocidad de giro.

Sistema de bajo dren.

Es el componente que se encuentra en el fondo del filtro y que soporta al medio filtrante, recibe y colecta el agua filtrada, y permite la ventilación para mantener adecuadas condiciones aeróbicas en la zooglea

- Funciones
 - a) Recolectar agua tratada y los sólidos que se desprenden del medio filtrante
 - b) Permitir la ventilación al medio filtrante para mantener condiciones aeróbicas en la biomasa
- Condiciones requeridas
 - Con capacidad suficiente para drenar rápidamente el agua recolectada (normalmente operan con gravedad) Se recomienda que los drenes inferiores y las canaletas de recolección se diseñen con un bordo libre adicional a partir del tirante correspondiente al gasto máximo. Diseño que permita la limpieza y la ventilación

- Materiales utilizados para su construcción.
 - Madera (entarimado)
 - Viguetas de concreto (fondo falso)
 - Tuberías de material plástico
- Ventilación
- Requerimientos y recomendaciones
 - a) Los drenes inferiores y canales recolectores deben diseñarse para que a flujo máximo, estén llenos hasta la mitad de su altura.
 - b) En los extremos del canal deben instalarse dispositivos de ventilación (por ejemplo con tubería vertical).
 - c) Los filtros de gran diámetro, más de 30 m., deben tener canales recolectores secundarios con dispositivos de ventilación cercanos a la periferia.
 - d) El área de los espacios libres en los drenes inferiores no deben ser menores al 15% del área total del filtro
 - e) Por cada 25 m² de filtro debe proporcionarse 0 10 m² de área abierta en las rejillas de ventilación.

DISEÑO DE FILTROS ROCIADORES

Especificaciones

Para el diseño adecuado y el buen funcionamiento de los filtros biológicos es necesario cumplir con ciertas especificaciones

1. La DBO no debe ser mayor a 500 mg/l para asegurar condiciones aerobias. En caso que las aguas residuales tengan una DBO mayor el filtro deberá diseñarse con recirculación
2. Cuando el medio de relleno tiene una superficie específica alta (m²/m³), la carga hidráulica debe no ser muy elevada para evitar una alta cantidad de biomasa que impide la libre circulación del líquido ocasionando su inundación
3. El pH de las AR debe ser tal que el exceso de acidez o alcalinidad debe neutralizarse en las capas superiores del filtro problema que puede obviarse diseñando con recirculación del efluente.
4. El proceso aerobio requiere oxígeno para la conversión del carbono y nitrógeno de la materia orgánica. En las primeras capas del FB se efectúa la liberación del NH₃ y en las siguientes o profundas se forman los nitritos (NO₂) y nitratos (NO₃).
5. La selección de la profundidad del filtro dependerá de la carga orgánica que se aplique, expresada en kilogramos de DBO₅ por metro cúbico (m³) por día

6. Para medios de relleno constituidos por rocas la profundidad varía de los 3 metros, cuando el medio es de plástico puede llegar a tener 12 metros. El tamaño de la roca puede ser de 5 a 10 cm. de diámetro. Un medio pequeño puede obturar el filtro limitando la circulación del aire, uno grande reduce el área de contacto del líquido con la biomasa adherida a la roca y baja la eficiencia

Metodología para el diseño.

Existen diversos métodos, pero los mas utilizados para el diseño de los FB son.

- Método del Consejo Nacional de Investigación - (United States National Research Council, NRC)
- Método de Veltz
- Método recomendado por la Comisión Nacional del Agua (CNA)

METODO DEL CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION

1. Es una metodología empírica basada en casos en los que las características de las aguas residuales fueron similares
2. La eficiencia del filtro se determinan mediante la fórmula:

$$E_1 = \frac{100}{1 + C \left(\frac{W}{V \cdot F} \right)^{1.2}}$$

E_1 = Eficiencia o porcentaje de remoción de la DBO, incluye recirculación y sedimentación en%

W = Carga de DBO aplicada por día (kg/día)

V = volumen del filtro (miles de m^3)

F = número de pasadas efectivas por el filtro (factor de recirculación)

C = coeficiente (de 0.014, Sistema Métrico).

El valor de F se determina con la fórmula:

$$F = \frac{1 + R}{(1 + 0.1 \cdot R)^2}$$

R = relación de reciclo (flujo total con el que recircula)

Para un filtro de segunda etapa

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.014}{1 + E_1} \left[\frac{W_1}{VF} \right]^{1/2}}$$

E_2 = Eficiencia de remoción de la segunda etapa %

E_1 = Eficiencia de remoción de la primera fase, %

W_1 = Carga de DBO al filtro de la segunda etapa en kg/día

METODO DE VELTZ

$$\frac{LD}{L} = 10^{-3.3 K D}$$

LD = DBO_5 a la profundidad D (D , altura del medio filtrante) = DBO_5 efluente mg/lt

L = DBO_5 aplicada que es eliminable (no mayor del 90% de la DBO del influente) en mg/lt

K = constante de biodegradación

= 0.175 para filtros de baja carga

= 0.150 para filtros de alta carga

D = profundidad del medio filtrante, en m

Cuando existe recirculación, se calcula la DBO aplicada, con la siguiente expresión

$$La = \frac{Lo + R Le}{1 + R}$$

La = DBO en recirculación

Lo = DBO del agua residual sin tratar (mg/lt)

Le = DBO del efluente

R = relación de recirculación = $\frac{Q_r}{Q}$

Q_r = gasto de recirculación en lt/seg

Q = gasto del agua cruda en lt/seg

METODO RECOMENDADO POR LA COMISION NACIONAL DEL AGUA (CNA)

Características del proceso

En la siguiente tabla se presentan las características típicas de estos tipos de filtros, así como las características de los diferentes medios

| Medio de Empaque | Tamaño | | Densidad Aparente Kg/m ³ | Area Especifica | | Vacíos % | |
|------------------|---------------|---------|-------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------|----------|-------|
| | mm | Pulg. | | m ² /m ³ | Pie ² /pie ³ | | |
| Roca | Pequeña | 25-65 | 1-2 ^{1/2} | 1250-1450 | 55-70 | 17-21 | 40-50 |
| | Mediana | 100-120 | 4-5 | 800-1000 | 40-50 | 12-15 | 50-60 |
| Plástico | Convencional | | | 30-100 | 80-100 | 24-30 | 94-97 |
| | Alta Densidad | | | 30-100 | 100-120 | 30-70 | 94-97 |

EFICIENCIA DEL PROCESO

La eficiencia en remoción de DBO del proceso de filtración biológica, se estima con dos ecuaciones:

- 1 Una expresión empírica (dimensionalmente no homogénea) desarrollada a partir de los resultados medidos en filtros de piedra en instalaciones militares de los Estados Unidos.

$$E_f = \frac{1}{1 + 0.44 \cdot (C_0 / F)^{0.5}}$$

C₀ = Carga orgánica por unidad de volumen [Kg de DBO₅/m³-día]

F = Factor de recirculación. F = 1 + R

R = Relación entre gasto de recirculación y gasto del influente

- 2 Una expresión teórica derivada de la ecuación de la cinética de primer orden de la bio-oxidación.

$$\begin{aligned} Se / So &= \exp \{-kt_c\} \\ T_c &= c \cdot A_s \cdot D / q^n \\ Se / So &= \exp \{-K_t \cdot A_s \cdot D / q^n\} \end{aligned}$$

La constante "n" es función de las características hidráulicas del medio de empaque y se ha estimado entre 0.5 y 0.65. "K" es la constante de la biodegradabilidad de la DBO en el agua, para aguas residuales domésticas su valor se ha estimado entre .002 y .003 (lts/seg-m²)^{0.5}. La dependencia de "K" con la temperatura se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$K_F = K_{20} \cdot 1.035^{(T-20)}$$

La ecuación cinética (para n=0.5) se puede expresar incorporando el efecto de la recirculación con la siguiente expresión

$$Se = \frac{e^{-K_t \cdot A_s \cdot D \cdot (1+R)^{0.5}}}{(1+R) - R \cdot e^{-K_t \cdot A_s \cdot D \cdot (1+R)^{0.5}}}$$

y la profundidad del filtro puede obtenerse con la siguiente ecuación

$$D = \frac{\ln[(Se + Se \cdot R)/(So + Se \cdot R)] \cdot q_r^{0.5}}{K_T \cdot As}$$

- So = DBO total del influente
- Se = DBO disuelta del efluente
- K₂₀ = Constante cinética de bio-oxidación a 20°C
- K_T = Constante cinética de bio-oxidación a T°C
- As = Area específica del medio
- D = Profundidad efectiva del filtro
- q = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, sin considerar el gasto de recirculación.
- q_r = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, considerando el gasto de recirculación.

Si la recirculación es cero (R=0), la última ecuación se simplifica como se indica a continuación:

$$D = \frac{\ln[Se / So] \cdot q^{0.5}}{K_T \cdot As}$$

La recirculación, como se indica en la tabla de características de los distintos tipos de filtros como se muestra en la tabla 8.7, no siempre se emplea. La recirculación es indispensable para garantizar la humidificación completa del medio filtrante cuando se presentan reducciones en el gasto de entrada y se recomienda cuando el influente tiene altas concentraciones de DBO. Una ecuación propuesta para calcular la tasa de recirculación empleada en manuales de diseño de la EPA (Agencia de Protección Ambiental, EUA), es la siguiente

$$R = 0.004 \cdot S_o - 0.6$$

| | | | | | | | |
|----------------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| S _o | [mg/l] | 150 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 |
| R | [%] | 0 | 20 | 60 | 100 | 140 | 180 |

Experiencias presentadas por operadores, indican que mejora la eficiencia cuando la velocidad es controlada y el agua es dosificada adecuadamente, en Alemania, la velocidad de giro de los brazos distribuidores está especificada en función del gasto de agua descargado en cada giro del brazo distribuidor. Este parámetro, identificado como **SK (Spulkraft)** se expresa en mm de agua por cada vuelta del brazo y se calcula con la siguiente ecuación.

$$SK = \frac{q_r}{a \cdot n}$$

siendo "a" el número de brazos y "n" la velocidad de rotación del brazo [l/tiempo]. Para filtros de roca de baja tasa el valor de SK debe ser de 2 a 6 mm por vuelta, para filtros de alta tasa el valor de SK debe ser considerablemente mayor, pudiendo llegar a 60 a 600 mm/vuelta.

La tabla siguiente muestra valores típicos de SK para condiciones normales de operación y para operaciones eventuales de lavado de lodos acumulados en el filtro (Albertson, O., Operations Forum, WPCF, Enero 1989):

| Carga Orgánica [Kg/d-m ³] | SK [mm/vuelta] | |
|--|----------------|-----------------|
| | Diseño | Lavado de Lodos |
| < .8 | 25 a 75 | 100 |
| .8 | 50 a 150 | 150 |
| 1.2 | 75 a 225 | 225 |
| 1.6 | 100 a 300 | 300 |
| 2.4 | 150 a 450 | 450 |
| 3.2 | 200 a 600 | 600 |

Consumo de energía

El único consumo de energía del proceso es en el bombeo de las aguas para la alimentación del filtro. La carga de bombeo es igual a la altura del filtro más pérdidas por fricción más la carga hidráulica necesaria para la operación del brazo distribuidor.

El consumo de energía por unidad de volumen puede ser estimado con la siguiente ecuación

$$\text{Energía consumida [Kw-h/m}^3] = .004 * h$$

siendo "h" la carga total de bombeo en metros

Eficiencia

Se sobreentiende que la eficiencia de los filtros biológicos variará de acuerdo a la calidad de las aguas residuales y al proceso mismo de tratamiento. La recirculación puede favorecer la calidad del efluente esto es dependiendo de instalaciones sanitarias de mayor costo por el bombeo de las residuales

En la figura 8.23 se indican algunas posibilidades de recirculación de las aguas y el empleo de filtros rociadores en serie para un sistema de tratamiento que utilizan sedimentación primaria y secundaria

En los últimos años los filtros biológicos han dejado de ser la solución ideal para el tratamiento de las aguas residuales, a pesar de lo anterior son una buena solución para localidades pequeñas, instituciones y aguas residuales provenientes de la industria.

Aplicaciones

Los filtros biológicos constituyen el método adecuado para el tratamiento de las aguas residuales municipales e industriales, siempre que no se quiera obtener un efluente de alta calidad, se ha utilizado previo al proceso de lodos activados, por ejemplo la planta de Toluca Norte en el Estado de México. Constituyen la solución para el tratamiento de:

- 1 Localidades medianas y pequeñas
- 2 Instituciones (hospitales escuelas, hoteles).
3. Industria textil (algodón)
- 4 Industria para el procesamiento de pieles (curtidurías)
- 5 Lavanderías (tintorerías)
- 6 Enlatado de alimentos
7. Industria láctea (alto contenido orgánico)
8. Industria de la cerveza
- 9 Empacado de la carne
- 10 Industria del café

Tabla 8.7 CARACTERÍSTICAS DE FILTROS BIOLÓGICOS

| Parámetro | Tasa Baja | Tasa Media | Tasa Alta | Tasa Muy Alta | Desbaste |
|--|--------------|--------------|---------------|---------------|--------------|
| Medio de Empaque | Roca | Roca | Roca o Sint. | Sintético | Sintético |
| Carga Hidraulica [l/seg-m ²] | 02 a .06 | .06 a 16 | 16 a 63 | 24 a 1.5 | 1.0 a 2.9 |
| Carga Orgánica [Kg/c-m ³] | 01 A .04 | 04 a 11 | .11 a .42 | 16 a 10 | 7 a 2.0 |
| Recirculación | 5 a 25 | 15 a 30 | 25 a 300 | Hasta 300 | Mas de 100 |
| Moscas | 08 a .40 | 24 a .48 | .4 a 4 8 | Hasta 4.8 | Mas de 1.6 |
| Descarga Lodos | Minima | Generalmente | Siempre | Generalmente | Gralmente no |
| Profundidad [m] | Si | Variable | Variable | Pocas | Pocas |
| Remocion de DBO en (%) | Intermitente | Variable | Continua | Continua | Continua |
| | 1.8 a 2 4 | 1 8 a 2 4 | Roca .9 a 2 4 | Hasta 12 | .9 a 6 |
| | | | Sint. Hasta 9 | | |
| | 80 a 85 | 50 a 70 | 65 a 80 | 65 a 85 | 40 a 65 |

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOS DISTINTOS TIPOS DE FILTROS BIOLÓGICOS, UTILIZANDO EL METODO RECOMENDADO POR LA CNA.

Ecuaciones de diseño:

$$Se = \frac{\exp[-K_f \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}{(1 - R) - R \cdot \exp[-K_f \cdot As \cdot D / q_r^{0.5}]}$$

$$D = \frac{\ln[(C \cdot Se + Se \cdot R) / (So + Se \cdot R)]}{K_f \cdot As} q_r^{0.5}$$

EJEMPLO DE DISEÑO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE FILTROS PERCOLADORES (CNA)

| Concepto | Tasa Baja Piedra | Tasa Media Piedra | Tasa Alta Piedra | Tasa Alta Sint. | Tasa Muy Alta Sint. | Desbaste Sint. |
|--|------------------|-------------------|------------------|-----------------|---------------------|----------------|
| Bases de Diseño | | | | | | |
| Gasto medio [1/seg] | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| DBO total del influente | | | | | | |
| "S ₀ " [mg/l] | 200 | 200 | 200 | 400 | 400 | 400 |
| DBO soluble del efluente | | | | | | |
| "S _e " [mg/l] | 60 | 60 | 60 | 80 | 60 | 120 |
| Eficiencia del proceso [%] | 70 | 70 | 70 | 80 | 85 | 70 |
| Carga de DBO [kg/día] | 432 | 432 | 432 | 864 | 864 | 864 |
| Constante cinética a 20°C | | | | | | |
| "K ₂₀ " [(l/seg·m ²) ^{0.5}] | 0025 | 0025 | 0025 | 0025 | 0025 | 0025 |
| | 0030 | 0030 | 0030 | 0030 | 0030 | 0030 |
| Temperatura "T" [°C] | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| Carga hidraulica superficial | | | | | | |
| "q ₀ " [l/seg·m ²] | 04 | 08 | 15 | 40 | 100 | 140 |
| | 06 | 12 | 22 | 59 | 1.47 | 2.06 |
| Area especifica del medio | | | | | | |
| "A _s " [m ² /m ³] | 50 | 55 | 70 | 100 | 100 | 100 |
| | 15 | 17 | 21 | 31 | 31 | 31 |
| Diseño del Proceso | | | | | | |
| K _T = K ₂₀ · 1.035 ^{T-20} | | | | | | |
| | 00233 | 00233 | 00233 | 00233 | 00233 | 00233 |
| | 00283 | 00283 | 00283 | 00283 | 00283 | 00283 |
| Recirculación, | | | | | | |
| R = 0.004 · S ₀ - 0.6 | 20 | 20 | 20 | 1 | 1 | 1 |
| q = q ₀ · (1+R) | 05 | 10 | 18 | 80 | 2 | 2.80 |
| | 07 | 14 | 27 | 118 | 2.95 | 4.13 |
| Altura del filtro (D) en m = | | | | | | |
| $\ln \left[\frac{(S_e + S_e \cdot R)}{(S_0 + S_e \cdot R)} \right] \cdot \frac{q \cdot 0.5}{K_T \cdot A_s}$ | 2.0 | 2.6 | 2.8 | 4.2 | 8.1 | 5.5 |
| Area superficial A = Q/q ₀ [2] | 625 | 312.5 | 166.7 | 62.5 | 25 | 17.9 |
| Diámetro de filtros (N=2) | 20.0 | 14.1 | 10.3 | 6.3 | 4.0 | 3.4 |
| Volumen de medio [m ³] | 1267 | 315 | 467 | 263 | 204 | 99 |
| Carga organica por volumen | | | | | | |
| | 3 | 5 | 9 | 3.3 | 4.2 | 8.7 |
| | 21 | 33 | 58 | 205 | 265 | 545 |
| Carga organica por área total del medio | | | | | | |
| | 007 | 010 | 013 | 033 | 042 | 087 |
| | 1.40 | 1.98 | 2.71 | 6.73 | 8.70 | 17.88 |

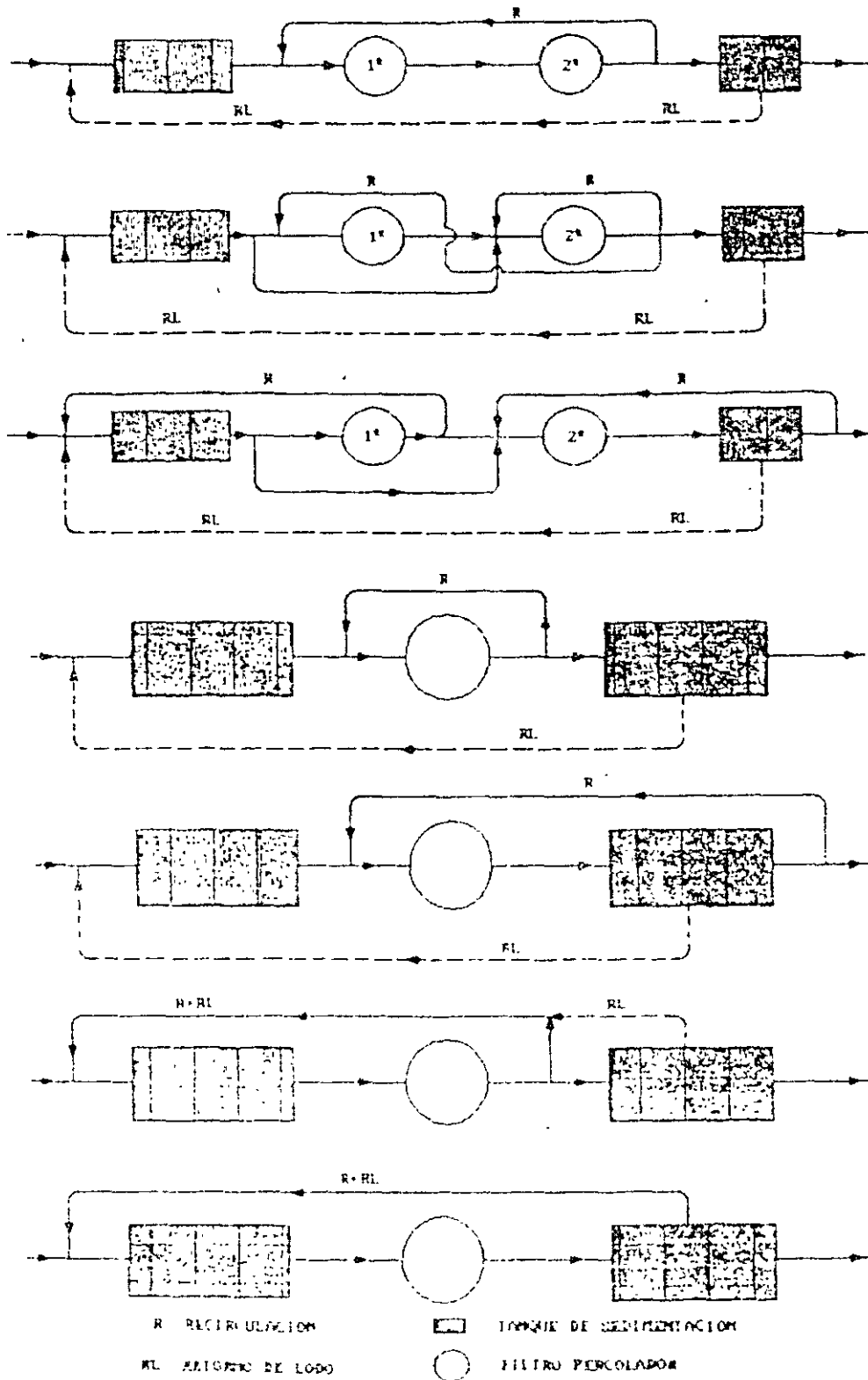


Fig. 8 23 Diferentes arreglos de los filtros percoladores

DISCOS BIOLÓGICOS O BIODISCOS

Es un proceso eficiente que no tiene complejidad mecánica en la operación y mantenimiento de las unidades. Están constituidos de una serie de discos (ver figura 8.24) actualmente de polietileno de alta densidad de 1 a 1.5 cm. de espesor, colocadas cercanas entre si, tienen un diámetro de 3.0 a 3.6 m. (10 a 12 pies), montados sobre un eje o flecha horizontal rotatoria que tiene una longitud de 7.6 m. (25 pies). Tienen aplicaciones en tratamiento secundario y nitrificación.

Cuarenta por ciento de la superficie de los discos está sumergida en las aguas residuales, para poder constituir una película biológica fija de 1 a 4 mm. de espesor. Los discos están accionados por un motor y giran a una velocidad de 1 a 2 RPM, pero generalmente de 1.4 a 1.6 RPM teniendo los discos contacto con el agua residual y la atmósfera al mismo tiempo.

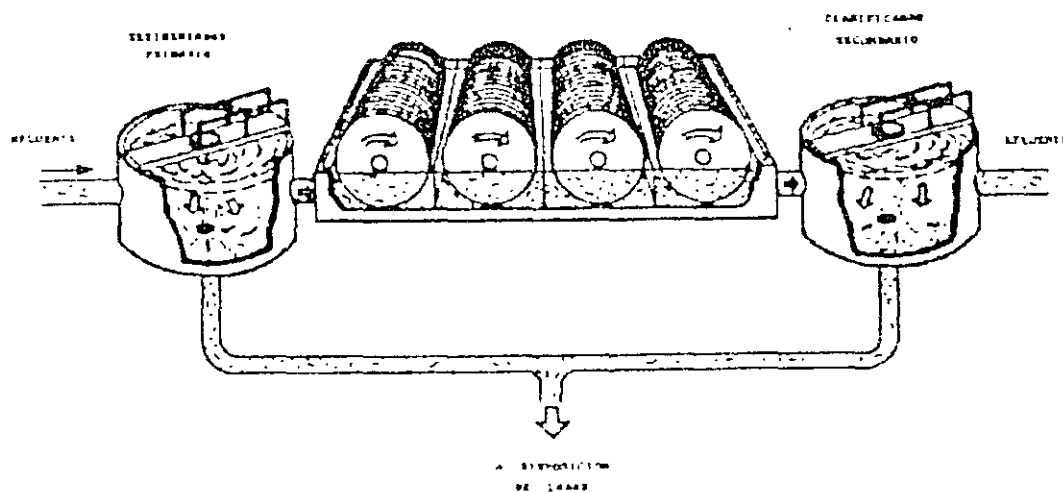


Fig 8 24 Sistema de biodiscos

Los microorganismos, presentes en el agua residual, se adhieren al medio formando una capa delgada en todo el disco. La población biológica en el medio se acumula y se alimenta de la materia orgánica presente en el agua residual. La turbulencia causada por la rotación de los discos mantiene la biomasa en suspensión. Los sólidos desprendidos son transportados con el agua residual a un sedimentador secundario. Los sistemas de discos biológicos son clasificados por la densidad del medio, el tipo de transmisión, aplicación, arreglo y modo de operación. Actualmente el medio se clasifica como de baja densidad, el cual es usado en el primer paso de remoción de DBO_5 ; de densidad media, el cual es usado en donde se disminuye la remoción de DBO_5 y comienza la nitrificación; de densidad alta, el cual es usado para la nitrificación. El área superficial varía de proveedor a proveedor, pero generalmente, para medios de densidad baja es de 9.300 m^2 (100.000 pies^2) para diámetros de 3.7 m (12 pies), y flechas de 7.6 m (25 pies) de largo; para medios de densidad media el área es de 11.600 m^2 (125.000 pies^2), para medios de densidad alta el área es de 14.000 m^2 (150.000 pies^2). El sistema deberá contar con recirculación para períodos de flujos o cargas bajas, puede constar de uno o varios pasos, dependiendo de los objetivos de tratamiento.

El reactor biológico de biodiscos puede ser aplicable al tratamiento de aguas residuales con gastos de 44 l/s (1 MGD) hasta 100 MGD. El proceso tiene la ventaja que no requiere reciclo. La biomasa que se adhiere al disco es de aspecto cienagoso, que al desprenderse tiene excelentes condiciones para su separación en el sedimentador secundario. La película biológica tiene un contenido de 2,500 a 10,000 mg/l

En instalaciones grandes el tratamiento puede dividirse en etapas, pudiendo ser dos, tres o cuatro (ver figura 8.26), debiendo considerarse para el **dimensionamiento del reactor cinco factores importantes**: a) velocidad de rotación, b) número de etapas, c) periodo de retención, d) temperatura y e) sumergencia del disco, como se muestra en la figura 8.25.

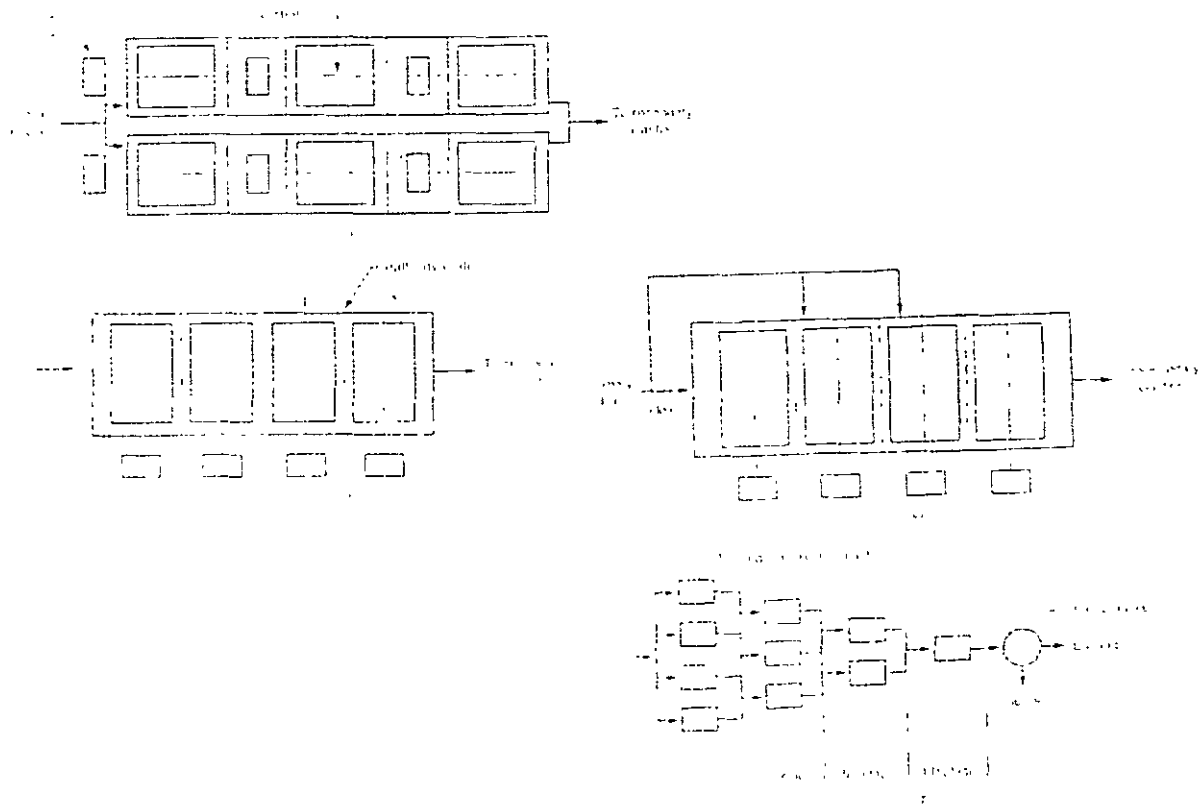


Fig 8.25 Arreglos para diferentes etapas de biodiscos

La acción de dividir el proceso de biodiscos en etapas hace más eficiente la utilización del área de contacto, esto implica el empleo de varias unidades conectadas en serie. Se ha confirmado que un equipo que consta de varias etapas requiere de menos área superficial de contacto para dar un porcentaje determinado de eliminación de contaminantes. Una característica de los biodiscos divididos en etapas es que permite que la película biológica contenga en cada etapa diferentes tipos de población bacteriana especializada en la degradación del sustrato correspondiente. La etapa de crecimiento de los microorganismos es más alta en la primera etapa y disminuye en cada una de las subsecuentes, lo mismo sucede con la tasa de eliminación

de material orgánico, hasta que la DBO llega a ser tan baja que el crecimiento de microorganismos enfrenta serias limitaciones. además, la composición microbiana de la película cambia: las poblaciones de organismos heterótrofos predominan en las etapas iniciales y las bacteria autótrofas (nitrificantes), en las finales.

La acción de dividir el proceso en etapas contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico, puesto que se dispone de una serie de tanques perfectamente mezclados y la distribución del tiempo de residencia se aproxima al comportamiento tipo flujo-pistón. Con base en esto, se puede pensar que lo mejor es diseñar un sistema que tenga muchas etapas. Sin embargo, en un estudio con un biodisco de 10 etapas, señalan que los efectos de organismos depredadores (protozoarios, rotíferos, nemátodos) llegan a ser importantes en las cuatro etapas últimas, las cuales presentan espacios sin bacterias en la superficie de los discos, la magnitud y frecuencia de los espacios depende de los crecimientos relativos de depredadores versus bacterias.

No existe una diferencia significativa entre los porcentajes de eliminación de materia orgánica para diferentes niveles de recirculación. La recirculación es un recurso útil cuando se presentan condiciones de sobrecarga orgánica con gastos bajos (altas concentraciones en el efluente), en estos casos, la recirculación ocasiona que la concentración de la DBO en el efluente sea menor, sin embargo, solo conviene recircular para cargas orgánicas mayores de 20 Kg DBO₅/d*1000m², además, no es recomendable operar con cargas orgánicas altas pues se pueden presentar condiciones anaerobias en el reactor con la consiguiente baja de eficiencia. La recirculación no es necesaria para cargas orgánicas inferiores a 12 kg DBO/d*1000 m², ya que se pueden obtener efluentes con valores de DBO inferiores a 30 mg/l. Por lo que se recomienda que la carga orgánica no sea superior al valor antes mencionado. En conclusión se sugiere prescindir de la recirculación en un biodisco, lo cual minimiza apreciablemente los costos de construcción, operación y mantenimiento.

Uno de los principales problemas relacionados con la operación de biodiscos son las condiciones anaerobias. Al presentarse anaerobiosis, se origina la degradación de los polímeros que dan consistencia a la biopelícula y como consecuencia, se desprende la biomasa de la superficie del medio de soporte. En un sistema de biodiscos, la degradación de la materia orgánica contenida en las aguas de desecho está limitada generalmente por la rapidez de difusión del oxígeno hacia la película y dentro de ella, y no por la rapidez de difusión del sustrato. La rapidez de utilización del sustrato aumenta con la velocidad de rotación, ya que las velocidades altas mejoran la transferencia de oxígeno. Sin embargo, como se mencionó, la velocidad de rotación no puede crecer indefinidamente sin causar problemas.

Carga hidráulica y carga orgánica

En los primeros estudios realizados para el diseño, se utilizó la carga hidráulica como criterio fundamental, definida por la expresión

$$CH = Q / A$$

donde

CH: Carga hidráulica (m^3/m^2T)

Q: Gasto (m^3/T)

A: Área superficial (m^2).

En investigaciones posteriores, se demostró la importancia de la concentración de material orgánico en el influente y se empezó a utilizar el concepto de materia orgánica, el cual involucra el gasto, la concentración de contaminantes y el área superficial. Experimentalmente, se ha encontrado que, cuando existe sobre carga orgánica, el biodisco tiene problemas de operación: por una parte la concentración de oxígeno disuelto en la primera etapa alcanza niveles tan bajos, que se presentan indudablemente, condiciones anaerobias; por otra, el sistema muestra un crecimiento excesivo de bacterias que causan taponamiento del medio de soporte. Como consecuencia, se reduce la eficiencia del tratamiento. Una de las ventajas de la carga orgánica es su capacidad para predecir la eliminación y eficiencia del tratamiento bajo cualquier condición de carga independientemente que la cinética sea de cero, primero o segundo orden.

La cantidad de materia orgánica eliminada por el sistema es proporcional a la carga orgánica, independientemente de que las cargas estén originadas por alta concentración de materia orgánica y caudal bajo o bien por caudal alto y baja concentración, debido a esto, se pueden establecer relaciones cuantitativas de eliminación de sustrato en función de la cantidad total de sustrato aplicada al sistema. Los estados de sobrecarga orgánica se identifican con la presencia de organismos nocivos al proceso, los cuales se desarrollan al existir condiciones limitantes de oxígeno. Autotrol (1978) señala que el valor límite de carga orgánica, más allá del cual se presenta anaerobiosis, está entre 19.5 y 24.4 kg DBO/d*1000 m². Los límites mencionados dependerían de la morfología del equipo y, más específicamente, de la capacidad de transferencia de oxígeno.

La CNA recomienda los siguientes criterios de diseño y eficiencias del proceso

Criterios de diseño discos biológicos (CNA).

| Parámetro | | Valor |
|--|--|-------------------------------|
| Carga Orgánica. | Sin nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] | 30 – 60 |
| | [g DBO ₅ /d/m ³ de medio] | 480 – 961 |
| | Con nitrificación [lb DBO ₅ /d/1000 pies ³ de medio] | 15 – 20 |
| | [g DBO ₅ /d/m ³ de medio] | 240 – 320 |
| Carga Hidraulica | Sin nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] | 0.75 - 1.5 |
| | [l/d/m ² de área superficial] | 30.6 - 61.1 |
| | Con nitrificación [gal/d/pie ² de área superficial] | 0.3 - 0.6 |
| | [l/d/m ² de área superficial] | 12.2 - 24.4 |
| Tiempo de Retencion (basado en 0.12 gal/pie ²) | Sin nitrificación [min] | 40 – 120 |
| | Con nitrificación [min] | 90 – 250 |
| Volumen del Tanque [gal/pie ² de área de disco] | | 0.12 |
| | [l/m ² de área de disco] | 4.89 |
| Numero de trenes en paralelo recomendado | | 2 |
| Area superficial del medio: | Disco [pies ² /pie ³] | 20 – 25 |
| | [m ² /m ³] | 66 – 82 |
| | Celocia estándar [pies ² /pie ³] | 30 – 40 |
| | [m ² /m ³] | 98 – 131 |
| | Celocia de alta densidad [pies ² /pie ³] | 50 – 60 |
| | [m ² /m ³] | 164 – 197 |
| Solucion deseable de DBO ₅ en el efluente (Según número de pasos) | | Num. de Pasos Min Recomendado |
| > 25 | | 1 |
| 15 – 25 | | 1 ó 2 |
| 10 – 15 | | 2 ó 3 |
| < 10 | | 3 ó 4 |

Eficiencias del Proceso

El porcentaje de remoción en un sistema de discos biológicos con sedimentación secundaria y precedido de sedimentación primaria es el siguiente:

| Parámetro | Porciento de Remoción |
|---------------------|-----------------------|
| DBO ₅ | 80 – 90 |
| Sólidos Suspencidos | 80 – 90 |
| Fósforo | 10 – 30 |
| NH ₂ -N | Hasta 95 |

El porcentaje de remoción de NH₂-N depende de la temperatura, alcalinidad, carga orgánica, y la carga de nitrógeno no oxidado

Confiabilidad del proceso: Moderadamente confiable en ausencia de cargas orgánicas altas y temperaturas menores a 55°F (13°C). La confiabilidad mecánica del sistema es generalmente alta, siempre y cuando el primer paso del sistema haya sido diseñado para soportar una biomasa grande.

Limitaciones: El proceso puede ser vulnerable a cambios climatológicos y a temperaturas bajas si el sistema no esta bajo techo o cubierto. La eficiencia del sistema puede disminuir significativamente a temperaturas menores de 55° F (13° C). Puede requerir de aireación si se desarrollan condiciones sépticas en el primer paso. El uso de medios densos en los primeros pasos puede causar taponamiento. La nitrificación puede causar un déficit en alcalinidad, y se requerirá de una fuente para cubrir dicho déficit.

Requerimientos de Energía: Los requerimientos de energía para la operación del sistema pueden considerarse aproximadamente de la siguiente manera:

$\text{kWh/año} = K (\text{área superficial efectiva del disco})$

$K = 0.3$ para medios estándar

$K = 0.2$ para medios densos

Ventajas

Las principales ventajas del proceso de biodiscos sobre otros tratamientos biológicos de agua de desecho son el bajo consumo de energía y la simplicidad de operación y mantenimiento, otra ventaja es que se puede diseñar fácilmente unidades para aumentar su capacidad en el futuro. El proceso no necesita recircular los lodos desde el sedimentador secundario, con lo cual se ahorran las bombas de recirculación y la tubería correspondiente, además, el control del proceso es muy simple. El biodisco no es afectado negativamente por sobrecargas hidráulicas, ya que tiene una capa de microorganismos adherida, se ha informado que una sobre carga hidráulica con duración de tres minutos no causa desprendimiento significativo de la biomasa y que el biodisco puede recobrar rápidamente su estabilidad en los casos donde las cargas hidráulicas y/u orgánica aumenten y/o disminuyan en forma súbita o varíen de forma intermitente. Esta es una característica muy importante del proceso, sobre todo cuando se trata de aguas de desecho de una industria o de alguna zona de recreación.

La concentración de sólidos en el efluente de un biodisco es menor que la DBO o igual a esta, esto significa que para aguas de desecho de tipo doméstico, dicha concentración es igual a 30 mg SST/l o menor, aunque en algunos casos la concentración de sólidos alcanza valores de 200 mg/l. Lo anterior implica que el tamaño del sedimentador secundario debe ser pequeño para el proceso de biodiscos, ya que la carga de sólidos es menor. Además la biomasa desprendida de los discos se presenta en forma de agregados grandes y densos, los cuales sedimentan fácilmente.

Comparado con otros procesos de película fija, es posible afirmar que el biodisco retiene una película biológica que se utiliza efectivamente en toda el área de contacto. Además no es necesario lavar el disco para eliminar el exceso de biomasa, ya que no hay acumulación. En el biodisco se puede utilizar con éxito el clarificador subyacente o subterráneo, el cual ofrece ventajas pues reduce costos de construcción, requerimientos de área de terreno y pérdidas de carga hidráulica. El proceso de biodiscos carece de los problemas de aerosol y ruido que se presentan en todos los sistemas de lodos activados. Cuando se tratan aguas de desecho con agentes tensoactivos, se tiene el problema de la espuma el cual es más severo en el sistema de lodos activados (sobre todo en el aireado mecánicamente) que en el de biodiscos.

Desventajas

Una de las principales desventajas de los biodiscos con hojas corrugadas de polietileno es su difícil fabricación, por otra parte, el diseño mecánico del sistema debe ser riguroso, pues se han registrado varios casos de rompimiento y desancie de la flecha que soporta los discos, además para efectuar la instalación, generalmente se requieren grandes grúas y personal especializado. Como el proceso involucra tres fases-líquida, sólida y gaseosa- no se ha podido desarrollar un modelo matemático que lo represente satisfactoriamente. Los modelos simples resultan insuficientes y los complicados involucran tantas variables que es necesario invertir tiempo y capital en su calibración. Por ello, el diseño se sigue basando en forma importante en la experiencia del ingeniero y utilizando los criterios de la CNA. Otro inconveniente de los biodiscos es que sus costos se comportan de manera casi lineal con respecto a los caudales de agua por tratar, lo cual no sucede en otros sistemas convencionales

8.6 TRATAMIENTO BIOLÓGICO ANAEROBIO

INTRODUCCION

La principal división entre los diversos procesos biológicos existentes para el tratamiento de aguas residuales se hace en relación a la forma en que los microorganismos utilizan el oxígeno. Por ello se tienen los procesos aerobios (requieren de oxígeno) y los anaerobios (requieren la ausencia de oxígeno). Esto se traduce en sistemas muy diferentes entre sí, tanto en su microbiología, en su flujo de energía y en sus aplicaciones, su ingeniería y su control (ver figura 8 26)

Este tratamiento es adecuado para estabilizar los lodos biológicos de las aguas residuales, y también para el tratamiento de aguas residuales "fuertes" procedentes de industrias con una base biológica, donde los residuos tienen un contenido de materia orgánica comparable a la de los lodos espesados

Los microorganismos son los responsables de llevar a cabo el proceso biológico, y sus características metabólicas determinarán el tipo de aplicación, las ventajas y desventajas del proceso en cuestión. Las principales características, desde punto de vista energético, se esquematizan en la Fig 8 26. La energía contenida en la materia orgánica contaminante, utilizada por los microorganismos, medida como demanda química de oxígeno (DQO) o la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es transformada en diversos productos, dependiendo del metabolismo aerobio o anaerobio de la célula. Una bacteria anaerobia utilizará el 10% de la energía contenida en su alimento o substrato para funciones de reproducción, dando origen a nuevas células, el 90% restante lo dirigirá al gas metano y CO_2 . La bacteria aerobia empleará, en presencia de oxígeno, un 60 al 65% de la energía del substrato en la síntesis de nuevas células, mientras la fracción restante es utilizada para llevar a cabo ésta y otras funciones metabólicas y además disipada en forma de calor

Como consecuencia tenemos que, la vía anaerobia produce pocos lodos (células), mientras que la aerobia genera una cantidad aproximada de cinco veces más, con los consecuentes problemas de tratamiento y disposición de lodos de purga, por otro lado, la energía contenida en el metano (CH_4) puede ser utilizada como energía calorífica directamente o transformada a mecánica o eléctrica según las necesidades y posibilidades existentes en el sitio. Otro aspecto es que el proceso aerobio requiere suministro de oxígeno, lo que representa un costo energético importante. Es así, que mientras el proceso anaerobio es un productor neto de energía, el

proceso aerobio la consume, esta tendencia se acentúa en los casos en que los lodos de purga de la planta aerobia son digeridos aeróbicamente, lo que implica un nuevo costo energético.

Los lodos resultantes del proceso anaerobio, además de producirse en menor cantidad, ya están lo suficientemente estabilizados por lo que pueden ser evacuados directamente sin un tratamiento previo, por tanto, se puede considerar la vía anaerobia como altamente eficiente en la conservación de energía; mientras que en la aerobia integral (agua y lodos) el dispendio energético es considerable.

Estas características se manifiestan en forma más marcada cuando se aplican ambos tipos de procesos biológicos al tratamiento de aguas residuales que están concentradas en materia orgánica, como es el caso de los desechos de la industria.

Como desventajas de los procesos anaerobios en relación con los aerobios, tenemos que los efluentes tratados por vía anaerobia pueden requerir un postramiento, ya que conservan aún cierto contenido de materia orgánica y no tiene oxígeno disuelto. La necesidad de realizar el postramiento estará determinada por las Condiciones Particulares de la Descarga (CPD) que le hayan sido fijadas a la empresa, por las autoridades correspondientes. En la mayoría de los casos, el postramiento será aerobio, dando como resultado un proceso combinado altamente eficiente en la remoción de los contaminantes, autosuficiente energéticamente y a costos de inversión, operación y mantenimiento sensiblemente menores que los de un proceso totalmente aerobio.

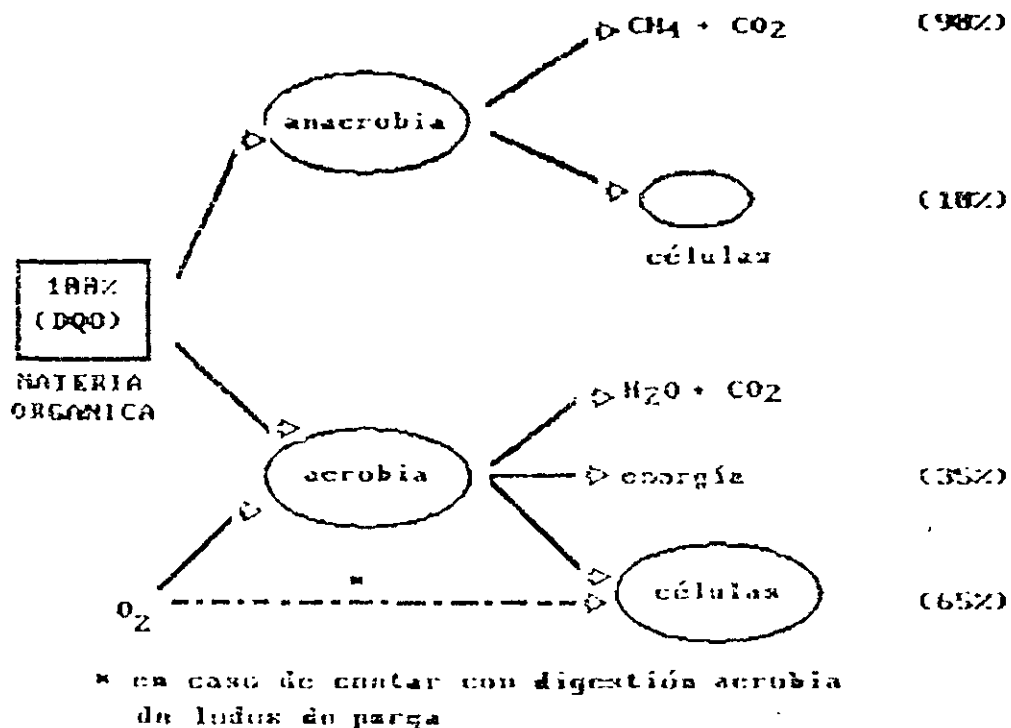


Fig 8.26 Flujo de energía de los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales

Una estimación comparativa de costos, operación y mantenimiento para los sistemas totalmente aerobio, anaerobio + aerobio y totalmente anaerobio, en función de la concentración de materia orgánica en el influente, señala que para las opciones anaerobia y anaerobia-aerobia estos son los mismos

El proceso anaerobio (o inclusive el anaerobio + aerobio) puede generar ingresos netos, mediante la recuperación del biogás producido, cuando el agua residual tiene una alta concentración de materia orgánica, considerando a este proceso el que puede eventualmente convertir el tratamiento de las aguas residuales, no en una carga, sino en una fuente de ahorro para la industria.

La vía aerobia ha sido hasta la fecha la más utilizada y consecuentemente, la tecnología de los tratamientos aerobios está ya bien establecida, por su parte, la digestión anaerobia estuvo considerada por mucho tiempo como una vía promisorio pero sólo aplicable a contados casos

Gracias a los esfuerzos de investigación realizados en todos los niveles, desde el fundamental hasta el desarrollo tecnológico ha dado como resultado el surgimiento de la digestión anaerobia como una alternativa de tratamiento seria, confiable y eficiente, en muchos casos superior a los procesos aerobios. Esto no significa que ambos procesos se excluyan entre sí, sino por el contrario, en muchas ocasiones la unión anaerobia-aerobia es la mejor solución técnica y económica, fundamentalmente cuando se tienen efluentes mediana y altamente concentrados en materia orgánica, así como condiciones de descarga estrictas.

Desarrollo de los procesos anaerobios

La evolución de la tecnología anaerobia ha dado lugar a tres generaciones de reactores. La primera comprende aquellos procesos en donde la biomasa se encuentra en suspensión, en los de segunda generación, los microorganismos son retenidos en el reactor, ya sea al suministrarles un soporte para que se adhieran en forma de biopelícula, o bien por medio de su sedimentación; los reactores de tercera generación tienen también los microorganismos en forma de biopelícula, pero el soporte se expande o fluidifica con altas velocidades de flujo. A continuación se describen brevemente los diversos reactores existentes

REACTORES ANAEROBIOS DE 1ª GENERACION

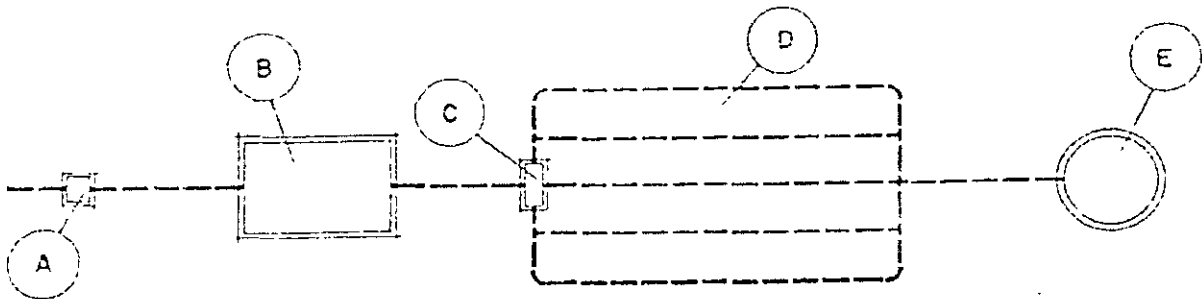
Los reactores anaerobios mas primitivos son, por un lado la fosa séptica, y por otro lado los digestores del tipo rural con alimentación semicontinua, de los que se tienen referencias desde el siglo pasado. Estos digestores son utilizados para la producción de biogás a partir de desechos agrícolas y ganaderos.

- **Fosa séptica y tanque Imhoff**

La fosa séptica puede considerarse como un digestor convencional a escala muy reducida, en donde las condiciones anaerobias estrictas no son siempre cumplidas ya que existen zonas anóxicas. Su uso se ha limitado a tratar las aguas de desecho de casas habitación, escuelas, hospitales, etc., generalmente en zonas rurales en donde no existe el servicio de drenaje. Dado que su principal función se limita a la hidrólisis de la materia orgánica en suspensión para lograr una buena eficiencia, es necesario que la fosa evacue en un sistema de zanjas de absorción colocadas en el suelo, el cual se encargará de realizar la estabilización de la materia orgánica. Los tiempos de retención en estos dispositivos son muy variables (entre 2 y 10 días)

El tanque Imhoff, es un sistema un poco más elaborado que el anterior, ya que crea dos compartimientos distintos, el de decantación y el de digestión. Esto impide en cierto modo que los productos de la hidrólisis de los lodos sean evacuados por el efluente, lo que se traduce en mejores eficiencias de tratamiento. Sus aplicaciones han sido a nivel de pequeñas comunidades, en donde la fosa séptica no sería recomendable debido al volumen que requeriría. En ambos sistemas, es necesaria una evacuación periódica de los lodos acumulados generalmente cada año para el tanque Imhoff y dos años para la fosa.

ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA FOSA SÉPTICA



- A. Trampas de grasa. Se colocarán cuando se reciban desechos de cocinas colectivas, garages y locales de elaboración de alimentos
- B. Tanque séptico. Elemento donde se desarrollan los procesos de sedimentación y séptico
- C. Caja distribuidora. Para mejor funcionamiento del campo de oxidación.
- D. Campo de oxidación. Debe existir siempre que las condiciones locales lo permitan
- E. Pozo de absorción. Será necesario en determinados casos, en sustitución de D

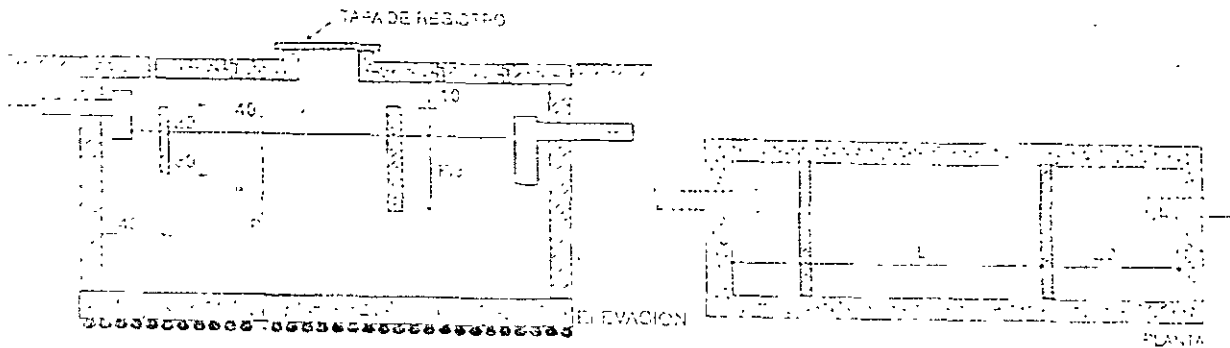
ELECCIÓN

- a Para zonas rurales u suburbanas con abastecimiento de agua intradomiciliaria, carentes de alcantarillado y con terreno suficiente para el campo de oxidación
- b Adecuado para vivienda individual, pequeños grupos de viviendas y escuelas
- c De capacidad y forma adecuadas según las necesidades.

LOCALIZACIÓN

1. Se hará de acuerdo con la topografía general del terreno
2. El tanque séptico se localizará a una distancia horizontal mínima de 3 m de la vivienda
3. El campo de oxidación se localizará a una distancia mínima de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento de agua.
4. El fondo del campo de oxidación y en su caso, el pozo de absorción estarán a una distancia vertical mínima de 1.50 m arriba del nivel freático

TANQUE SEPTICO



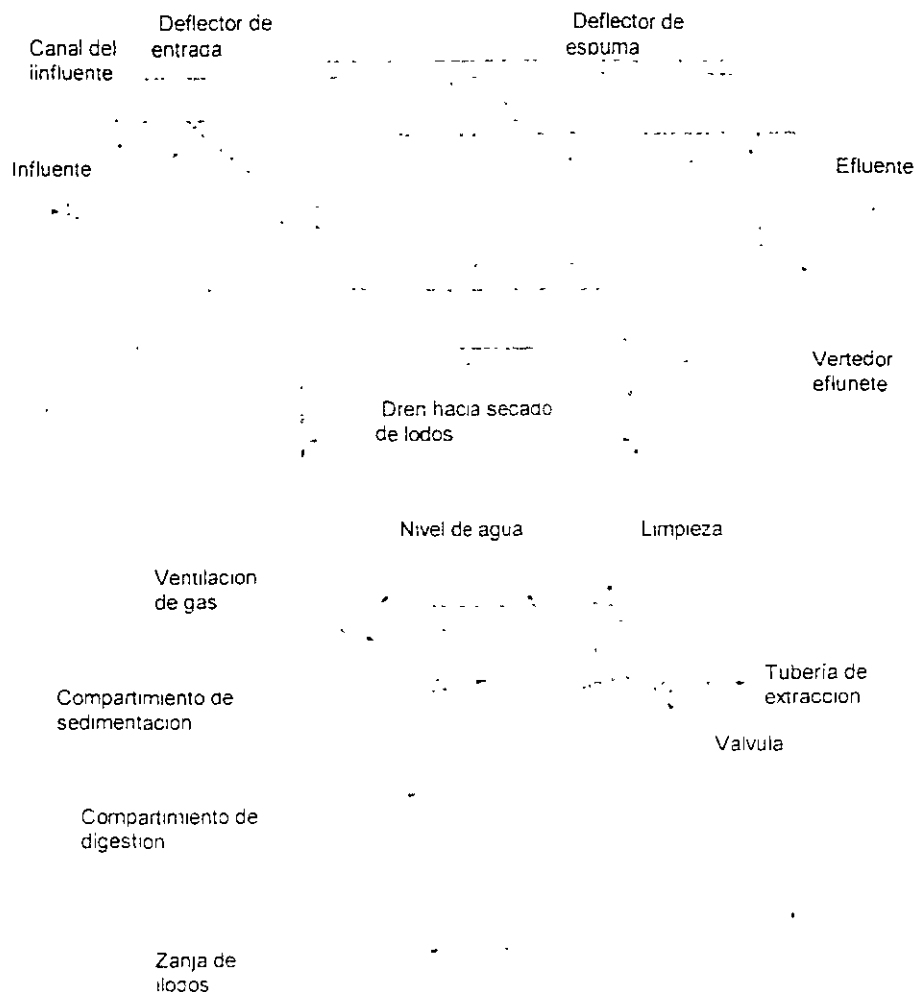
DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE SÉPTICO

| Población usuaria | Dimensiones | | |
|-------------------|-------------|-------|--------|
| | Largo | Ancho | Altura |
| Hasta 7 personas | 2 00 | 1 15 | 1 50 |
| Hasta 10 personas | 2 10 | 1 15 | 1 50 |
| Hasta 15 personas | 2 20 | 1 15 | 1 50 |
| Hasta 20 personas | 2 30 | 1 20 | 1 50 |

CRITERIO DE DISEÑO PARA TANQUES IMHOFF

| PARAMETRO | UNIDAD | VALORES | | |
|--------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|-----------|---------|
| | | RANGO | TÍPICO | |
| Carga superficial | m ³ /m ² día | 24.5 | 3.26 | |
| Tiempo de retención | horas | 2-4 | 3 | |
| Largo a ancho | relación | 2 1-5 1 | 3:1 | |
| Inclinación en el canal sedimentador | relación | 1 25:1 – 1 75:1 | 1.5:1 | |
| Abertura de ranura | mts | 0 15-0 30 | 0 25 | |
| Baffle de espuma | Arriba superficie | mts | 0 25-0 40 | 0 30 |
| | Abajo superficie | mts | 0 30 | 0 30 |
| Libre bordo | mts | 0 45-0 60 | 0 60 | |
| Área de ventilación | Área superficial | % del total | 15-30 | 20 |
| | mts | mts | 0 45-0 75 | 0 60 |
| Sección de digestión | Volumen | Capacidad de almacenamiento | - | 6 meses |
| | Volumen | m ³ per capita | 0 05-0 10 | 0 17 |
| Profundidad superficie fondo | mts | 7 30-9 75 | 9 10 | |

Metcalf and Eddy Wastewater Engineering, 3a Edition, Mc Graw Hill, New York 1991.



- **Lagunas anaerobias**

Este es otro proceso rústico empleado en aguas de desecho industriales evacuadas a temperatura superior a la del ambiente y con cierto contenido de sólidos suspendidos sedimentables. Consiste en estanques profundos (hasta 10 m) en donde las condiciones anaerobias prevalecen, con la excepción de una pequeña zona en la superficie. Las condiciones meteorológicas influyen de manera importante la operación de estos sistemas, registrándose generalmente durante el invierno una baja considerable en la eficiencia. Un punto particularmente problemático son los malos olores asociados con estos sistemas. Los tiempos de retención hidráulica reportados en la literatura son muy variables, en general mayores a 7 días este tipo de tratamiento se presenta en el Capítulo 9

- **Digestor anaerobio convencional**

Se ha aplicado principalmente para la estabilización de los lodos de desecho provenientes del proceso de lodos activados, aunque en la actualidad sus limitadas eficiencias han hecho que sea sustituido por la versión "completamente mezclada". Consiste en un tanque cerrado sin agitación y sin calentamiento, en donde el desecho por tratar se estratifica en zonas definidas. La parte en donde se lleva a cabo prácticamente la totalidad de la actividad microbiana representa alrededor del 30% del volumen total del digestor, lo que aunado a la lentitud de la cinética de degradación bajo estas condiciones, resulta en volúmenes de reactor considerable (tiempos de retención mayores a 30 días).

- **Digestor anaerobio completamente mezclado**

La introducción de una agitación vigorosa del medio de reacción, aunada frecuentemente a un calentamiento del reactor, se traduce en mayores eficiencias en la remoción de materia orgánica. La agitación se logra por un agitador mecánico o por la inyección del biogás en el fondo del reactor. Debido a su mezcla completa, el efluente cuenta con una alta concentración de sólidos suspendidos, por lo que se desarrolló una variante que une en serie un digestor completamente mezclado con un digestor convencional en donde se realiza la decantación de los sólidos. Su principal aplicación es en el tratamiento de los lodos de desecho de grandes plantas de lodos activados

- **Reactor de contacto anaerobio**

Este es un sistema de transición entre la primera y la segunda generación de reactores anaerobios. Consiste básicamente en un reactor completamente mezclado acoplado a un decantador que separa la biomasa para que sea recirculada hacia el reactor. Es el equivalente anaerobio de los lodos activados. Con la recirculación, aumenta la cantidad de microorganismos en el reactor al igual que su tiempo de permanencia dentro del sistema, sin que el tiempo de retención hidráulica se incremente, esto da como resultado en volúmenes de reactor más pequeños y en una mayor estabilidad del proceso. El punto problemático es la adecuada separación de los lodos anaerobios en el decantador pues tienen tendencia a flotar, debido a las burbujas de gas atrapadas en el floculo, esto se soluciona creando un vacío en la línea de unión entre el reactor y el decantador, lo que favorece la desgasificación. Los tiempos de retención hidráulicos son del orden de 5 días y el tiempo de residencia celular varía entre 15 y 30 días. Este sistema se ha aplicado en el tratamiento de aguas residuales de industrias alimentarias

En la fig. 8.27 se presentan los reactores anaerobios de 1ª generación.

DIGESTIÓN ANAEROBIA DE BIOSÓLIDOS

Como un complemento para el conocimiento de este proceso, se recomienda ver el Capítulo 9 (Lagunas de Estabilización) en la parte correspondiente a Lagunas Anaerobias y ver también el Capítulo 13 (Tratamiento de Lodos), en la parte correspondiente a "Digestión"

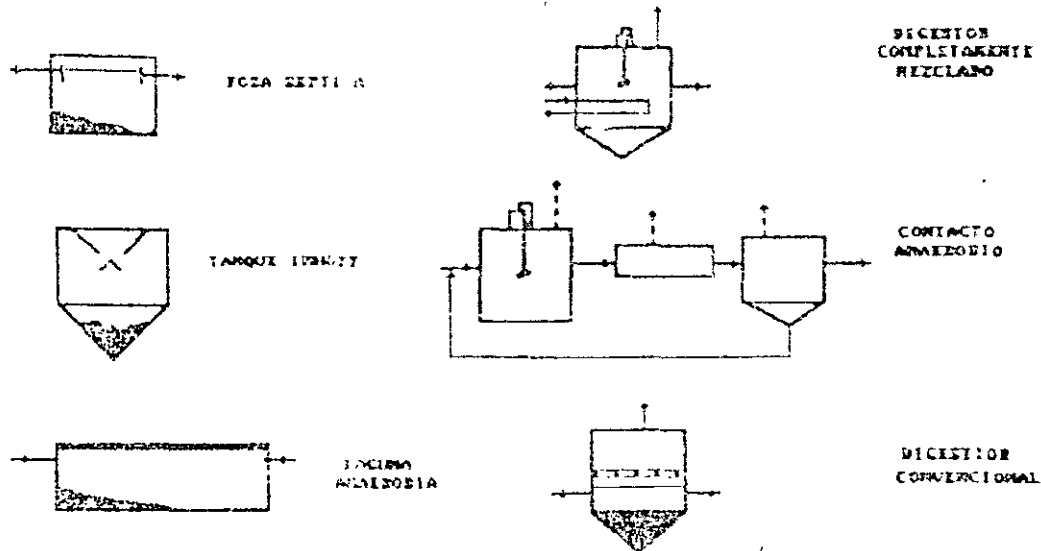


Fig 8 27 Reactores anaerobios de la 1ª generación

REACTORES ANAEROBIOS DE 2ª GENERACION.

El progreso logrado con este tipo de reactores se manifiesta en tiempos de retención hidráulicas sustancialmente menores (de 0.5 a 3 días), lo que implica una importante reducción en los volúmenes del reactor, y una mayor estabilidad y facilidad en su operación. Esto se logra al retener la biomasa anaerobia dentro del reactor mediante la formación de una película de microorganismos fijos sobre soportes, o bien por medio de la sedimentación de flóculos microbianos con muy buenas características de decantación, con esto, la limitación provocada por la reducida tasa de crecimiento de las bacterias anaerobias es prácticamente eliminada.

Otras ventajas obtenidas son un cierto grado de resistencia a productos tóxicos, una adaptación rápida a cambios de alimentación y un arranque rápido después de períodos prolongados sin alimentación.

- **Filtro anaerobio**

Fue introducido por Young y McCarty (1969), recomendándolo inicialmente para sustratos solubles y medianamente concentrados en materia orgánica. En la actualidad se ha aplicado en el laboratorio y a escala real tratando una amplia serie de sustratos a diversas concentraciones. Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio. El coeficiente de vacío debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $20 \text{ kg DQO}/\text{m}^3 \text{ día}$.

- **Reactor tubular de película fija**

Para evitar la acumulación de lodos dentro del reactor, se ha desarrollado el reactor tubular de flujo ascendente o descendente. El soporte utilizado en este caso, consiste de tubos o placas dispuestas de tal forma que se crean canales verticales. El material puede ser de cerámica,

PVC, poliéster, etc. El ordenamiento del soporte resulta en coeficiente de vacío importantes con buenas relaciones área/volumen ($>de 150 \text{ m}^2/\text{m}^3$). Las cargas aplicadas pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$

- **Reactor anaerobio de lecho de lodos (UASB)**

Corresponde a Lettinga el desarrollo de este reactor que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o "pellets" hasta de 5 mm de diámetro. Estos granos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante de su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas de la cama de lodos no sean alimentadas, desperdiciando así su actividad, esto es particularmente cierto en el tratamiento de aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente, forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por lo tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida. El punto débil del proceso consiste en la lentitud a la que se forman los granos, elemento indispensable del sistema, esto puede ser solucionado mediante la inoculación importante con lodos adecuados. Las cargas orgánicas alimentadas a este reactor pueden llegar hasta $30 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$

Actualmente, una combinación en un mismo tanque del reactor UASB y del filtro anaerobio, conocida como reactor híbrido, está generando aceptación. La principal ventaja de este arreglo es que se optimiza el volumen del reactor y se puede reducir la pérdida masiva de lodos, accidente grave de reactores UASB.

En la fig. 8 29 se esquematizan los reactores anaerobios de 2ª generación.

REACTORES ANAEROBIOS DE 3ª GENERACION

Estos reactores se encuentran básicamente aún en nivel piloto o semi-industrial, aunque ya existen algunas plantas a escala real basadas en esta modalidad. Son también reactores de película fija, pero el soporte utilizado es lo suficientemente pequeño y ligero para que pueda ser fluidificado con una recirculación del efluente. Se han reportado resultados de laboratorio en extremo prometedores (Switzenbaum y Jewell, 1980, Jewell et al, 1981). Los dos tipos de reactores, el reactor de lecho expandido y el reactor de lecho fluidificado, son semejantes entre sí diferenciándose en el grado de fluidificación del soporte (20% para el lecho expandido y superior al 50% para el lecho fluidificado). Su avance consiste en tiempos de retención aún menores, inferiores a 12 horas, ya que la superficie de soporte disponible es muy elevada (superior a $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$) y la agitación en el lecho es vigorosa, eliminando problemas de transferencia de sustrato. Otra ventaja es que no presentan problemas de taponamiento. Sin embargo, requieren energía para la recirculación y la fluidificación del lecho; además, su arranque y operación son en extremo delicados. Las cargas aplicadas pueden sobrepasar los $40 \text{ kg. DQO}/\text{m}^3 \cdot \text{día}$

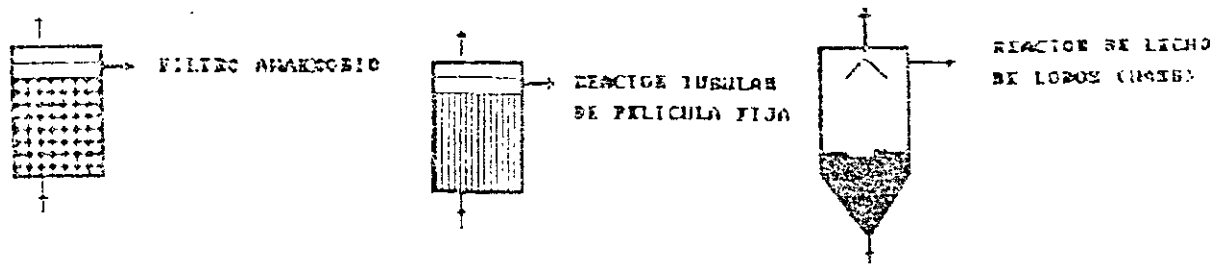


Fig. 8.28 Reactores anaerobios de la 2ª generación.

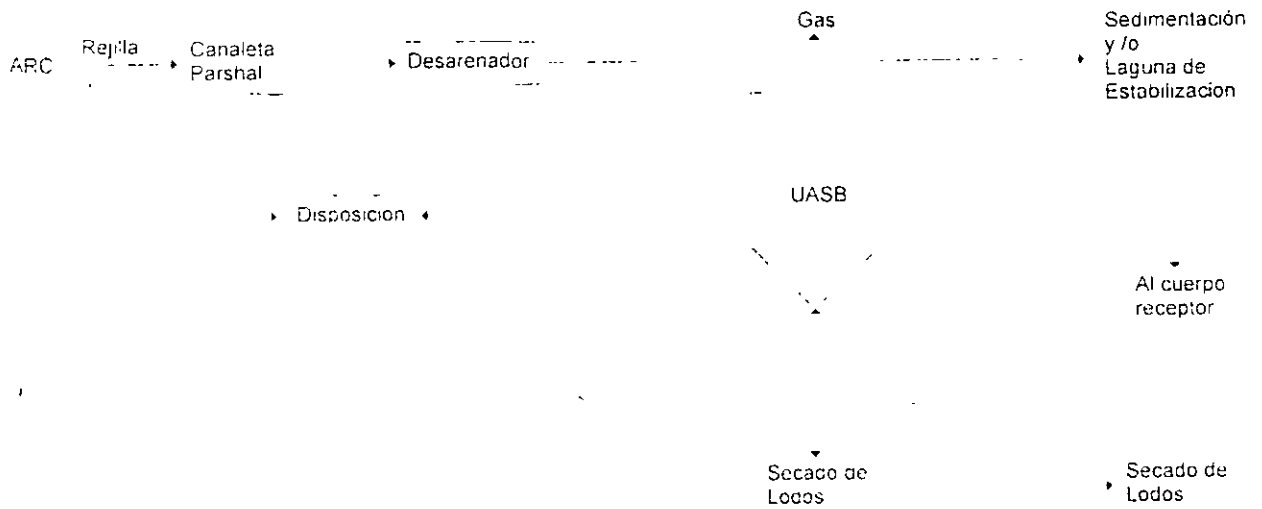


Fig. 8.29 Planta con sistema anaerobio tipo UASB

COMPARACIÓN DE DIGESTIÓN AEROBIA Y ANAEROBIA

CARACTERISTICAS GENERALES

| | Digestión Anaerobia | Digestión Aerobia |
|--|--|---|
| Productos degradación | CH ₄ , H ₂ O, NH ₄ , H ₂ S | CO ₂ , H ₂ O, NO ₃ |
| Energía precisa para digestión de 1 ml de dextrosa | 35 cal | 650 cal |
| Velocidad de degradación | - | + |
| Síntesis de nuevas células | - | + * |
| Reducción final S S V. | + | - |
| Fangos | | |
| DBO ₅ / g de S.S.V | + | - |
| S.S.V. / S.S | - | + |
| Estabilidad | | |
| Sobrenadante | Difícilmente tratable | Se pueden incorporar a la línea de agua |
| Concentración de Lodo residual | Mejor | Peor |
| Tiempo de puesta en marcha | Largo | Corto |
| Procesos biológicos en la marcha | Complejos | Sencillos |

CARACTERISTICAS DE LOS SOBRENADANTES

| | Digestión Anaerobia | Digestión Aerobia |
|--------------------|---------------------|-------------------|
| S S (mg/L) | 5000 – 15000 | 300 |
| DBO5 (mg/L) | 1000 – 10000 | 500 |
| DQO | 3000 – 30000 | 2600 |
| Amoniaco | 500 – 1000 | |
| N Kjeldahl | | 170 |
| Fosforo total en P | 300 – 1000 | 98 |
| P soluble | | 26 |

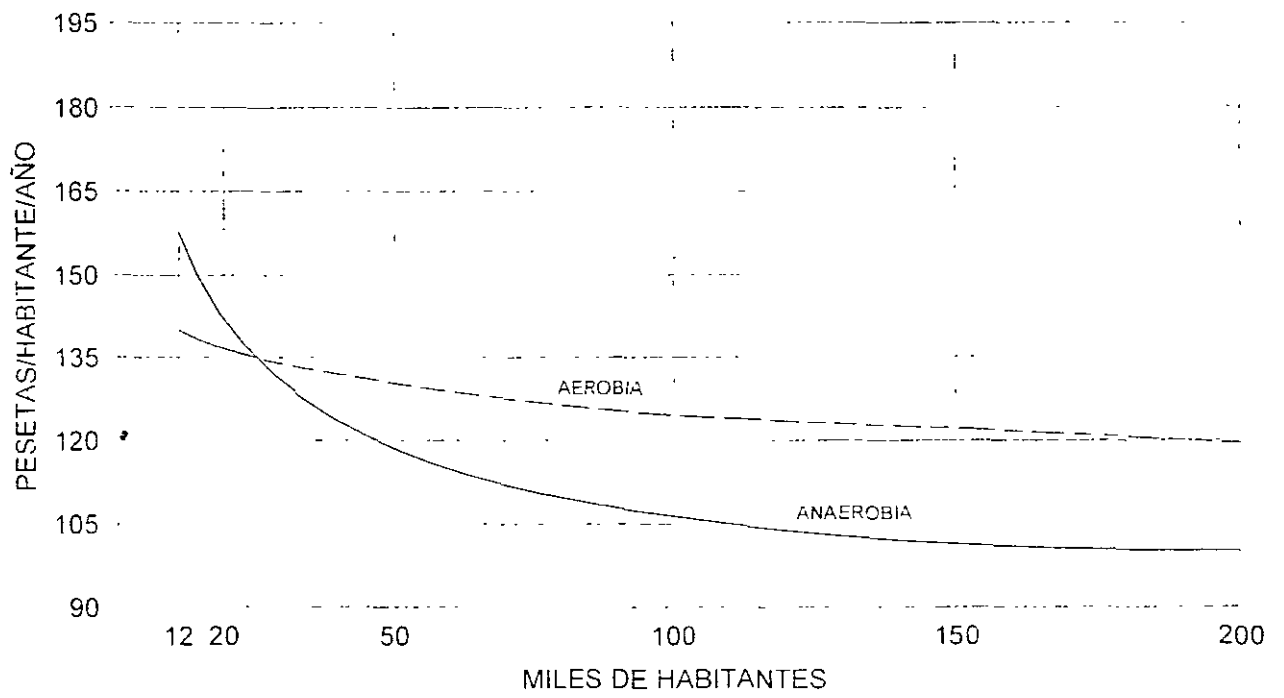
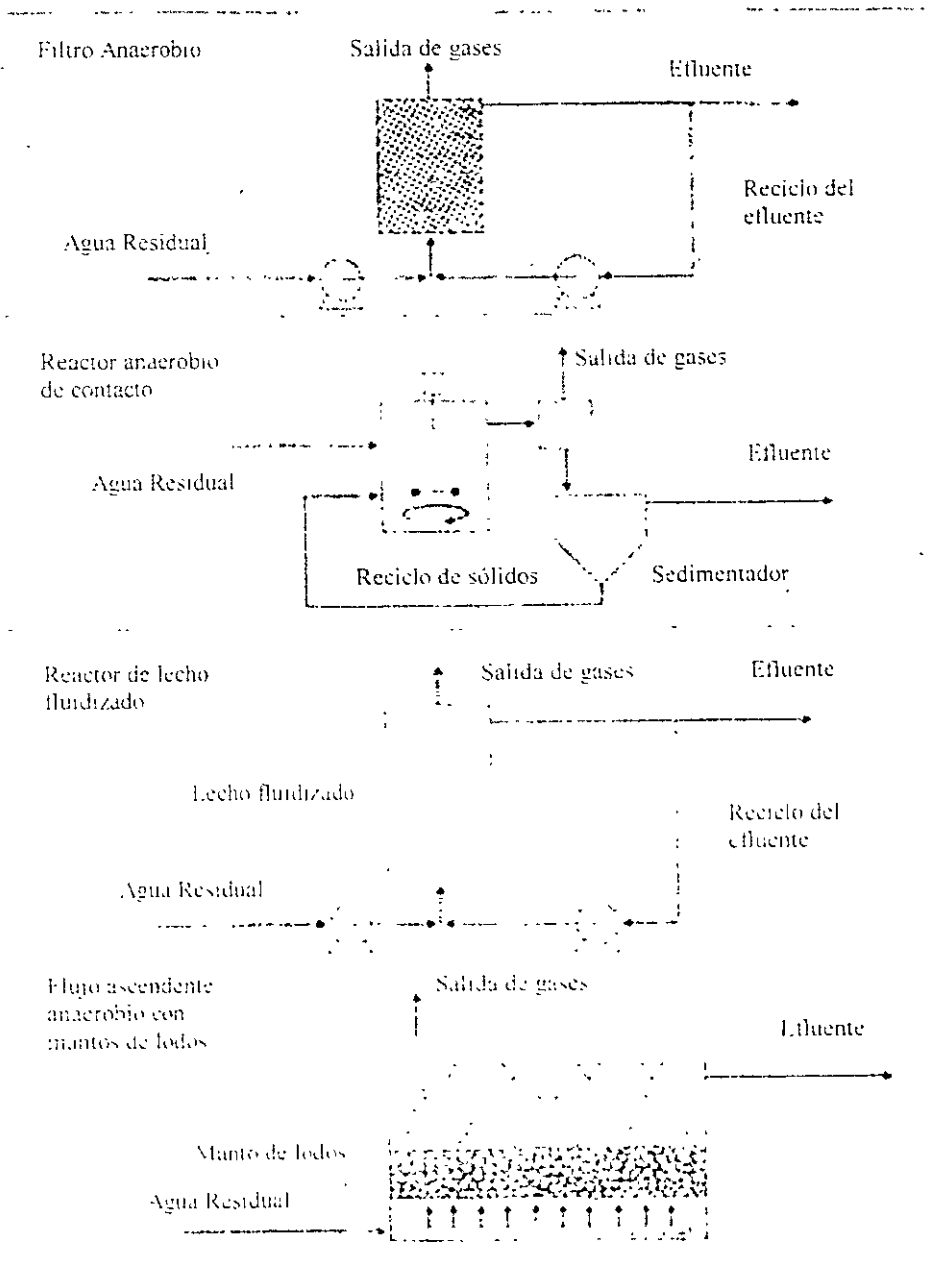


Fig. 8.30 Comparación económica entre digestión aerobia y anaerobia

TRATAMIENTOS ANAEROBIOS



AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 9 LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

- 9.1 DATOS GENERALES**
- 9.2 TIPOS DE LAGUNAS**
- 9.3 PROCESOS BIOLÓGICOS**
- 9.4 CRITERIOS DE DISEÑO**
- 9.5 REMOCIÓN DE PATÓGENOS**
- 9.6 SELECCIÓN DEL SITIO**
- 9.7 DISEÑO DE LAGUNAS (EJEMPLOS)**
- 9.8 ALGUNAS UBICACIONES DE LAGUNAS**
- 9.9 LAGUNAS UBICADAS EN EL TRÓPICO (OPS/OMS)**

9.1 DATOS GENERALES

Los sistemas de lagunas de estabilización se refieren a estanques construidos de tierra, de profundidad reducida (< 5 m.), diseñados para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de: 1º la masa biológica o biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc), 2º la materia orgánica del desecho y 3º otros procesos naturales (mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos) La finalidad del proceso es obtener un efluente de características definidas (DBO, DQO, oxígeno disuelto, sólidos suspendidos, algas, nutrientes, parásitos, bacterias y protozoarios, patógenos, etc.) de acuerdo a su reuso: agrícola, piscícola, etc, o para descarga a cuerpos receptores. (Figura 9.1)

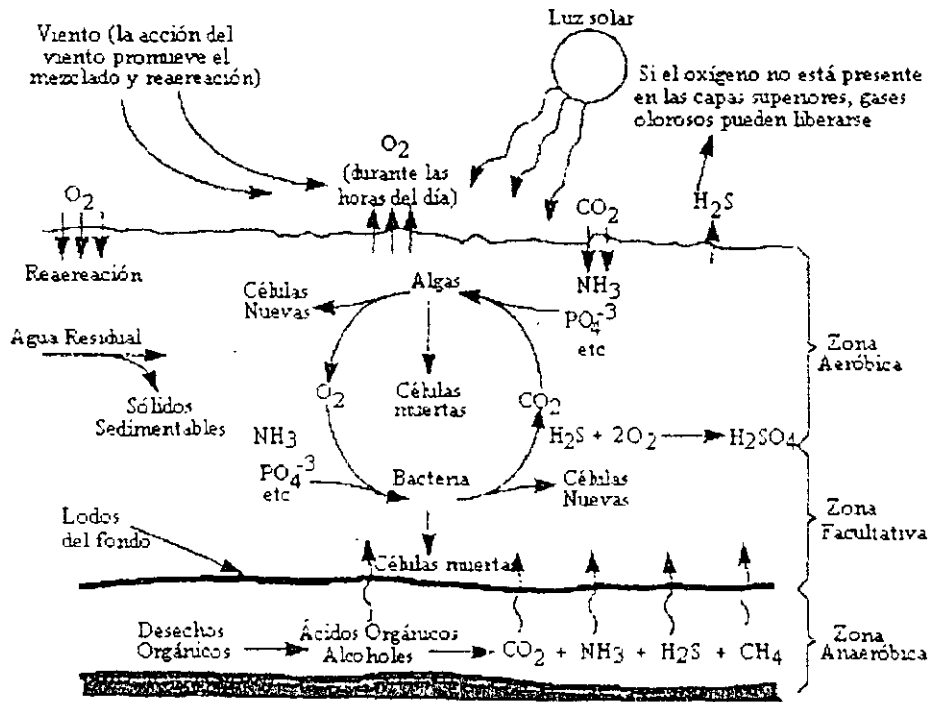
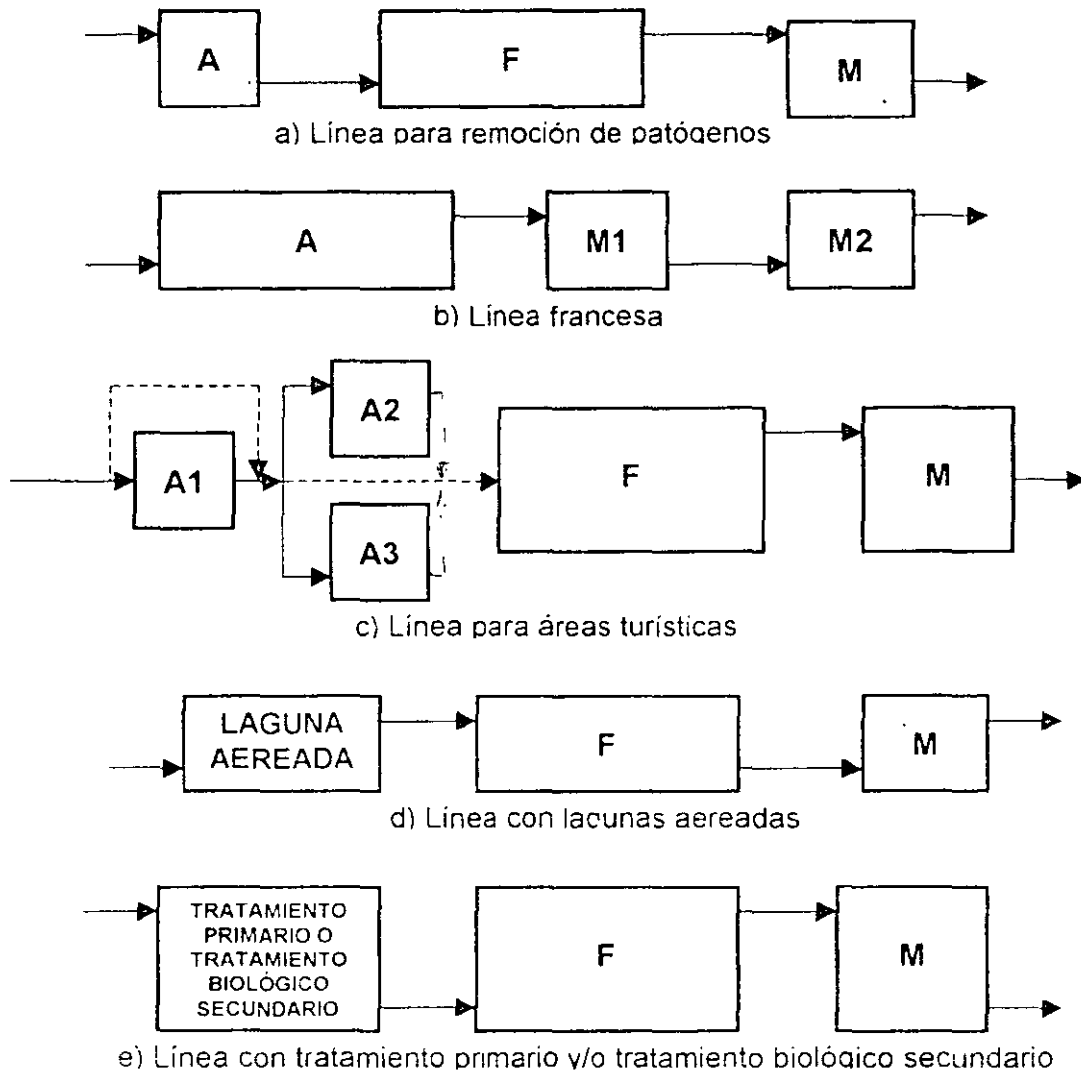


Figura 9.1 Esquema de las lagunas de estabilización Metcalf and Eddy

CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS

Por su contenido de oxígeno pueden ser: anaerobias, facultativas y de maduración, y en relación a la secuencia de sus unidades pueden clasificarse en lagunas en serie o en paralelo, pudiendo existir combinaciones de varios tipos. Los arreglos de un sistema lagunar pueden comprender una única laguna (facultativa) y lagunas en serie (anaerobia, facultativa y maduración). Además es deseable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo. Por ejemplo, las lagunas anaerobias pueden ser diseñadas para operar individualmente o en paralelo. Si se desea un mayor grado de tratamiento para una reducción

mayor de organismos patógenos, el arreglo más conveniente es anaerobia – facultativa – maduración, (Figura 9.2).



A = anaerobia
 F = facultativa
 M = maduración

Figura 9.2 Arreglos comunes en sistemas lagunares

De acuerdo con las condiciones de descarga, las lagunas se pueden clasificar en : lagunas de descarga continua, lagunas de retención completa y lagunas de regulación y descarga controlada. Las unidades de retención completa, llamadas también lagunas terminales o de descarga cero, no tienen efluente y el líquido se dispone a través de percolación y evaporación. Las lagunas de descarga controlada son conocidas también como de flujo intermitente, de regulación o de almacenamiento.

En función del lugar que ocupan en relación a otros procesos, las lagunas que reciben aguas residuales crudas se denomina **lagunas de estabilización primarias**, las lagunas que reciben efluentes de sedimentación primaria o tratamiento biológico secundario se denominan **lagunas de estabilización secundaria**. Igualmente, una laguna que sirve como segundo o tercer elemento de una serie funciona como una unidad aerobia o facultativa secundaria.

Una laguna cuyo **principal propósito es la reducción de organismos patógenos**, mediante un tiempo prolongado de retención se llama **laguna de maduración**. Una laguna de maduración puede ser utilizada para la cría de peces, tales como carpa y puede ser denominada como una laguna de peces.

La **configuración física y el modo de operación** también pueden ser utilizados para categorizar un sistema de lagunas.

La mayoría de las lagunas en uso actualmente, son unidades de tratamiento facultativo, en este aspecto se asemejan al funcionamiento de ríos y lagos, se mantienen condiciones aerobias cerca de la superficie y a veces a través de la mayor parte de la profundidad de la laguna, sin embargo, persiste un ambiente anaerobio cerca del fondo, donde siempre habrá materia orgánica sólida sedimentada como se muestra en las figuras 9.1 y 9.3.

9.2 TIPOS DE LAGUNAS

En la tabla 9.1 se muestran los tipos de laguna y sus características. El término laguna de estabilización se usa para describir cualquier laguna o sistema de lagunas diseñadas para el tratamiento biológico de aguas residuales, como se puede ver en la figura 9.3. Una laguna de estabilización anaerobia, como proceso de pretratamiento, es básicamente un digestor que no requiere oxígeno disuelto, ya que las bacterias anaerobias degradan los desechos orgánicos complejos. Una laguna de estabilización aerobia es una laguna donde. 1º las bacterias aerobias degradan los desechos y 2º las algas a través de la fotosíntesis proporcionan suficiente oxígeno para mantener el sistema aerobio. Una laguna de estabilización facultativa es una donde existe una capa superior aerobia (mantenida por las algas) y una zona inferior anaerobia. En la laguna facultativa se pueden encontrar organismos aerobios, facultativos y anaerobios.

La laguna de estabilización mecánicamente aireada, es donde aereadores mecánicos suplementan o reemplazan a las algas como medio para proporcionar el oxígeno disuelto requerido. Este tipo de laguna puede funcionar como sistema aerobio o facultativo. En algunas lagunas aireadas mecánicamente, la turbulencia puede no ser suficiente para mantener todos los sólidos en suspensión; por consiguiente, los lodos se pueden sedimentar y entrar en descomposición anaerobia, mientras que el resto de la laguna permanece aerobia.

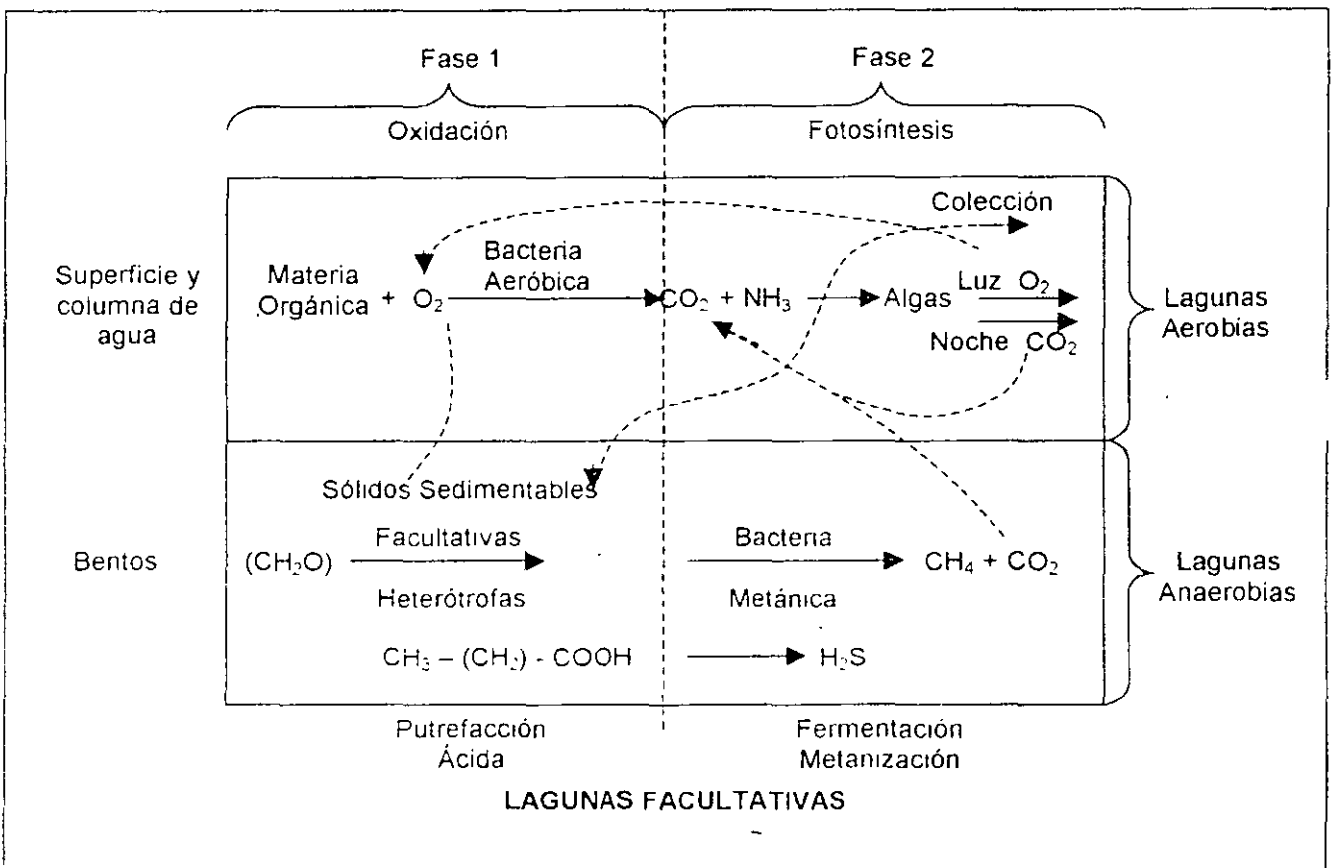


Figura 9.3 Actividades biológicas y clasificación de las lagunas de estabilización

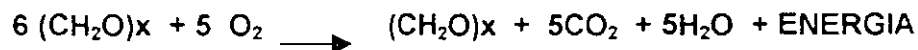
| TIPO DE LAGUNA O SISTEMA LAGUNAR | NOMBRE COMÚN | CARACTERÍSTICAS QUE LO IDENTIFICAN | APLICACION |
|--|---|---|--|
| AEROBIA | a) Baja tasa | Diseñada para mantener condiciones aerobias a través de toda la profundidad del líquido. | Tratamiento de desechos orgánicos solubles y efluentes secundarios |
| | b) Alta tasa | Diseñada para optimizar la producción de algas y tejido celular y lograr grandes producciones de proteína cosechable | Remoción de nutrientes, tratamiento de desechos orgánicos solubles, conversión de desechos |
| | c) Maduración o laguna terciaria | Similar a las lagunas de baja tasa pero con gran carga de iluminación | Usada para pulir los efluentes del tratamiento secundario convencional como filtros biológicos o lodos activados |
| AEROBIA - ANAEROBIA (Aereación como fuente de oxígeno) | Facultativa con aereación | Más profunda que las de alta tasa, la aereación y la fotosíntesis proveen el oxígeno para la estabilización aerobia en las capas superiores. Las capas bajas son facultativas, las capas del fondo experimentan digestión anaerobia | Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales |
| AEROBIA - ANAEROBIA (Algas como fuente de oxígeno) | Facultativas | Lo mismo que la anterior, excepto que no tiene aereación. La fotosíntesis y aereación de la superficie provee oxígeno las capas superiores | Tratamiento de cribado para aguas no tratadas o sedimentación primaria de aguas residuales o desechos industriales |
| ANAEROBIA | Anaerobia, laguna de pretratamiento anaerobio | Condiciones anaerobias prevalecen en todas partes, seguida generalmente por lagunas aerobias o facultativas | Tratamiento de aguas residuales municipales o industriales |
| ANAEROBIA SEGUIDA DE AEROBIA - ANAEROBICA Y DE AEROBIA | Sistema Lagunar | Combinación de tipo de lagunas descritas arriba. Lagunas aerobias - anaerobias pueden ser seguidas por una laguna aerobia. Frecuentemente se utiliza recirculación de lagunas aerobias a las anaerobias | Tratamiento completo de aguas residuales municipales e industriales con alta remoción de bacterias |

Tabla 9.1 Tipos y aplicaciones de lagunas de estabilización de uso común

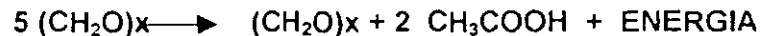
9.3 PROCESOS BIOLÓGICOS

La remoción de materia orgánica de las aguas residuales es el resultado de dos mecanismos operativos en las lagunas de estabilización. El primer proceso es el de sedimentación y precipitación de sólidos sedimentables, sólidos suspendidos, y hasta partículas coloidales, por la acción de sales ligeramente solubles en un ambiente de pH cambiante. El segundo proceso involucra la combinación de transformaciones biológicas causantes de la oxidación y reducción de desechos orgánicos que entran a la laguna. Las cuatro principales reacciones biológicas que se llevan a cabo en una laguna han sido descritas por Oswald y Gloyna:

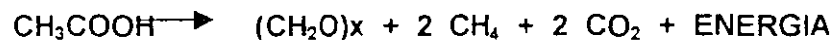
- 1) La oxidación aerobia de materia orgánica carbonosa a lodo bacteriano, bióxido de carbono y agua,



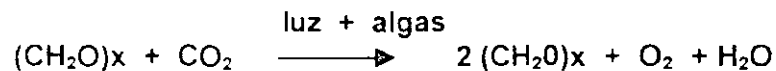
- 2) La formación de ácidos orgánicos de la conversión anaerobia de carbohidratos a células bacterianas y otros compuestos relacionados,



- 3) la fermentación a metano de los ácidos orgánicos y bióxido de carbono,



- 4) y la conversión fotosintética del bióxido de carbono a compuestos orgánicos y oxígeno libre por la luz solar



Estas cuatro transformaciones biológicas representan las reacciones fundamentales que se llevan a cabo en la mayoría de los procesos biológicos empleados en la degradación de la materia orgánica biodegradable contaminante presente en las aguas residuales. Entender como las lagunas de estabilización son afectadas por factores ambientales, ayudará en su diseño y construcción. El diseño de lagunas de estabilización se ha enfocado a propiciar las condiciones que permiten el desarrollo de alguna o algunas de las reacciones mencionadas arriba. Así se pueden definir las cuatro principales categorías de lagunas.

- 1) lagunas anaerobias donde las principales reacciones son la producción de ácidos orgánicos y la fermentación de metano,
- 2) lagunas facultativas donde la estratificación permite el predominio de reacciones anaerobias en la zona inferior y oxidación aerobia, en conjunción con la fotosíntesis en la parte superior,
- 3) lagunas de maduración, que son similares a las lagunas facultativas, con la excepción de que normalmente reciben el efluente de ellas y se usan exclusivamente para la reducción de organismos patógenos; y
- 4) lagunas aerobias de alta tasa, que normalmente están en condiciones aerobias en toda su profundidad y son utilizadas principalmente para obtener un rendimiento máximo de algas, con la intención de cosecharlas del efluente

APLICACIONES

Es difícil considerar las lagunas por tipo de desecho que reciben, tamaño, forma, modo de operación y objetivos del tratamiento; sin embargo, a continuación se presentan algunas aplicaciones típicas de lagunas de estabilización (ver tabla 9.1)

Si la principal consideración es la reducción de DBO, normalmente se utiliza una combinación de lagunas anaerobias y facultativas o facultativas independientes. En cambio, cuando es necesario reducir el número de organismos patógenos, las lagunas conectadas en serie dan los mejores resultados. Un sistema conectado en serie puede incluir lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, o las dos últimas únicamente.

El esquema y forma de operar dependerán de los objetivos y grado de flexibilidad requerida del sistema. Un diseño en serie se usa generalmente donde la carga orgánica es grande y se desea reducir la cuenta de coliformes. En varias partes del mundo, la laguna de maduración se ha vuelto una parte integral de los sistemas de tratamiento por lagunas ya que su efluente es comparable con los obtenidos de la cloración en efluentes de filtros de arena. Los sistemas en "paralelo" se aplican cuando se necesita tener mucha flexibilidad en la operación. Los desechos con grandes cantidades de sólidos y sustancias tóxicas o color necesitan un tratamiento especial.

Los procesos biológicos se controlan principalmente mediante el tiempo de retención y la temperatura, y para tener una operación ideal es deseable que los gastos de entrada y salida sean iguales, aunque diferencias en los gastos no destruyen el sistema, la filtración y la evaporación excesivas pueden ejercer una influencia muy marcada sobre un sistema de lagunas de estabilización.

Para recibir el efluente de unidades de tratamiento biológico sobrecargadas, el uso de lagunas ha proliferado en todo el mundo, este tipo de lagunas se diseñan para mejorar el efluente de plantas de lodos activados, filtros biológicos, lagunas anaerobias y facultativas, etc. Normalmente, el objetivo es el de preparar el agua para ser reutilizada, disminuyendo la DBO. En la figura 9.2 se pueden ver todas las combinaciones mencionadas.

En varios países se está prestando mayor atención a la recarga de acuíferos con aguas residuales tratadas, en Israel, donde el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales tiene grandes ventajas sobre plantas convencionales, se han elaborado sistemas lagunares para manejar los desechos de ciudades con más de un millón de habitantes, estos sistemas incluyen el uso de lagunas anaerobias y facultativas; y, el efluente se infiltra al subsuelo, de donde es extraído dos años después por medio de bombeo en pozos.

9.4 CRITERIOS DE DISEÑO

Los estudios sobre tratamiento por medio de lagunas de estabilización han concluido que para su diseño y operación deben tomarse en consideración los siguientes factores que tienen influencia sobre los procesos:

- 1° Fotosíntesis, 2° PH, 3° Profundidad, 4° Nutrientes, 5° Sedimentación de lodos, 6° Vientos, 7° Sulfuros, 8° Oxígeno disuelto, 9° Radiación solar, 10° Temperatura, 11° Tiempo de retención, 12° Infiltración y evaporación, 13° Geometrías de las lagunas y 14o. DBO y sólidos suspendidos.

Cuando en la aguas residuales municipales se quiere reducir el contenido de microorganismos patógenos debe utilizarse el "tren" completo que incluye la laguna de maduración. Para el tratamiento de las aguas residuales de origen industrial, es común que se aplique el tratamientos hasta lagunas facultativas. En cada caso el "tren" de tratamiento dependerá del diseño, el que está en función de: 1°. Las características del agua residual; 2°. Los requerimientos del efluente y 3°. Las condiciones climáticas predominantes. Además es importante tomar en consideración los 14 factores señalados anteriormente

En las tablas 9.2 a la 9.4 se presentan los criterios de diseño recomendados por la CNA y Metcalf y Eddy.

TABLA 9.2 CRITERIOS DE DISEÑO LAGUNA ANAEROBIA (CNA 1994)

| Parámetro | Dimensión |
|--|-------------------------------------|
| Area de cada laguna en serie [Ha] | 1 a 4 |
| Régimen de operación | Serie o Paralelo |
| Tiempo de retención hidráulico [dias] | 7 a 30 |
| Profundidad [m] en metros | 2 a 6 |
| Carga hidráulica [1/seg-Ha] [pulg/día] | 1 5 a 4 4 5 a 1 5 |
| Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg DBO /Ha-día] [lb/acre-día] | 224 a 560 200 a 500 |
| Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)] | 6,803 a 2,268 178 a 4,500 |
| Temperatura óptima [°C] | 20 |
| Ambito de temperaturas [°C] | 2 a 50 |
| Ambito óptimo del del agua residual | 6 8 a 7 2 |
| Eficiencia de remoción de DBO [%] | 80 a 95 |
| Concentración de algas [mg/l] | 0 - 5 |
| Eficiencia de remoción de coliformes [%] | >99 |
| Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l) | 80 - 160 |
| DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble | [0 02 a 0 1] DBO [0.30 a 1 0] SS |
| Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH | 15 a 40 25 a 50 6 5 a 9 |

*Datos del influente

Fuente. Normas CNA 1993

TABLA 9.3 CRITERIOS DE DISEÑO, LAGUNA FACULTATIVA (CNA, 1994)

| Parámetro | Dimensión |
|--|-------------------------------------|
| Area de cada laguna en serie [Ha] | 1 a 4 |
| Régimen de operación | Serie o Paralelo |
| Tiempo de retención hidráulico [días] | 7 a 30 |
| Profundidad [m] | 1.8 a 2.4 |
| Carga hidráulica [l/seg-Ha] [pulg/día] | 1.5 a 4.4 .5 a 1.5 |
| Carga orgánica Por unidad de superficie [Kg DBO /Ha-día] [lb/acre-día] | 56 a 168 50 a 150 |
| Requerimientos de area [m ² /(l/seg)] [m ² /(Kg DBO/día)] | 6,803 a 2,268 178 a 59 |
| Temperatura óptima [°C] | 20 |
| Ambito de temperaturas [°C] | 2 a 32 |
| Ámbito óptimo del agua residual | 6.5 - 8.5 |
| Eficiencia de remoción de DBO [%] | 80 a 95 |
| Concentración de algas [mg/l] | 40 a 160 |
| Eficiencia de remoción de coliformes [%] | >99 |
| Sólidos suspendidos en el efluente (mg/l)* | 40 - 60 |
| DBO del efluente [mg/l] Soluble Insoluble | [0.02 a 0.1] DBO [0.30 a 1.0] SS |
| Calidad típica del efluente [mg/l] DBO SS PH | 15 a 40 25 a 50 6.5 a 9 |

Fuente: Normas CNA 1993

TABLA 9.4 PARÁMETROS DE CALIDAD PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN (METCALF & EDDY)

| PARÁMETROS | TIPO DE LAGUNA | | | | | |
|---|--|--|--|--|---|---|
| | AERÓBICA BAJA TASA (a) | AERÓBICA ALTA TASA | AERÓBICA DE MADURACIÓN | AERÓBICA – ANERÓBICA FACULTATIVA (b) | ANAERÓBICA | AEREADEA |
| Régimen de Flujo | Mezclado intermitente | Mezclado intermitente | Mezclado intermitente | Mezclado capa superficial | - | Completamente mezclada. |
| Tamaño de la Laguna [Ha] | < 4 múltiples | 0.2 – 0.9 | 0.9 – 4 múltiples | 0.9 – 4 múltiples | 0.2 – 9 múltiples | 0.9 – 4 múltiples |
| Operación | Serie o paralelo | Serie | Serie o paralelo | Serie o paralelo | Serie | Serie o paralelo |
| Tiempo de retención (días) (c) | 10 – 40 | 4 – 6 | 5 – 20 | 5 – 30 | 20 – 50 | 3 – 10 |
| Profundidad (metros) | 0.9 – 1.20 | 0.3 – 0.45 | 0.9 – 1.7 | 1.2 – 2.5 | 2.5 – 5 | 1.8 – 6.80 |
| pH | 6.5 – 10.5 | 6.5 – 10.5 | 6.5 – 10.5 | 6.5 – 8.5 | 6.5 – 7.2 | 6.5 – 8 |
| Rangos de Temperatura (°C) | 0 – 30 | 5 – 30 | 0 – 30 | 0 – 50 | 6 – 50 | 0 – 30 |
| Temperatura óptima (°C) | 20 | 20 | 20 | 20 | 30 | 20 |
| Carga de DBO ₅ (Kg/Ha-día) (d) | 67 – 134 | 90 – 180 | < 17 | 57 – 202 | 224 – 567 | - |
| Conversión DBO ₅ (%) | 80 – 95 | 80 – 95 | 60 – 80 | 80 – 95 | 50 – 85 | 80 – 95 |
| Conversión principal | Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano | Algas, CO ₂ , Tejido celular bacteriano | Algas, CO ₂ , NO ₃ Tejido celular bacteriano | Algas, CO ₂ , CH ₄ Tejido celular bacteriano | CO ₂ , CH ₄ , Tejido celular bacteriano | CO ₂ , Tejido celular bacteriano |
| Concentración de algas (mg/lit) | 40 – 100 | 100 – 260 | 5 – 10 | 5 – 20 | 0 – 5 | - |
| Sólidos suspendidos en el efluente (mg/lit) (e) | 80 – 140 | 150 – 300 | 10 – 30 | 40 – 60 | 80 – 160 | 80 – 250 |

a) laguna aeróbica convencional diseñada para maximizar la cantidad de oxígeno producido en vez de producción de algas

b) Incluye lagunas con aereación suplementaria. Para las que no es la carga típica de la DBO₅, sino es cerca de la de un tercio de lo listado

c) Depende de las condiciones climáticas

d) Valores típicos, se han aplicado valores más altos en varias poblaciones. Los valores de las cargas están frecuentemente especificados por las instituciones reguladoras.

e) Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos residuales. Los valores están basados en un influente con DBO₅ de 200 mg/lit y con excepción de las lagunas aeróbicas, con un influente de 200 mg/ lit de sólidos suspendidos

DETALLES DE FUNCIONAMIENTO DE LAGUNAS

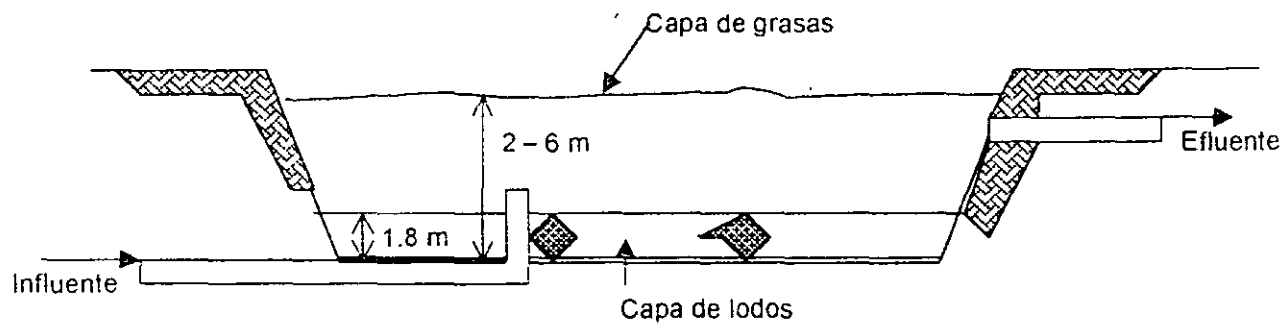


Fig. 9.4 Laguna anaerobia (CNA)

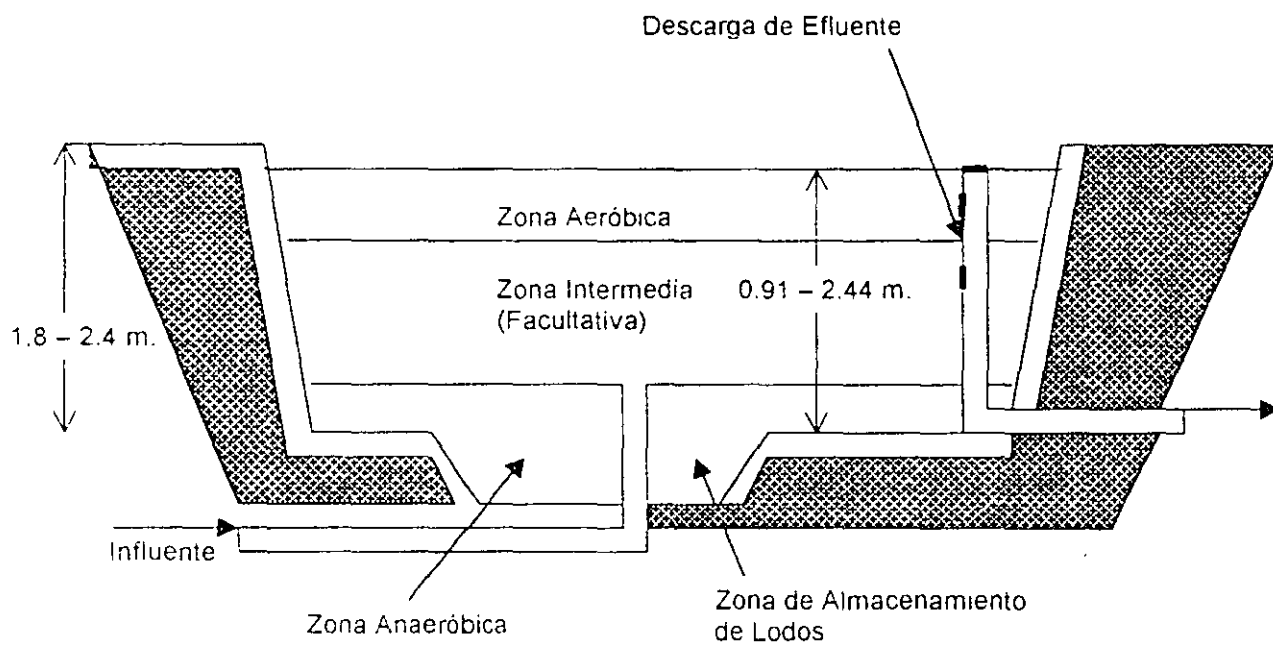


Fig 9.5 Laguna Facultativa (CNA)

Laguna Anaerobia

La laguna anaerobia, se caracteriza por la presencia de bacterias que no requieren de oxígeno disuelto para la descomposición de la materia orgánica (ver figura 9.4). Este proceso conocido como digestión anaerobia, se presenta en tres etapas: 1°. es la de hidrólisis y fermentación ácida llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en ácidos orgánicos, alcoholes y dióxido de carbono. Las bacterias responsables de esta etapa pertenecen a diferentes grupos y pueden ser anaerobias, facultativas. 2°. es la de homoacetogénesis en la cual los productos anteriormente convertidos en acetato, hidrógeno y CO_2 por un grupo de bacterias denominadas "bacterias acetogénicas" productoras obligatorias de hidrógeno u OHPA en inglés y 3°. , la metanogénesis, es realizada por un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias estrictas, requiriendo potenciales de óxido – reducción inferiores a -330mV . Estas bacterias oxidan los bicarbonatos y el acetato en metano y carbonatos. Este grupo de bacterias son sensibles a variaciones de carga, pH y temperatura. Durante la biodegradación, el 90% de las materias orgánicas se transforman en biogas (CH_4 principalmente). Este proceso depende mucho de la temperatura del agua y del ambiente.

Una laguna anaerobia puede tener una profundidad de 2 a 6 metros y recibir cargas orgánicas muy altas (usualmente $> 100 \text{ g DBO/m}^3 \text{ d}$, equivalente a $> 3000 \text{ kg/ha-d}$ para una profundidad de 3m). Funcionan como tanques sépticos abiertos, siendo su función primaria remover DBO. Estas lagunas trabajan extremadamente bien en climas cálidos; un buen diseño de una laguna anaerobia, deberá asegurar la remoción de alrededor del 60% de la DBO a 20°C y un máximo de 75% a 25°C . Los tiempos de retención son cortos: para aguas residuales con una DBO mayor a 300 mg/l , un día es suficiente para temperaturas mayores a 20°C . El aspecto físico de estas lagunas es de coloración gris o negro, cuando por efecto de una carga adecuada, presentan condiciones de fermentación del metano. Algunas lagunas diseñadas como anaerobias, en la etapa de operación inicial y con cargas reducidas, no han llegado a establecer condiciones anaerobias y presentan una coloración rosada, siendo esto característico de la presencia de bacterias sulfatoreductoras.

La laguna anaerobia se llena de lodos después de varios años. Dependiendo del periodo de diseño, se realiza la remoción de lodos. Generalmente hay una acumulación de 40 litros (0.04 m^3) por habitante por año, este número es válido cuando el sistema cuenta con desarenador.

Una desventaja de una laguna anaerobia es el olor que puede generar en caso de haber una alta carga orgánica, mayor que la carga de diseño y si existen dentro del influente sulfatos mayores a 500mg/l

Laguna Facultativa

Cuenta con dos mecanismos 1°. Digestión aerobia y 2°. Digestión anaerobia. El primero es característico de las lagunas facultativas, ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de las bacterias aerobias y algas. Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos insolubles y CO_2 y la cantidad de oxígeno requerido para esta degradación es suministrada fundamentalmente por el proceso de fotosíntesis (ver figura 9.5).

Como resultado del proceso de fotosíntesis de las algas de la laguna, existe una variación diurna en la concentración de oxígeno disuelto, después del amanecer, el nivel de oxígeno disuelto se incrementa gradualmente hasta llegar a un mínimo durante la noche. La posición de la **oxipausa** (la profundidad a la cual la concentración de oxígeno disuelto es cero) cambia de forma similar. En el pico de la actividad algal, los iones carbonato y bicarbonato reaccionan para proveer más bióxido de carbono a las algas, produciendo un exceso de iones hidróxilo con lo cual el pH se eleva por arriba de 9, aumentando la tasa de mortalidad de las bacterias fecales.

La temperatura es uno de los factores de mayor importancia en el funcionamiento de las lagunas de estabilización. La constante cinética de primer orden de degradación del sustrato es una función de la temperatura en su rango de 5 a 35 °C, de acuerdo con la ley modificada de Van't Hoff – Arrhenius. Se ha demostrado que el crecimiento de algas es máximo en un ámbito de temperatura de 25 a 30° C.

En ausencia de un mezclado inducido por el viento, la población algal tiende a estratificarse en una capa angosta de aproximadamente 20 cm de espesor, durante las horas del día. Esta capa concentrada de algas se mueve hacia arriba o hacia debajo de los primeros 50 cm superficiales como la respuesta a los cambios de la intensidad de luz incidente y origina grandes fluctuaciones en la calidad del efluente (DBO y sólidos suspendidos) si la estructura de salida está dentro de esta zona.

Estas condiciones de baja mezcla pueden originar una estratificación térmica en una laguna, en esta condición, las masas de agua se estratifican debido a las diferentes densidades en función de la temperatura. La profundidad a la cual la tasa de cambio de la temperatura con la profundidad es máxima, se denomina termoclina; el cambio de temperatura es de más de 1°C por metro. En lagunas facultativas con 1.8 m, esto implica una variación de 1.8 °C entre la superficie y el fondo para que ocurra la estratificación térmica.

En lagunas facultativas, el estado crítico de estratificación térmica es alcanzado cuando la oxipausa alcanza la termoclina, esta condición favorece la presencia de cortocircuitos. El conocimiento de la estratificación termal para cada caso particular es importante para la adecuada ubicación de las estructuras de entrada y salida de la laguna y también para la adopción de medidas que promuevan la desestratificación.

El segundo mecanismo, es la digestión anaerobia de los sólidos sedimentados en el fondo.

La ubicación de este tipo de laguna como unidad de tratamiento en un sistema lagunar puede ser: como laguna única, como laguna primaria o como una unidad secundaria después de lagunas anaerobias.

La laguna facultativa puede tener una profundidad entre 1.2 a 2.4 metros, porque tiene menos carga, lo que permite una mayor penetración de la luz. Se diseñan para remoción de DBO considerando una carga superficial relativamente baja (100 – 400 kg DBO /ha-d) para permitir el desarrollo saludable de una población de algas y el aprovechamiento del oxígeno generado por éstas para la remoción de DBO por las bacterias. Las algas de las lagunas facultativas presentan un color verde oscuro, aunque ocasionalmente pueden presentar un color rojo o rosa (especialmente cuando están ligeramente sobrecargadas) debido a la presencia de bacterias anaerobias púrpuras que oxidan los sulfuros fotosintéticamente. La concentración de algas en una laguna facultativa saludable, depende de la carga y temperatura, siendo usual el rango de 500 – 2000 µg de clorofila "a" por litro

Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración reciben el efluente de la laguna facultativa y son tradicionalmente diseñadas con profundidades de 0.9 a 1.7 m. Su tamaño y número depende de la calidad bacteriológica requerida del efluente final. En estas lagunas no hay una zona anaerobia, solamente existe una zona aerobia, la cual tiene la función de remover los microorganismos patógenos, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o por su muerte ocasionada por los rayos ultravioleta del sol. Esta función es extremadamente eficiente cuando se diseñan lagunas en serie.

Las lagunas de maduración remueven solo una pequeña parte de DBO, pero su contribución en la remoción de nutrientes puede ser significativa.

Algunas objeciones al uso de lagunas de estabilización han sido:

- 1) la posibilidad de contaminación bacteriológica del subsuelo y el agua que contiene,
- 2) la descarga de aguas con un alto contenido de DBO y sólidos suspendidos como algas,
- 3) problemas de malos olores y sabor en las fuentes de agua potable, y
- 4) la provisión de sitios para la reproducción de mosquitos y otros vectores acuáticos.

En su mayoría, estas objeciones han sido eliminadas mediante un buen diseño y procedimientos adecuados de construcción, operación y mantenimiento.

9.5 REMOCIÓN DE PATÓGENOS

Bacterias

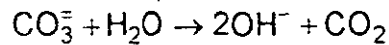
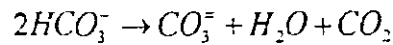
Algunas bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas principalmente por sedimentación de bacterias asociadas a los sólidos, pero especialmente en lagunas de maduración cuyo tamaño y número determina la cantidad de coliformes fecales en el efluente final

Los principales mecanismos de remoción de bacterias fecales en lagunas facultativas y de maduración se deben a:

- a) tiempo y temperatura
- b) alto pH (>9), y
- c) alta intensidad de luz solar

El tiempo y la temperatura son los dos principales parámetros utilizados en el diseño de lagunas de maduración

Valores de pH alto, cercanos a 9, ocurren en las lagunas por la velocidad de fotosíntesis de las algas que consumen CO_2 rápidamente y que es aprovechado por la respiración de bacterias, como un resultado de este proceso los iones carbonato y bicarbonato se disocian:



El CO_2 resultante es empleado por las algas y los iones hidróxilo acumulados aumentan el pH, frecuentemente arriba de 10. Las bacterias fecales mueren rápidamente en cuestión de minutos a $\text{pH} > 9$. En el caso de *Vibrio cholerae* éste muere rápidamente debido a otros factores.

El sol juega un papel importante en la remoción de bacterias fecales: incrementa directamente la temperatura de la laguna e indirectamente la provee de energía para la fotosíntesis de las algas si el pH es inferior a 9, resultando una alta concentración de oxígeno disuelto que es necesario para la tercera parte del proceso que promueve la descomposición por fotooxidación.

Virus

Se conoce poco el mecanismo de remoción viral, pero es generalmente considerado que esto ocurre por adsorción de sólidos sedimentables (incluye algas de la laguna) y una consecuente sedimentación.

Parásitos

Quistes de protozoarios y huevos de helmintos son removidos por sedimentación. Las velocidades de asentamiento son bastante altas (por ejemplo de 3.4×10^{-4} m/seg en caso de *Ascaris lumbricoides*), y consecuentemente se remueve más en la fase anaerobia y facultativa de las lagunas. Recientemente ha sido posible diseñar las lagunas para remover huevos de helmintos, esto es necesario si el efluente es utilizado para el riego de hortalizas

MANEJO DE PARÁMETROS

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Lo más adecuado es obtener el valor de la DBO promedio de agua residual a tratar de las muestras compuestas de 24 horas, tomadas cada tres horas durante una semana.

Coliformes fecales

El promedio de cuatro muestras simples tomadas con intervalo de seis horas durante un periodo de 24 horas, puede ser utilizado para medir la concentración de coliformes fecales en el agua residual. Analice las muestras por el método del número más probable, antes de 6 horas manteniéndolas previamente en refrigeración. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se consideran $N_0 = 1 \times 10^8$ NMP/100 ml.

Huevos de helmintos

Las muestras simples también pueden ser utilizadas para el conteo del número de huevos de nematodos intestinales. El ámbito usual en que se encuentran es de 100 a 1000 huevos por litro, el último valor puede tomarse como un valor conservador para el diseño. (tabla 9.5).

Tabla 9.5 Directrices de calidad microbiológica para aguas residuales tratadas usada para riego (OMS, 1989).

| CONDICIONES DE REUSO | GRUPO EXPUESTO | NEMATODOS INTESTINALES(1) (media aritmética del número de huevos por litro) | COLIFORMES FECALES (media geométrica del número por 100ml.) |
|---|---|--|---|
| Riego libre o no restringido (cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos deportivos y parques públicos) | Trabajadores Consumidores Público | ≤ 1 | $\leq 1000(2)$ |
| Riego restringido (cultivos de cereales, industriales, forrajeros, árboles y pastos)(3) | Trabajadores | ≤ 1 | Ninguna norma recomendada |

1) *Ascaris lumbricoides*, *Tricloris trichuria* y los anquilóstomos humanos

2) Una directriz más estricta (≤ 200 coliformes fecales por 100 ml) es apropiado para prados públicos, tales como prados de hoteles, con el cual el público puede entrar en contacto directo.

3) En el caso de árboles frutales, el riego deberá cesar dos semanas antes de que el fruto sea cosechado y ningún fruto deberá ser cosechado del suelo. El riego con aspersores no deberá ser utilizado.

9.6 SELECCIÓN DEL SITIO

Para seleccionar el sitio de ubicación de las lagunas, es importante recordar que se encuentran al final del sistema de drenaje, donde ya no haya más aportaciones de caudal, en caso de que se requiera bombear, procurar que la altura no sea muy alta

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración, deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100m respectivamente, viento abajo de la comunidad que sirven y estar alejadas de alguna área de futura expansión poblacional. La liberación de olores, aún de lagunas anaerobias, es poco probable que sea un problema en sistemas bien diseñados y con un mantenimiento adecuado, pero el público puede necesitar asegurarse de esto en la etapa de planeación por lo que una distancia mínima de 1000m normalmente aleja cualquier temor al respecto.

Para asegurar el acceso vehicular a la laguna y minimizar el movimiento de tierra, el sitio deberá ser llano o de pendiente suave. En los casos que se requiera construir lagunas cerca de aeropuertos, debido a que algunas aves son atraídas por las lagunas, debe evitarse su ubicación a una distancia mínima de 2 Km, a fin de evitar riesgos de cualquier naturaleza.

Es indispensable hacer un estudio de mecánica de suelos. Actualmente muchas lagunas no funcionan por razones de alta permeabilidad, de modo que las aguas se infiltran al subsuelo y contaminan los mantos freáticos, en estos casos es conveniente utilizar materiales sintéticos como las geomembranas.

Deben estudiarse varios sitios y antes de tomar la decisión de adquirir uno de los lugares seleccionados, primero deben realizarse los estudios de impacto ambiental correspondientes, después debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad, tenacidad y capacidad de carga. Esto permitirá seleccionar la mejor adquisición.

El impacto ambiental negativo deberá ser mínimo y el impacto positivo, tal como la disminución de la contaminación del agua, deberá tener más peso que los negativos, como la generación de malos olores y la proliferación de moscos.

Los aspectos geotécnicos de las lagunas de estabilización son muy importantes. En Francia por ejemplo la mitad de los sistemas de lagunas de estabilización que funcionan mal son por problemas geotécnicos, lo cual podría haber sido evitado en el periodo de diseño.

El principal objetivo de una investigación geotécnica es asegurar el correcto diseño del terraplén y determinar si el suelo es impermeable o si se requiere que la laguna sea impermeabilizada.

Al proponer el sitio de ubicación de la laguna, deberá determinarse la altura máxima del manto freático, así mismo, deberán ser determinadas las propiedades del suelo como.

- a) Distribución del tamaño de partículas.
- b) Máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (por la prueba de Proctor modificada)
- c) Límites "Attenberg"
- d) Contenido de materias orgánicas.
- e) Coeficiente de permeabilidad.

Deberán ser tomadas al menos, cuatro muestras no alteradas de suelo por hectárea. Las muestras deberán ser representativas del perfil del suelo a la profundidad de 1 metro más bajo que el lecho de la laguna propuesta

Los suelos orgánicos, turbosos, plásticos y con arena de cuarzo, no son útiles para la construcción de terraplenes. Si no existe un suelo local que al menos proporcione un corazón del terraplén estable e impermeable, deberá ser acarreado al sitio con un costo extra, y el suelo local, si es útil, usarlo en las pendientes del terraplén. Los suelos negros alodonosos, son impermeables y muy útiles para las lagunas, pero los suelos rojo – café son demasiado permeables y las lagunas requerirán impermeabilización.

Se pueden poner geosintéticos o plantar pasto en el terraplén para incrementar su estabilidad. Se puede utilizar una especie rizomatoza y de crecimiento lento para minimizar el mantenimiento de los terraplenes, cuyas pendientes son comúnmente de 1 a 3 en el talud interno y de 1 a 2 en el externo. Pueden construirse taludes escarpados o de mayor pendiente si el suelo lo permite.

Debe construirse un drenaje adecuado para proteger de las tormentas al talud externo, el talud interno requiere protección contra la erosión por la acción de las olas y para esto el mejor método de acabado es con roca a nivel de la superficie del agua. Tal protección también previene que emerja la vegetación del terraplén y dentro de la laguna, para prevenir el desarrollo de un hábitat favorable para el desarrollo de los mosquitos y la gestación de víboras.

9.7 DISEÑO DE LAGUNAS (EJEMPLOS)

En el capítulo de anexos en “modelos y criterios de diseño (CNA)” se encuentra las ecuaciones y criterios para el diseño de lagunas, que fueron utilizadas en los ejemplos que se presentan a continuación

1. SISTEMA LAGUNAR CON 3 LAGUNAS DE MADURACIÓN (C.N.A)

Población constante

Diseñe un sistema de lagunas de estabilización para tratar 10,000 m³ de aguas residuales municipales. Datos de partida: DBO =350 mg/l, No= 1x10⁸ NMP/100 ml de coliformes fecales, temperatura de diseño de 18°C y la tasa de evaporación neta 6mm/d El efluente debe contener Nc < 1000 coliformes fecales por 100 ml

Solución

1.1 por el método de Marais

a) Lagunas anaerobias

Tabla 9 6 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO a diferentes temperaturas

| Temperatura (°C) | Carga volumétrica (g/m ³ d) | Remoción DBO (%) |
|------------------|--|------------------|
| < 10 | 100 | 40 |
| 10 – 20 | 20T – 100 | 2T + 20 |
| > 20 | 300 | 60* |

T= temperatura del aire en el mes más frío

*Valores más altos pueden utilizarse si la experiencia local indica que esto es apropiado

De la tabla 9 6 calcule la carga volumétrica λ_v de diseño:

$$\lambda_v = 20T - 100 = (20 \times 18) - 100 = 260 \frac{g}{m^3 d}$$

El volumen de la laguna (Va) dado por la ecuación:

$$V_v = \frac{L_0 Q}{\lambda_v} = \frac{350 \times 10,000}{260} = 13,462 m^3$$

El tiempo de retención hidráulico (θ_a) está dado por la ecuación:

$$\theta_a = \frac{Va}{Q} = \frac{13,462}{10,000} = 1.35d$$

El área de la laguna anaerobia (A_{an}) considerando una profundidad de 4m es:

$$A_{an} = \frac{13462(m^3)}{4(m)} = 3365.5m^2$$

Considerando una relación largo/ancho (X) = 2, el ancho de la laguna es:

$$W = \sqrt{\frac{3365.5(m^2)}{2}} = 41m.$$

y el largo sera $L = 2 \times W = 2 \times 41 = 82$ m.

El área corregida es igual a 3362 m².

La remoción de DBO para la estación fría está dada en la tabla 10.6 :

$$R = 2T + 20 = (2 \times 18) + 20 = 56 \%$$

Y para la estación cálida de 60%

Por lo que la DBO₅ de la efluente de la laguna anaerobia en la estación fría es de 154 mg/l y de 140 mg/l en la estación cálida

b) Lagunas facultativas

La carga superficial aplicada (λ_s) de diseño dada por la ecuación .

$$\lambda_s = 250(1.085)^{7-20} = 250(1.085)^{13-20} = 212 \frac{kg}{ha d}$$

De esta manera el área superficial (A_f) está dada por la ecuación:

$$A_f = \frac{10 L_i Q}{\lambda_s} = \frac{10 \times 0.44 \times 350 \times 10,000}{212} = 72,641 m^2$$

donde L_i = carga de DBO en el influente

El tiempo de retención hidráulico (θ_f) está dado por la ecuación:

$$\theta.f = \frac{2.Af.Z}{2Q - 0.001Af.e}$$

Tomando una profundidad (z) de 1.5 m. y e=6:

$$\theta.f = \frac{2 \times 72,641 \times 1.5}{[(2 \times 10,000) - (0.001 \times 72,641 \times 6)]} = 11.1 \text{ d}$$

e = evaporación = 6 mm / día.

El gasto del efluente está dado por:

$$Q_e = Q_i - 0.001 Af.e = 10,000 - (0.001 \times 72,641 \times 6) = 9,564 \frac{m^3}{d}$$

c) Lagunas de maduración

Para 18°C el valor de k_T (constante global de decaimiento de coliformes fecales), está dado por la ecuación:

$$k_T = 2.6(1.19)^{T-20} = 2.3(1.19)^{-2} = 1.84.d^{-1}$$

Para calcular el tiempo de retención hidráulico (θ_m) reordenamos la ecuación como sigue: (siendo "n" el número de lagunas de maduración)

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{N_i}{N_e(1 + k_T \theta_i)(1 + k_T \theta_f)} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^6}{10^3(1 + (1.84 \times 1.35))(1 + (1.84 \times 11.1))} \right]^{1/n} - 1}{1.84}$$

Esta ecuación, que tiene dos incógnitas, el tiempo de retención hidráulico y el número de lagunas de maduración, se resuelve por medio de aproximaciones sucesivas. Los resultados son:

$$\theta_m = 728.09 \text{ d para } n = 1$$

$$\theta_m = 19.35 \text{ d para } n = 2$$

$$\theta_m = 5.44 \text{ d para } n = 3$$

$$\theta_m = 2.74 \text{ d para } n = 4$$

Las primeras dos combinaciones de θ_m y n se rechazan dado que $\theta_m > \theta_f$. La cuarta combinación también se rechaza dado que $\theta_m < \theta^{min}m$ (3 días). Se hace comparación entre la tercer combinación y la de $\theta_m = \theta^{min}m = 3$ días y $n = 4$: la última tiene un producto más pequeño (12) que el primero (16.32), por lo que es la seleccionada.

Verifique la carga superficial aplicada (λ_s) de la primera laguna de maduración:

$$\lambda_{s(ml)} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{3} = 525 \frac{kg}{ha.d}$$

Este valor es más alto que el 75% de la carga sobre la laguna facultativa ($0.75 \times 212 = 159$ kg/ha.d). Por consiguiente $\lambda_{s(ml)}$ se toma como 159 kg/ha d, y θ_{ml} se calcula de:

$$\theta_{ml} = \frac{10.Li.Z}{\lambda_{ml}} = \frac{10 \times 0.3 \times 350 \times 1.5}{159} = 9.9.d$$

Los nuevos tiempos de retención hidráulica en las dos subsecuentes lagunas de maduración se calculan de la misma ecuación.

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{Ni}{Ne(1 + k_T \theta_i)(1 + k_T \theta_f)(1 + k_T \theta_{ml})} \right]^{1/n} - 1}{k_T}$$

$$\theta_m = \frac{\left[\frac{10^5}{10^3(1 + (1.84 \times 1.35))(1 + (1.84 \times 1.1))(1 + (1.84 \times 9.9))} \right]^{1/n} - 1}{1.84}$$

Los resultados de las aproximaciones sucesivas son:

$\theta_m = 37.34$ d para $n = 1$

$\theta_m = 3.99$ d para $n = 2$

$\theta_m = 1.70$ d para $n = 3$

Se escoge la segunda combinación cuyo producto 7.98 es menor que el dado para $\theta_m = \theta^{min}m = 3$ días y $n = 3$.

Para una profundidad de 1.5 m., el área de la primera laguna de maduración está dada por la ecuación:

$$A_{ml} = \frac{2.Q_i.\theta_m}{2Z + 0.001e.\theta_m} = \frac{(2 \times 9564 \times 9.9)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 9.9)} = 61,897 m^2$$

El gasto del efluente está dado por

$$Q_e = Q_i - 0.001A_{m1}e = 9564 - (0.001 \times 61897 \times 6) = 9193 \frac{m^3}{d}$$

En forma similar el área de la segunda laguna de maduración y su caudal de efluente son dados por:

$$A_{m2} = \frac{(2 \times 9193 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 24,320.m^2$$

$$Q_e = 9,193 - (0.001 \times 24,320 \times 6) = 9,047 \frac{m^3}{d}$$

Y para la tercera laguna de maduración:

$$A_{m3} = \frac{(2 \times 9,047 \times 4.0)}{(2 \times 1.5) + (0.001 \times 6 \times 4.0)} = 23,933m^2$$

$$Q_e = 9,047 - (0.001 \times 23,933 \times 6) = 8,903 \frac{m^3}{d}$$

Remoción de DBO

Asumiendo una remoción acumulada de DBO filtrada del 90% en las lagunas anaerobias y facultativas y 25% en cada una de las tres lagunas de maduración, el efluente final tendrá una DBO filtrada (no algal) de:

$$DBO_{efluente} = 350 \times 0.1 \times 0.75 \times 0.75 \times 0.75 = 15mg/l \quad \text{El cual es adecuado}$$

Resumen:

El diseño comprende:

| LAGUNA | VOLUMEN (m³) | AREA (m²) | θ (d) |
|------------------------------------|--------------|-----------|-------|
| Laguna(s) anaerobia(s) | 13,462 | 3,362 | 1.35 |
| Laguna(s) facultativa(s) | | 72,641 | 11.1 |
| Primer(as) laguna(s) de maduración | | 61,897 | 9.9 |
| Segunda(s) laguna(s) de maduración | | 24,320 | 4.3 |
| Tercer(as) laguna(s) de maduración | | 23,933 | 4.3 |

El tiempo global de retención hidráulico es de esta manera de 30.95 días y la remoción de DBO filtrada y coliformes fecales a través de las lagunas en serie es como sigue:

| SITIO | DBO (mg/l) | Coliformes fecales /100ml |
|-----------------------------------|------------|---------------------------|
| Agua residual cruda | 350* | 1.0×10^8 |
| Efluente laguna anaerobia | 154* | 2.9×10^7 |
| Efluente laguna facultativa | 35 | 1.4×10^6 |
| Efluente 1er laguna de maduración | 26 | 7.2×10^4 |
| Efluente 2ª laguna de maduración | 20 | 8.5×10^3 |
| Efluente 3er laguna de maduración | 15 | 9.9×10^2 |

*DBO no filtrada

El caudal del efluente es $8903 \text{ m}^3/\text{d}$ por lo que las pérdidas por evaporación son del 10.9 por ciento

Nota: Si el diseño anterior fuera hecho sin lagunas anaerobias, el resultado podría ser una laguna facultativa primaria y cuatro lagunas de maduración, como se presenta enseguida:

| LAGUNA | DISEÑO | |
|------------------------------------|------------------------|-------|
| | AREA (m ²) | θ (d) |
| Laguna(s) facultativa(s) | 162,037 | 25.5 |
| Primer(as) laguna(s) de maduración | 57,272 | 9.7 |
| Segunda(s) laguna(s) de maduración | 17,263 | 3.0 |
| Tercer(as) laguna(s) de maduración | 17,057 | 3.0 |
| Cuarta(s) laguna(s) de maduración | 16,854 | 3.0 |

El tiempo de retención hidráulico es de esta manera de 44.2 días, el cual es 46.6% más grande que cuando las lagunas anaerobias son incluidas. Esto muestra claramente las ventajas de incluir las lagunas anaerobias ellas reducen substancialmente los tiempos de retención hidráulicos y de esta manera los requerimientos de área y también las pérdidas debidas a la evaporación (lo cual es muy importante si el efluente va a ser utilizado para riego de cultivos)

1.2 Por el método de Yánez, utilizando los criterios de flujo disperso

a) Lagunas anaerobias:

Los cálculos para las lagunas anaerobias son iguales a los del método anterior

b) Lagunas facultativas

La carga superficial aplicada (λ_s) de diseño está dada por.

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{t - 20} = 250(1.085)^{11 - 20} = 212.36 \frac{\text{kg}}{\text{ha d}}$$

La carga orgánica será.

$$C(O) = 10,000 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}} \right) \times 0.154 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 1,540 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Cálculo del área de la laguna facultativa.

$$A = \frac{1540 \left(\frac{kg}{día} \right)}{212.36 \left(\frac{kg}{ha.día} \right)} = 7.2518ha$$

Determine el largo de la laguna eligiendo una relación largo/ancho apropiado por ejemplo 3:

$$W = \frac{A}{X} = \frac{72518}{3} = 155.48m = 155.5m$$

$$La = WX = 155.50 \times 3 = 466.50m.$$

El área corregida será:

$$Ac = 155.5 \times 466.5 = 72540.75m^2$$

Cálculo de la dispersión.

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.0135X^2}$$

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392(3) + 1.0136(9)} = 0.3117$$

Cálculo del coeficiente de decaimiento Kb.

$$Kb = 0.841(1.075)^{7-20} = 0.841(1.075)^{13-20} = 0.7277$$

Cálculo del tiempo de retención hidráulica (θ_f):

$$V = 155.50(466.50)(1.5) = 108741.15m^3$$

$$\theta_f = \frac{V}{Q_{med}} = \frac{108741.15 \left(\frac{m^3}{día} \right)}{10000 \left(\frac{m^3}{día} \right)} = 10.874días$$

Cálculo del valor de "a" para el tiempo de retención hidráulica de 10.874 días:

$$a = \sqrt{1 + 4Kb\theta_f} - 1 = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10.874)(0.3117)} = 3.296$$

Cálculo del valor de los coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa (Nf) por

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4a e^{\frac{1-a}{2d}}}{(1+a)^2}$$

donde:

No = coliformes fecales en el influente

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4(3.296)e^{\frac{1-3.296}{2(0.3117)}}}{(1+3.296)^2} = 0.0179638$$

$$Nf = (1 \times 10^8)(0.0179638) = 1,796,386 \text{ NMP/100ml.}$$

c) Lagunas de maduración

Calculo de la primer laguna de maduración asumiendo 10 días de retención:

$$V = 10 \times Q_{por.dia} = 10(10,000) = 100,000 m^3$$

Asumiendo la profundidad de 1.5 m el área será:

$$A = 100,000 / 1.5 = 66,666 m^2$$

Asumiendo la relación largo/ ancho X=3, el coeficiente de dispersión "d" tomará el mismo valor d= 0.3117.

Cálculo del coeficiente "a" para la primer laguna de estabilización:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(10)(0.3117)} = 3.1737833$$

$$\frac{Nm1}{Nf} = \frac{4(3.17389)e^{\frac{1-3.1738}{2(0.3117)}}}{(1+3.1738)^2} = 0.022289694$$

$$Nm1 = 1,796,386 \times 0.022289694 = 40,049 \text{ NMP/100ml}$$

Calculo de la segunda laguna de maduración asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = \sqrt{1 + 4(0.7277)(4)(0.3117)} = 2.1515542$$

$$\frac{Nm2}{Nf} = \frac{4(2.1516)e^{\frac{1-2.1516}{2(0.3117)}}}{(1+2.1516)^2} = 0.136624$$

$$Nm1 = (0.136624) \times 40,049 = 5,117 \text{ NMP/100ml}$$

Cálculo de la tercer laguna de oxidación asumiendo el tiempo de retención hidráulica de 4 días:

$$a = 2.1515542$$

$$Nm3/Nm2 = 0.136624$$

$$Nm3 = (0.136624) \times (5,117) = 747 \text{ NMP/100ml}$$

Como el valor de N_3 es menor a 1000 NMP/100 ml se acepta este valor

Resumen:

| LAGUNA | VOLUMEN (m³) | AREA (m²) | θ (d) |
|------------------------------------|--------------|-----------|-------|
| Laguna(s) anaerobia(s) | 13,462 | | 1.35 |
| Laguna(s) facultativa(s) | | 72,641 | 10.87 |
| Primer(as) laguna(s) de maduración | | 66,666 | 10.00 |
| Segunda(s) laguna(s) de maduración | | 26,666 | 4.0 |
| Tercer(as) laguna(s) de maduración | | 26,666 | 4.0 |

Nota: La constante de decaimiento 0.841 es el promedio obtenido en Perú por Fabián Yáñez que coincide con las evaluaciones experimentales de SACCI, PULPRASERI e IMTA.

Diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente:

El diseño es el mismo que para el ejemplo anterior, pero debido a los efectos estacionales del turismo, los caudales de la estación cálida, estación fría, temperatura y tasa de evaporación varían como sigue

| Estación del año | Gasto [m³/d] | Temperatura [°C] | Evaporación [mm/d] |
|------------------|--------------|------------------|--------------------|
| Fría | 10,000 | 18 | 6 |
| Cálida | 30,000 | 28 | 11 |

NOTA

Se recomienda como ejercicio práctico que el ejemplo de diseño de lagunas para una población que varía estacionalmente, sea elaborado por el lector de estos apuntes

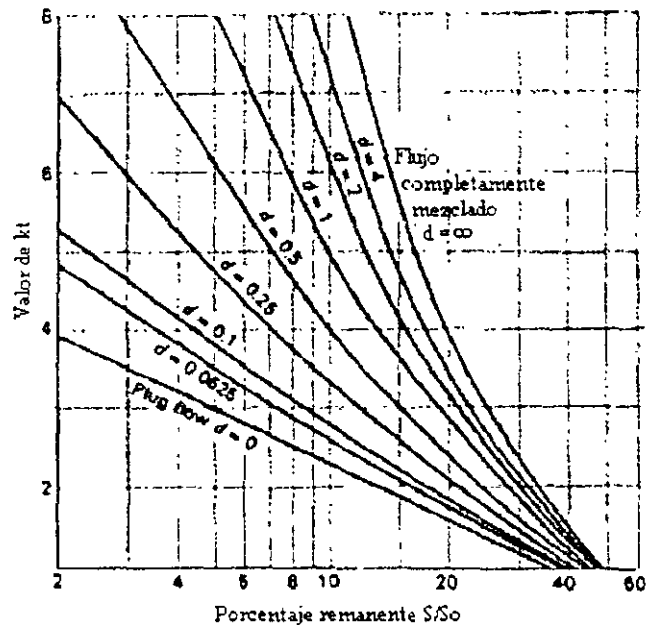


Fig 9.6 Valores de kt en la ecuación de Wehener y Wilhelm, versus el remanente (S/S_0) para varios factores de dispersión (d)

2 LAGUNA AEROBIA (presentado por Metcalf & Eddy)

Diseñar una laguna aerobia para tratar aguas residuales industriales con un gasto de 1Mgal/d (3800 m³/d) con una DBO₅ de 100 mg/l, considerando las siguientes condiciones

1. Sólidos suspendidos en efluente = insignificantes
2. DBO₅ (conversión) = 90%
3. Soluble primer orden DBO₅ tasa de remoción constante (k) = 0.25 d⁻¹ a 20°C
4. Coeficiente de temperatura $\theta = 1.06$ a 20°C
5. Temperatura de la laguna en el verano = 32°C
6. Temperatura de la laguna en invierno = 10°C
7. Área máxima de lagunas individuales = 10 acres (4 ha)
8. Profundidad máxima de la laguna = 3 pies (0.9m)
9. Factor de dispersión de la laguna = 1.0

Solución

1. De la gráfica 9.6 determinar el valor de kt para un factor de dispersión de 1.0 y una eficiencia de remoción del 90%

$$kt = 5$$

2. Determinar el coeficiente de la temperatura

a) Invierno

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} \text{ (d}^{-1}\text{)}$$

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = (0.25 \text{ d}^{-1})[(1.06)^{10-20}]$$

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = 0.14 \text{ d}^{-1}$$

b) Verano

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = K_{20^{\circ}\text{C}} \theta^{T-20} \text{ (d}^{-1}\text{)}$$

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = (0.25 \text{ d}^{-1})[(1.06)^{32-20}]$$

$$K_{32^{\circ}\text{C}} = 0.5 \text{ d}^{-1}$$

3. Determinar el tiempo de retención

a) Invierno (kt= 5)

$$0.14 \text{ d}^{-1}(t) = 5$$

$$t = 35.7 \text{ d}$$

b) Verano (kt=5)

$$0.5 \text{ d}^{-1}(t) = 5$$

$$t = 10 \text{ d}$$

4. Determinar el área superficial de la laguna

$$Q = AxV = (hxb)\left(\frac{l}{t}\right) = \frac{hbl}{t} = \frac{Ah}{t} \therefore A = \frac{Q-t}{h}$$

a) Invierno

$$\text{área}_{\text{ superficial}} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 35.7 \text{ d} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 36.5 \text{ acres} = (14.8 \text{ ha})$$

b) Verano

$$\text{área}_{\text{ superficial}} = \frac{1,000,000 \text{ gal/d} \times 10.0 \text{ d} \left(\frac{1 \text{ ft}^3}{7.48 \text{ gal}} \right)}{3 \text{ ft} \times 43.56 \text{ ft}^2 / \text{acre}} = 10.2 \text{ acres} = (4.1 \text{ ha})$$

De lo que se concluye que las condiciones de Invierno son las que rigen en el diseño.

3. LAGUNAS DE MADURACIÓN (Reducción de coliformes) (presentado por Romero Rojas J.A.)

La desinfección de las aguas residuales es uno de los objetivos de los sistemas de tratamiento e incluye la destrucción de patógenos, virus, parásitos y demás organismos perjudiciales. Las lagunas de estabilización en serie proveen un medio de remoción natural de organismos coliformes fecales para satisfacer así el propósito de desinfectar las aguas residuales. Una persona promedio descarga 10^{11} a 4×10^{11} organismos coliformes por día en aproximadamente 45g de excrementos secos. La relación de coliformes totales a coliformes fecales en aguas residuales domésticas es de 2/1 a 4/1 y la relación de coliformes fecales a estreptococos fecales es de 4/1 a 8/1. se han aislado salmonelas en aguas residuales con conteo de coliformes totales de 2200 / 100ml. Y se han encontrado relaciones de coliformes a virus entéricos de 92000/1 en aguas residuales y de 50000/1 en aguas superficiales contaminadas.

De acuerdo con Marais y Shaw dos lagunas de estabilización en serie, cada una con un tiempo de retención de 7 días, tratando un efluente de una laguna facultativa con DBO < 75 mg/l, producen un efluente con DBO < 25 mg/l. Según la OMS un efluente de una laguna facultativa, con una DBO soluble de 50 a 70 mg/l, puede tratarse mediante una o más lagunas de maduración y reducirse su DBO soluble a menos de 25 mg/l.

Las lagunas de maduración se construyen generalmente con tiempos de retención hidráulica de 3 a 10 días cada una, mínimo 5 días cuando se usa una sola y profundidades de 1.0 a 1.5 metros. En la práctica, el número de lagunas de maduración lo determina el tiempo de retención necesario para proveer una remoción requerida de coliformes fecales (CF).

La reducción de coliformes fecales en una laguna anaerobia, facultativa o de maduración se puede calcular con base en la ecuación para modelos de mezcla completa y cinéticas de primer orden (Capítulo 14 "Anexos", subcapítulo 2)

$$N = \frac{N_0}{1 + K_b \theta}$$

Donde

N = Número de CF/100ml del efluente

N_0 = número de CF/100ml del afluente

K_b = constante de remoción de CF de primer orden, d^{-1}

θ = tiempo de retención, días

El valor de K_b es función de la temperatura y de otros factores. En algunos estudios se ha observado que K_b aumenta con el incremento de pH y disminuye a mayor concentración de DBO en la laguna y mayor profundidad del agua.

En otros estudios se ha comprobado que el porcentaje de remoción de coliformes fecales es mayor en lagunas anaerobias que en lagunas facultativas y de maduración; sin embargo, Marais anota que la remoción de organismos fecales en condiciones anaerobias es baja.

El cálculo de la mortalidad de coliformes fecales, también puede hacerse con los modelos de flujo en pistón y flujo disperso. Algunas de las expresiones deducidas para K_b se presentan en la

tabla 9.7; además, en la tabla 9.8, se incluyen algunos valores típicos de números más probable de coliformes fecales, CF, en diferentes tipos de agua.

Tabla 9.7 Constantes Kb de remoción de CF*.

| Ecuación | Kb,20 | Modelo | Autor | Año |
|---------------------------------|----------------------|--------------------------------------|---------|------|
| $K_b, T = 2.60(1.19)^{T-20}$ | 2.60 d ⁻¹ | Mezcla completa | Marais | 1974 |
| $K_b, T = 1.41(1.40)^{T-20}$ | 1.41 d ⁻¹ | Mezcla completa Laguna primaria | Ramírez | 1993 |
| $K_b, T = 3.27(1.59)^{T-20}$ | 3.27 d ⁻¹ | Mezcla completa Laguna secundaria | Ramírez | 1993 |
| $K_b, T = 1.10(1.075)^{T-20}$ | 1.10 d ⁻¹ | Flujo pistón | Yáñez | 1971 |
| $K_b, T = 0.50(1.072)^{T-20}$ | 0.50 d ⁻¹ | Flujo pistón | Bowles | 1979 |
| $K_b, T = 0.41(1.15)^{T-20}$ | 0.41 d ⁻¹ | Flujo pistón Laguna primaria | Ramírez | 1993 |
| $K_b, T = 0.36(1.25)^{T-20}$ | 0.36 d ⁻¹ | Flujo pistón Laguna secundaria | Ramírez | 1993 |
| $K_b, T = 0.623(1.0.37)^{T-20}$ | 0.62 d ⁻¹ | Flujo disperso | Sáenz | 1987 |
| $K_b, T = 0.84(1.07)^{T-20}$ | 0.84 d ⁻¹ | Flujo disperso | Sáenz | 1985 |

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega, México 1999 (14)

Tabla 9.8 NMP de coliformes fecales en diferentes aguas*

| Tipo | CF/100ml | Referencia |
|---|-----------------|------------|
| Agua residual cruda | 4×10^7 | Marais |
| Agua residual cruda | 2×10^7 | WPCA |
| Agua residual cruda | 10^7 a 10^8 | Arthur |
| Agua para riego sin restricciones | < 1000 | Yáñez |
| Agua para cria de peces | < 1000 | OPS |
| Agua para recarga | < 1000 | OPS |
| Agua para consumo humano con tratamiento convencional | < 2000 | Yáñez |
| Agua para recreación con contacto primario | < 200 | Yáñez |

* Romero Rojas J. A. Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Alfaomega México 1999 (14)

EJEMPLO: Determinar las eficiencias de remoción de coliformes fecales suponiendo una densidad de coliformes fecales en el afluente de 3×10^7 CF/100ml.

Solución :

Datos:

Gastos de diseño = 2000 m³/día

Temperatura de diseño = 20°C

Tiempo de retención laguna primaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna secundaria = 7.5 d

Tiempo de retención laguna terciaria = 7.5 d

- De conformidad con la ecuación de Marais (anexos)

$$K_{b,T} = 2.60(1.19)^{T-20} = 2.60.d^{-1}$$

- La densidad de coliformes fecales en la laguna primaria según la ecuación :

$$N = \frac{N_0}{1 + Kb\theta} \quad (\text{ver anexos})$$

$$N = \frac{3 \times 10^7}{1 + 2.6(7.5)} = 1.5 \times 10^6 \text{ CF/100ml}$$

- La densidad de coliformes fecales en el efluente de la laguna secundaria según la ecuación anterior es:

$$N = \frac{1.5 \times 10^6}{1 + 2.6(7.5)} = 7.1 \times 10^4 \text{ CF/100ml}$$

- Si se desea un efluente para riego sin restricciones se deberán construir dos lagunas de maduración de 7.5 días de tiempo de retención cada una, con lo cual

$$N = \frac{7.1 \times 10^4}{[1 + 2.6(7.5)]^2} = 169 \text{ CF/100ml} < 1000$$

como un resumen de este ejemplo, por ser iguales los tiempos de retención en las cuatro lagunas, se puede resolver en forma simple de la siguiente forma.

$$N = \frac{3 \times 10^7}{[1 + 2.6(7.5)]^2} = 169 \text{ CF/100ml} < 1000$$

DISEÑO DE LAGUNAS AEREADAS

Hay dos tipos de lagunas aereadas:

- 1.- Aerobia.- El oxígeno disuelto y los sólidos suspendidos se mantienen uniformes
- 2.- Facultativa.- El oxígeno se mantiene en la superficie, pero solo una porción de los sólidos suspendidos se mantienen en suspensión.

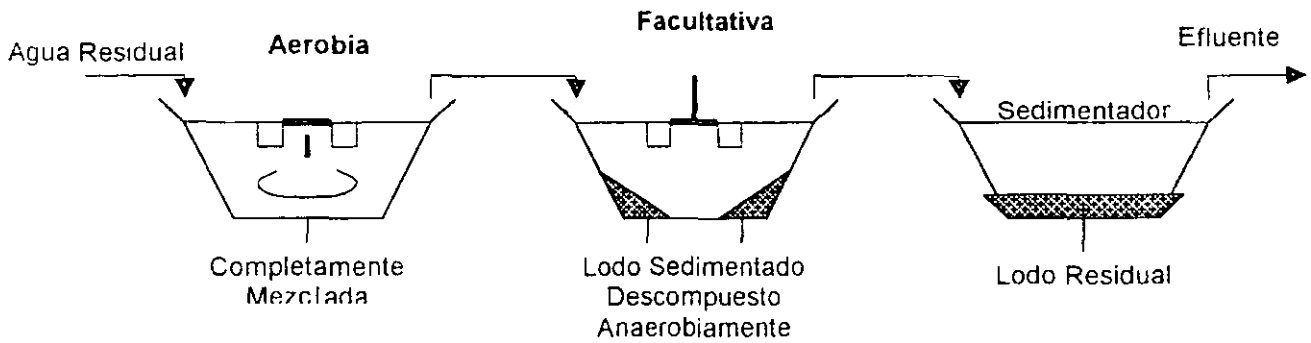


Fig. 9.7 Tipos de lagunas aereadas

La remoción de DBO se estima empleando un modelo de j reactores completamente mezclados en serie con reacción de primer orden. Como es lógico, el empleo de un modelo de flujo pistón y cinética de primer orden también predice el funcionamiento de este tipo de lagunas (Owano, 1981). Por lo que se diseñan empleando la siguiente ecuación:

$$\frac{S_j}{S_i} = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{k\tau}{j}\right)\right]^j}$$

donde

- S_j: concentración de la DBO en el efluente por celda, mg/l
- j: número de celdas en la serie

La ecuación anterior considera la operación de j celdas de igual tamaño dispuestas en serie y una cinética de primer orden. De tal manera que para j número de celdas o reactores de cualquier forma y tamaño, se establecen j número de términos

$$\frac{S_j}{S_i} = \left(\frac{1}{1 + k_1\tau_1}\right) \left(\frac{1}{1 + k_2\tau_2}\right) \dots \left(\frac{1}{1 + k_j\tau_j}\right)$$

donde:

- k₁, k₂, ..., k_j : tasas de reacción de las celdas 1 a la j
- τ₁, τ₂, ..., τ_j : tiempos de retención hidráulicas para las respectivas celdas.

Teóricamente, un número de reactores de igual volumen en serie es más eficiente que reactores de volúmenes diferentes; sin embargo, la topografía del terreno es una de las razones para proyectar celdas o lagunas de volúmenes desiguales

9.8 ALGUNAS UBICACIONES DE LAGUNAS

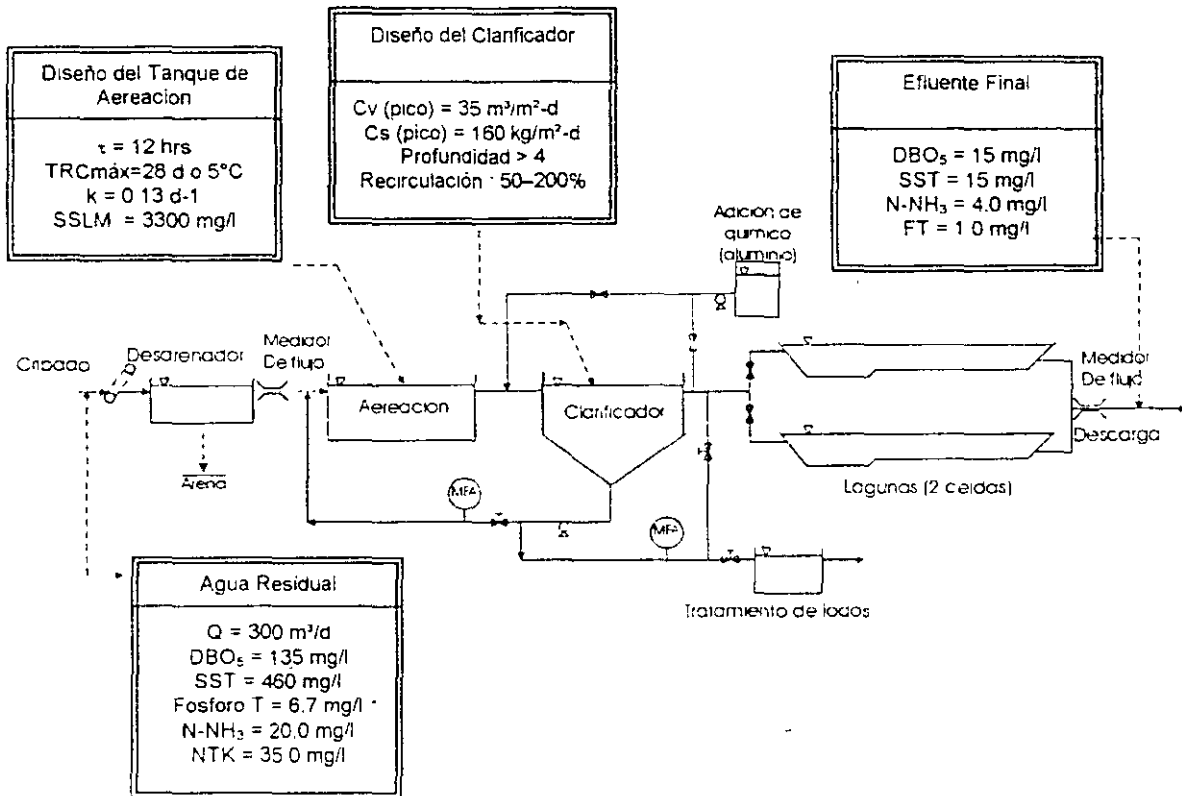


Fig. 9.7 Diagrama de flujo en el proceso Sutton

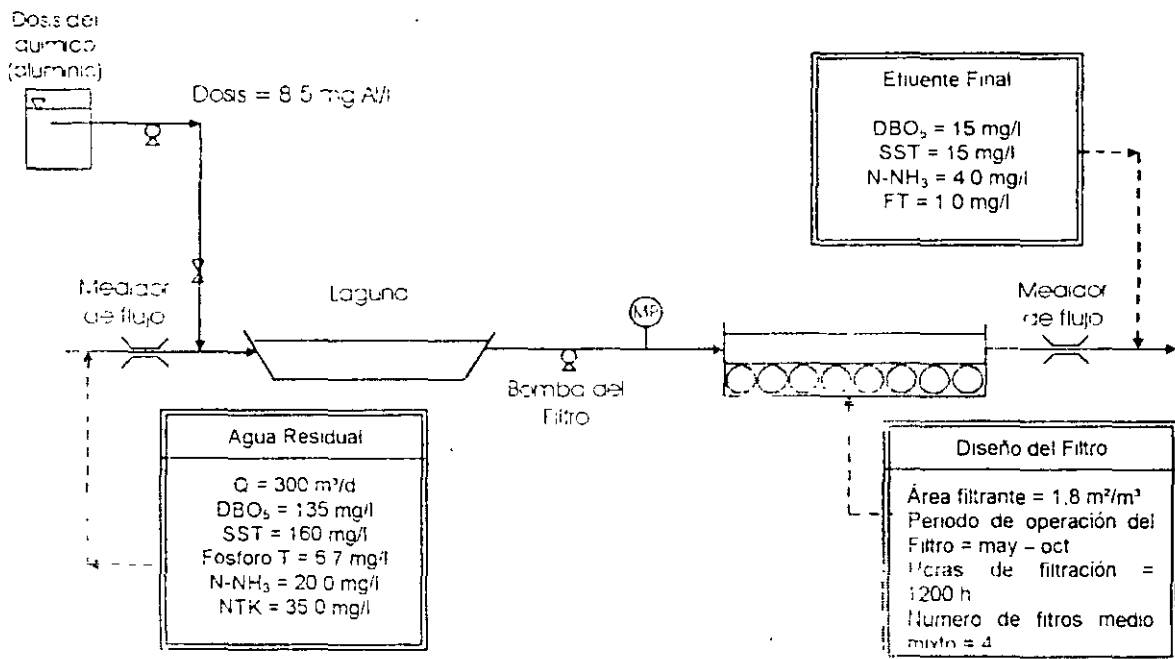


Fig. 9.8 Diagrama de flujo con el proceso New Hamburg

PLANTAS DE TRATAMIENTO AVANZADO DE LAGUNAS COMBINADAS CON REACTORES BIOLÓGICOS y HUMEDALES

Al cabo de diversas investigaciones se ha demostrado que el acoplamiento de las lagunas con reactores biológicos convencionales para el tratamiento de aguas residuales permiten obtener la desnitrificación, una vez que han sido diseñadas para nitrificar, ya que sólo se requiere recircular una mezcla de agua residual y lodos biológicos provenientes de un sedimentador de alta tasa. Las lagunas pueden ser construidas como lagunas aeradas u otro tipo combinadas con reactores biológicos, como filtros percoladores o discos biológicos rotatorios. La figura 10 9 muestra el diagrama de flujo de estos sistemas y combinaciones con humedales.

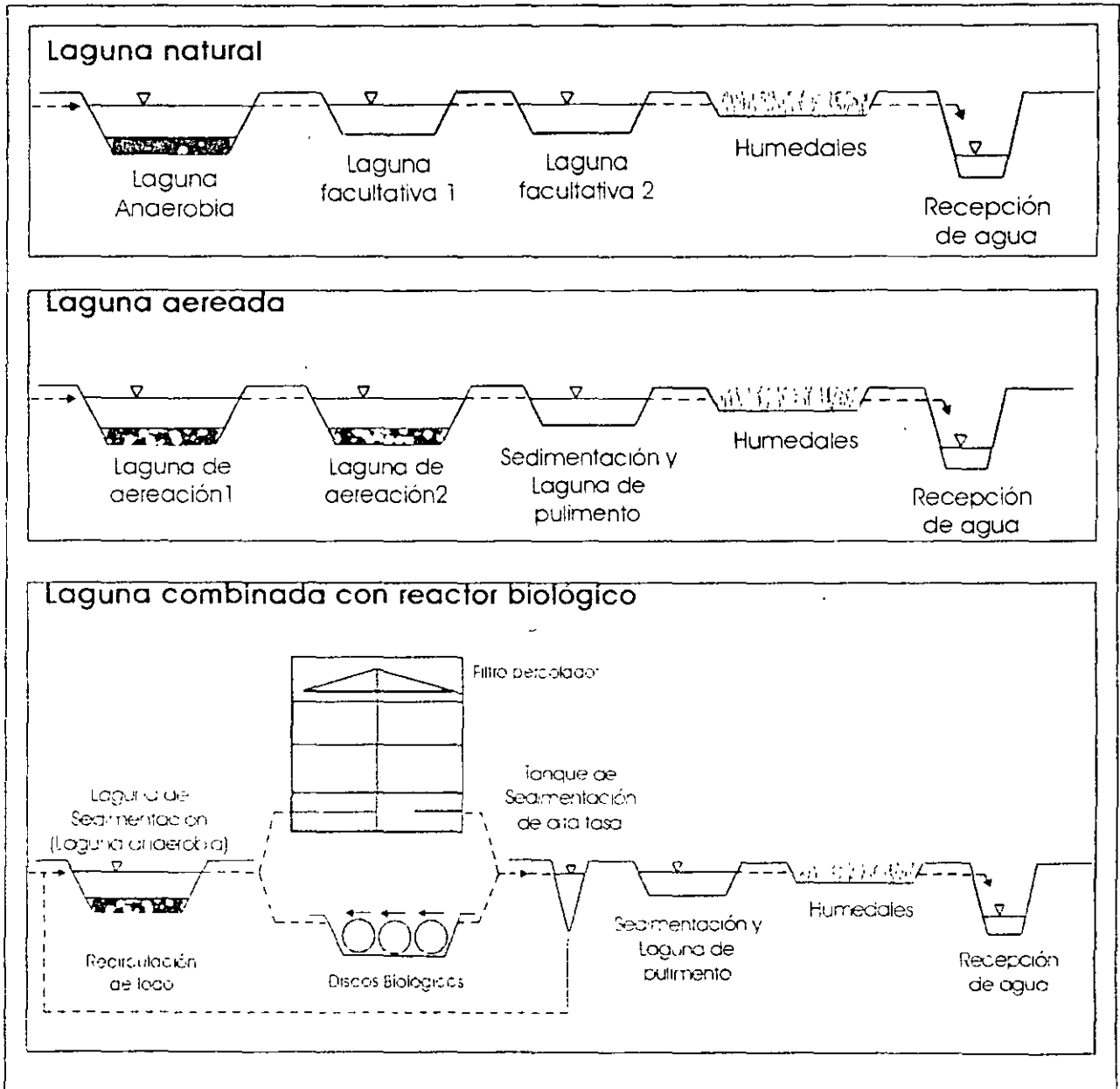


Fig. 9.9 Combinación de lagunas con humedales, con discos y filtros biológicos

9.9 LAGUNAS UBICADAS EN EL TRÓPICO (OPS/OMS)

Dentro del programa de salud ambiental, la Organización Panamericana de la Salud (OPS) ha realizado muchos estudios para el tratamiento de aguas residuales a través del Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), los cuales han confirmado la utilidad de las lagunas para eliminar los organismos patógenos que suelen estar presentes en dichas aguas, entre otras cosas, las lagunas de estabilización producen efluentes de calidad microbiológica adecuada sin necesidad de recurrir a medidas de cloración u otro tipo de desinfección. Estos efluentes contienen algas en grandes concentraciones y son solicitadas por los agricultores, debido a su gran contenido de nutrientes agrícolas y el consiguiente ahorro de fertilizantes.

El trabajo "Lagunas de Estabilización en el Trópico: Promoción del Reuso Sanitario de las Aguas Residuales", cuyo autor es Rodolfo Sáenz Forero de la OPS con sede en Washington D.C. EUA, fue presentado en el XXIII Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria que se celebró en la Habana, Cuba, del 22 al 28 de noviembre de 1992 y representa el esfuerzo realizado por el programa de Salud Ambiental de la OPS para sentar las bases del diseño de lagunas de estabilización en zonas tropicales considerando que los conceptos presentados para orientar el diseño, son flexibles, ya que permiten adaptar las lagunas a una gran variedad de situaciones topográficas y temperaturas ambientales así como a comunidades de diferentes tamaños (de hasta 100,000 habitantes) y están dirigidos a satisfacer los requisitos de la Organización mundial de la Salud (OMS) en cuanto a calidad microbiológica de los efluentes utilizados en agricultura y acuicultura, dicho trabajo conteniendo todo el procedimiento se presenta en el capítulo ANEXOS

La OMS al igual que México ha establecido que es conveniente que toda agua tratada destinada a los usos señalados que debe tener menos de 1000 NMP de coliformes fecales por 100 ml (tabla 9.5), dicho trabajo tiene el propósito de satisfacer este requisito, buscando reducir a un mínimo el área y el volumen de las lagunas mediante el uso de dos lagunas anaerobias primarias de alta carga, cuyas aguas desembocan en una laguna secundaria de forma alargada con una relación largo ancho de 15:1. En zonas de superficie quebrada la laguna alargada puede seguir el contorno natural del terreno, pero en zonas planas se recomienda usar un sistema de divisiones longitudinales de un tanque, comportamiento que permite mantener una relación funcional de 15.1 y lograr al mismo tiempo una relación de 5.3 entre las dimensiones externas de la laguna secundaria.

El trabajo presenta ecuaciones básicas que permiten calcular el tamaño necesario de la laguna para zonas en diversos climas, comunidades de diversos tamaños, diferentes tasas de generación de aguas residuales por habitante considerando además sus distintos valores de BOD

Cuando se aplican tecnologías y criterios adaptados al clima de los países tropicales, esto se aprovecha como un recurso natural valioso considerando que puede facilitar la lucha contra la contaminación de las aguas

El autor del trabajo ha estudiado diferentes datos y proyectos y en los inicios de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México, encontrando que el **costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es sólo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales**, además recomienda que gracias a

la influencia favorable del clima en estas zonas, resulta imprescindible que no se imiten o adapten criterios o tecnologías diseñadas para climas ajenos.

Tanto la OMS como México en su normatividad han establecido directrices para el uso directo e indirecto de las aguas residuales (NOM – 003 – ECOL – 1997). La OMS ha publicado en 1991 las “Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura”, las que se apoyan en estudios epidemiológicos que sirvieron para establecer que un tratamiento de aguas residuales, en donde el NMP de coliformes por 100 ml sea menor de uno, se considere que dichas aguas son adecuadas para cosechas de productos comestibles.

Algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima Perú, indican que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente **con una concentración de coliformes fecales menor de 1000 por 100 ml. La concentración de huevos de nemátodos intestinales se reduce a cero.**

Estudios realizados por el CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en Lima Perú revelan una tasa de remoción de *Vibrio Cholerae* 01 similar a la de coliformes fecales (anteriormente se habrían detectado correlaciones similares en el caso de *Salmonellas* y *Shigellas*). Lo anterior y otros estudios realizados por otros investigadores permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio Cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b).

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

10 TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO

- 10.1 CONSIDERACIONES GENERALES
- 10.2 DESINFECCION
- 10.3 FILTRACION
- 10.4 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS
- 10.5 ELIMINACION DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS
- 10.6 NITRIFICACION
- 10.7 DENITRIFICACION
- 10.8 ELIMINACION DE FÓSFORO

10.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El tratamiento terciario, también llamado avanzado se define como el tratamiento adicional necesario para eliminar las sustancias suspendidas y disueltas que permanecen después de un tratamiento secundario clásico. Estas sustancias pueden ser materia orgánica, sólidos suspendidos, iones relativamente simples, tales como potasio, calcio, sulfatos, nitratos y fosfatos y los cada vez más complejos compuestos orgánicos sintéticos.

Aunque los sólidos suspendidos y algunos compuestos orgánicos son eliminados en el tratamiento secundario, en casos especiales de descargas a corrientes de agua y lagos o en algunos reusos, se puede requerir una eliminación adicional.

La tabla 10.1 presenta los componentes típicos que se pueden encontrar en aguas residuales tratadas y sus efectos, se pueden apreciar las concentraciones de las sustancias mencionadas

Los compuestos que tienen nitrógeno y fósforo disponible aceleran la eutroficación de los lagos y promueven el crecimiento de plantas acuáticas. Recientemente, se ha hecho necesaria la eliminación de estos compuestos debido a que el agua residual tratada es utilizada para la recarga de acuíferos además es descargada en cuerpos de agua superficiales, por otra parte, la eliminación del nitrógeno es necesaria para eliminar el amoníaco que puede tener un impacto sobre algunos cuerpos receptores, debido a su toxicidad.

En las últimas décadas se ha puesto atención en los compuestos tóxicos y los compuestos orgánicos volátiles presentes en las aguas residuales, estos compuestos son de interés cuando se descarga el agua tratada en cuerpos de agua superficiales o es utilizada para la recarga de acuíferos, sobre todo si va a ser utilizada posteriormente como fuente de agua potable.

En este nivel de tratamiento, se pueden obtener **aguas residuales recicladas**, se nombran así aquellas que han recibido tratamiento suficiente para volver a ser utilizadas directamente en la industria y/o en la agricultura o para ciertas aplicaciones municipales limitadas. Estas operaciones de reciclado o de circuito cerrado pueden ofrecer la única alternativa en áreas donde era imposible o muy caro obtener agua dulce.

Los sólidos en suspensión, las sustancias orgánicas biodegradables y las bacterias se pueden degradar o eliminar por aplicación de los procesos normales de tratamiento de aguas residuales (pretratamiento, tratamiento primario y secundario), pero el color, las sales inorgánicas de magnesio, sodio y calcio, los compuestos orgánicos sintéticos como los plaguicidas y otras sustancias tóxicas se deben eliminar por medio de técnicas avanzadas similares a las que se emplean para la desalinización. El carbón activado es eficaz para extraer muchos contaminantes orgánicos porque se manejan con un área superficial muy grande ($\approx 1000 \text{ m}^2/\text{g}$) capaz de adsorber y capturar impurezas del agua

Permitir que el agua se limpie así misma por filtración a través del suelo es otra técnica que elimina impurezas del agua y tiene una amplia aplicación en la recarga de reservas de aguas subterráneas. En la actualidad, el uso de aguas recicladas como fuente de agua se practica principalmente en el Medio Oriente, en Sudáfrica y en regiones áridas de los Estados Unidos de Norteamérica.

Tabla 10.1 Componentes típicos que se pueden encontrar en las aguas residuales tratadas y sus efectos en el ambiente y la salud.

| COMPONENTE | EFEECTO | CONCENTRACION CRITICA mg/l |
|--|---|--|
| Sólidos suspendidos | Puede causar depósitos de lodo o interferir con el cuerpo receptor | Variable |
| Orgánicos biodegradables | Puede reducir o agotar el oxígeno del cuerpo receptor | Variable |
| Contaminantes prioritarios | Tóxico para los humanos; carcinógeno Tóxico para el ambiente acuático | Varía con los componentes individuales Varía con base en la profundidad, biota o sedimentos |
| Orgánicos volátiles | Tóxico para los humanos, cancerígeno, forma oxidantes fotoquímicos | Varía con los compuestos individuales |
| Nutrientes | | |
| Amoníaco | Incrementa la demanda de cloro, pueden convertirse a nitratos y con el proceso reducir o agotar el oxígeno, con el fósforo puede inducir al desarrollo de crecimientos acuáticos indeseables Tóxico para los peces | Cualquier cantidad Variable ^a |
| Nitratos | Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Puede causar metahemoglobinemia en los infantes (niños azules) | 0,3 ^b 45 ^c |
| Fósforo | Interfiere con el ablandamiento por el metoco de cal-soda Estimula el crecimiento de algas y plantas acuáticas Interfiere con la coagulación | 0.3 0.015 ^d 0.2-0.4 |
| Otros inorgánicos | | |
| Calcio y Magnesio | Incrementa la dureza y los sólidos totales disueltos | |
| Cloro | Imparte sabor salino Interfiere con la agricultura y los procesos industriales | 250 75-200 |
| Sulfatos | Acción catártica | 600-1000 |
| Otros orgánicos | | |
| Agentes activos superficiales (Surfactantes) | Causa espuma y pueden interferir con la coagulación | 1-30 |

Los sistemas de tratamiento avanzado se pueden clasificar por el tipo de operación o proceso unitario o por la función principal de eliminación. En este capítulo se presentan los principios y aplicaciones de los procesos y operaciones unitarias más comunes en el tratamiento avanzado o terciario de las aguas residuales; según los contaminantes que se tengan que eliminar después del tratamiento secundario, los usos que se pretenda dar a las aguas tratadas.

1. Desinfección
2. Filtración
3. Eliminación de compuestos tóxicos - Adsorción
4. Eliminación de sustancias inorgánicas disueltas
5. Nitrificación
6. Desnitrificación
7. Eliminación de fósforo

10.2 DESINFECCION

La desinfección es la destrucción selectiva de los organismos patógenos, esta es la diferencia con la esterilización, en esta última se destruyen todos los organismos presentes en el agua.

TIPOS DE DESINFECCIÓN

La desinfección se puede dividir en **natural** y **artificial**

La natural se refiere a la eliminación y muerte progresiva de las bacterias producida por agentes naturales tales como la **luz solar**, la **sedimentación**, la **filtración** en las capas arenosas del suelo o la **estabilización de la materia orgánica** que disminuye la reserva de alimento para los microorganismos.

La artificial puede realizarse mediante agentes **químicos**, **físicos** y medios **mecánicos**, así como por **radiación**.

Agentes químicos. Las características que debe tener un agente químico ideal se presentan en la tabla 10.2. Es posible que no exista tal compuesto, pero las características que se presentan en la tabla deberán tomarse en cuenta al seleccionar un desinfectante. Para los ingenieros sanitarios, también es importante que el desinfectante sea seguro en su manejo y aplicación, además que sea fácilmente medible su concentración tanto al aplicarlo como en su concentración residual.

Los agentes químicos que se han usado como desinfectantes incluyen: fenol y compuestos fenólicos, alcoholes, iodo, cloro y sus compuestos, bromo, ozono, metales pesados y sus compuestos, jabones y detergentes sintéticos, compuestos cuaternarios de amonio, peróxido de hidrógeno y varios álcalis y ácidos.

El cloro es el desinfectante universalmente utilizado. El bromo y el iodo ocasionalmente se usan en albercas. El ozono es un desinfectante sumamente efectivo, su uso se ha incrementado en el tratamiento de aguas aún cuando no deja concentración residual. La acidez y alcalinidad extremas se pueden usar para destruir organismos patógenos, debido a que los valores de pH mayores de 11 y menores de 3 son relativamente letales para la mayoría de las bacterias.

Agentes físicos. Los desinfectantes físicos que se han usado son calor y luz. Calentando el agua hasta el punto de ebullición se pueden destruir por ejemplo, las bacterias patógenas no esporuladas. El calor se emplea comúnmente en la industria de bebidas y derivados de la leche, pero no es posible aplicarla a grandes cantidades de agua por su alto costo.

La luz solar es un buen desinfectante. En particular se emplea la radiación ultravioleta, existen lámparas de luz ultravioleta para desinfectar pequeñas y grandes cantidades de agua la eficiencia del proceso depende de la presencia de partículas y de la penetración de la luz en el agua, por esto, la geometría entre la lámpara de luz y el agua es muy importante, la materia sólida suspendida y las moléculas orgánicas disueltas en el agua, pueden absorber la radiación al igual que los microorganismos. Por lo tanto es difícil emplear la radiación ultravioleta en la desinfección de aguas residuales cuando se tienen partículas suspendidas.

Medios mecánicos. Un gran número de bacterias se elimina también por medios mecánicos físicos durante el tratamiento de las aguas residuales. Las eficiencias típicas de remoción para varios procesos de tratamiento se presentan en la tabla 10.3., los primeros cinco procesos que se enlistan se pueden considerar físicos. La remoción es complemento de la función primaria de los procesos.

Microfiltración. La mayoría de las bacterias tienen un diámetro mayor de 0.2 micrómetros entonces un mecanismo filtrante de 0.2 μ o menor puede remover mecánicamente las bacterias. Este método es utilizado comúnmente en procesos farmacéuticos, médicos y acciones microelectrónicas como una seguridad contra la contaminación bacteriana.

Radiación. Los principales tipos de radiación son: electromagnética, acústica y de partículas. Los rayos gamma emitidos por radioisótopos, como el cobalto 60, tienen una fuerte penetración, y se han usado para esterilizar agua y aguas residuales.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES.

Al aplicar alguno de los agentes desinfectantes que ya se indicaron, se deben tomar en cuenta los siguientes factores: 1) tiempo de contacto, 2) concentración y tipo de agente químico, 3) intensidad y naturaleza del agente físico, 4) temperatura, 5) número de organismos 6) tipos de organismos, 7) naturaleza del líquido y 8) pH.

Tabla 10.2 Características de un desinfectante químico ideal

| Características | Indicaciones |
|--|--|
| Toxicidad para los microorganismos | Debe tener un amplio espectro de actividad a altas diluciones |
| Solubilidad | Debe ser soluble en agua o en los tejidos celulares |
| Estabilidad | La pérdida de su acción germicida en almacenamiento debe ser baja |
| No debe ser tóxico a las formas de vida superior | Deberá ser tóxico a los microorganismos patógenos y no ser tóxico al hombre y a otras formas de vida |
| Homogeneidad | La solución debe ser uniforme en su composición |
| Interacción con materias | No debe ser adsorbido por materia orgánica |
| Toxicidad a temperatura ambiente | Debe ser efectiva en un rango de temperatura ambiente |
| Penetración | Debe tener capacidad de penetración a través del agua |
| No corrosivo y no teñidor | No debe corroer los metales o manchar la ropa |
| Habilidad para deodorizar | Debe deodorizar mientras desinfecta |
| Capacidad detergente | Debe tener acción limpiadora para mejorar su efectividad desinfectante |
| Disponibilidad | Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable |
| Bajo riesgo para las personas | Seguro para el que lo maneja y aplica |

Tabla 10.3 Remoción de bacterias en diferentes procesos de tratamiento

| Procesos | % de remoción |
|---------------------------------|---------------|
| Filtros gruesos | 0-5 |
| Filtros finos | 10-20 |
| Cámaras grit | 10-25 |
| Sedimentación simple | 25-75 |
| Precipitación química | 40-8 |
| Filtros percoladores | 90-95 |
| Lodos activados | 90-98 |
| Cloración en efluentes tratados | 98-99 |

1.- Tiempo de contacto. Una de las variables más importantes en el proceso de desinfección es el tiempo de retención. En general, para una concentración dada de desinfectante, el mayor tiempo de contacto ocasiona una mayor mortandad de bacterias. Esta observación la hizo Chick, y derivó en la Ley de Chick:

$$dN/dt = -kN$$

Donde:

N = números de organismos

N_0 = Numero inicial de organismos

t = tiempo

k = constante (tiempo)⁻¹

La desinfección con cloro no obedece a la ley anterior, y la relación aplicable es:

$$\frac{dN}{dt} = k N t$$

integrando queda. $t^2 = \frac{2}{k} \log\left(\frac{N_0}{N t}\right)$

y para pH=7

k = 1.6×10^{-2} para residuales de cloro libre

k = 1.6×10^{-6} para residuales de cloro combinado

2 - Concentración y tipo de agente químico. Se ha observado que dependiendo del tipo de agente químico, la efectividad de la desinfección se relaciona con la concentración. El efecto de la concentración se ha formulado empíricamente:

$$C^n_{tp} = \text{constante}$$

Donde:

C = concentración del desinfectante

n = constante

tp = tiempo requerido para logran un porcentaje de mortandad constante

Las constantes anteriores se pueden evaluar graficando en papel logarítmico (log-log), la concentración contra el tiempo necesario para tener un porcentaje de mortandad. La pendiente de la línea corresponde al valor e^{-n} .

En general, si n es mayor que 1, el tiempo de contacto es más importante que la dosis, si n es igual a 1 el efecto del tiempo y la dosis son casi el mismo

3.- Intensidad y naturaleza de los agentes físicos. Los agentes físicos que alguna vez se han empleado en la desinfección de aguas residuales, son el calor y la luz. Se ha encontrado que su efectividad está en función de su intensidad. Por ejemplo, si el decaimiento de los microorganismos se representa con una ecuación de primer orden, se tiene:

$$dN/dt = -kN$$

Donde:

N = número de organismos

t = tiempo, min

k = constante de velocidad de reacción, l/min

Por lo tanto, el efecto de la intensidad del desinfectante físico está reflejado en la constante k a través de la misma relación.

4.- Temperatura. Las bacterias pueden vivir solo a determinadas temperaturas, igualmente estas influyen en la rapidez con que una sustancia reacciona. En términos generales cuanto mas caliente este el agua, mas eficiente y rápida será la reacción y por lo tanto la constante k aumentará. La siguiente expresión relaciona la constante k a la temperatura

$$K = K_{20} (1 + \theta)^{T-20}$$

Donde:

K = constante d desinfección a T °C

K₂₀ = constante a 20°C

T = temperatura en °C

θ = factor que varia entre 0.06 y 0.08

5.- Número de organismos. En un sistema diluido como las aguas residuales, la concentración de organismos rara vez es importante. Sin embargo, se puede concluir de la siguiente ecuación que una concentración grande de organismos necesita un tiempo grande para lograr una mortandad determinada. La relación empírica que se ha propuesto para representar el efecto de la concentración de microorganismos es la siguiente:

$$C^q N_p = \text{constante}$$

Donde:

C = concentración del desinfectante

N_p = concentración de organismos reducidos para un porcentaje dado en un tiempo dado.

q = constante relacionada con la fuerza del desinfectante.

6.- Tipos de organismos. La efectividad de los desinfectantes estará influenciada por la naturaleza de los microorganismos. Por ejemplo, las células de bacterias en crecimiento mueren fácilmente. En contraste, las esporas y quistes de bacterias son muy resistentes, y muchos de los desinfectantes comúnmente usados pueden tener poco o nulo efecto, por lo que se debe usar otro tipo de agente desinfectante como el calor.

7 - Naturaleza del material en suspensión. Al igual que los factores anteriores, la naturaleza del material en suspensión se debe evaluar cuidadosamente. Por ejemplo, el material orgánico extraño puede reaccionar con la mayoría de los desinfectantes oxidantes y llegar a reducir su efectividad, la turbiedad puede reducir la efectividad de los desinfectantes por adsorción y porque protege las bacterias atrapándolas y cubriéndolas.

MECANISMOS DE LOS DESINFECTANTES

Para explicar la acción de los desinfectantes se han propuesto cuatro mecanismos: 1) daño a la pared celular, 2) alteración de la permeabilidad, 3) alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma, y 4) inhibición de la actividad enzimática.

El daño o la destrucción de la pared celular ocasionará lisis en la célula y su muerte. Algunos agentes como la penicilina, inhiben la síntesis de las paredes celulares de las bacteria.

Agentes como los compuestos fenólicos y los detergentes alteran la permeabilidad de la membrana citoplasmática, estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y dejan escapar nutrientes vitales como nitrógeno y fósforo

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor puede coagular la proteína de la célula, mientras que los ácidos y álcalis desnaturalizan las proteínas produciendo un efecto letal.

Los agentes oxidantes como el cloro, inhiben la actividad enzimática ya que pueden alterar el arreglo químico de las enzimas e inactivarlas.

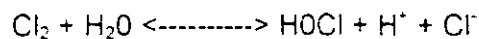
DESINFECCIÓN CON CLORO

De todos los desinfectantes químicos, el cloro es posiblemente el más empleado en todo el mundo, debido a que satisface la mayoría de las características mencionadas en la Tabla 10.1.

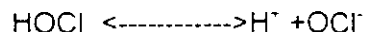
USOS Y REACCIONES DEL CLORO.

Cuando el cloro en forma de gas Cl_2 se pone en contacto con el agua, tienen lugar dos reacciones: la hidrólisis y la ionización

La hidrólisis se presenta con la reacción siguiente.



La ionización se presenta con la siguiente reacción:



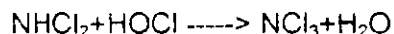
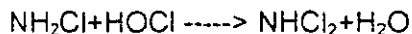
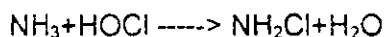
La disposición de HOCl depende del pH, pH de 6 o menor el OCl se inhibe y predomina el HOCl

El ácido hipocloroso (HOCl) es el desinfectante mas efectivo, por ello la desinfección mas letal del cloro ocurre a pH bajo, o sea en medio ácido. Se considera que HOCl es 80 a 100 veces mas efectivo que el OCl para exterminar E. Coli

El HOCl y el OCl en el agua, constituyen lo que se denomina **cloro libre disponible** o **cloro libre residual**, la distribución de estas dos especies es muy importante por su eficiencia en la mortalidad de las bacterias.

El cloro libre también se puede adicionar al agua en forma de sales de hipoclorito. El hipoclorito de calcio, $\text{Ca}(\text{OCl})_2$, se emplea comúnmente con este propósito. Los iones del hipoclorito están sujetas a la reacción representada en la ecuación de la ionización.

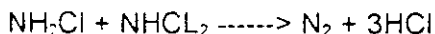
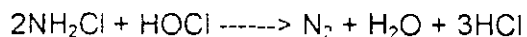
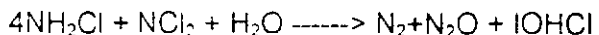
El cloro libre en solución puede reaccionar con el amonio en el agua residual para formar cloraminas. Las cloraminas también sirven como desinfectantes, siempre que sean extremadamente bajas en concentración, las reacciones de importancia son:



Las cloraminas (NH_2Cl), dicloraminas (NHCl_2), y el tricloruro de nitrógeno, se forman sucesivamente por reacciones de sustitución. Las dos especies que predominan, en la mayoría de los casos son las monocloraminas y las dicloraminas, comúnmente se conocen como cloro combinado disponible.

Punto de quiebre (break point). El hecho de que el cloro libre puede reaccionar con el amonio, considerando además que el cloro libre es un fuerte agente oxidante, dificulta mantener un residual de cloro (libre o combinado) en la desinfección de las aguas residuales. El fenómeno que resulta cuando se adiciona cloro a un agua residual que contiene amonio, se puede explicar refiriéndonos a la figura 10.1.

Cuando se adiciona el cloro, rápidamente se oxidan sustancias como Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S , y materia orgánica que reacciona con el cloro, reduciéndolo a ion cloruro (punto A en la figura 10.1). Después de esta demanda inmediata el cloro continúa reaccionando con el amonio para formar cloraminas entre los puntos A y B. Para relaciones molares de cloro y amonio menor de uno, se formarán monocloraminas y dicloraminas. La distribución de esas dos formas está gobernada por sus tasas de formación, las cuales dependen del pH y la temperatura. Entre el punto B y el punto de quiebre, algunas de las cloraminas se pueden convertir a tricloruro de nitrógeno, mientras que las cloraminas remanentes se oxidarán a Oxido de nitrógeno y nitrógeno con la reducción del cloro a ion cloruro. Al continuar la adición de cloro, esencialmente todas las cloraminas se pueden oxidar en el punto de quiebre. Las posibles reacciones que pueden ocurrir por la generación de gases y la desaparición de cloraminas son las siguientes:



Al continuar la adición de cloro, pasando el punto de quiebre, resultará un aumento directamente proporcional en la concentración de cloro libre disponible (hipoclorito sin reaccionar). La razón principal para adicionar suficiente cloro es obtener cloro libre residual

que asegure la desinfección. Ocasionalmente, debido a la formación de tricloruro de nitrógeno y a los demás compuestos, se presentan serios problemas de olor durante la operación de cloración para llegar al punto de quiebre. En la práctica, el ácido clorhídrico que se forma durante la cloración reaccionará con la alcalinidad del agua residual y bajo ciertas circunstancias, el pH bajará ligeramente.

La presencia de otros compuestos que reaccionen con el cloro puede aumentar considerablemente la pendiente de la curva. La cantidad total de cloro que debe adicionarse para alcanzar el nivel deseado de cloro residual se denomina **demanda de cloro**.

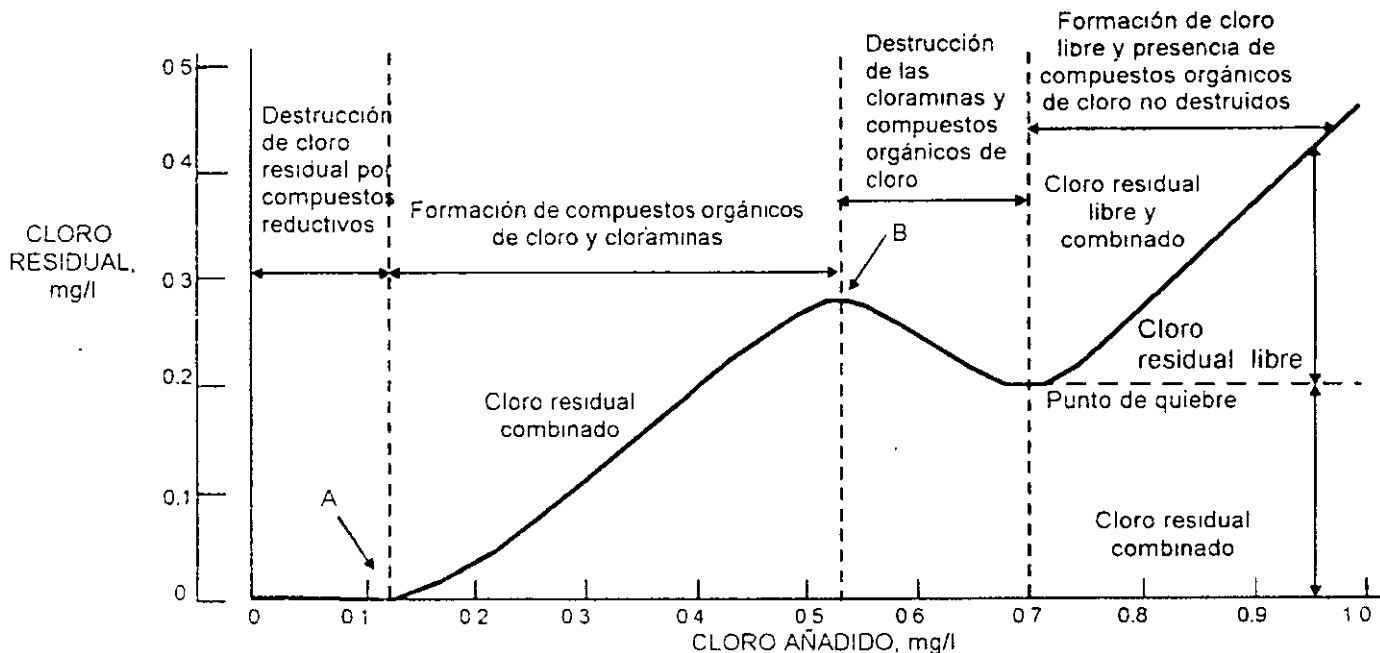


Fig. 10.1 Curva que se obtiene durante la cloración al punto de quiebre

DOSIS DE CLORO

La dosis de cloro que se aplique dependerá del origen de las aguas que se van a tratar, se recomiendan las dosis indicadas en la tabla 10 4

| EFLUENTE | DOSIS.mg/l |
|---|------------|
| Agua residual cruda (precloración) | 6-25 |
| Agua residual con tratamiento preliminar y primario | 5-20 |
| Tratamiento de precipitación química | 3-10 |
| Agua residual con tratamiento completo | |
| 1) Filtros biológicos | 3-10 |
| 2) Lodos activados | 2-8 |
| 3) Lagunas de estabilización | 5-10 |
| Filtros de lechos mixtos mas lodos activados | 1-5 |

Tabla 10.4 Dosis de cloro recomendadas, según procedencia del afluente

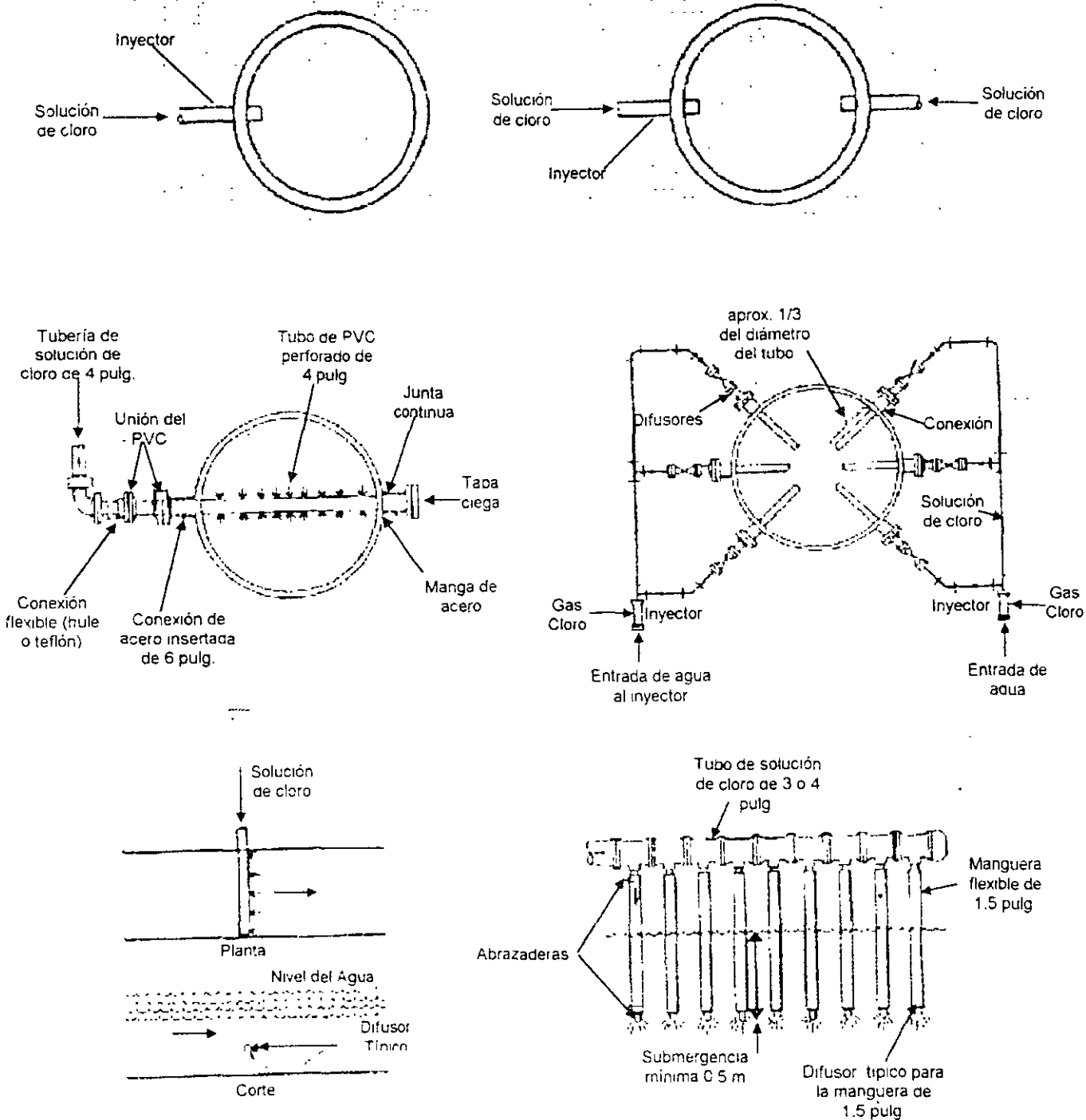


Fig 10 2 Difusores típicos para inyectar solución de cloro, a) Simple para tubos pequeños, b) Doble inyector para tubos pequeños, c) Difusor para tubos mayores de 3", d) Difusores para tubos grandes. e) Difusor simple a través de un canal, f) Difusor para canales abiertas.

EFICIENCIA DEL CLORO

La mezcla efectiva de solución de cloro con el agua residual, el tiempo de contacto y el cloro residual son los principales factores involucrados para acabar con las bacterias patógenas.

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

El tiempo de contacto o retención en el tanque, se recomienda que sea entre 15 y 45 minutos.

Para una desinfección efectiva, es importante el diseño del tanque de contacto del cloro, se recomienda diseñarlos con la relación largo-ancho mínimo de 10 a 1 y de preferencia de 40 a 1 para minimizar los cortos circuitos, también se reducen estos mediante la colocación de "baffles" a la entrada (figura 10.3), además suministra una distribución de cámara de contacto que tiene tiempos de retención aproximado al flujo tipo pistón.

Si el tiempo de traslado del agua residual tratada desde el último proceso hasta el cuerpo receptor es igual o mayor al tiempo de contacto requerido, se puede clorar el inicio del trayecto y eliminar el tanque de contacto de cloro.

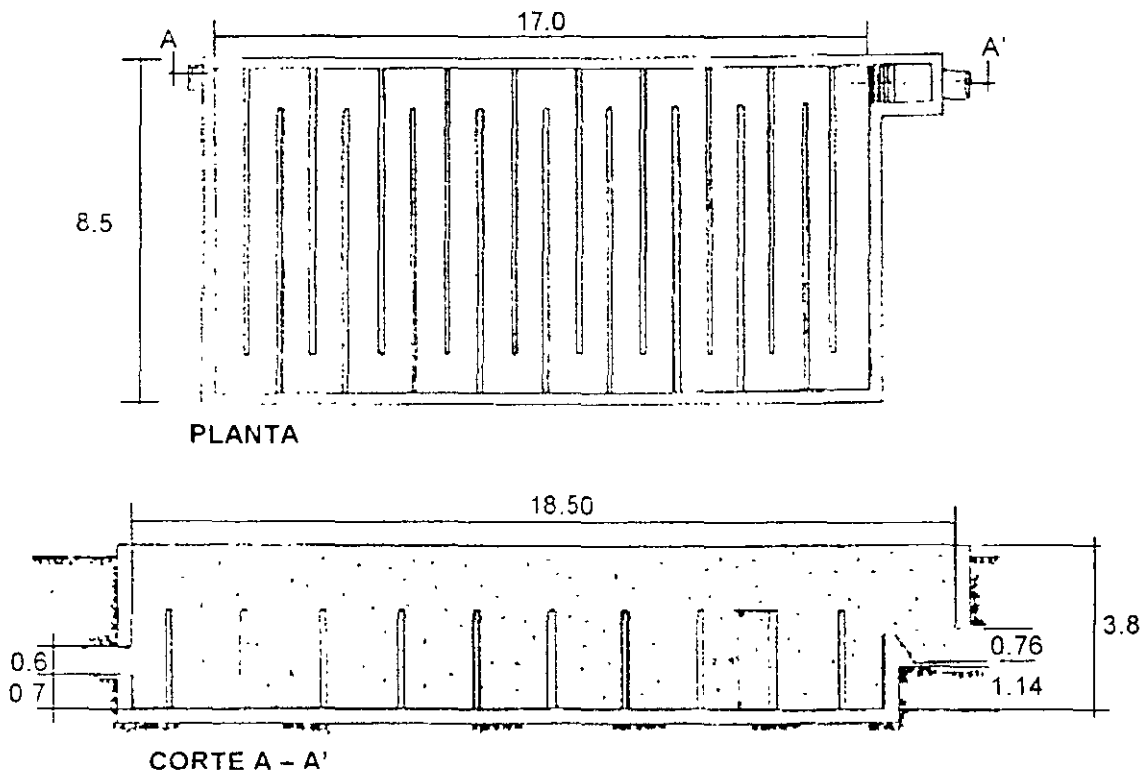


Fig. 10.3 Depósito longitudinal dividido con baffles, con relación largo-ancho mayor de 40-1.

DECLORACIÓN.

En casi todos los sistemas de desinfección es necesario remover el cloro residual una vez que se ha completado su labor de desinfección previo a la descarga a los cuerpos receptores o para otros reusos. Los decloradores mas utilizados son: 1° el anhídrido sulfuroso (SO_2) que se maneja en cilindros y tanques parecidos a los utilizados con el gas cloro 2° también se utiliza el carbón activado y 3° Se han usado otros compuestos químicos como sulfito de sodio (Na_2SO_3) y metabisulfito de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$)

DESINFECCION CON OZONO

El ozono es un oxidante reactivo extremo y se puede usar como desinfectante en aguas residuales, también puede utilizarse en el tratamiento para el control de olores y en tratamientos avanzados para remover los orgánicos solubles refractarios en lugar del proceso de adsorción con carbón activado. Debido a que el ozono es químicamente inestable, se descompone a oxígeno muy rápidamente después de que es generado, por lo tanto debe generarse en el sitio, actualmente el método mas eficiente de producción de ozono es mediante descargas eléctricas.

Se cree que la acción bactericida de la ozonización ocurre directamente porque desintegra la pared celular (lysis celular), el ozono es también muy efectivo como virucida y generalmente se cree que es mas efectivo que el cloro, la ozonización no produce sólidos disueltos y no es afectado por el ion amonio ni por el pH. Un beneficio adicional es que se eleva la concentración de oxígeno disuelto, ya que el ozono se descompone a oxígeno rápidamente después de su aplicación.

DESINFECCIÓN CON LUZ ULTRAVIOLETA

Una apropiada dosis de radiación ultravioleta (UV) ha mostrado ser un efectivo bactericida y virucida, además de que no contribuye a la formación de compuestos tóxicos. Actualmente la lámpara de arco de mercurio de baja presión es la principal forma de generar la UV usada para la desinfección. La luz ultravioleta es un agente físico desinfectante que se puede utilizar en vez de agentes químicos, la radiación penetra la pared celular de los microorganismos y es absorbida por el material celular, incluyendo el DNA y RNA, con lo cual se evita su replicación, o causa la muerte de la célula.

10.3 FILTRACION

Es el proceso mas efectivo para la remoción de sólidos, la utilización de este proceso vino realmente ha hacer posible el tratamiento avanzado.

La filtración es una operación unitaria de separación sólido-líquido en la cual el líquido pasa a través de un medio poroso para eliminar la mayor cantidad posible de sólidos suspendidos. Y cuyo objetivo es producir un efluente con la menor cantidad posible de partículas en suspensión (concentraciones menores a 10 mgSS/l).

En el campo de tratamiento de aguas residuales es utilizada para filtrar:

- 1) Efluentes secundarios no tratados
- 2) Efluentes secundarios tratados químicamente
- 3) Aguas residuales brutas tratadas químicamente

Los filtros se clasifican de acuerdo con:

1. El medio filtrante:
 - a) Filtros con medio simple. Estos contienen un sólo tipo de medio que generalmente es arena.
 - b) Filtros con medio dual. Generalmente antracita y arena.
 - c) Filtros multimedia. Por lo común utilizan tres tipos de medio: antracita, arena y granate.
2. La velocidad de filtración
 - a) Filtros lentos. Tasas de filtración entre 0.15 y 0.30 m³/m²-h
 - b) Filtros rápidos. Tasas de filtración entre 2 y 15 m³/m²-h
3. La fuerza de filtración
 - a) Por gravedad
 - b) A presión
4. La dirección de flujo
 - a) Filtración ascendente
 - b) Filtración descendente
5. El control del flujo
 - a) Filtración a tasa constante
 - b) Filtración a tasa variable (tasa declinante)

Los mecanismos de eliminación de las partículas en la filtración son los siguientes:

- 1 Tamizado Las partículas más grandes que el tamaño del poro son retenidas mecánicamente
2. Sedimentación. Las partículas decantan en el medio filtrante.
3. Impacto Las partículas más pesadas no siguen la línea de flujo.
4. Intercepción. Muchas partículas contenidas en la corriente son retenidas cuando éstas se ponen en contacto con la superficie del medio de filtración
- 5 Adhesión Las partículas floculantes se pegan a la superficie del filtro.

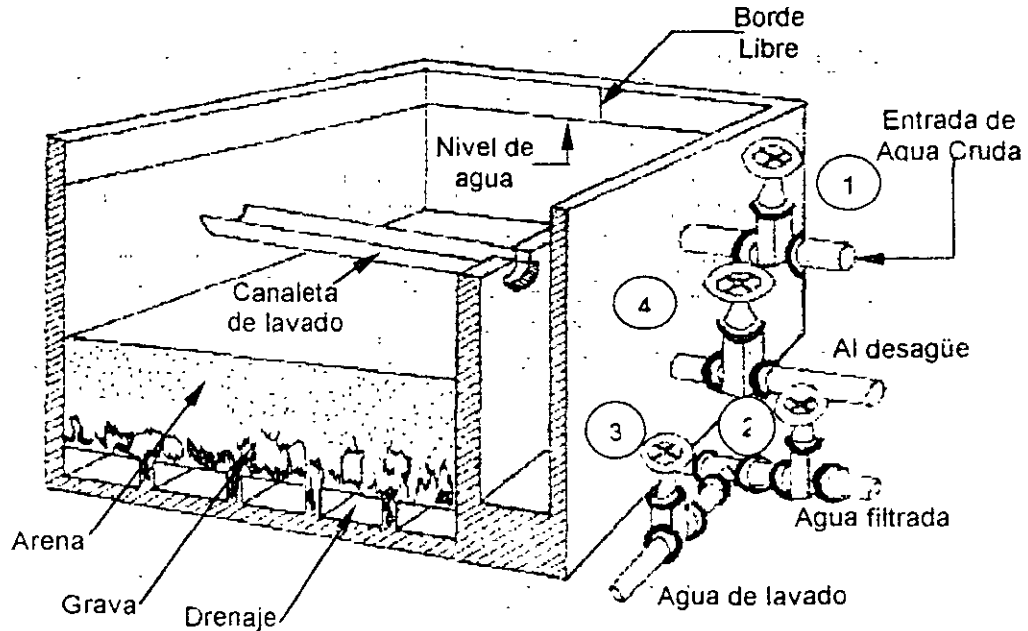


Fig 10.4 Componentes y funcionamiento de un filtro rápido (flujo descendente, por gravedad, de medio granular).

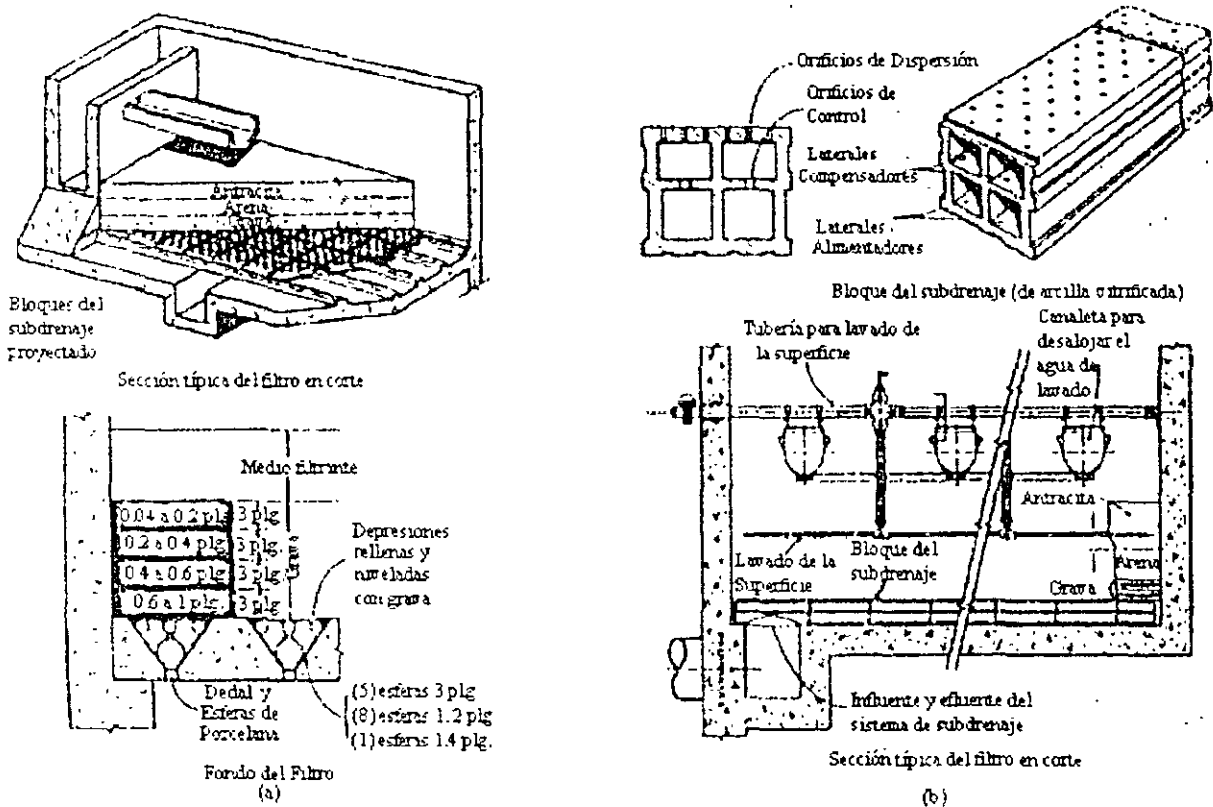


Fig 10.5 Sistema de subdrenaje típico para filtro rápido, con grava como soporte: a) sistema Wheeler y b) Sistema de Leopold.

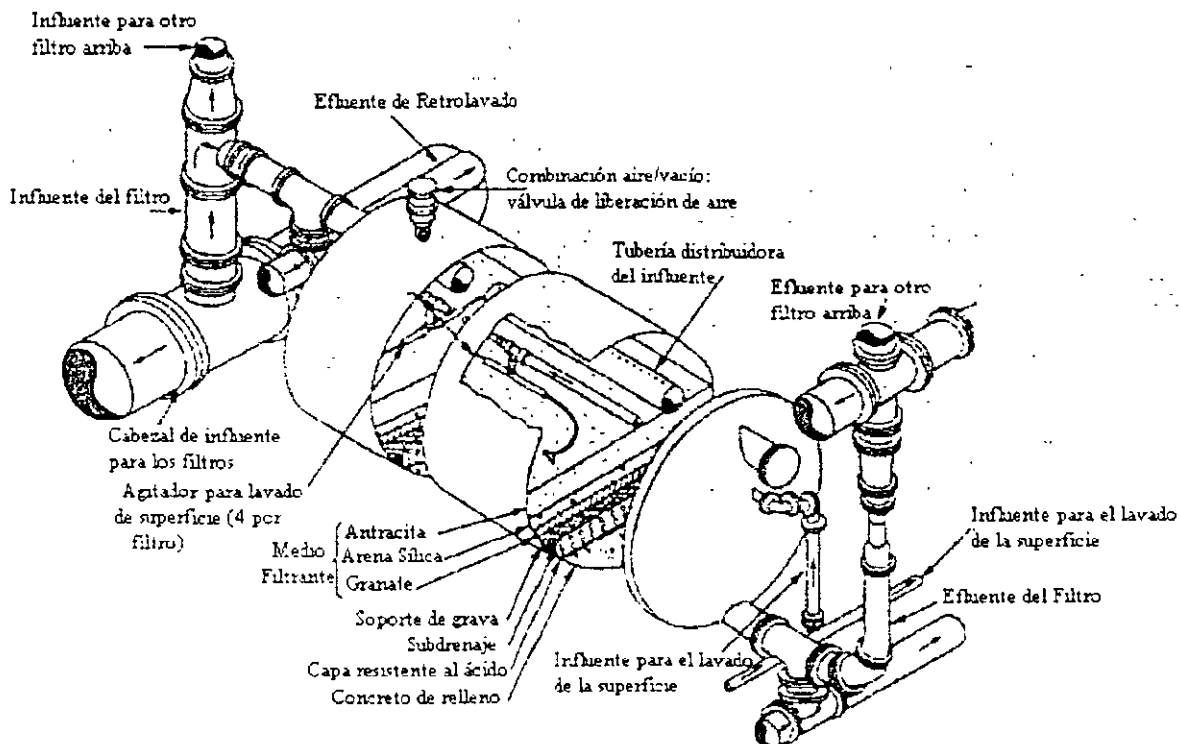


Fig 10.6 Filtro a presión típico, con cama filtrante multimedia y lavado de la superficie, usado en el tratamiento de las aguas residuales.

Aplicaciones

Los filtros de medio simple son poco usados en tratamientos avanzados, generalmente se prefieren los filtros duales o multimedias debido a que se obtienen tasas de filtración más elevadas debido a que estos filtros tienen un mayor porcentaje de volumen de poros (porosidad) lo que implica una mayor retención de sólidos

En general los filtros para el tratamiento de aguas residuales reciben partículas más grandes, pesadas y de tallas más variables que los filtros utilizados en potabilización, por ello es recomendable llevar a cabo estudios piloto para determinar las mejores condiciones de operación de los mismos

La filtración de aguas residuales es utilizada para eliminar los flóculos de los efluentes secundarios antes de descargar las aguas. También se utiliza para eliminar los precipitados residuales de la precipitación con cal o sales de fosfatos. Puede considerarse como una operación de pretratamiento para procesos posteriores, por ejemplo antes de que el agua residual tratada sea introducida a. 1° filtros de carbón activado, 2° radiación ultravioleta y 3° antes de otros procesos.

Se requiere filtrar los efluentes antes de ser utilizados para los cultivos, el riego de áreas verdes y para actividades recreativas.

Las variables que controlan el proceso tienen que ver con las características del influente como son la concentración en sólidos suspendidos y la turbiedad, el tamaño de partícula y la fuerza de aglutinamiento del flóculo.

MICROTAMICES Esta filtración consiste en un tambor que gira sobre un eje horizontal el que está cubierto con una tela generalmente de acero con poros pequeños . El agua entra por un lado abierto del tambor y se filtra a través de la cubierta, siendo retenidos los sólidos dentro del cilindro, conforme el tambor va rotando los sólidos son transportados hacia arriba y se remueven constantemente mediante un chorro dado con boquillas instaladas arriba y a lo largo del tambor cayendo los sólidos a un depósito, donde son desalojados por gravedad

10.4 ELIMINACION DE COMPUESTOS TOXICOS

Los compuestos refractarios son compuestos resistentes a la degradación biológica en los procesos convencionales de tratamiento de aguas y en el medio ambiente. Los procesos utilizados para eliminar este tipo de compuestos son

| Proceso | Aplicación |
|---|---|
| Adsorción con carbón activado | Eliminación de compuestos orgánicos sintéticos y naturales incluyendo los compuestos orgánicos volátiles, pesticidas, PCB's y metales pesados |
| Lodos activados adicionados con carbón activado | Metales pesados, amoníaco, compuestos refractarios |
| Coagulación química | Metales pesados y PCB's |
| Oxidación química | Amoníaco, compuestos tóxicos, halogenados alifáticos y aromáticos. |
| Procesos biológicos convencionales | Fenoles, PCB's, hidrocarburos halogenados |

ADSORCION CON CARBÓN ACTIVADO

La adsorción es la colección y concentración selectiva sobre la superficie sólida de moléculas contenidas en un líquido o en un gas, a través de esta operación unitaria los gases o líquidos de sistemas mezclados, aún a muy bajas concentraciones, pueden ser selectivamente capturados y eliminados de las corrientes gaseosas o líquidas usando una gran variedad de materiales específicos conocidos como adsorbentes. El material que es adsorbido sobre el adsorbente es llamado adsorbato.

Existen dos mecanismos involucrados en la adsorción: la adsorción física y la adsorción química.

Cuando las moléculas gaseosas o líquidas alcanzan la superficie de un adsorbente y permanecen sin ninguna reacción química, el fenómeno es llamado adsorción física. El mecanismo por el cual se explica la adsorción física puede ser las fuerzas electrostáticas intermoleculares o de Vander Waals, o puede depender en la configuración física del adsorbente como en el caso de la estructura de los poros del carbón activado. Los adsorbentes físicos cuentan con grandes áreas superficiales

Actualmente el carbón activado es el adsorbente más ampliamente utilizado. Otros adsorbentes menos importantes son la alúmina activada, la sílica gel y las mallas moleculares. El carbón activado es catalogado como un adsorbente físico no polar. Se produce a partir de una gran cantidad de materiales carbónicos como son: madera, aserrín, huesos y semillas de frutas (mamey), cáscaras de coco y de nuez, carbón mineral o hulla, lignito y los residuos del petróleo. El carbón activado posee una área superficial interna muy grande con una intrincada red de poros, se han estimado áreas superficiales totales entre 450 y 1800 M²/gramo, pero solamente una parte de esta superficie esta disponible para la adsorción. El carbón activado se presenta generalmente en tres tipos: granular o en gránulos naturales, en pellets y en polvo. Los carbones para ser utilizados en la fase líquida, pueden presentarse en polvo o bajo la forma granular, el primer tipo es mezclado y luego filtrado del líquido mientras que, el carbón granular es empacado en forma de lecho.

Tratamiento con carbón activado

El carbón activado se usa comúnmente para eliminar compuestos orgánicos que causan olores, sabores y otros efectos nocivos. El carbón puede utilizarse ya sea en polvo o en gránulos. El carbón granular se coloca en forma de lecho en columnas y el agua a tratar pasa sobre éste. Los sabores, colores y olores debidos a compuestos tales que los fenoles, plaguicidas, colorantes orgánicos, surfactantes, etc., son eliminados de las aguas residuales industriales o municipales.

El proceso de eliminación continua hasta que el carbón alcanza su saturación, después de lo cual éste debe ser regenerado; la reactivación se hace calentando el carbón hasta 930°C en una corriente de aire atmosférico (reactivación térmica) Esta operación se puede adaptar en una mufla o en un horno rotatorio, los compuestos orgánicos se queman y el carbón así activado restablece básicamente su capacidad inicial de adsorción

Clases de compuestos orgánicos que se adsorben rápidamente sobre el carbón activado

- Disolventes aromáticos (ejem. benceno, tolueno, nitrobenzenos)
- Compuestos aromáticos clorados (ejem. clorofenoles)
- Hidrocarburos aromáticos policíclicos (ejem. acenafteno, benzo(a)pireno)
- Plaguicidas (ejem. DDT, aldrin, clordano, atrazina)
- Alifáticos halogenados (ejem. tricloroetano, bromoformo, éteres cloroalquílicos)
- Hidrocarburos de alto peso molecular (ejem. colorantes, gasolinas, componentes de turbocina, aminas algunas sustancias húmicas)

Clases de compuestos orgánicos que se adsorben poco sobre el carbón activado.

- Cetonas, ácidos y aldehidos de bajo peso molecular
- Azúcares y almidones
- Compuestos orgánicos de peso molecular muy alto o coloidales
- Compuestos alifáticos de bajo peso molecular.

Contacto con carbón activado en columna.

La remoción de compuestos orgánicos en columnas de carbón activado ocurre en tres mecanismos: 1. La adsorción de las moléculas orgánicas, 2. La filtración de partículas mayores y 3. La sedimentación de materia coloidal.

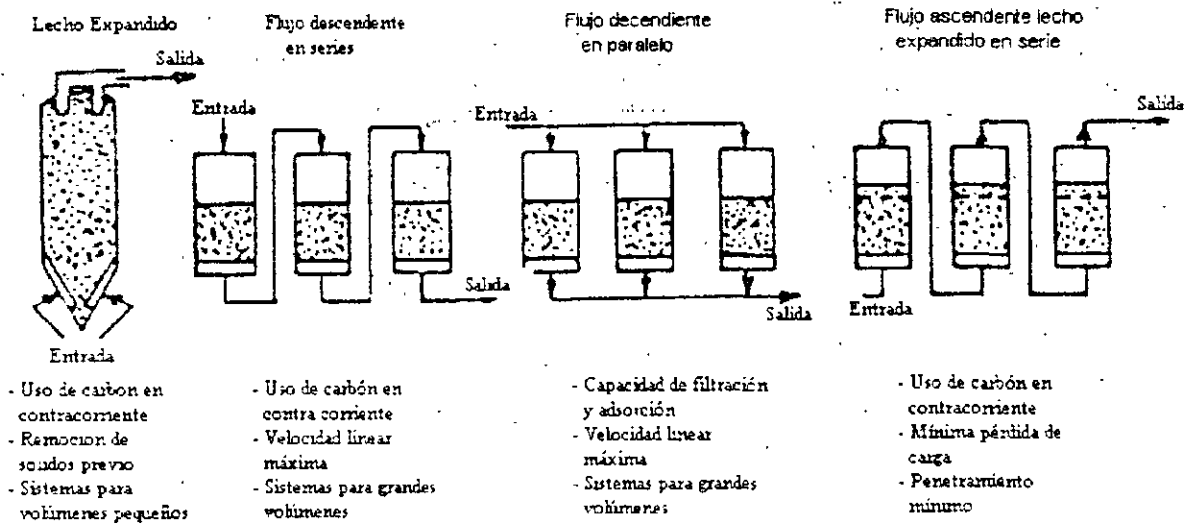


Fig. 10.7 Sistemas típicos de adsorción con carbón activado y sus atributos

Cuando en el proceso de adsorción se utiliza un adsorbente granular, el proceso se puede llevar a cabo en batch, en columna o por lechos fluidificados. Los sistemas de contacto más utilizados son los lechos fijos o lechos móviles a contracorriente debido a los bajos costos de operación y a la alta utilización de la capacidad de adsorción del adsorbente. Los lechos fijos pueden emplear flujos ascendentes o descendentes del fluido; sin embargo los flujos descendentes son mas populares ya que el lecho del adsorbente también puede servir como filtro para los sólidos suspendidos. Los lechos móviles a contracorriente emplean un flujo ascendente del líquido y flujo descendente del adsorbente, ya que este se puede mover por la fuerza de la gravedad. Ambas configuraciones pueden operarse por gravedad o bajo presión del líquido.

LODOS ACTIVADOS ADICIONADOS CON CARBÓN ACTIVADO

Este sistema es utilizado para tratar efluentes industriales contaminados con compuestos tóxicos. En este proceso se tienen las ventajas de la adsorción y de la biodegradación, por medio de organismos aclimatados, para la eliminación de los compuestos orgánicos a esta combinación frecuentemente se le denomina como proceso PACT (Desarrollado por Du Pont) se observó que existe una mejoría de las capacidades de depuración del proceso por la adición de este compuesto al tanque de aireación. La mejoría en los rendimientos del proceso se explica no solamente por el efecto de la adsorción de los compuestos orgánicos sobre el carbón activado, sino también por el fenómeno llamado biorregeneración.

La biorregeneración es el proceso a partir del cual los compuestos orgánicos adsorbidos desorben, volviéndose disponibles para la biodegradación y dejando la superficie del carbón activado nuevamente disponible para una nueva adsorción. Algunos autores han sugerido

que las tasas de desnitrificación también se mejoran con la adición del carbón activado esto es explicado por la adsorción sobre el carbón activado de las sustancias inhibitoras.

En este tipo de sistemas se pueden eliminar las sustancias tóxicas o inhibitorias presentes en las aguas residuales como resultado del potencial de biooxidación del sistema, así, los compuestos orgánicos son retenidos en el sistema por un periodo aproximado al tiempo de retención celular, en lugar del periodo dado por el tiempo de retención hidráulico, como ocurre en un proceso biológico tradicional.

Los residuos sólidos producidos en el sistema pueden ser depositados en un relleno sanitario adecuado para el caso o bien, ser llevados al proceso de oxidación/incineración como la oxidación por vía húmeda o la combustión térmica para su destrucción.

Este proceso tiene desventajas que son inherentes al manejo del carbón en polvo, al sistema de filtración requerido y a la eficiencia baja de adsorción, por ello actualmente el interés está enfocado a los procesos adicionados con carbón activado granular.

La ventaja con la adición del carbón activado granular es que se pueden manejar en los nuevos procesos biológicos como aerobios son los lechos empacados con o sin biomasa fija o los sistemas mixtos como los lechos turbulentos. Recientemente, la aplicación del carbón activado granular ha sido estudiada en el caso de las aguas industriales problemáticas conteniendo compuestos tóxicos

OXIDACIÓN QUÍMICA

El proceso de oxidación química generalmente se utiliza el cloro, la principal desventaja es que el cloro forma trihalometanos. Otros oxidantes son el ozono y el dióxido de cloro, la ventaja del ozono es que con este compuesto además se elimina el color.

10.5 ELIMINACIÓN DE SUSTANCIAS INORGANICAS DISUELTAS

PRECIPITACIÓN QUÍMICA

La eliminación del fósforo del agua residual se puede llevar a cabo por la adición de coagulantes para su precipitación (alúmina, cal, sales de hierro, polímeros orgánicos). Adicionalmente a la eliminación del fósforo estos compuestos químicos puede eliminar otros iones, principalmente, los metales pesados y reduce el contenido de coliformes y de virus.

Cuando se utiliza la precipitación química, la digestión anaerobia de los lodos no es posible debido a la toxicidad del precipitado el cual puede contener metales pesados. La desventaja de la precipitación química es la producción de una cantidad considerable de lodos difícilmente tratables debido a su toxicidad.

INTERCAMBIO IÓNICO

El intercambio iónico es un proceso unitario mediante el cual los iones de una especie dada son desplazados de un material de intercambio insoluble por iones de diferentes especies en solución. El uso más generalizado de este proceso es en el ablandamiento del agua potable en donde el ión sodio de una resina catiónica es reemplazado por los iones calcio y magnesio del agua a tratar. Para la eliminación de los sólidos totales se pueden utilizar resinas de

intercambio, catiónico y aniónico

Hasta los años de 1940 las zeolitas naturales fueron las resinas de intercambio disponibles, la capacidad de intercambio era relativamente baja, lo cual limitaba su factibilidad económica en el tratamiento de aguas residuales, posteriormente las zeolitas naturales fueron reemplazadas por resinas sintéticas, estas últimas son polímeros insolubles sobre los cuales se adicionan grupos básicos o ácidos mediante reacciones químicas, estos grupos son capaces de un cambio reversible con los iones presentes en una solución.

El número total de grupos funcionales por unidad de peso (o por unidad de volumen) de la resina determina la capacidad de intercambio, mientras que el tipo de grupo funcional determina la selectividad del ión y su posición en el equilibrio de intercambio. Las partículas de las resinas tienen diámetros de aproximadamente 0.5 mm y se emplean en columnas empacadas con flujos de agua residual del orden de 5 a 12 galones por pie² (1/cm²).

Algunas variedades de resinas de intercambio iónico son las siguientes:

1) Inorgánicos naturales:

- Zeolitas $x\text{Na}_2\text{O}$, y Al_2O_3 , $z\text{SiO}_2z\text{H}_2\text{O}$
- Silicoaluminatos hidratados como.

| | |
|-----------------|--|
| analcita | $\text{Na}[\text{Si}_2\text{AlO}_2]\text{H}_2\text{O}$ |
| characita | $\text{Ca, Na} [\text{SiAlO}_6]_2 6\text{H}_2\text{O}$ |
| harmotomita - | $(\text{K, Ba}) [\text{Si}_5\text{Al}_2\text{O}_{14}]5\text{H}_2\text{O}$ |
| heulandita | $\text{Ca}[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_8] 5\text{H}_2\text{O}$ |
| natrolita | $\text{Na}_2[\text{Si}_3\text{Al}_2\text{O}_{10}]2\text{H}_2\text{O}_2$ |
| montomorilonita | $\text{Al}_2[\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2]2\text{H}_2\text{O}$ |
| beidelita | $\text{Al}_2[(\text{OH})_2\text{AlSi}_{13}\text{O}_9\text{OH}]4\text{H}_2\text{O}$ |

2) Inorgánicos sintéticos,

| | |
|-----------------|--|
| Sodalita | $\text{Na}_4[\text{Si}_3\text{Al}_3\text{ClO}_{12}]$ |
| Apatita | $[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{F}$ |
| Hidroxilapatita | $[\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3]\text{OH}$ |

3) Orgánicos sintéticos,

Estas son estructuras tridimensionales de hidrocarburos entrelazados que contienen grupos ácidos o básicos.

Hay dos tipos básicos de intercambiadores iónicos: catiónicos y aniónicos.

Intercambio catiónico.

- Débilmente ácidos (carboxílicos)
- Medianamente ácidos (fosfónicos)
- Fuertemente ácidos (sulfónicos)

Intercambio aniónico

- Débilmente básicas (alkilaminas)
- Fuertemente básicas (base cuaternaria de amonio).

El proceso es el siguiente: primero se pasa el agua residual a través de un intercambiador de cationes donde los iones cargados positivamente son reemplazados por iones hidrógeno. El efluente del intercambiador catiónico es pasado a una resina aniónica donde los aniones son reemplazados por iones hidroxilo. Así, los sólidos disueltos son reemplazados por iones hidrógeno e hidroxilo, los cuales reaccionan para formar moléculas de agua.

Los intercambiadores de iones son generalmente columnas empacadas de flujo descendente. Cuando se satura la capacidad de las resinas, la columna es retrolavada para eliminar los sólidos retenidos y después es regenerada. La columna de intercambio catiónico se regenera con un ácido fuerte como el ácido sulfúrico. El hidróxido de sodio es utilizado para regenerar la columna aniónica. (Fig. 10.8)

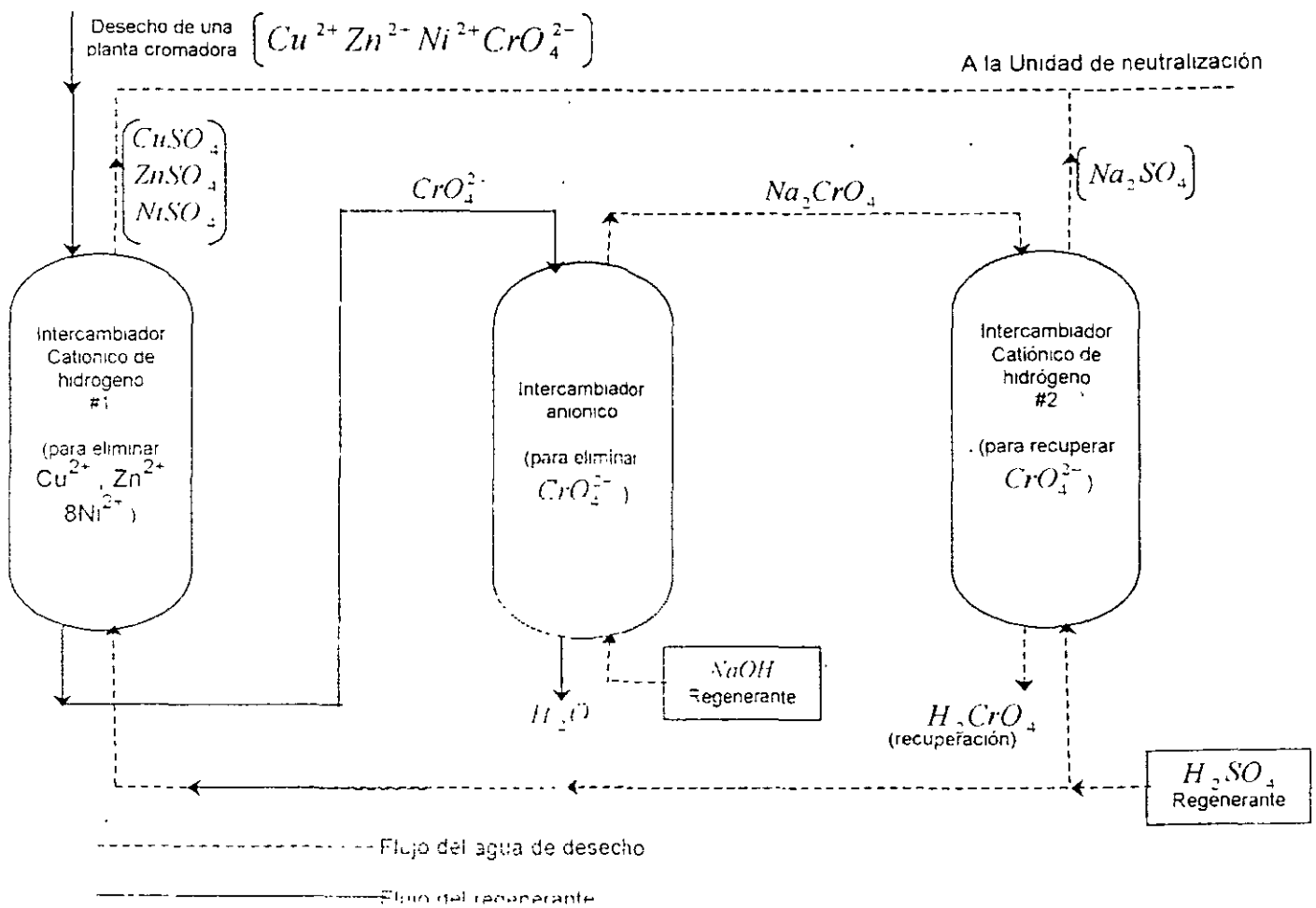


Fig. 10.8 Diagrama de flujo de un sistema de intercambio iónico

La desmineralización puede llevarse a cabo en columnas separadas en serie o ambas resinas se pueden mezclar. La tasa de flujo típica utilizada es del orden de 12 a 24 m³/m²-h y con profundidades de lecho entre 0.75 a 2.0 m

No todos los iones disueltos se remueven de igual manera, cada resina está caracterizada por una actividad determinada y algunos iones son eliminados sólo parcialmente. Algunos compuestos orgánicos encontrados en las aguas residuales pueden ligarse disminuyendo la eficiencia de las resinas.

ULTRAFILTRACIÓN (UF)

Es una operación a presión que utiliza membranas porosas para la eliminación de material coloidal y disuelto. Estos sistemas se diferencian de la ósmosis inversa, ya que en este caso se aplican presiones relativamente bajas 150 lb/in^2 (1034 kN/m^2). La ultrafiltración se utiliza para eliminar material coloidal y moléculas grandes con pesos moleculares superiores a 5000. Se aplica para la eliminación de aceite de corrientes acuosas, de turbiedad y de color coloidales. También se ha sugerido utilizar UF para la eliminación de fósforo.

OSMOSIS INVERSA.

Es un proceso en el cual el agua es separada de las sales disueltas en la solución por filtrado a través de una membrana semipermeable bajo presiones mayores que la presión osmótica causada por las sales disueltas en el agua residual. Las presiones de operación varían entre la presión atmosférica y 1000 lb/in^2 (6900 KN/m^2).

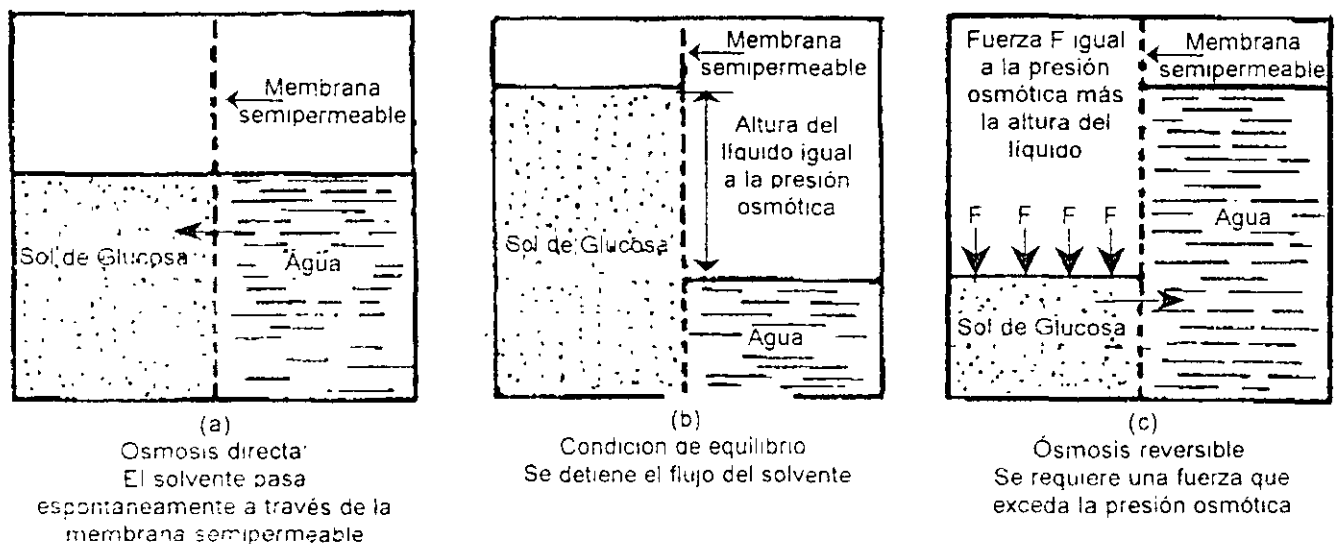


Fig. 10.9 Ilustración del principio de ósmosis

El principio de la ósmosis se ilustra con las figuras 10.9 a, b. En la figura a, se describe la ósmosis directa, donde el solvente fluye espontáneamente a través de la membrana semipermeable. En la figura, sucede que la fuerza F excede la presión osmótica del compartimiento que contiene el agua contaminada hacia el compartimiento del agua pura, este fenómeno se denomina ósmosis inversa.

En el tratamiento de aguas residuales por ósmosis inversa, el influente contaminado se pone en contacto con una membrana adaptable a una presión que exceda a la presión osmótica de la solución. Bajo estas condiciones, el agua penetra en la membrana. Los contaminantes disueltos se concentran en el compartimiento del agua de desecho. Este concentrado, que corresponde a una pequeña cantidad del volumen total de agua residual a tratar, se desecha. El agua purificada se obtiene en el otro compartimiento.

En la práctica el proceso de ósmosis inversa se lleva a cabo en un sistema tubular. El flujo de aguas residuales a alta presión pasa a través de un tubo interno hecho de una membrana semipermeable y diseñado para operar a altas presiones. El agua purificada se obtiene en el tubo externo, el cual se encuentra a presión atmosférica y está hecho de material ordinario como se muestra en la figura 10.10

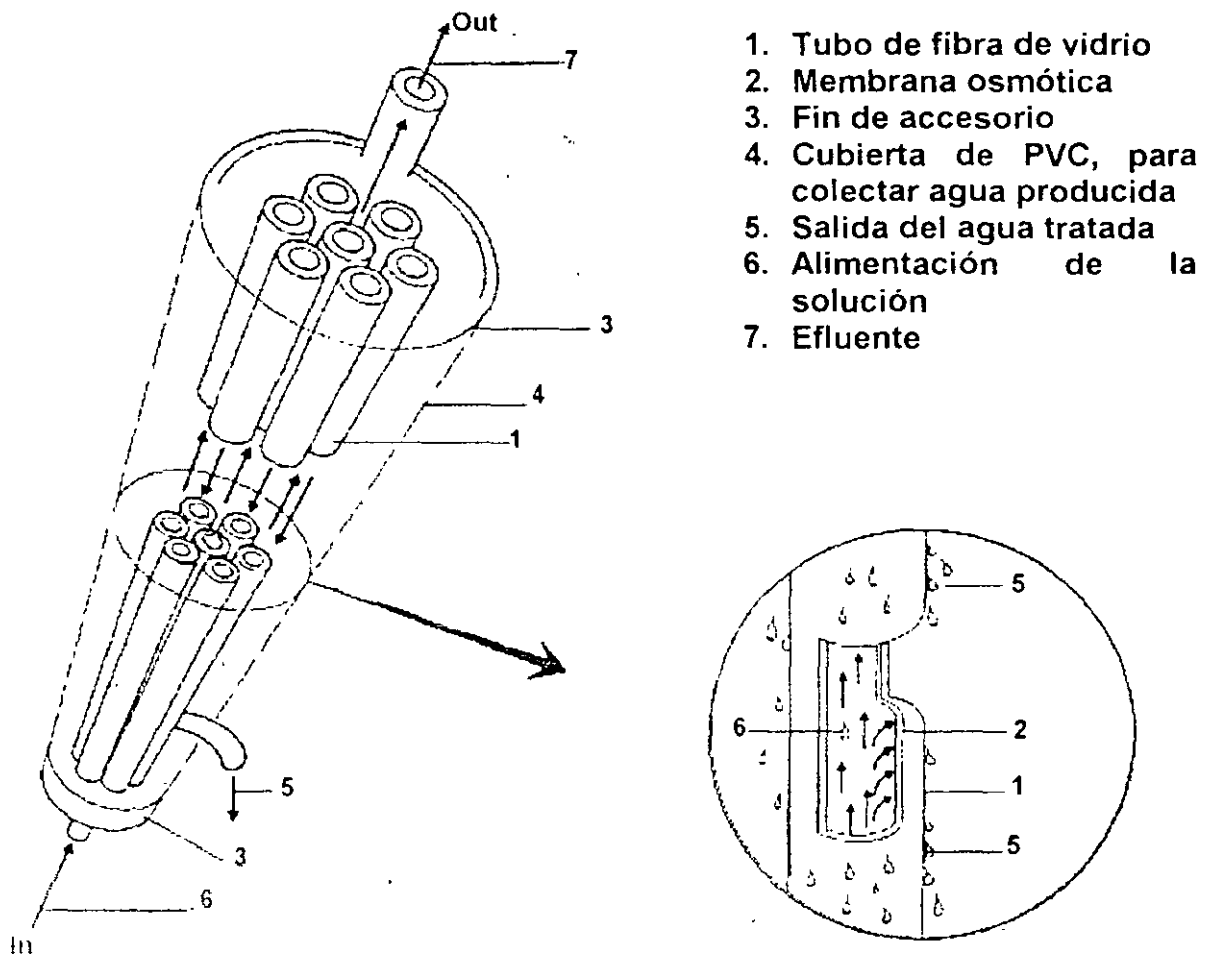


Fig 10.10 Sistema de ósmosis inversa de configuración tubular

La ósmosis inversa se aplicó inicialmente en la desalinización del agua de mar. Se han hecho muchas investigaciones en plantas piloto sobre el uso de ósmosis reversible para separar ciertos contaminantes del agua residual, algunos de ellos como compuestos de nitrógeno y

fósforo, cromatos y otros compuestos orgánicos que no se eliminan adecuadamente por otros procesos. En consecuencia, el tratamiento convencional se complementa por ósmosis inversa con economía favorable.

Las investigaciones indican que, en principio, la ósmosis inversa se puede usar para obtener un efluente de cualquier grado de pureza deseado mientras que se mantenga una tasa de flujo razonable.

Muchos materiales naturales tienen características semipermeables. Algunas membranas de plantas y animales son buenos ejemplos. Se han empleado materiales como colodión, celofanes, vidrio poroso, vidrio finamente picado, precipitados orgánicos como ferrocianuro de cobre, zinc y fosfato de uranio. Todos ellos tienen defectos, como el permitir fugas, ser de corta duración, tener selectividad y poca reproducibilidad. Las membranas de acetato de celulosa (membranas AC) son las que han dado mejores resultados.

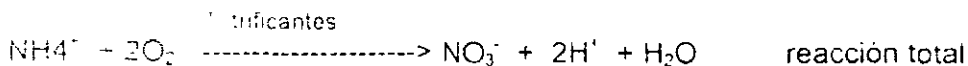
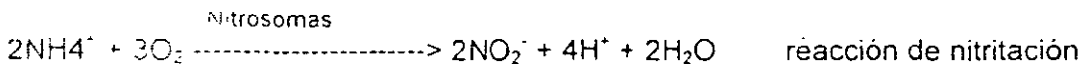
10.6 NITRIFICACION

Los principales compuestos químicos que contienen nitrógeno y que son importantes en el tratamiento de aguas residuales son el amoníaco, los compuestos orgánicos nitrogenados, los nitratos y los nitritos. El amoníaco existe en solución acuosa como amoníaco o como ión amonio. El nitrógeno total Kjeldahl (NTK), es el análisis empleado para determinar la concentración del nitrógeno orgánico y del amoníaco presentes en el agua residual. Para aguas municipales, las concentraciones típicas de NTK varían entre 15 y 50 mg/l.

Los inconvenientes por la descarga de efluentes conteniendo nitrógeno amoniacal son:

- 1) El amoníaco consume oxígeno de los cuerpos de agua receptores.
- 2) El amoníaco reacciona con el cloro para formar cloraminas, las cuales son menos efectivas que el cloro como desinfectante
- 3) El amoníaco es tóxico para la vida acuática.

La nitrificación es el proceso mediante el cual a través de bacterias autótrofas, el nitrógeno amoniacal es oxidado a iones nitrato. Estas bacterias llamadas nitrificantes consisten en dos géneros Nitrosomonas y Nitrobacter. La oxidación del amoníaco se lleva a cabo en dos pasos



En la reacción total se puede observar que existe un desprendimiento de iones H⁺, por lo que si la alcalinidad del sistema es insuficiente, el pH del medio va a decrecer. Es importante señalar que las bacterias nitrificantes son bastante sensibles a los cambios de pH. Cuando la alcalinidad es insuficiente, el sistema está limitado por carbono para los nitrificantes, por ello se debe agregar carbono en forma de carbonatos o bicarbonatos.

Los parámetros que afectan la nitrificación son:

- Oxígeno disuelto. Dado que la cinética depende de la concentración del O_2 , es importante que ésta se encuentre por arriba de 2 mg O_2/l .
- Temperatura. La cinética de oxidación se ve severamente afectada por las variaciones de temperatura. La velocidad de oxidación aumenta si la temperatura aumenta.
- pH. Se ha observado que el pH afecta la tasa de crecimiento de las bacteria nitrificantes, situándose el óptimo entre 7.5 y 8.5. A bajos pH se produce el ácido nitroso libre y a altos pH se libera el NH_3 . Ambos compuestos son inhibidores.
- Inhibidores. Las bacterias nitrificantes son muy sensibles a numerosos inhibidores orgánicos y minerales.
- Relación DBO/NTK. Se ha comprobado que la fracción de organismos nitrificantes presentes en el licor mezclado está relacionada con el factor DBO/NTK. Para relaciones mayores a 5 la fracción de organismos nitrificantes decrece.

Aplicaciones

Existen dos técnicas de aplicación del proceso de nitrificación: el proceso a cultivo fijo y el proceso a biomasa suspendida. Suponiendo que el suministro de aire sea suficiente, en general, se puede asegurar la nitrificación a temperaturas moderadas en los sistemas convencionales de lodos activados. En el sistema separado sería un proceso a bajas cargas orgánicas (0.5 kg DBO/kg-día) y con tiempos de retención celular mayores a los aplicados convencionalmente, es decir aproximadamente de 10 días (figura 10.11 a).

La selección del proceso combinado para cargas orgánicas altas de 2kg de DBO/Kg-día con tiempos de retención total entre 6 a 13 días de oxidación/nitrificación o un proceso con la etapa de nitrificación separada (Fig 10.11 b) depende de la evaluación de las ventajas y desventajas de cada uno. La ventaja del proceso combinado es que se minimiza la producción de lodos, en este proceso las ventajas son las siguientes.

- 1) Mejor control y optimación de cada proceso
- 2) Se maximiza la eficiencia de eliminación del N
- 3) El proceso es menos dependiente de la temperatura
- 4) Los compuestos orgánicos que pueden ser tóxicos a las bacterias nitrificantes son eliminado en el primer tanque:

Para pequeños flujos el proceso combinado es el preferido. De todas formas a la salida de proceso es deseable contar con un efluente con no más de 15 mg de DBO/l y no más de 5 mg de NTK/l

10.7 DESNITRIFICACION

Aunque es preferible tener un efluente nitrificado a uno que contiene nitrógeno amoniacal, altas concentraciones de nitratos pueden estimular el crecimiento indeseable de plantas y por lo tanto contribuir al problema de la eutroficación. Un crecimiento abundante de la vegetación acuática reduce la calidad del agua ya que:

- 1) Se incrementa el costo de tratamiento del agua porque los filtros se colmatan más frecuentemente.
- 2) Aparecen olores y sabores
- 3) Se forman pigmentos coloreados
- 4) Se forman precursores de trihalometanos
- 5) Con altos contenidos de nitratos en el agua (mayores a $10 \text{ mg NO}_3^- - \text{N/l}$) se produce la metahemoglobinemia infantil. (enfermedad de los "niños azules")
- 6) Existen fluctuaciones importantes de oxígeno en el cuerpo receptor.

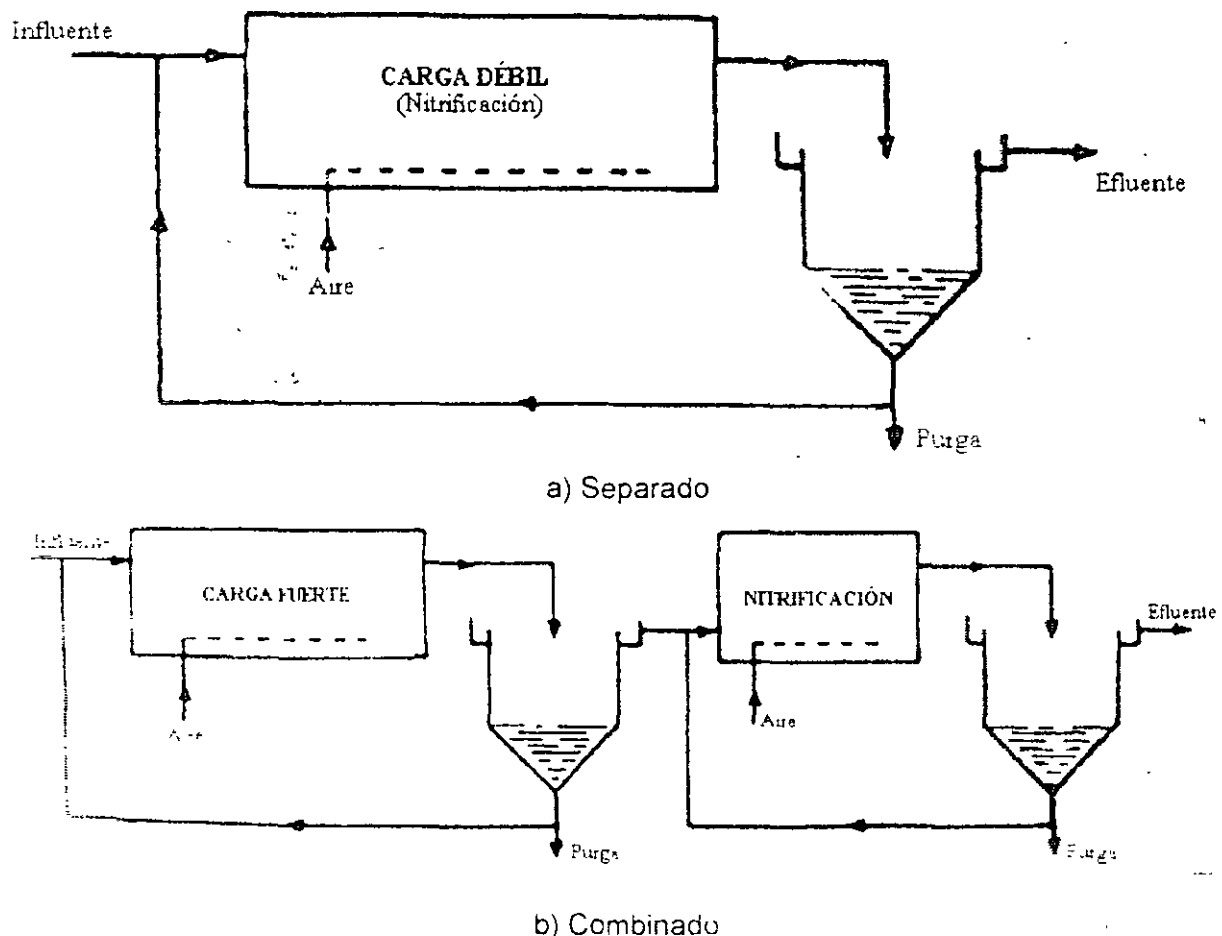
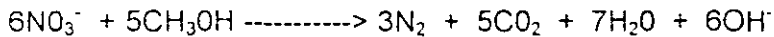
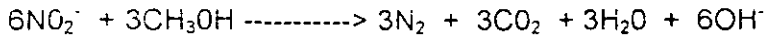
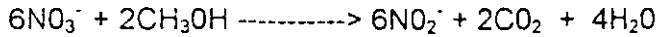


Fig. 10.11: Sistemas de Nitrificación separado y combinado

Se puede emplear un tratamiento biológico para eliminar los nitratos del agua residual. Este proceso es llamado desnitrificación, se requiere que previamente que el nitrógeno amoniacal haya sido oxidado a nitritos (nitrificación).

Algunas bacterias facultativas son capaces de obtener energía usando a los nitratos como aceptores de electrones, en ausencia de oxígeno, o medio anóxico. Estas bacterias reducen los nitratos a gas nitrógeno el cual es eliminado del medio hacia la atmósfera cabe señalar que además de la nitrificación y del medio anóxico, es necesario que exista una fuente de carbono para que la desnitrificación se lleve a cabo. Se han utilizado el metano, el etanol y el agua residual como fuentes de carbono. Si se utiliza el metanol como fuente de carbono se obtienen las siguientes reacciones:



La nitrificación biológica seguida de la desnitrificación es probablemente el método más ampliamente utilizado para la eliminación del nitrógeno del agua residual.

Aplicaciones

Al igual que la nitrificación, la desnitrificación se puede llevar a cabo en los procesos a biomasa suspendida o a biomasa fija, en condiciones anóxicas. Una distinción adicional se basa en si la desnitrificación se realiza en reactores independientes o en sistemas combinados de oxidación del carbono y nitrificación-desnitrificación utilizando agua residual como fuente de carbono.

El sistema de desnitrificación a biomasa suspendida es similar al proceso de lodos activados. Dado que el NO_2^- desprendido durante el proceso de desnitrificación se fija a menudo a los sólidos biológicos, se incluye una etapa de liberación del nitrógeno entre el reactor y los sedimentadores. Esta etapa se realiza por medio de aireación de los sólidos durante un corto periodo.

Los procesos combinados en los cuales se lleva a cabo la oxidación del carbono, la nitrificación y la desnitrificación, se han desarrollado para evitar la utilización de una fuente externa de carbono.

El proceso BARDENPHO utiliza agua residual urbana y la descomposición endógena de las bacterias como fuente externa de carbono. La tabla 10.5 presenta una comparación de los diferentes sistemas de desnitrificación.

Las variables que afectan al proceso de desnitrificación son:

- 1) Concentración del ión nitrato
- 2) Concentración del carbón
- 3) Temperatura. Si la temperatura es baja, la velocidad de desnitrificación también lo es por lo que el volumen del reactor aumenta.
- 4) pH. El intervalo óptimo está entre 6.5 y 7.5.

10.8 ELIMINACION DEL FOSFORO

El agua residual doméstica y el agua de drenaje de zonas agrícolas son las principales fuentes de fósforo, el que es el principal responsable del crecimiento de las plantas acuáticas y de la contribución a la eutroficación en general.

El fósforo en el agua residual puede presentarse en tres formas ortofosfato, polifosfato y fósforo inorgánico. En la mayoría de las aguas residuales el fósforo es eliminado por decantación primaria. Dado que no existe forma gaseosa del P, éste es eliminado por incorporación a una fase sólida. En los tratamientos biológicos convencionales es incorporado a la biomasa en exceso, estos procesos presentan una eliminación muy baja de fósforo (del 2 al 3%). Así, por ejemplo, en Europa alrededor de 10 a 15 mg P/l se encuentran en la salida del proceso. Para prevenir la eutroficación es necesario que las concentraciones sean inferiores a 1 mg P/l.

Desfosfatación por adición de productos químicos.

Cuando se añaden sales de aluminio o hierro al agua residual bruta, éstas reaccionan con el ortofosfato soluble hasta producir un precipitado. Cuando se usa la cal, el calcio y el hidróxido reaccionan con el ortofosfato para formar hidroxapatita insoluble. El fósforo orgánico y el polifosfato se eliminan a través de reacciones más complejas y por adsorción en partículas del flóculo. El precipitado se elimina como lodos primarios. Existen tres esquemas de tratamiento: precipitación primaria, precipitación simultánea en los lodos activados y tratamiento terciario. Las principales ventajas y desventajas de cada uno de ellos se encuentran en la tabla 10.6.

Tabla 10.5 Comparación de sistemas de desnitrificación alternativos

| Tipo de sistema | Ventaja | Inconvenientes |
|---|--|---|
| Crecimiento suspendido utilizando metanol después de una fase de nitrificación | Rápida desnitrificación instalaciones de pequeño tamaño estabilidad de funcionamiento, pocas limitaciones en las operaciones de la secuencia de tratamiento. Puede incorporarse fácilmente una etapa de oxidación del metanol en exceso, cada proceso puede optimizarse independientemente, es posible conseguir alto grado de eliminación de nitrógeno | Se requiere metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación, desnitrificación que en sistemas combinados |
| Crecimiento de cultivo fijo (columna) utilizando metanol después de una fase de nitrificación | Rápida desnitrificación se precisan instalaciones de pequeño tamaño, estabilidad de funcionamiento demostrada, estabilidad no vinculada al clarificador al estar los organismos fijados al medio, pocas limitaciones en las opciones de la secuencia de tratamiento, posible alto grado de eliminación de nitrógeno, cada proceso del sistema puede optimizarse por separado | Se requiere metanol, no es fácil incorporar el proceso de oxidación del metanol en exceso, se precisa un mayor número de procesos unitarios para la nitrificación - desnitrificación que en sistemas combinados |
| Oxidación del carbono-nitrificación combinados en un reactor de cultivo suspendido utilizando una fuente de carbón endógena | No se necesita metanol, se precisa un menor número de procesos unitarios | Tasas de desnitrificación muy bajas, se precisan instalaciones de gran tamaño, eliminación de nitrógeno menor que en el sistema basado en el metanol, estabilidad de funcionamiento al clarificador para el retorno de la biomasa opciones de la secuencia de tratamiento limitada cuando se precisa eliminar tanto N como P, no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos, difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente. |
| Oxidación del carbón y nitrificación combinadas en reactor de crecimiento suspendido utilizando el agua residual como fuente de carbono | No se necesita metanol, se precisa menor número de procesos unitarios | Bajas tasas de desnitrificación; se precisan instalaciones de gran tamaño; menor eliminación de nitrógeno que en el sistema basado en el metanol, estabilidad de funcionamiento vinculada al clarificador para el retorno de la biomasa, tendencia a la formación de bulking del fango, opciones de la secuencia de tratamiento limitadas cuando se requiere la eliminación tanto de N como de P; no existe protección de los nitrificantes contra los tóxicos; difícil de optimizar la nitrificación y desnitrificación independientemente |

Tabla 10.6 Ventajas y desventajas de la eliminación de fósforo en diversos puntos de una planta de tratamiento

| Nivel de tratamiento | Ventajas | Desventajas |
|----------------------|---|--|
| Primario | Aplicable a la mayoría de las plantas, eliminación superior de DBO y de sólidos suspendidos, mínimo trato de pérdidas de producto químico; posibilidad demostrada de recuperación de la cal | Mínima eficiencia del uso del metal del producto químico, pueden requerirse polímeros para la floculación, fango más difícil de deshidratar que el primario |
| Secundario | Mínimo coste; menores dosis de productos químicos que el primario, mejora de la estabilidad del fango activado, no se precisan polímeros | La sobredosis de metal puede causar la toxicidad a bajo pH; con aguas residuales de baja alcalinidad, puede ser necesario un sistema de control del pH, no puede utilizar la cal a causa del excesivo pH, sólidos inertes añadidos al líquido mezcla del fango activado, reduciendo el porcentaje de sólidos volátiles |
| Avanzado (terciario) | Mínimo fósforo en el efluente, máxima eficacia del uso del producto químico, recuperación de cal demostrada | Máximo costo de inversión; máxima pérdida de metal del producto químico |

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA UNIDAD DE DESINFECCION A BASE DE CLORO

1° GENERALIDADES

La unidad se compone de: caseta de cloración, almacén y tanque de contacto de cloro.

Caseta de cloración.

Este lugar es ocupado por los recipientes contenedores de cloro y el mismo clorador, se dimensionan con base en el tamaño, número de recipientes y la instalación del clorador.

Recipiente para cloro.

En estos recipientes una parte del cloro se encuentra en estado líquido y otra parte gaseosa, se llenan con gas licuado a alta presión, la cantidad de cloro líquido y gaseoso contenida en el recipiente varía de acuerdo con la temperatura.

Cuando se trabaja con la fase gaseosa, los dispositivos de salida de éstos contenedores operan mejor cuando se tiene una temperatura más baja que los sistemas de entrada del clorador. Se recomienda que la distancia entre el clorador y los tanques sea lo más corta posible

Uno de los problemas de operación que se tiene en los conductos, es la relicuación del gas cloro, ésto ocurre cuando el gas sale caliente del contenedor y fluye lentamente hasta el clorador y se enfría durante la noche, éste enfriamiento provoca que el gas se relicue. La frecuencia con que esto sucede depende de que tan fría se encuentre el área de almacenamiento, es por eso que se recomienda que los contenedores estén en un lugar cuya temperatura no sea menor de 10°C

Tabla 10.7 Características de los recipientes de cloro

| PESO DEL CONTENIDO | | PESO SOLO | | MÁXIMA CANTIDAD DE GAS (Cl ₂) QUE SE PUEDA EXTRAER | |
|--------------------|-----|-----------|-------|--|--------|
| lb | Kg | lbs | kg | lb/día | kg/día |
| 100 | 50 | 73 | 33 | 26 | 11.7 |
| 150 | 75 | 90-130 | 50-59 | 40 | 18.2 |
| 2000 | 908 | 1500 | 680 | 400 | 182 |

Además existen carros tanque de varias toneladas (10 a 50 toneladas)

Clorador

Este aparato toma el cloro de los contenedores en estado gaseoso y lo mezcla con agua a presión para obtener una solución de cloro, esto sucede en el inyector, donde el gas ya medido es disuelto en el agua, la solución resultante se descarga en el punto de aplicación.

El agua que se mezcla con el gas cloro en el inyector es suministrado a presión por una bomba que por lo regular es una bomba centrífuga tipo turbina, la elección de la bomba depende del gradiente hidráulico existente desde la instalación del clorador hasta el punto de aplicación, de la capacidad del inyector y de las curvas de eficiencia del inyector que proporciona el fabricante. Es importante hacer constar que el cálculo de las tuberías se debe hacer de tal manera que trabajen al vacío.

Capacidad del clorador

La dosis para la desinfección del agua residual depende de la procedencia del efluente, en la tabla 10.4 se presentan las dosis recomendadas de cloro para los efluentes de cada proceso de tratamiento.

Se da un intervalo de valores de las dosis ya que estas varían según las características del agua residual, por ésta razón deben realizarse estudios de laboratorio para determinar la dosis óptima de cloro, en cualquier caso, cuando se especifique el contenido de cloro residual en el efluente o se limite el número final de bacterias coliformes, la cantidad de cloro a aplicar, deberá determinarse experimentalmente, si ello es posible, sin embargo, en ausencia de datos concretos, pueden usarse los valores de la tabla señalada como orientación para elegir el equipo de cloración

2° NUMERO DE RECIPIENTES DE CLORO Y TAMAÑO DE LA CASETA

Para este ejemplo se recomienda de 5 a 10 mg/l, por lo tanto para estar del lado de la seguridad se considerarán 10 mg/l

La capacidad del clorador se calculará tomando en cuenta el gasto medio en este caso de 270 lps. por lo tanto la capacidad del clorador es de:

$$Cl_2/\text{día} = \text{Gasto [l/s]} \cdot \text{Dosis [mg/l]} = 270 (10) = 2700 \text{ mg/s} = 233.28 \text{ kg/día de cloro}$$

Tabla 10 8 Modelos y capacidades máximas de cloradores de una marca comercial

El clorador que se requiere para cubrir la capacidad calculada es el modelo V--2020 con rotámetro para 450 kg/día (Tabla 10 8)

| CLORADORES COMERCIALES | |
|-------------------------------|--------------------------------|
| MODELOS Y CAPACIDADES MÁXIMAS | ROTAMETROS CLORO EN KG/24 HRS. |
| V-2001 (45 kg/día de cloro) | 1/4.5/0/20/45 |
| V-2002 (90 " ") | 4.5/9/20/45/90 |
| V-2005 (225 " ") | 4 5/9/20/45/90/180/225 |
| V-2020 (900 " ") | 20/45/225/450/900 |
| V-2100 (4500 " ") | 450/900/1800/2250/3600/4500 |

Para definir las dimensiones del almacén, que puede estar en la caseta de cloración, es necesario conocer el tipo y número de contenedores que se requieren para satisfacer la demanda promedio diaria de cloro.

La capacidad del recipiente que se empleará es de 908 kg (Tabla 10.7).

La cantidad máxima de cloro en estado gaseoso que se puede extraer de éstos tanques a la temperatura del área de almacenamiento es de 182 kg/día, por lo tanto se tendrán conectados dos tanques en forma simultanea para obtener los 233.28 kg/día requeridos.

Los dos cilindros que se utilizan se colocan sobre balanzas de plataforma, a nivel del suelo y la pérdida de peso se usa como un registro del consumo de cloro.

Para definir el área de almacenamiento es necesario conocer el número de tanques que servirán de reserva, esto está en función del tiempo de almacenamiento el cual depende de lo distante que se encuentre el proveedor del gas cloro, por lo regular el tiempo de almacenamiento es de 30 días.

Para conocer el número de tanques que se deben adquirir el CEPIS(OMS/OPS) recomienda la siguiente fórmula:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C}$$

N = Número de tanques

Q = Consumo de cloro kg/día

t = tiempo de almacenaje o traslado

C = capacidad del tanque

El Ing. Jorge Arboleda Valencia, recomienda que además se sume un coeficiente "K" que varía de 1 a 10, según el tamaño de la planta y el número de unidades vacías y en transporte, quedando entonces la fórmula siguiente:

$$N = \frac{1.25 Q t}{C} + K$$

Para éste ejemplo, dado que el proveedor está en la ciudad de México el tiempo de almacenamiento será de 15 días, por lo que el número de tanques contenedores de 908 kg que se requieren se calcula de la siguiente manera.

El número de tanques que se necesitan son:

$$\text{No de tanques al mes} = \frac{15 \times \text{Consumo máximo de Cl}_2 \text{ al día}}{\text{Capacidad del tanque}} \times 1.25 + 1$$

$$\text{No de tanques al mes} = 1.25 \times \frac{15 \times 233.28}{908} \times 1.25 + 1 = 5.82 \approx 6 \text{ tanques}$$

$$\text{Numero de días que dura un tanque} = \frac{908}{233.28} = 3.89 \text{ días}$$

Numero de días que duran 6 tanques = $3.89 \times 6 = 23.34$ días

Como se instalan tanques "pares" , por seguridad (Ing. Arboleda) se consideró la compra de un tanque mas, por lo que resultó un total de 6 tanques

3° TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

Para disminuir los organismos patógenos remanentes, aquí se realiza el mezclado de la solución de cloro con el agua residual que viene del tren de agua. Para asegurar un mejor contacto del cloro con el agua a éstos tanques se les instala una serie de mamparas como se ve en la figura 10.3.

Para éste ejemplo, suponemos que por razones de espacio y funcionamiento conviene construir un tanque de contacto de cloro, el cual cubrirá la variación de gastos de todo el periodo de diseño.

Por lo general estos tanques se diseñan con tiempos de contacto de 15 a 30 min., para garantizar un buen mezclado durante todo el periodo de diseño, en este caso se calculará con un tiempo de contacto de 15 min.

Volumen del tanque:

$$\begin{aligned} \text{Volumen} &= \text{Gasto [m}^3/\text{s]} \times \text{tiempo. de contacto [seg]} \\ &= 0.270 (15 \times 60) = 0.270 \times 900 = 243 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El tirante puede ser de 1 a 2 m. en éste caso se utilizará un tirante de 1.70 m.

La forma del tanque es rectangular y tendrá una relación de largo (l) y ancho (b) de 2 a 1, por lo que el área es igual a.

$$\text{Area} = b \times l = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tirante}} = \frac{243}{1.7} = 142.9 \text{ m}^2$$

Conocida el área, el ancho del tanque, igual a la mitad del largo será.

$$b \times l = b \times 2b = 2b^2 = 142.9 \text{ m}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{142.9}{2}} = 8.45 \text{ m}$$

El ancho se ajustará a 8.5 m, y según la relación dada, el largo será de 17 m. Las dimensiones definitivas del tanque de contacto de cloro son:

Ancho : 8.5 m
Largo: 17 m
Tirante 1.7 m

Considerando 5 canales en el tanque, tenemos el ancho total de cada uno:

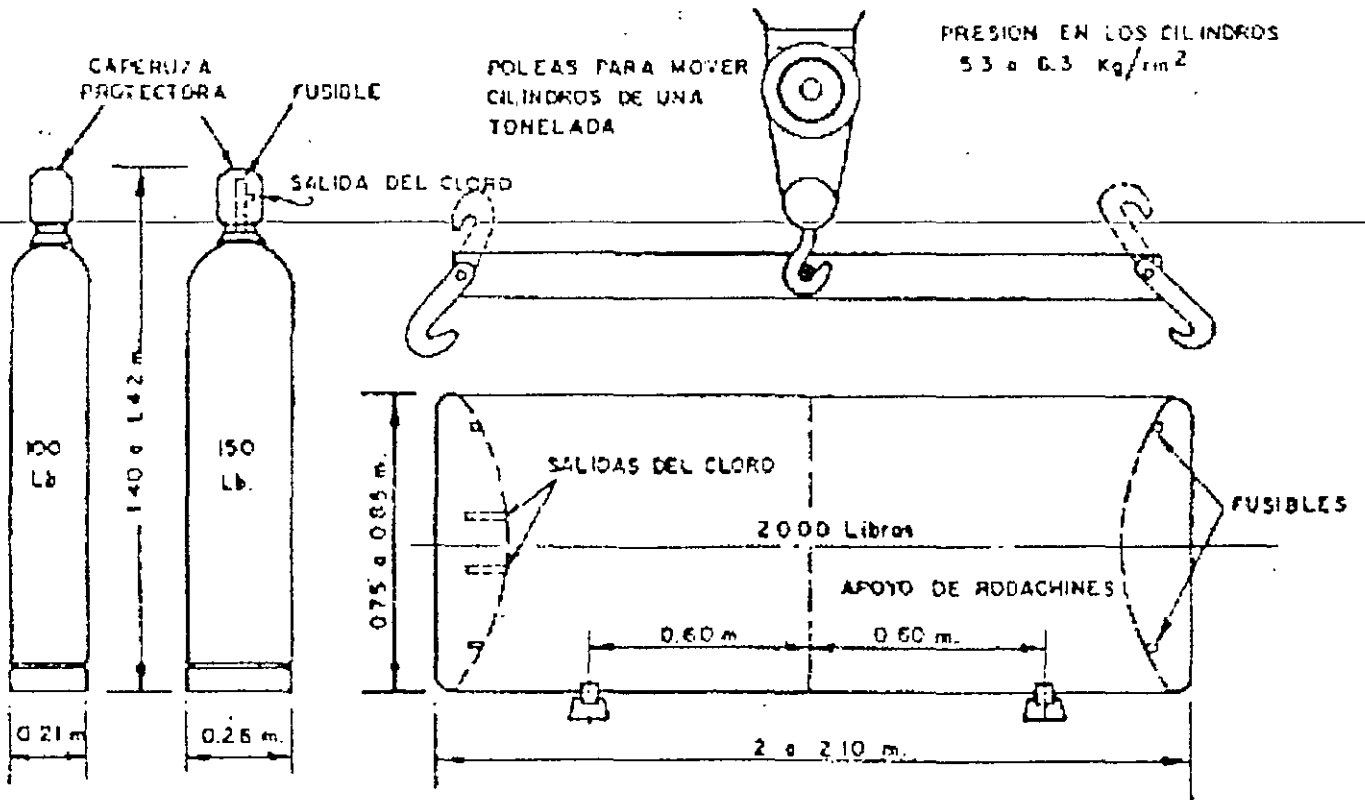
$$W = \frac{8}{5} = 1.7 \text{ m}$$

L_t = Longitud total = $17 \times 5 = 85\text{m}$

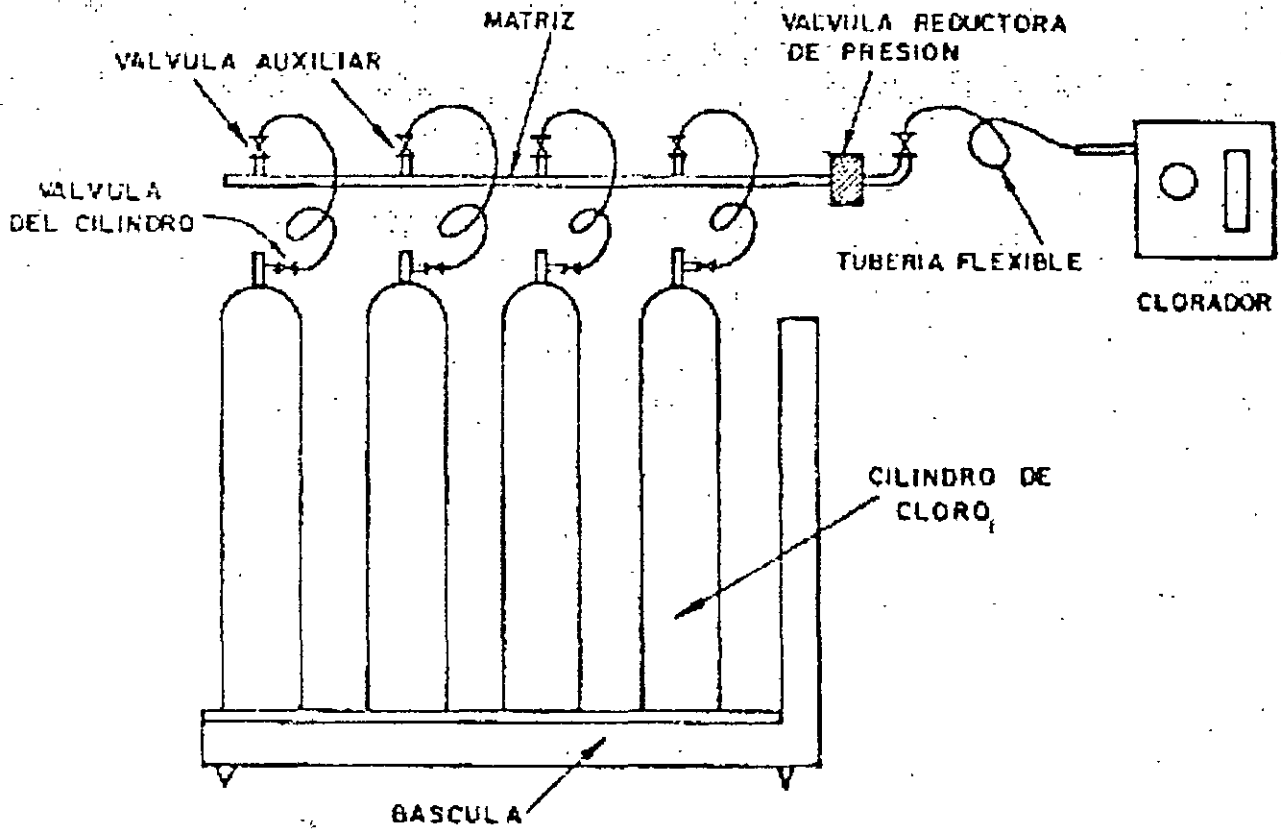
Relación L.W = $\frac{85}{1.7} = 50:1$

$$v = \frac{Q}{a} = \frac{0.270}{1.7 \times 1.7} = 0.0934$$

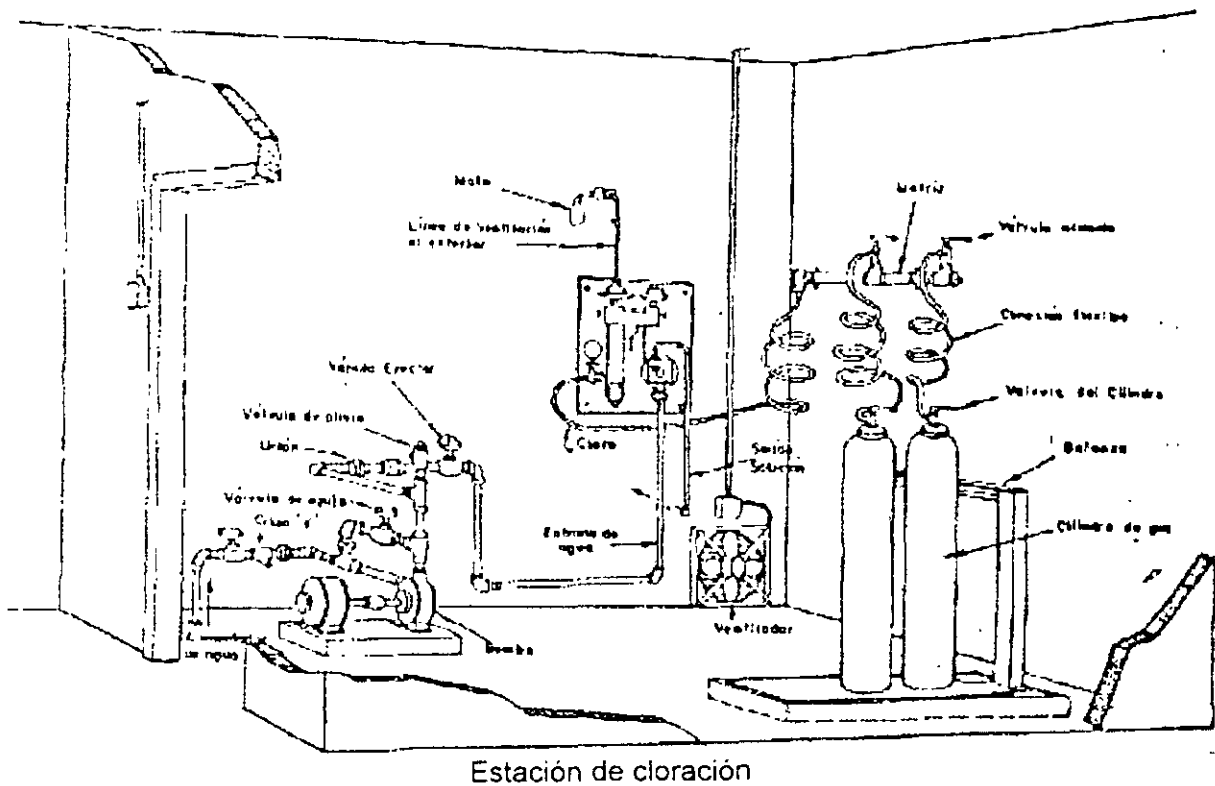
$$t = \frac{L_t}{v} = \frac{85}{0.0934} = 910 \text{ seg} = 15.16 \text{ min}$$



Tamaños de depósitos para cloro gaseoso



Sistema de conexión de cilindros de cloro (esquema)



Estación de cloración

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

11 TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES

- 11.1 PROCESOS EN SISTEMAS NATURALES
- 11.2 TRATAMIENTO EN SUELO A BAJA VELOCIDAD
- 11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA
- 11.4 TRATAMIENTO EN SUELO, ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
- 11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS) GENERALIDADES
- 11.6 TRATAMIENTO EN AGUA, BIOFILTRO HORIZONTAL (SFS)
- 11.7 TRATAMIENTO EN AGUA, CUERPOS CON SUPERFICIE LIBRE (FWS)
- 11.8 TRATAMIENTO CON LIRIO ACUÁTICO

11.1 PROCESOS EN SISTEMAS NATURALES

Desde que el ser humano apareció sobre la tierra, entre otras formas de disposición de los residuos ha depositado y dispuesto en el suelo las aguas residuales que producía, entonces observó que la disposición de desechos orgánicos en el terreno mejoraba las condiciones del mismo, actuando como abono de las tierras agrícolas, por ejemplo los aztecas ya utilizaban la excreta humana como abono, costumbre que se perdió después de la conquista. En la actualidad se ha desarrollado tecnología para la disposición del agua residual en el suelo y con métodos que permitan controlar este sistema, ya que la disposición de las aguas residuales en los sistemas naturales del suelo considerados como alternativas de tratamiento que pueden ser tan eficaces como otros procesos mas modernos, entre otras razones por la presencia de diversos microorganismos que degradan la materia orgánica.

En el medio ambiente natural los procesos físicos, químicos y biológicos de descomposición de la materia orgánica suceden cuando interactúan el agua, suelo, plantas, microorganismos y la atmósfera, el tratamiento en sistemas naturales se diseña para sacar ventaja de estos procesos; las plantas de tratamiento de aguas residuales aprovechan el conocimiento de las operaciones y los procesos (físicos, químicos y biológicos) que se presentan en los medios naturales tales como sedimentación, filtración, transferencia de gases, adsorción, intercambio iónico, precipitación química, oxidación química y procesos biológicos, pero necesitan ser apoyadas por una serie de equipos eléctricos y mecánicos que utilizan energía en forma intensiva lo que encarece su operación.

El término "tratamiento en sistemas naturales" generalmente se utiliza para describir los procesos que para lograr el tratamiento deseado dependen principalmente de los componentes naturales mencionados anteriormente, este tratamiento puede incluir bombas y tuberías para el transporte de los desechos líquidos hacia el lugar de tratamiento pero no dependerá de otra energía externa para obtener el mejor tratamiento

PRINCIPALES PROCESOS:

| | | | |
|-----------------------------------|---------------------------------|--|---|
| TRATAMIENTO EN SISTEMAS NATURALES | TRATAMIENTO EN SUELO | <ul style="list-style-type: none"> - Infiltración a baja velocidad - Infiltración rápida - Escurrimiento superficial | <ul style="list-style-type: none"> 1. Filtración como tratamiento 2. Irrigación |
| | TRATAMIENTO EN AGUA (HUMEDALES) | <ul style="list-style-type: none"> - Flujo subsuperficial (Biofiltro horizontal, SFS) - Superficie libre (FWS) (Plantas acuáticas fijas y flotantes) | <ul style="list-style-type: none"> - Naturales - Artificiales |

Características del tratamiento en sistemas naturales

La comparación de las características del sitio, características de diseño de los principales tipos de sistemas naturales se presentan en los cuadros 11.1 y 11.2

Todos los tratamientos de este tipo están precedidos por alguna forma de pretratamiento. Para las aguas residuales como cuando es necesario remover sólidos gruesos que puedan obstruir el sistema de distribución y conducir a condiciones molestas es necesario contar previamente como mínimo con cribado y desarenador o fosa séptica. La necesidad de tener un tratamiento y el alcance del mismo, previo a la aplicación, dependerá de los objetivos del sistema y los requerimientos legales para proteger el ecosistema. La capacidad de los sistemas naturales es finita, por lo que deben ser aprovechados y manejados en función de su capacidad.

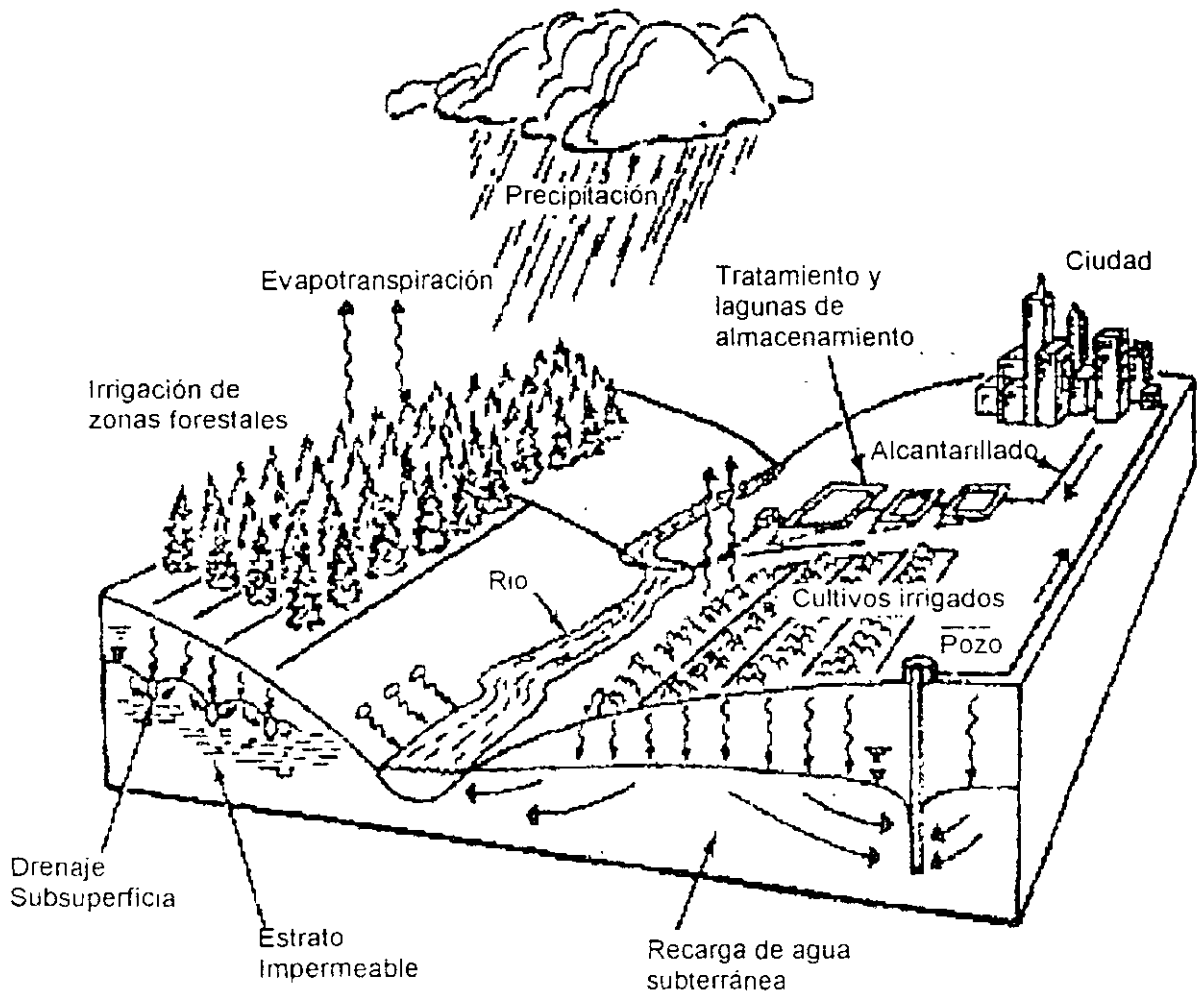


Fig. 11.1 Aplicación de aguas residuales en suelo.

Cuadro 11.1 Comparación de las características de sitio para tratamiento en sistemas naturales

| CARACTERISTICAS | BAJA VELOCIDAD | INFILTRACION RAPIDA | ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL | HUMEDALES (WETLANDS) | |
|--------------------------------|--|--|---|---|---|
| | | | | BIOFILTRO H. (SFS) | SUPERFICIE LIBRE (FWS) |
| Condiciones climáticas | Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias | no influye (posible modificación de operaciones en invierno) | Se requiere almacenamiento para el invierno y las lluvias | se puede necesitar almacenamiento en invierno | se puede necesitar almacenamiento en invierno |
| Profundidad del nivel freático | 2 a 3 pies mínimo | 10 pies (se aceptan profundidades menores cuando se instala drenaje) | No es crítico | No es crítico | No es crítico |
| Pendiente | Menor del 15% en tierras cultivadas, menor de 40% en bosques | No es crítico. pendiente excesiva requiere mucho movimiento de tierras | Pendientes finales de 1-8% | Usualmente menor de 5% | Usualmente menor de 5% |
| Permeabilidad del suelo | Moderadamente lento a moderadamente rápido | Rápido (arena, mantillo de arena) | Lento (arcilla, cieno con barreras impermeables) | Lento a moderado | Lento a moderado |

Cuadro 11.2 Comparación de características de diseño de las alternativas de tratamiento en sistemas naturales.

| Características | Baja Velocidad | | Infiltración Rápida | Esgurrimiento Superficial | HUMEDALES (WETLANDS) | |
|---|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---|---|----------------------------|
| | Tipo 1 | Tipo 2 | | | BIOFILTRO H. (SFS) | SUPERFICIE LIBRE (FWS) |
| Técnicas de aplicación | Aspersión o superficiales | Aspersión o superficie | Superficie generalmente | Aspersión o superficie | Aspersión o superficie | Superficie |
| Tasa anual de aplicación pies/año | 5.6 - 200 | 2.0-6.7 | 20-300 | 24-186 | 18-60 | 18-60 |
| Superficie requerida acres/mgal/d) | 56-200 | 170-550 | 3.7-56 | 6-45 | 18-62 | 18-62 |
| Tratamiento mínimo necesario previo a la aplicación | Sedimentación primaria | Sedimentación primaria | Sedimentación primaria | Cribado y desarenado | Sedimentación primaria | Sedimentación primaria |
| Eliminación del agua residual aplicada | Evapotranspiración y percolación | Evapotranspiración y percolación | Principalmente percolación | Esgurrimiento superficial evaporación y algo de percolación | Evapotranspiración, percolación y escorrentia | Algo de evapotranspiración |
| Necesidad de vegetación | Requerida | Requerida | Opcional | Requerida | Requerida | Requerida |

11.2 TRATAMIENTO EN SUELO, BAJA VELOCIDAD

Este tipo de tratamiento es el que predomina actualmente, incluye la aplicación de aguas residuales a tierras con vegetación para obtener tratamiento y para cubrir las necesidades de crecimiento de la vegetación. El agua aplicada, también se consume a través de la evapotranspiración o la percolación vertical y horizontal a través del perfil del suelo (Fig. 11.1), cualquier escurrimiento superficial es recolectado y vuelto a aplicar al sistema. El tratamiento ocurre cuando el agua aplicada percola a través del perfil del suelo, en muchos casos el agua percolada pasará al nivel freático, en algunos casos el agua percolada puede ser interceptada por las aguas naturales o recuperada mediante drenajes subterráneos o pozos de recuperación. La velocidad a la cual se aplica el agua en la tierra por unidad de área (carga hidráulica) y la selección y manejo de la vegetación son función de los objetivos planteados para el sistema y las condiciones del sitio (cuadros 11.1 y 11.2).

Los sistemas de baja velocidad se clasifican en dos tipos dependiendo de los objetivos. Se considera **tipo 1** cuando el principal objetivo es el **tratamiento de las aguas residuales** y la velocidad de la carga hidráulica no es debida a las necesidades de agua de la vegetación, sino que es limitado por los parámetros de diseño como la permeabilidad del suelo o la carga que contiene. Se le llama **tipo 2** cuando el objetivo es el **reuso del agua es para irrigación** de cultivos comestibles, ornamentales o bosques.

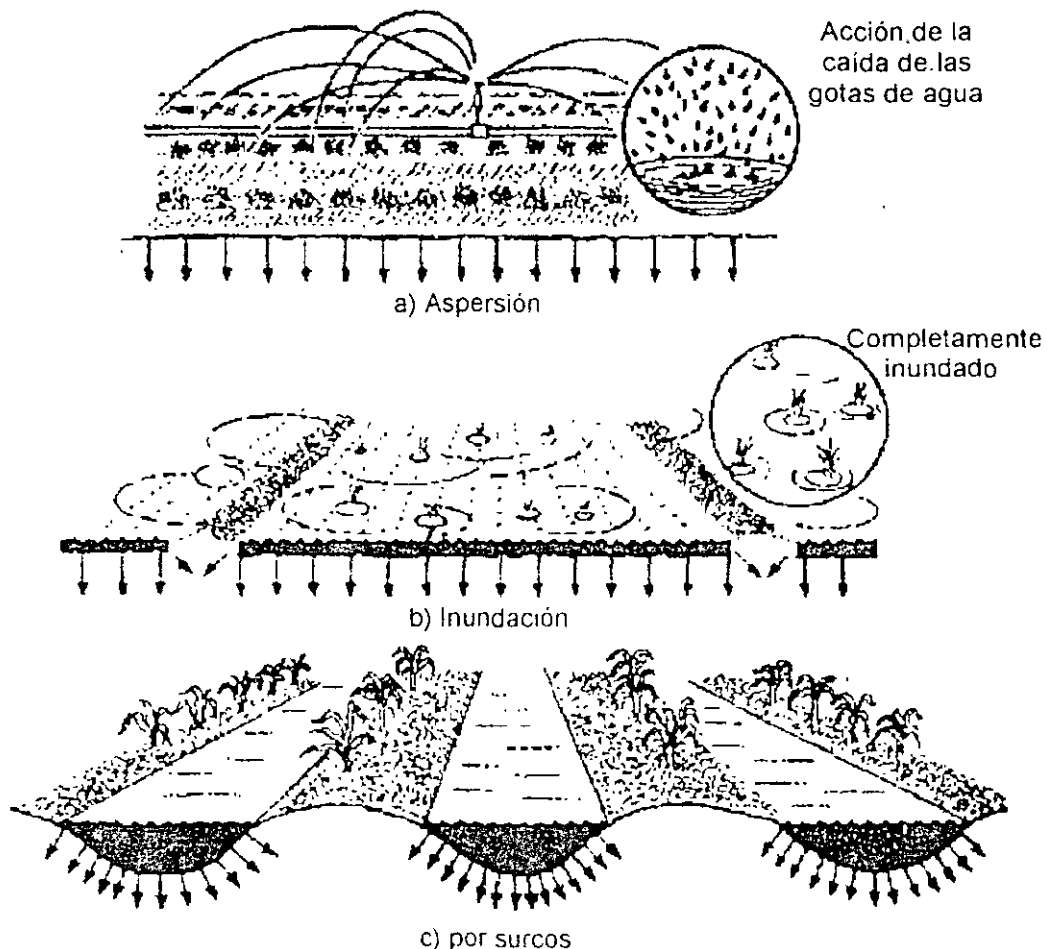


Fig. 11.2 Tratamiento en suelo, baja velocidad: a) aspersión, b) inundación y c) por surcos

El agua residual se puede aplicar al cultivo o vegetación por una variedad de métodos de rociado, o por técnicas superficiales como bordos y surcos (Fig. 11.2) Se usan ciclos intermitentes de aplicación generalmente cada 4 a 10 días, para mantener condiciones predominantes aerobias en el perfil del suelo. Las velocidades relativamente bajas de aplicación combinado con la presencia de vegetación y el ecosistema activo del suelo permite que este sistema tenga el mas alto potencial de tratamiento de todos los sistemas de tratamiento naturales como se muestra en el cuadro 11.3

Cuadro 11.3 Tratamiento en suelo. Comparación de la calidad en los efluentes.

| COMPONENTE | VALORES EN mg/lt | | | | | |
|-------------------------------------|------------------|--------|---------------------|--------|---------------------------|--------|
| | Baja Velocidad | | Infiltración rápida | | Escurrimiento superficial | |
| | Promedio | Máximo | Promedio | Máximo | Promedio | Máximo |
| Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) | <2 | <5 | 2 | <5 | 10 | <15 |
| Sólidos suspendidos | <1 | <5 | 2 | <5 | 15 | <25 |
| Nitrógeno amoniacal como N | <0.5 | <2 | 0.5 | <2 | 1 | <3 |
| Nitrógeno total como N | 3 | <8 | 10 | <20 | 5 | <8 |
| Fósforo total como P | <0.1 | <0.3 | 1 | <5 | 4 | <6 |

Variante del proceso experimentado en Francia.

Una variante que se experimentó en Francia consiste en adicionar al suelo una capa superficial de arena, a esta tecnología le llaman GEODEPURACION. El principio base de esta tecnología consiste en explotar la intensa actividad biológica y fisicoquímica de un macizo de arena. El campo de experimentación fue una planta piloto instalada en el centro turístico Orleans - La Source, que recurre al proceso de geodepuración por infiltración controlada (GEOPIC). Dimensionada para tratar las aguas residuales de una población de 100 habitantes, la estación está constituida por cuatro cuencas, cada una rellena con 1.50 m de arena lavada obtenida de un río cercano.

Diariamente se envía a cada una de las cuencas una ola de 40 cm de aguas negras pretratadas y decantadas. Gracias a la acción del oxígeno que contiene la arena, las materias orgánicas se oxidan. Los resultados son convincentes, ya que la carga bacteriana se reduce y disminuye en por lo menos 30 % el porcentaje de nitratos.

Numerosos sitios costeros son susceptibles de ser utilizados como estaciones de depuración. Con el uso de Sólo 1 m de superficie de tratamiento por habitante (contra los 10 m que utiliza el proceso clásico de lagunas), este método es aplicable sobre todo a las pequeñas comunidades de menos de 2 000 habitantes. Aunque el costo de instalación de una estación de geodepuración es casi igual al de una instalación tradicional (entre 190 y 230 dólares por habitante), los gastos de mantenimiento son menores.

Por último, esta variante del sistema puede adaptarse a los flujos de la población en lugares donde el turismo se halla más desarrollado, poniendo a funcionar todas las "cuencas" en temporada alta y sólo una parte en temporada baja. El agua tratada por **geodepuración** podría ser recuperada y reutilizada, especialmente para el riego de cultivos.

Cuadro 11.4 Sistemas de aplicación superficial. Datos típicos proyecto (C.N.A.)

| CARACTERÍSTICA | VALOR O DESCRIPCIÓN | |
|---|--|--------------|
| | Intervalo | Valor típico |
| SISTEMA DE SURCOS | | |
| Topografía ¹ | Desde terrenos prácticamente planos hasta pendientes ligeras | |
| Dimensiones | | |
| Longitud del surco (m) | 183-427 | |
| Espacio entre surcos (cm) ² | 51-102 | |
| Aplicación ³ | | |
| Tipo de tubo | Aluminio perforado | |
| Longitud del tubo (m) | 24.4-30.5 | |
| Períodos de descanso de la aplicación | Hasta de 6 semanas | |
| SISTEMA POR INUNDACION | | |
| Dimensiones de los bordos ⁴ | | |
| Ancho de los bordos (m) | 6.1-30.5 | |
| Pendientes (%) | 0.2-0.4 | |
| Longitud de los bordos (m) | 183-427 | |
| Método de distribución ⁵ | Canales o zanjas revestidas de concreto, tubería enterrada o superficial de aluminio perforada | |
| Período de descanso de la aplicación | Hasta 6 semanas | |
| Tasa de aplicación por metro de ancho de bordo ⁶ | | |
| Arcilla (l/m s) | 2-4 | |
| Arcilla (l/m s) | 10-15 | |

¹ Los terrenos relativamente planos son ampliamente utilizados en el riego por surcos que se trazan siguiendo la pendiente o si el terreno tiene una pendiente ligera los surcos se trazan a lo largo de las curvas de nivel.

² De acuerdo con el cultivo se determina el espacio entre surcos.

³ Se recomiendan tramos cortos de tubería, buscando con ello tener diámetros menores de los tubos y disminuir las pérdidas de carga. Las tuberías de alimentación pueden colocarse un poco más elevadas para dar una carga hidráulica de 0.9 a 1.2 m para lograr una distribución uniforme.

⁴ Las dimensiones de los bordos dependen del tipo de cultivo, de suelo y de la pendiente.

⁵ La distribución del agua residual para riego se lleva a cabo mediante un canal o zanja revestida con concreto, con compuertas en sus extremos, con tuberías enterradas como tubos de salida que conducen el agua a cada parcela en particular o con tuberías de aluminio perforada.

⁶ Las tasas de aplicación varían dependiendo del tipo de suelo.

Cuadro 11.5 Sistemas de aspersión fijos. Datos de proyecto (C.N.A.)

| Características | Valor o descripción | |
|--|---|--|
| | Intervalo | Valor típico |
| Espaciamiento entre aspersores (m) (Rectangular, cuadrado o triangular) Tasa de aplicación (cm/hora) ¹ | De 12.2 por 18.3 a 30.5 por 30.5 0.25-2.5 o mayores | De 18.3 por 24.4 a 24.4 por 30.5 0.4-0.6 |
| Boquillas de los aspersores ² | | |
| Tamaño de los orificios o aberturas (cm) Descarga por las boquillas (l/s) Presión de descarga (kN/m ²) Sistemas de control ³ | 0.64-2.54 0.25-6.3 200-700 Automático, manual, Semiautomático | 0.5-1.6 350-400 Automático |
| Tubos de salida ⁴ | | |
| Tipo Altura (m) | Tubo galvanizado o de PVC | 0.915-1.22 |

¹ Expresión para el cálculo de la tasa de aplicación.

$$\text{Tasa de aplicación (cm/hr)} = \frac{360 \text{ l/s (por aspersor)}}{\text{Superficie (m}^2\text{)}}$$

² Son recomendables los aspersores con una sola boquilla, pues es más difícil que ésta se obstruya.

³ El control puede efectuarse mediante válvulas de funcionamiento hidráulico o eléctrico.

⁴ La altura debe ser tal que permita extraer el cultivo, el dato que se presenta en el cuadro es para la hierba. Debe estar bien sujeto al tubo de salida para que las vibraciones de los aspersores de impacto no los dañen

Cuadro 11.6 Sistemas de aspersión móviles con pivote central. Valores típicos

| Característica | Valor o descripción |
|--|--|
| | Intervalo típico |
| Tamaño | |
| Longitud lateral (m) | 180-425 |
| Superficie de riego por unidad (ha) | 14-55 |
| Propulsión | |
| Tipo de transmisión | Hidráulica o eléctrica |
| Duración de un giro | De 8 horas a 1 semana |
| Primaria (presión con que se despiden el agua por el aspersor) | |
| En la boquilla (kN/m ²) | 350-450 |
| En el pivote (kN/m ²) | 550-650 |
| Topografía | Los sistemas pueden funcionar correctamente hasta en terrenos ondulados y hasta con pendientes de 15-20% |

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985

Cuadro 11.7 Selección del sitio para riego con aguas residuales. Factores y criterios (C.N.A.)

| FACTOR | CRITERIO |
|---|---|
| SUELO | |
| Tipo | De preferencia suelos de tipo margoso, siendo aceptables suelos arenosos y arcillosos |
| Drenabilidad | Recomendable un suelo bien drenado |
| Espesor | Se recomienda un espesor relativamente uniforme de 1.5 m a 1.8 m o mayor, para todo el terreno de cultivo |
| AGUA SUBTERRANEA | |
| Distancia hasta la capa freática | Al menos 1.5 m. En caso de ser necesario puede utilizarse drenaje para tener esta distancia |
| Control del agua subterránea | Se requerirá para recargar el agua subterránea en casos en que el nivel de aguas freáticas se encuentre por debajo de 3.1 m de la superficie. |
| Movimiento del agua subterránea | Debe determinarse la velocidad y la dirección del movimiento |
| Pendientes | Hasta del 20% con o sin terrazas |
| Aislamiento | Es recomendable que el emplazamiento se encuentre retirado de la población. La distancia dependerá de las características del agua residual, del método de aplicación y del tipo de cultivo |
| Distancia de la fuente de agua residual | Deberá determinarse aplicando criterios económicos |
| Formaciones subterráneas | Resulta recomendable obtener mapas y estudiar las formaciones del subsuelo, para determinar si se pueden contaminar los acuíferos al infiltrarse y/o percolarse el agua residual aplicada |

11.3 TRATAMIENTO EN SUELO, INFILTRACION RAPIDA

En este sistema, a las aguas residuales que han recibido algún tratamiento previo, se les aplica una infiltración superficial con un horario intermitente en depósitos separados como se muestra en la figura 11.3. También se ha utilizado aguas residuales por aspersión a alta velocidad, generalmente no se provee de vegetación a los depósitos de infiltración, pero si es necesaria cuando se aplica la aspersión. Las pérdidas por evaporación son una pequeña fracción del agua aplicada, debido a que las velocidades de aplicación son relativamente altas, por ello la mayor cantidad del agua aplicada percola a través del perfil del suelo. Los objetivos de diseño para estos sistemas incluyen: 1. Tratamiento seguido por una recarga de acuíferos para aumentar los abastecimientos de agua o para prevenir intrusión salina. 2.- Tratamiento seguido de recolección utilizando subdrenajes o extraído por bombeo - 3.- Tratamiento seguido por un flujo del acuífero y descarga en la superficie. El tratamiento

potencial de los sistemas de infiltración rápida es algo menor que los de baja velocidad, debido a la pequeña capacidad de retención de los suelos permeables y la relativamente alta carga hidráulica (cuadro 11.3).

La aplicación de las aguas residuales a los estanques de infiltración se realiza de manera intermitente, es decir, proporcionando etapas de descanso para el terreno. El período de aplicación del influente depende de las características del suelo y de la tasa de aplicación de las aguas residuales y puede estar en un rango de pocas horas hasta varias semanas, durante los períodos de no aplicación del agua debe permitirse el drenado del suelo, lo que permite la entrada de aire, evitando que en el suelo se presente un estado anaerobio. Este sistema puede ser utilizado cuando se dispone de terrenos con la extensión y características convenientes. El efluente que se obtiene es de buena calidad y puede dársele reuso agrícola, industrial, municipal y en la recarga de acuíferos.

Criterios de diseño

El diseño de un sistema de tratamiento por infiltración rápida, involucra elementos tales como: objetivos del mismo, características que debe tener el terreno, nivel de tratamiento previo que se requiere, cargas de aplicación y condiciones climatológicas. Para el proyecto se pueden utilizar los valores que se muestran en el cuadro 11.8

Cuadro 11.8 Infiltración rápida Parámetros de diseño

| Parámetro | Valor típico |
|--|-------------------------------------|
| Carga Orgánica* | 2.2 a 11.2 g DBO/día-m ² |
| Períodos de aplicación | 9 horas a 2 semanas |
| Períodos de drenado | 15 horas a 2 semanas |
| Numero mínimo de estanques de infiltración | 2 |
| Altura de bordos | 1.2 |
| Profundidad de drenes subterráneos | 1.8 m o más. |

*Esta restricción en la carga orgánica disminuye el rango de aplicación de carga hidráulica a un intervalo de 0.02 a 0.08 m³/día-m, equivalentes a requerimientos de área de 1080 a 4320 m² por cada l/s de gasto medio. En caso de tratarse de efluentes secundarios, la limitación de carga orgánica resulta de requerimientos de terreno de 200 a 400 m² por cada l/s de gasto medio.

Fuente: CNA. Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos.

Resulta indispensable que la aplicación se realice por etapas, es decir, de manera intermitente, esto ayuda a conservar las cargas de proyecto y que el suelo pueda renovar sus características y propiedades que propician la depuración de las aguas residuales que hayan sido depositadas en él. Durante un período de entre 5 y 20 días debe darse reposo al suelo evitando aplicar aguas negras en él, gracias a ello se logra la aereación del suelo mediante la penetración del oxígeno en los poros del suelo y se mantiene el estado aerobio. Cuando se alcanza el secado de la superficie tiene lugar la descomposición de la materia orgánica y el proceso de nitrificación, estos procesos a su vez, ayudan a mantener las condiciones de infiltración aceptables en el suelo, por ejemplo, la capa de materia orgánica que obstruye el flujo del agua a través del suelo es removida al ocurrir su descomposición; la nitrificación permite la liberación de puntos de adsorción de amonio en los suelos de tipo arcilloso y en los humus.

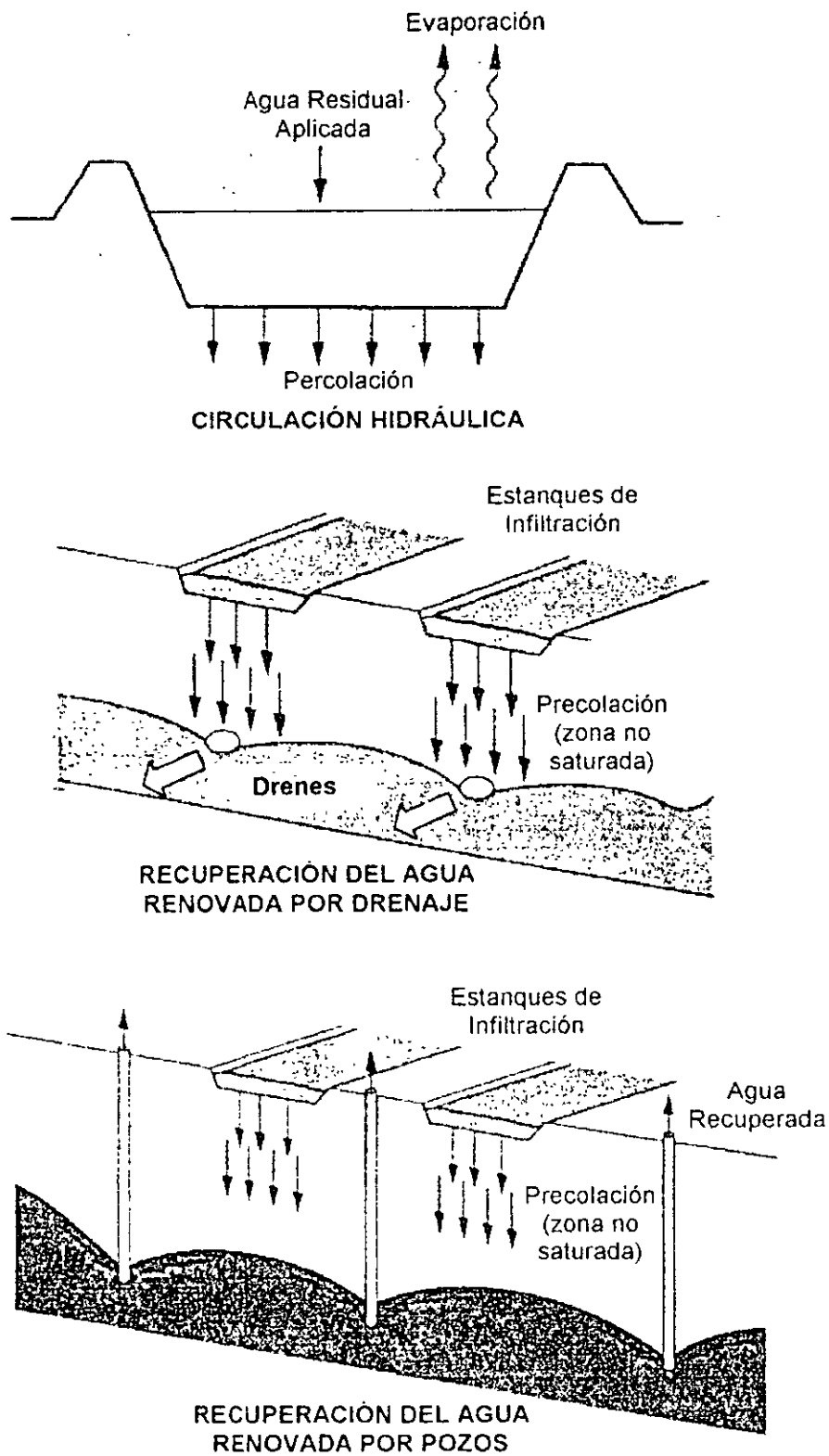


Fig. 11.3 Procesos de tratamiento mediante infiltración rápida

Una vez que haya transcurrido el tiempo en que descansó el terreno y se inicie la nueva aplicación de agua residual hasta inundar el emplazamiento, el nitrato se lixivia hasta que se establezcan condiciones anaerobias y tenga lugar la desnitrificación.

Carga hidráulica. Comúnmente, las tasas de aplicación fluctúan en un intervalo de 6 a 120 m³/m².año. En el cuadro 11.9 se muestran valores de las cargas hidráulicas comunes en sistemas de infiltración rápida, tomando como ejemplos algunos sistemas ubicados en los Estados Unidos de América.

Cuadro 11.9 Infiltración rápida. Valores de cargas hidráulicas en algunos sistemas de E.U.A.

| Ubicación del emplazamiento | Carga hidráulica (m ³ /m ² .año) | Tipo de suelo | Nivel de tratamiento previo del efluente |
|--|--|---------------|--|
| Whittier Narrows (Los Angeles, California) | 127 | Arena | Secundario |
| Flushing Meadows, Arizona | 110 | Arena | Secundario |
| Santee, California | 81 | Grava | Secundario |
| Lake George, Nueva York | 43 | Arena | Secundario |
| Calumet, Michigan | 34 | Arena | Sin tratamiento |
| Ft Devens, Massachusets | 29 | Arena y grava | Primario |
| Hemet, California | 33 | Arena | Secundario |
| Westby, Wisconsin | 11 | Marga limosa | Secundario |

Carga Orgánica La concentración de materia orgánica que se tenga en el influente aplicado, determinará las condiciones aerobias o anaerobias que se presenten en el suelo. Puede ejercerse un control de dichos estados por medio de ciclos de aplicación intermitentes; es decir que, durante las etapas en que no se aplica agua residual al terreno, el aire penetra en el suelo con lo que se proporciona oxígeno a los microorganismos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica. Algunos ejemplos de cargas orgánicas de aplicación en sistemas de infiltración rápida en los Estados Unidos de América se muestran en el Cuadro 11.10

Cuadro 11.10 Infiltración rápida. Valores de cargas orgánicas en algunos sistemas de E.U.A.

| Tipo de influente y ubicación del sistema | Carga orgánica (Kg. de DBO ₅ /ha-día) | Relación entre el tiempo de descanso o secado del terreno y período de aplicación |
|---|--|---|
| Agua residual producida por industrias alimenticias | | |
| Leicester, Nueva York | 560 | 5:1 |
| Delhi, Nueva York | 270 | 3:1 |
| Sumter, Carolina del Sur | 120 | 2:1 |
| Agua residual municipal | | |
| Santee, California | 64 | 1:1 |
| Flushing Meadows, Arizona | 50 | 1:1 |
| Whittier Narrows, California | 22 | 1.6:1 |
| Lake George, Nueva York | 21 | 13:1 |
| Westby, Wisconsin | 10 | 1:1 |

Fuente: Metcalf y Eddy. Ingeniería Sanitaria. Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España, 1985.

Carga de nitrógeno. La desnitrificación constituye el principal proceso de remoción del nitrógeno en los sistemas de infiltración; cuando se trata de sistemas con altas tasas de aplicación, no es sólo el procedimiento de eliminación más significativo, sino que es el único que ocurre.

La degradación de este elemento puede verse notablemente incrementada si se aplica periódicamente el agua residual en los suelos y se deja una etapa de descanso o reposo para ellos, teniendo entonces condiciones aerobias y anaerobias de acuerdo con el ciclo de aplicación y reposo que se ejecute, con esto es factible obtener eficiencias hasta del 80% en la degradación del nitrógeno con el efecto conjunto de la desnitrificación y la adsorción de amoníaco durante la etapa de aplicación e inundación.

Cargas de otros componentes. Debido a que en los sistemas de infiltración rápida se disponen elevadas cargas hidráulicas, resulta factible que se presenten concentraciones significativas de elementos tales como fósforo, metales pesados y sales solubles; sodio, cloruros y sulfatos. La capacidad de retención de los tipos de suelos empleados en sistemas de infiltración rápida es baja para asimilar sales solubles, pero resulta elevada para metales pesados y fósforo. También resulta limitada la remoción de sodios, cloruros y sulfatos.

11.4 TRATAMIENTO EN SUELO ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Los sistemas de escurrimiento superficial, también conocidos como sistemas de circulación superficial en lámina, se caracterizan porque el agua residual es aplicada en la parte superior de terrenos inclinados o terrazas dispuestas para éste fin, tales terrenos son poco permeables y generalmente cuentan con una cubierta vegetal. Se permite el escurrimiento del agua residual a través del terreno y en la parte baja se recolecta por medio de canales o zanjales.

La remoción de los contaminantes tiene lugar gracias al efecto combinado de procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en la lámina de agua que se encuentra en contacto

con el suelo, la vegetación y los microorganismos. Los principales mecanismos de remoción que ocurren en este tipo de sistemas son: la filtración simple del agua, la nitrificación biológica, adsorción de nutrientes por las plantas; inactivación de microorganismos patógenos por la luz solar, intercambios iónicos con el suelo y bioxidación.

Cuadro 11.11 infiltración rápida. Periodos de aplicación.

| Localización y/ estación del año | Objetivo de la disposición | Tiempo de aplicación | Período de descarga | Tipo de terreno |
|----------------------------------|---|----------------------|---------------------|----------------------------------|
| Calumet, Michigan | Obtener mayores tasas de infiltración | 1 a 2 días | 7-14 días | Arena, sin limpiar |
| Flushing Meadows, Arizona | | | | |
| Infiltración máxima | Aumentar la capacidad de adsorción del amoníaco | 2 días | 5 días | Arena con una capa vegetal |
| Verano | Elevar la eliminación de nitrógeno | 2 semanas | 10 días | Arena con una capa vegetal |
| Invierno | Elevar la eliminación de nitrógeno | 2 semanas | 20 días | Arena con una capa vegetal |
| Fort Devens, Massachusetts | Maximizar las tasas de infiltración | 2 días | 14 días | Hierba sin limpieza |
| | Maximizar la eliminación de nitrógeno | 7 días | 14 días | Hierba sin limpieza |
| Lake George, Nueva York | | | | |
| Verano | Aumentar las tasas de infiltración | 9 horas | 4-5 días | Arena sin impurezas |
| Invierno | Aumentar las tasas de infiltración | 9 horas | 5-10 días | Arena sin impurezas |
| Tel Aviv, Israel | Elevar la renovación del agua residual aplicada | 5-6 días | 10-12 días | Arena |
| Vineland, Nueva Jersey | Maximizar las tasas de infiltración | 1-2 días | 7-10 días | Arena con sólidos ⁽²⁾ |
| Whittier Narrows, California | Maximizar las tasas de infiltración | 9 horas | 15 horas | Gravilla |
| Westby, Wisconsin | Aumentar al máximo las tasas de infiltración | 2 semanas | 2 semanas | Con hierba |

(1) Limpiar el terreno consiste en eliminar físicamente los sólidos suspendidos

(2) En la superficie del suelo ocurre la mezcla de las partículas de éste y de los sólidos

Fuente Metcalf y Eddy Ingeniería Sanitaria Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Barcelona, España 1985

Cuadro 11.12 Infiltración rápida, características del proceso y calidad del efluente

| Característica | Valores típicos |
|---|---|
| Disposición del agua residual | Superficial, por anegamiento del terreno |
| Tasa anual de aplicación (m/año) | 6 a 171 |
| Requerimientos de área (m ² por l/s) | 185 a 5 174 |
| Tasa semanal de aplicación (cm/semana) | 10 a 305 |
| Tratamiento previo mínimo recomendado | Sedimentación primaria |
| Destino final del agua tratada | Recuperación con drenes o percolación al acuífero |
| Requerimientos de cubierta vegetal | Opcional |
| Pendiente del terreno | No es un factor crítico; pendientes muy grandes requieren de mayor de tierras para construcción de bordos |
| Permeabilidad del suelo | Alta (arenas o limos arenosos) |
| Profundidad del nivel de aguas freáticas | Al menos de 3 m. Se pueden aceptar menores profundidades si se cuenta con drenes subterráneos |
| Calidad del efluente | Percolación de efluente primario o secundario a través de 4.5 m de suelo |
| DBO (mg/l) | Promedio: 2 Máxima: 5 |
| SST (mg/l) | Promedio: 2 Máxima: 5 |
| N-NH ₃ | Promedio: 0.5 Máxima: 2 |
| NTK | Promedio: 10 Máxima: 20 |
| P | Promedio: 1 Máxima: 5 |

Fuente, CNA. Manual para la Selección de sistemas alternativos de tratamiento de las aguas residuales y lodos producidos. México, 1989.

La técnica del escurrimiento sobre el terreno no es un simple sistema de vertido sino que implica la recolección una vez que el agua ha fluido a través del suelo; es aplicable a suelos poco permeables y puede utilizarse como un proceso de tratamiento terciario, cuando su objetivo es mejorar la calidad de los efluentes tratados hasta un nivel secundario.

El terreno debe cubrirse con árboles o plantas (como henos de forrajes) con la finalidad de disminuir el riesgo de erosión y ayudar a la eliminación de nutrientes; la percolación que se puede producir es por lo general, poco significativa debido a la naturaleza impermeable del terreno seleccionado. Es necesario efectuar la preparación del terreno pues se precisa nivelarlo e igualarlo, con el fin de evitar la formación de pequeños canales y de puntos bajos que interfieran en el escurrimiento del agua a través de las terrazas.

El agua residual suele aplicarse mediante boquillas rociadoras u otros sistemas de aplicación que la distribuyen sobre la superficie del terreno. La pendiente del terreno depende de la carga hidráulica aplicada, siendo el tiempo de retención un factor importante para lograr un tratamiento completo; la velocidad de circulación debe ser baja para evitar la erosión. La

pendiente no puede ser muy reducida, pues esto puede ocasionar que se desarrollen condiciones anaerobias si ocurre el almacenamiento del agua. Pueden aplicarse hasta 175 mm/semana y con etapas de descanso de 16 a 18 horas por cada 6 a 8 horas de funcionamiento.

Es recomendable que el agua residual dispuesta sobre las terrazas recorra al menos una distancia de 90 metros, para que a lo largo de este trayecto ocurra el tratamiento; sin embargo tal longitud dependerá de las características del agua vertida, de las propiedades del terreno, de la cubierta vegetal y de los microorganismos presentes en el suelo. En la figura 11.4 pueden observarse las principales características y criterios de aplicación de los sistemas de escurrimiento superficial.

El principal objetivo del riego por escurrimiento superficial en lámina es el tratamiento del agua residual aplicada sobre las terrazas. Un objetivo secundario es la producción agrícola; entre los cultivos recomendados se encuentran forrajes, cultivos perennes, tolerantes a altas humedades en el suelo y con raíces profundas

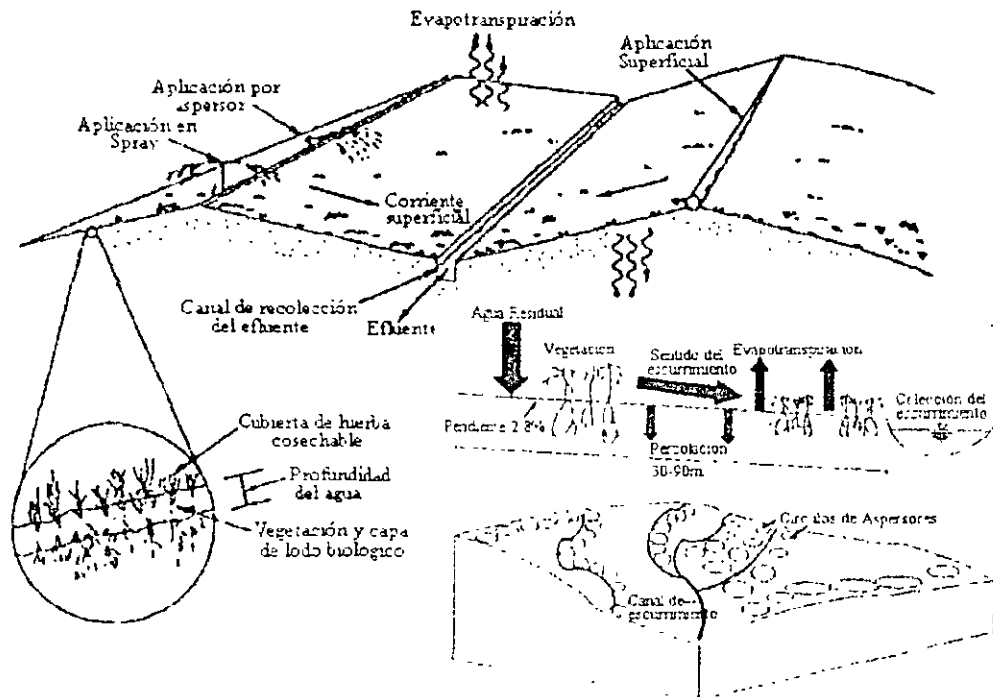


Fig. 11 4 Tratamiento mediante escurrimiento superficial.

La disposición del agua residual debe cumplir con lo siguiente:

- Evitar encharcamientos en el suelo ya que pueden provocar condiciones insalubres.
- Impedir que se presenten condiciones anaerobias en el agua
- Mantener o conservar la humedad suficiente para que sobrevivan los microorganismos en la superficie del suelo.

La aplicación del agua puede efectuarse mediante canales abiertos con compuertas o tuberías con válvulas u orificios. En algunos casos, de acuerdo con la geometría del sistema, puede requerirse construir planchas de concreto o mampostería con estructuras de disipación de energía del agua y a su vez como un medio de distribución de la misma sobre el terreno.

Generalmente el agua recorre distancias entre 30 y 60 m. pero son recomendables recorridos al menos de 90 m. por lo explicado anteriormente, el empleo de terrazas es común en terrenos extensos. La determinación de la pendiente adecuada del terreno debe ser estudiada cuidadosamente, dado que si es muy pequeña puede provocar encharcamientos y si es muy grande, ocasiona erosión.

Para este tipo de sistemas son útiles suelos con baja permeabilidad, como pueden ser arcillas y limos arcillosos. Las pendientes pueden considerarse en rangos de 2 a 8% y se debe contar con superficies suficientemente lisas para permitir el escurrimiento del agua residual. En caso de utilizarse pendientes mayores al 8%, pueden ocurrir: problemas de erosión, ser necesarias longitudes mayores para lograr la depuración esperada y presentar dificultades al utilizar maquinaria para la labranza. Es recomendable sembrar pasto en el terreno, para que en él puedan subsistir los microorganismos que llevan a cabo la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual aplicada, debe preverse la construcción de obras para desalojar las excedencias, como puede ser una canal de demasías.

Debido a la baja permeabilidad de los suelos utilizados en este tipo de sistemas, el peligro de la contaminación de las aguas subterráneas es reducido, pero a pesar de esto, es recomendable que el nivel de aguas freáticas tenga una profundidad de al menos 60 cm; de manera tal que no se encuentre saturada la región de las raíces de las plantas.

Cuadro 11 13 Esgurrimiento superficial. Eficiencias de remoción

| Parámetro | Eficiencia de remoción (%) |
|---------------------|----------------------------|
| DBO | 80 a 95 |
| DQO | 80 |
| Sólidos suspendidos | 80 a 95 |
| Nitrógeno total | 70 a 90 |
| Fósforo total | 40 a 80 |
| Metales | 50 |
| Microorganismos | 98 |
| Sólidos disueltos | 30 |
| Coliformes fecales | 90 a 99 |

Fuente: "Land Treatment of Municipal Wastewater Effluents" G. Mor an Powell, Denver, U.S.A , 1975

Cuadro 11.14 Esgurrimiento superficial. Características del proceso y calidad del efluente

| | |
|--|---|
| Técnica de aplicación del agua residual | Mediante aspersión o de manera superficial con el uso de canales con compuertas, tuberías con orificios o con válvulas |
| Tasa anual de aplicación (m/año) | 3 1-21 4 |
| Necesidades de área (M ² por l/s) | 1 478 a 10 164 |
| Tasa semanal de aplicación (cm/semana) | Efluente secundario 15 24 a 40 64 |
| Carga hidráulica Requerimientos de terreno | 3.3 a 9.8 m/año 3200 a 9240 m ² por l/s |
| Carga orgánica Requerimientos de terreno | 0 56 a 5.6 g de DBO ₅ por m ² /día, para influente con 150 mg/l de DBO ₅ De 2300 a 23000 m ² por cada l/s de gasto medio |
| Tratamiento previo mínimo recomendado | Pretratamiento (cribado y desarenación) |
| Destino final del agua tratada | Esgurrimiento superficial, evapotranspiración, percolación al acuífero y captación del agua tratada en zanjas de recolección |
| Cubierta vegetal | Es necesaria su existencia |
| Pendiente del suelo o de las terrazas (bancales) | 2 a 8% |
| Permeabilidad del suelo | Baja, menor a 0 5 cm/año |
| Profundidad del nivel de aguas freáticas | No es un factor de importancia para este tipo de sistemas |
| CALIDAD DEL EFLUENTE, para un esgurrimiento de aguas municipales con pretratamiento a lo largo de una distancia de 45 m de terreno | |
| DBO ₅ | Promedio 10 mg/l Máxima 15 mg/l |
| SST | Promedio 10 mg/l Maxima 20 mg/l |
| N-NH ₃ | Promedio 0 8 mg/l Máxima 2 mg/l |
| NTK (Nitrogeno total Kjeldhal) | Promedio 3 mg/l Máxima: 5 mg/l |
| P | Promedio 4 mg/l Máxima. 6 mg/l |
| Régimen hidráulico de aplicación | 6 a 8 horas de aplicación y 16 a 18 horas de descanso, de 5 a 6 días por semana |
| Recuperación del agua en canales colectores | 40 a 80% del agua aplicada, dependiendo de la temperatura, humedad relativa, velocidad del viento y tipo de cultivos |

Fuente CNA, Manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos México, 1989.

11.5 TRATAMIENTO EN AGUA, HUMEDALES (WETLANDS)

Los humedales (wetlands) se definen como tierras en donde el agua superficial en (o arriba de) la superficie del suelo, permanece el tiempo suficiente cada año para mantener el suelo en condiciones de saturación y de permitir el crecimiento de la vegetación existente.

Los humedales son áreas de tierra inundadas, con profundidades típicas menores de 60 centímetros que apoyan el crecimiento de plantas "emergentes", tales como el tule, espadaña, carrizo y junco (ver fig. 11.5). La vegetación provee la superficie para la formación de una película de bacterias, ayuda en la filtración y adsorción de los componentes de las aguas residuales, transferencia de oxígeno en la columna de agua y controla el crecimiento de algas al restringir la penetración de la luz solar. Además de los humedales naturales, también se crean artificiales, ambos han sido usados para el tratamiento de las aguas residuales, sin embargo el uso de humedales naturales se ha limitado generalmente al pulido o al tratamiento secundario o avanzado del efluente.

La capacidad de renovación de las aguas residuales en los humedales ha sido verificada en un gran número de estudios y en una gran variedad de escenarios geográficos.

Humedales artificiales, ofrecen todas las capacidades de tratamiento de los humedales naturales, pero sin las limitaciones asociadas con las descargas a los ecosistemas naturales. Se han desarrollado la construcción de dos tipos de sistemas de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales: 1.- Sistemas de superficie libre (FWS) y 2.- Sistemas de flujo subsuperficial (SFS). Cuando se usan para dar un nivel de tratamiento secundario, o niveles avanzados de tratamiento, FWS consisten en depósitos paralelos o canales con un suelo de fondo relativamente impermeable o barreras subsuperficiales, vegetación emergente y superficial con profundidades de 0.1 a 0.6 metros. El agua residual tratada previamente, se aplica normalmente en forma continua a estos sistemas, y el tratamiento ocurre cuando el agua fluye lentamente a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de superficie libre (FWS) también pueden diseñarse para crear nuevos habitats de especies silvestres o aumentar los humedales naturales cercanos existentes. Semejantes sistemas normalmente incluyen una combinación de vegetación y áreas abiertas de agua e islas con vegetación apropiada para proveer aves acuáticas con habitats para procreación. Los sistemas de flujo subsuperficial, se diseñan con el objetivo de tratamiento a nivel secundario o avanzado, a estos sistemas también se les llama "zona de raíces", "biofiltro horizontal" o "filtros roca-carrizo", y consisten en canales o zanjas con fondo relativamente impermeables rellenos con arena o grava para soportar la vegetación emergente (figura 11.6.).

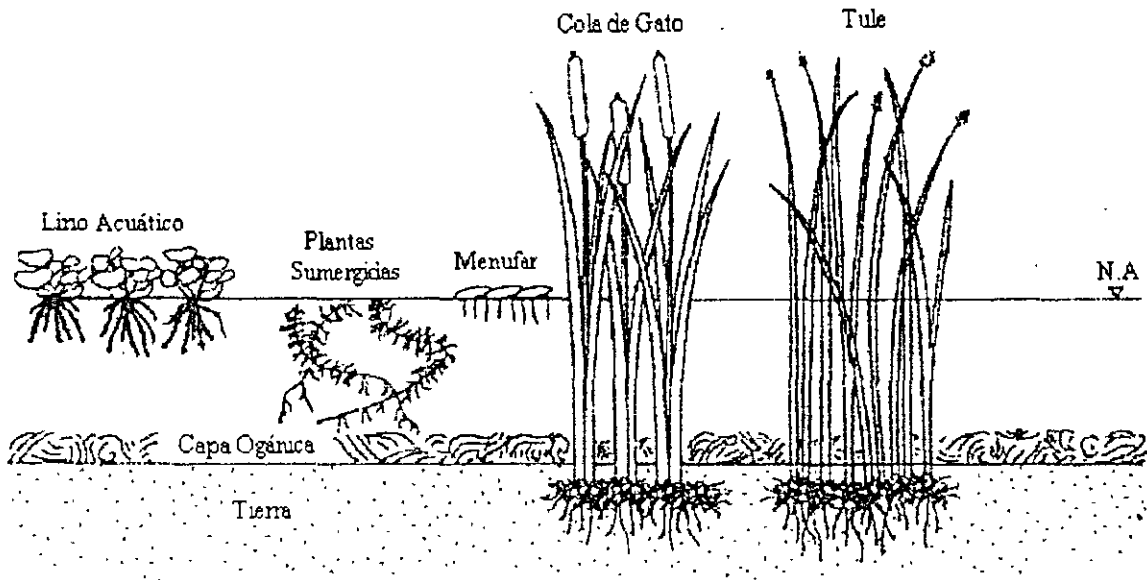


Fig. 11.5 Plantas acuáticas comunes en un FWS

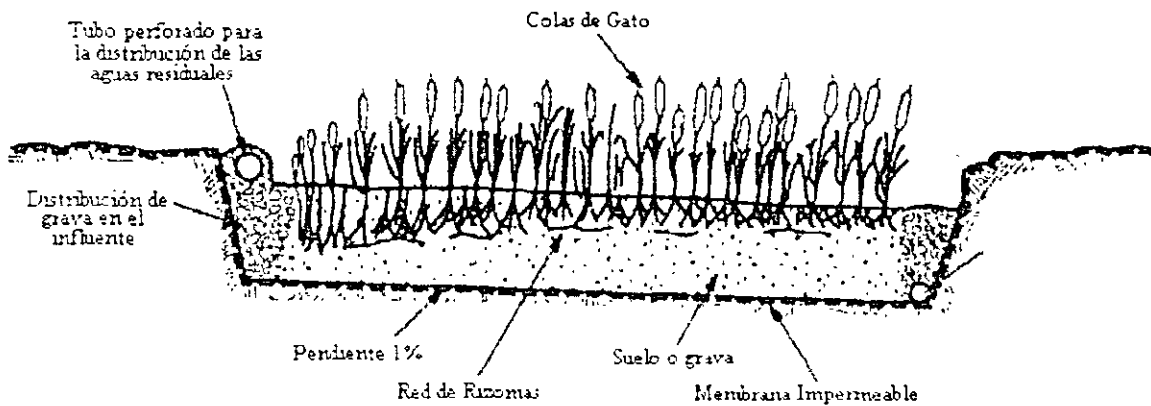


Fig. 11.6 Sección de un sistema de flujo subsuperficial (SFS)

11.6 TRATAMIENTO EN AGUA, BIOFILTRO HORIZONTAL (SFS)

Consiste en un filtro biológico de grava o arena, sembrado con plantas del pantano y atravesado de forma horizontal con aguas residuales pretratadas (flujo superficial).

Las bacterias, responsables para la degradación de la materia orgánica, utilizan la superficie del sustrato para la formación de una película bacteriana y de ésta manera se forma una población bastante estable que no puede ser arrastrada hacia la salida, como sucede en las lagunas de oxidación.

El tratamiento biológico en un Biofiltro Horizontal, debe ser del tipo facultativo, lo que significa que en el cuerpo del filtro hay microzonas sin y con oxígeno. Las aguas residuales crudas tienen una concentración de oxígeno disuelto entre 0.8 y 1.2 mg/l, y las aguas que pasaron por un tratamiento anaerobio, se encuentran libres de oxígeno, esto conlleva a la necesidad de agregar oxígeno al agua, ya sea de forma artificial o natural, con el fin de establecer una población de bacterias aerobias que no solamente puedan contribuir de esta manera con la descomposición de la materia orgánica, sino también en la nitrificación del nitrógeno amoniacal al nitrato.

La oxigenación natural a través de algas, en un Biofiltro Horizontal, no es posible debido a la ausencia de la luz solar. Por lo tanto, la única manera de suministrar el oxígeno al Biofiltro Horizontal es a través de las raíces de plantas de pantano. Estas plantas poseen un tejido celular que permite el paso del aire de la atmósfera al subsuelo, formándose alrededor de las raíces una población de bacterias aerobias.

La planta mas famosa y utilizada en Biofiltros a nivel mundial, es la *Phragmites australis*, que según los científicos es capaz de introducir entre 5 y 12 mg de oxígeno por m² por día. Los rizomas bien desarrollados de ésta planta pueden llegar hasta una profundidad de 1.5 metros después de dos o tres años. Otra de las muchas ventajas en el uso de plantas de pantano, es su gran tamaño y superficie de hojas que permite una evaporación considerable del agua extraída del subsuelo, se han reportado Biofiltros, construidos en zonas muy secas del África, que debido a la alta evaporación ya no tenían efluente, lo que puede ser una desventaja, cuando hay necesidad de agua para riego agrícola, pero por otro lado contribuye en el cambio del microclima alrededor de la planta.

Ventajas del biofiltro, comparandolo con las lagunas de estabilización.

1. El costo de operación por persona según cálculos preliminares está por debajo de los costos para lagunas de estabilización, debido a las siguientes razones:
 - Ahorro en la longitud del colector o emisor, ya que el Biofiltro no requiere tener una distancia mínima a la población.
 - Menor volumen de excavación, no se necesita revestimiento de concreto en los taludes
 - El área de terreno por persona para el tratamiento biológico de las aguas residuales domésticas, es menor de 1.6 m² ; para las lagunas de oxidación se calcula con 2 – 2.5 m².
2. El espejo del agua está 10 cm por debajo de la superficie de la grava ⇒ no hay acceso para los mosquitos transmisores de enfermedades, además no hay generación de malos olores
3. Ausencia de algas en el efluente ⇒ mayor remoción de materia orgánica (DBO, DQO).
4. El proceso de tratamiento no requiere iluminación solar para la producción de oxígeno ⇒ igual eficiencia de purificación en verano e invierno.
5. Fijación del fósforo en el lecho filtrante y fijación del nitrógeno en las hojas de las plantas.
6. La remoción de los gérmenes patógenos, utilizando la misma carga superficial, es mejor que en las lagunas de oxidación
7. Menos necesidad de mantenimiento que en las lagunas de estabilización.
8. El lodo removido del tanque de sedimentación que se utiliza como pretratamiento, se puede utilizar como abono orgánico.
9. Utilizando la planta Zacate Taiwán, se puede cortar y vender cada dos meses como pasto para ganado vacuno.

Tabla 11.15 Humedales artificiales. Criterios de diseño

| Parámetros | Unidad | Tipo de sistema | |
|----------------------------------|--|-----------------------------------|---------------------------------------|
| | | Sistema de superficie libre (FWS) | Sistema de flujo subsuperficial (SFS) |
| - Tiempo de retención hidráulica | día | 4-15 | 4-15 |
| Profundidad del agua | m | 0.09-0.61 | 1.0-2.5 |
| DBO ₅ tasa de carga | kg/ha día | <67.25 | <60 |
| Tasa de carga hidráulica | m ³ /m ² /día | 0.014-0.047 | 0.015-0.050 |
| Area específica | ha/(10 ³ m ³ /día) | 67-20 | 7.16-2.14 |

Metcalf and Eddy Wastewater Engineering. Tercera Edición, 1991 Mc Graw Hill México

11.7 TRATAMIENTO EN AGUA, SUPERFICIE LIBRE (FWS)

El sistema de plantas acuáticas es similar conceptualmente a las ciénegas con sistemas de superficie libre, excepto que las plantas son especies flotantes como el lirio, menubar y otra maleza (figura 11.5). La profundidad del agua es semejante a la profundidad de los humedales variando entre 0.5 y 1.8 metros. Se ha utilizado aereación suplementaria con el sistema de plantas flotantes para incrementar su capacidad de tratamiento y para mantener las condiciones aerobias necesarias para el control biológico de mosquitos. Ambos sistemas de lirio y menubar se han utilizado para remover algas de los efluentes de lagunas y lagunas de estabilización. El sistema de lirio se ha utilizado para proveer tratamiento a niveles secundario y terciario. La carga hidráulica anual y el área específica requerida para este sistema es similar a los de los humedales (tabla 11.16).

Tabla 11.16 Humedales. Características de diseño (criterios típicos)

| CONCEPTOS | OBJETIVO DEL TRATAMIENTO | CLIMA REQUERIDO | TIEMPO DE RETENCION (días) | PROFUNDIDAD (m) | CARGA ORGANICA (Kg/ha día) | CARÁCT DEL EFLUENTE |
|------------------------|---|-----------------|----------------------------|-----------------|----------------------------|---------------------------------|
| HUMEDALES NATURALES | | | | | | |
| | Pulimento o tratamiento avanzado, el influente con tratamiento avanzado | Cálido | 10 | 0.2 - 1.0 | 100 | DBO 5-10 SST 5-10 NT 5-10 |
| HUMEDALES ARTIFICIALES | | | | | | |
| Superficie libre | Secundario o tratamiento avanzado | Cualquiera | 7 - 15 | 0.1 - 0.6 | 200 | DBO 5-10 SST 5-10 NT 5-10 |
| Flujo subsuperficial | Secundario o tratamiento avanzado | Cualquiera | 3 - 14 | 0.3 - 0.6 | 600 | DBO 5-40 SST 5-20 NT 5-10 |

Red, S. C. "Wetlands for wastewater treatment for cold climates"

Tabla 11.17 Sistema de plantas flotantes. Criterios de diseño y calidad esperada del efluente

| Parámetros | Secundario aerobio (sin aerear) | Secundario aerobio (aereado) | Remoción de nutrientes aerobio (sin aerear) |
|---|------------------------------------|-------------------------------------|---|
| CRITERIOS TÍPICOS DE DISEÑO | | | |
| Agua residual del influente | Cribada o sedimentada | Cribada o sedimentada | Secundario |
| DBO ₅ influente mg/lt | 130-180 | 130-180 | 30 |
| Carga DBO ₅ kg/ha día | 4.5-90 | 168-336 | 11.2-44.8 |
| Profundidad agua, m | 0.46-0.91 | 0.91-1.21 | 0.61-0.91 |
| Tiempo de retención días | 10-36 | 4-8 | 6-18 |
| Carga hidráulica m ³ /m ² día | 0.019-0.056 | 0.093-0.28 | 0.037-0.15 |
| Temperatura del agua °C | >10 | >10 | >10 |
| Calendario de cosechas | Anual a estacional | Dos veces al mes a continuamente | Dos veces al mes a continuamente |
| CALIDAD ESPERADA EN EL EFLUENTE | | | |
| DBO ₅ mg/lt | < 20 | < 15 | < 10 |
| SS mg/lt | < 20 | < 15 | < 10 |
| NT mg/lt | < 15 | < 15 | < 5 |
| PT mg/lt | < 6 | < 1-2 | < 2-4 |

Metcalf and Eddy, Wastewater Engineering, Tercera edición, 1991 Mc Graw-Hill, México

11.8 TRATAMIENTO CON LIRIO ACUÁTICO

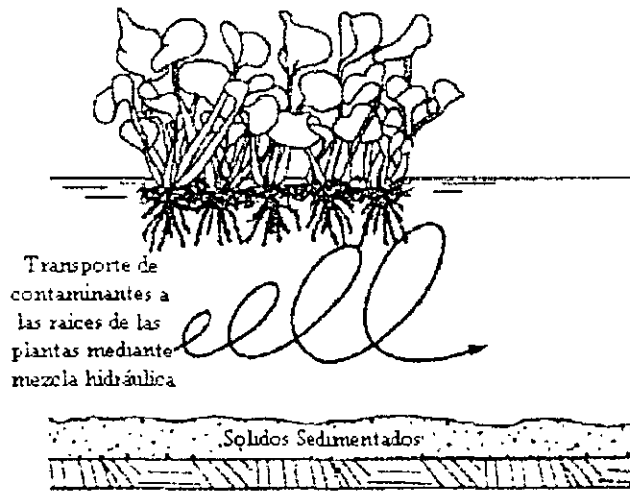


Fig 11.7 transporte de aguas residuales para tratamiento en la zona de raíz del lirio

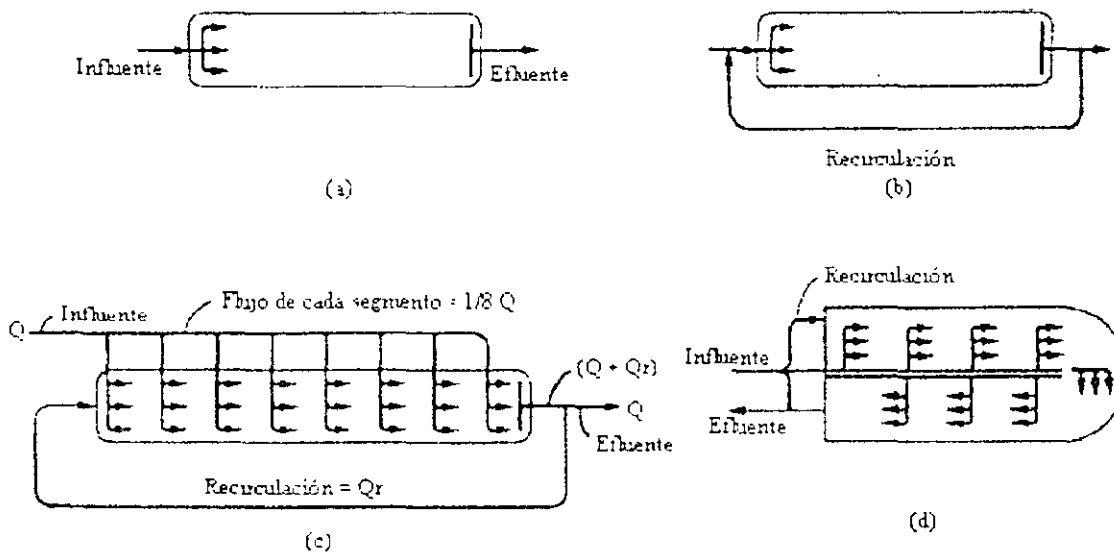


Fig. 11.8 Alternativas de flujo en depósitos de lirio a) flujo pistón, b) flujo pistón con recirculación, c) alimentación por etapas con recirculación y d) alimentación por etapas con recirculación en estanque (METCALF AND hedi, tercera edición 1991, Mc Graw Hill, México).

REMOCIÓN DE METALES. Los sistemas de lirio acuático (jacinto acuático) son capaces de remover altos niveles de metales. Aunque la acción de las plantas puede ser significativa, los principales mecanismos que se cree se realizan son la precipitación química y la adsorción en el sustrato y en las superficies de las plantas. Las plantas maduras empiezan a absorber la materia a través de las raíces, material que forma parte de los detritus del lodo béntico. En un estudio realizado en Texas se encontró que la concentración de metales en los sedimentos del fondo sobrepasan por un mínimo la concentración de la que tienen los tejidos del lirio (jacinto acuático). Este sedimento se formó por la acumulación de sólidos biológicos durante dos años, así como por material de plantas muertas. La remoción de trazas de minerales se observaron durante 28 días en un experimento tipo "batch" y durante 15 días un flujo continuo, lo que se muestra en el cuadro 11.18

Cuadro 11.18 Remoción de las trazas de metales mediante lirio acuático.

| Parámetro | Porcentaje removido | | | |
|-----------|---------------------|----------------|-----------|----------------|
| | Con lirio | | Sin lirio | |
| | Batch | Flujo continuo | Batch | Flujo continuo |
| Arsénico | 12 | 41 | 4 | 23 |
| Boro | 12 | 36 | 1 | - |
| Cadmio | 69 | 85 | 23 | 39 |
| Mercurio | 70 | 92 | 60 | 93 |
| Selenio | 8 | 60 | 0 | 21 |

REMOCIÓN DE TRAZAS DE ORGÁNICOS. La remoción de algunos contaminantes prioritarios se han medido en San Diego Cal E.U. a escala piloto en lagunas con lirio acuático. Las unidades con lirio, en este caso, fueron usadas como un paso preliminar antes de ultrafiltración, ósmosis inversa, adsorción con carbón activado y desinfección, en procesos donde se intentaba demostrar la habilidad para completar el reciclado y reuso del agua. En el cuadro 11.19 se muestra la excelente remoción de traza de orgánicos, se cree que se debe en primer lugar a la utilización y la descomposición de los compuestos por la acción bacteriana, aunque las plantas por sí mismas pueden tomar cantidades significativas de estos compuestos.

Cuadro 11.19 Trazas de orgánicos removidos en lagunas con lirio acuático

| Parámetro | Concentración (mg/l) | |
|----------------------|----------------------|---------------------------|
| | Agua sin tratamiento | Efluente laguna con lirio |
| Benceno | 2.0 | ND |
| Tolueno | 6.3 | ND |
| Ethylbenceno | 3.3 | ND |
| Clorobenceno | 1.1 | ND |
| Cloroformo | 4.7 | 0.3 |
| 1,1,1 Tricloroetano | 4.4 | ND |
| Fenol | 6.2 | 1.2 |
| Naftalina | 0.7 | 0.1 |
| 1,4 Diclolorobenceno | 1.1 | ND |

Consideraciones de Diseño

Los sistemas con lirio se pueden diseñar para el tratamiento de agua residual cruda, efluente primario, para mejorar la calidad de un tratamiento secundario existente o para un tratamiento avanzado. Como en otros sistemas de lagunas, el parámetro crítico es la carga orgánica del sistema.

Si el objetivo del proyecto es tratamiento secundario el diseño es el mismo que para lagunas facultativas. En la tabla 11.20 se presentan los criterios de ingeniería cuando se usa lirio acuático. En este caso la función de las plantas de lirio es cubrir la superficie de vegetación flotante, esto impide el crecimiento de algas y contribuye a la remoción de DBO y S.S. La actuación del sistema de lirio será significativamente mejor en comparación de un laguna facultativa con superficie libre. En apoyo a nuevos diseños, el lirio se puede agregar al final de la última laguna para mejorar la calidad del efluente.

Cuadro 11.20 Tratamiento primario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

| Factor | Criterio |
|---|--|
| Efluente | DBO<30 mg/l , SS<30 mg/l |
| Entrada de agua residual | Sin tratamiento |
| Carga orgánica. Superficie todo el sistema Primera laguna en el sistema | 50 kg/ha.d DBO 100 kg/ha.d DBO |
| Profundidad del agua | < 1.5 m |
| Area máxima en una sola laguna | 0.4 ha |
| Tiempo de retención total | > 40 d |
| Carga hidráulica | + 200 m ³ /ha. d |
| Temperatura del agua | > 10° C |
| Forma de la laguna | Rectangular, L:W > 3:1 |
| Difusores en el influente | Recomendado |
| Control de mosquitos | Necesario |
| Programa de cosechas | Estacional o anual |
| Lagunas múltiples | Indispensable instalar 2 líneas de 3 lagunas |

Cuadro 11.21 Tratamiento secundario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

| Factor | Criterio |
|---|---|
| Efluente | DBO<10 mg/l , SS<10 mg/l remueve algo de nitrógeno |
| Entrada de agua residual | Equivalente a tratamiento primario |
| Carga orgánica: Superficie todo el sistema Primera laguna en el sistema | 100 kg/ha.d DBO 300 kg/ha.d DBO |
| Tiempo de retención | > 6 d |
| Necesidades de aireación | Diseñada como aereada parcialmente mezclada, encontrar necesidades de O ₂ , puede usarse aireación en las primeras células del sistema |
| Temperatura del agua | > 20° C |
| Profundidad del agua | < 0.9 m |
| Carga hidráulica | < 800 m ³ /ha. d |
| Forma de la laguna | Rectangular, L:W > 3:1 |
| Difusores en el influente | Esencial |
| Colección múltiple en el efluente | Esencial |
| Área máxima en una sola laguna | < 0.4 ha |
| Control de mosquitos | Necesario |
| Programa de cosechas | > Mensualmente |
| Lagunas múltiples | Indispensable interconectar en dos series paralelas con tres lagunas cada una |

Tratamiento primario con lagunas de lirio

Unos criterios conservadores para el diseño se muestran en el cuadro 11.20 dividiendo el área total de tratamiento requerida en dos filas o series paralelas de lagunas interconectadas, esto permite un flujo diversificado, en forma temporal, para el mantenimiento sin interrumpir el proceso.

Cuadro 11.22 Tratamiento terciario con lagunas de lirio. Criterios sugeridos

| Factor | Criterio |
|----------------------------------|---|
| Efluente | DBO < 10 mg/l, SS < 10 mg/l TN y TP < 5 |
| Entrada de agua residual | Efluente del tratamiento secundario |
| Carga orgánica. | |
| Superficie todo el sistema | < 50 kg/ha.d DBO |
| Primera laguna en el sistema | < 150 kg/ha.d DBO |
| Profundidad del agua | << 0.9 m |
| Área máxima en una sola laguna | < 0.4 ha |
| Tiempo de retención | 6 d o menos dependiendo de la profundidad |
| Carga hidráulica | < 800 m ³ /ha. d |
| Forma de la laguna | Rectangular, L:W > 3:1 |
| Temperatura del agua | > 20° C |
| Control de mosquitos | Necesario |
| Difusores en el influente | Esencial |
| Colección diversa en el efluente | Esencial |
| Programa de cosechas | Plantas maduras en pocas semanas |
| Lagunas múltiples | Indispensable interconectar en dos series paralelas con tres lagunas cada una |

EJEMPLO (para tratamiento primario)

Diseñar un sistema de lagunas con lirio para producir un efluente de agua residual municipal sin tratamiento previo como influente, con los siguientes datos:

Gasto = 760 m³/d

DBO₅ = 240 mg/l

SS = 250 mg/l

TN = 25 mg/l

TP = 15 mg/l

S = factor largo ancho 3:1 (L:W)=3

Temperatura crítica en el verano > 20° C

Datos de diseño de la tabla 11.20

Se requiere un efluente con las siguientes características

DBO₅ ≤ 30 mg/l

SS < 30 mg/l

Solución

1. Carga de DBO

$$(240 \text{ mg/l})(760 \text{ m}^3/\text{d})(10^3 \text{ l/m}^3)(1 \text{ kg}/10^6 \text{ mg})=182.4 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}$$

2. Área superficial de los depósitos (criterios del cuadro 11.20) 50 Kg/ha·día de DBO para el área total y 100 Kg/ha·día para el primer depósito (celda)

$$\text{Total de área requerida} \frac{182.4 \text{ Kg/d}}{50 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}} = 3.65 \text{ ha}$$

$$\text{Área superficial del primer depósito} \frac{182.4 \text{ Kg/d}}{100 \text{ Kg/ha}\cdot\text{día}} = 1.82 \text{ ha}$$

3. Se construirán dos depósitos primarios, cada uno con 0.91 ha, con la relación L:W= 3:1. Las dimensiones de la superficie son:

$$A = \frac{L}{W} = (L) \left(\frac{L}{3} \right) = \frac{L^2}{3} = (0.91 \text{ ha})(10,000 \text{ m}^2/\text{ha})$$

$$L = 165 \text{ m} \quad \text{y} \quad W = \frac{165}{3} = 55 \text{ m}$$

4. Diseño del área remanente requerida en dos líneas de dos depósitos cada una, para tener un sistema de dos líneas paralelas con 3 depósitos cada una.

$$\text{Área total de depósitos} = 3.65 \text{ ha} - 1.82 \text{ ha} = 1.83 \text{ ha}$$

$$\text{Depósitos individuales} = \frac{1.83 \text{ ha}}{4} = 0.46 \text{ ha}$$

$$L^2 = (3)(0.46 \text{ ha})(10,000 \text{ m}^2/\text{ha})$$

$$L = 117 \text{ m}, \quad \text{y} \quad W = \frac{117}{3} = 39 \text{ m}$$

5. Proponiendo 0.5 m para almacenamiento de lodos y suponiendo una profundidad efectiva de 1 metro para el tratamiento, profundidad total de la laguna = 1.5 m; usando 3:1 como relación de los lados (s=3) y usando la siguiente ecuación para determinar el volumen de tratamiento

$$V = [(L \cdot W) + (L - 2sd)(W - 2sd) + 4(L - sd)(W - sd)] \frac{d}{6}$$

Primeros depósitos

$$V = [(165 \times 55) + (165 - 2 \times 3 \times 1)(55 - 2 \times 3 \times 1) + 4(165 - 2 \times 1)(55 - 2 \times 1)] \cdot \frac{1}{6} = 8570 \text{ m}^3$$

Los otros depósitos

$$V = [(117 \times 39) + (117 - 2 \times 3 \times 1)(39 - 2 \times 3 \times 1) + 4(117 - 2 \times 1)(39 - 2 \times 1)] \cdot \frac{1}{6} = 4208 \text{ m}^3$$

6. Tiempo de retención hidráulico

$$\text{Primeros depósitos } t = \frac{8570 \text{ m}^3}{(760 \text{ m}^3 / \text{d}) / 2} = 22.5 \text{ d}$$

$$\text{Los otros depósitos } t = \frac{(2)(4208 \text{ m}^3)}{(760 \text{ m}^3 / \text{d}) / 2} = 22.1 \text{ días (cada uno)}$$

Tiempo de retención total = 22.5 + 22.1 = 44 días > 40 días OK.

7. Carga hidráulica

$$\frac{760 \text{ m}^3 / \text{d}}{3.65 \text{ ha}} = 208 \text{ m}^3 / \text{ha.d OK}$$

Tratamiento secundario con lagunas de lirio

Los criterios que se sugieren para tratamiento secundario usando lagunas con lirio se tienen en la tabla 11.21. se supone que en este caso se ha dado un tratamiento primario como un paso preliminar. Esto puede considerarse conveniente mediante lagunas facultativas con previo tratamiento, o para pequeñas unidades mediante un tanque Imhoff o una fosa séptica. Se ha demostrado que se mejor ael costo beneficio si se incluye aireación adicional en estos sistemas con lirios para acelerar el tratamiento, para incrementar la carga y también para disminuir el tiempo de retención. Si no se incluye aireación, la carga no debe exceder los valores del cuadro 11.21.

Los criterios de ingeniería típicos para el tratamiento terciario mediante lagunas de lirio se muestran en el cuadro 11 22

EJEMPLO (Para tratamiento secundario)

Con los mismos datos de las características del influente del ejemplo anterior (A), diseñar un sistema de lirio acuático para obtener un efluente tipo tratamiento secundario en un sitio donde el área disponible es limitada. Utilizando el cuadro 11.21

Se requiere un efluente con las siguientes características

$DBO_5 < 10 \text{ mg/l}$
 $SS < 10 \text{ mg/l}$
 $TN < 10 \text{ mg/l}$

Suponer que el 80% del tratamiento por la planta es mantenido por lagunas y debe incluirse cosechas rutinarias mensuales.

Solución

Si el sitio para la construcción está limitado, no se cuenta con espacio disponible para tratamiento primario mediante una laguna. Se utilizará un tanque Imhoff para tratamiento primario se complementará con difusores para aireación en las lagunas de lirio para minimizar el espacio requerido. El tanque Imhoff tiene la ventaja adicional, para un flujo relativamente pequeño, en que los lodos separados no requieren digestión adicional

Diseño del tanque Imhoff

Los criterios típicos de diseño son:

| | |
|--|--|
| Tiempo de retención para sedimentación | 2 horas |
| Carga superficial | $24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ |
| Tasa de derrame | $600 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{d}$ |
| Área superficial para espuma | 20% de la superficie total |
| Volumen de digestión de lodos | $0.1 \text{ m}^3/\text{cápita}$ de la población servida o cerca del 33% del volumen total del tanque |

Solución

$$\text{Área mínima de sedimentación} = \frac{760 \text{ m}^3 / \text{d}}{24 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}} = 31.7 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total área superficial mínima} &= \text{sedimentación} + \text{espuma} \\
 &= (1.20 \times 31.7 \text{ m}^2) \\
 &= 38 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Un tanque Imhoff típico puede ser de 5 metros de ancho y 8 metros de largo. En este caso la cámara central de sedimentación puede ser de 4m de ancho, con canales abiertos a ambos lados de 0.5m de ancho, para la acumulación de espuma y ventilación de los gases producidos. El canal será triangular y al fondo del mismo tendrá inclinación hacia una ranura en el fondo, paredes del fondo con inclinación de 5:4, el fondo tendrá cerca de 3 metros de profundidad para asegurar el tiempo de retención necesario de 2 horas. La profundidad total al fondo del tanque debe ser de 6 a 7 metros incluyendo en libre bordo y el volumen para digestión de lodos.

Con un adecuado mantenimiento el tanque Imhoff puede conseguir una remoción de DBO_5 cercana al 47% y arriba del 60% de remoción de SS. Suponiendo que no hay remoción de fósforo y nitrógeno, el efluente primario para este ejemplo debe ser:

$DBO_5 = (240 \text{ mg/l})(0.53) = 127 \text{ mg/l}$
 $SS = (250 \text{ mg/l})(0.40) = 100 \text{ mg/l}$
 $TN = 25 \text{ mg/l}$
 $TP = 15 \text{ mg/l}$

Diseño del sistema lagunar con lirio

Solución

1. La carga de DBO₅ en el sistema lagunar de lirio será:

$$(127 \text{ mg/l})(760 \text{ m}^3/\text{d})(10^3 \text{ l/m}^3)(1 \text{ kg}/10^6 \text{ mg}) = 9.65 \text{ Kg/día}$$

2. Área superficial de las lagunas. Del cuadro 11.21 la carga orgánica permisible al total del área será de 100 Kg/ha·día y arriba de 300 Kg/ha·día para la primer laguna

$$\text{Área superficial requerida} = \frac{96.5 \text{ Kg/d}}{100 \text{ Kg/ha} \cdot \text{día}} = 0.97 \text{ ha}$$

$$\text{Área superficial lagunas primarias} = \frac{96.5 \text{ Kg/d}}{300 \text{ Kg/ha} \cdot \text{día}} = 0.32 \text{ ha}$$

3. Se usarán dos lagunas primarias en paralelo, cada una con 0.16 ha, serán de forma rectangular con L:W = 3:1, entonces. L = 69 m. y W = 23 m.

4. Dividir el área restante en dos unidades de dos lagunas cada una, para producir dos sistemas paralelos con un total de tres lagunas cada una

$$\frac{0.97 \text{ ha} - 0.32 \text{ ha}}{4} = 0.16 \text{ ha (cada una)}$$

con L:W = 3:1, L = 69m y W = 23 m.

5. Se propone 0.5 m. para la cámara de lodos y adoptando 0.6 m. para la profundidad del agua para tratamiento en lagunas con la relación de los lodos 3:1 determinamos volúmenes de tratamiento (ver ecuaciones en el ejemplo anterior)

Todas las lagunas son del mismo tamaño $V = 855 \text{ m}^3$

$$\text{Tiempo de retención en la laguna: } Tr = \frac{855 \text{ m}^3}{(760 \text{ m}^3/\text{d})/2} = 2.25 \text{ días}$$

Tiempo de retención total = (2.25)(3) = 6.75 días > 6 días OK

6. Checando la carga hidráulica = $(760 \text{ m}^3/\text{d}) / (0.97 \text{ ha}) = 783 \text{ m}^3/\text{ha} \cdot \text{d}$, lo cual es menor de 800; OK

7. Determinación de la retención del nitrógeno con la ecuación siguiente:

$$\begin{aligned} N_s &= N_o \left[1 - \left(\frac{760}{L} \right)^{1/72} \right] \\ &= 25 \left[1 - (0.97)^{1/72} \right] \\ &= 0.5 \text{ mg/l} < 10 \text{ mg/l OK} \end{aligned}$$

8. Diseñando un sistema de aireación "parcialmente mezclado" para las dos primeras lagunas de lirio en cada serie o línea. Suponiendo que la necesidad de oxígeno es el doble de la carga orgánica, el aire contiene aproximadamente 0.28 kg/m³ de oxígeno y la eficiencia de aireación (E) en lagunas poco profundas es cerca del 8% (generalmente el 16% o más en lagunas profundas)

$$\begin{aligned} \text{Aire requerido} &= \frac{(2)(DBO \text{ mg/l})(Q, l/d)(10^{-6} \text{ mg/kg})}{(E)(0.28 \text{ kg/m}^3)(86400 \text{ s/d})} \\ &= \frac{(2)(127 \text{ mg/l})(760 \times 10^3 \text{ l/d})(10^{-6} \text{ mg/kg})}{(0.08)(0.28 \text{ kg/m}^3)(86400 \text{ s/d})} = 0.1 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Generalmente se buscan los aparatos ya diseñados por los fabricantes para determinar el diseño de aireación específico. En este caso, cerca de dos tercios de la capacidad de aireación es dividida entre cada laguna primaria de lirio y el resto (un tercio) se divide igualmente en las segundas lagunas en cada línea. Se puede aplicar la típica aireación por tubos sumergidos, que pueden abastecer cerca de 2.5x10⁻³ m³/min de aire por metro de tubo. Se determinará la longitud y localización de la tubería de aireación

$$\text{Longitud total} = \frac{(0.1 \text{ m}^3/\text{s})(60 \text{ s/min})}{(2.5 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{min})} = 2400 \text{ m}$$

$$\text{En la laguna primaria} = \frac{(2400)(0.667)}{2} = 800 \text{ m, cada una}$$

$$\text{Número de líneas de aireación} = \frac{\text{long tubos}}{\text{ancho laguna}} = \frac{800 \text{ m}}{23 \text{ m}} = 35 \text{ cada una}$$

Espaciando estas líneas de aireación 2 metros centro a centro en las primeras lagunas

$$\text{En las segundas lagunas} = \frac{(2400)(0.333)}{2} = 400 \text{ m cada una}$$

$$\text{Número de líneas} = \frac{400}{23} = 17 \text{ en cada laguna}$$

Espaciándolas a 4 metros centro a centro para la longitus total de la laguna.

9. Una admisión por medio de difusores o sprinklers es esencial para las primeras lagunas para asegurar una distribución uniforme del influente. El uso de **pez Gambusia** u otros controles biológicos, o agentes químicos son necesarios para el control de mosquitos. La cosecha de las plantas debe hacerse cada 3 o 4 semanas, considerando que sólo el 20% de las plantas pueden ser removidas cada vez.

10. el sistema de tratamiento diseñado en este ejemplo proporciona una mejor realización que el desarrollo del ejemplo anterior en casi un tercio del área de suelo requerida. Esto da la mejor justificación para utilizar un tanque Imhoff como tratamiento primario y la aireación en la primeras lagunas en cada tren, serie o línea. En lugares en donde la tierra es escasa o es muy cara, esta forma de tratamiento puede tener un mayor costo beneficio, sobre todo cuando se requiere un tratamiento secundario.

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPITULO 12 TRATAMIENTO DE LODOS BIOLÓGICOS O BIOSÓLIDOS

- 12.1 GENERACIÓN DE BIOSÓLIDOS**
- 12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS**
- 12.3 TRATAMIENTOS Y PROCESOS**
- 12.4 CONCENTRACION**
- 12.5 DIGESTION**
- 12.6 ACONDICIONAMIENTO**
- 12.7 DESHIDRATACION Y SECADO**
- 12.8 TRATAMIENTO TÉRMICO**
- 12.9 DISPOSICION DE LODOS Y CENIZAS**

12.1 GENERACION DE BIOSÓLIDOS

Los lodos residuales de las plantas son un subproducto del tratamiento de las aguas residuales y están compuestos principalmente por microorganismos, por lo que reciben el nombre de **lodos biológicos o biosólidos**.

Los BIOSÓLIDOS se definen en el PROY-NOM-004-ECOL-2001 como "lodos provenientes de las plantas de tratamiento de aguas residuales, que por su contenido de nutrientes y por sus propias características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de aprovecharse"

Estos lodos generalmente contienen de un 93 a un 99.5% de agua, así como sólidos y sustancias disueltas, las características del lodo dependen de la composición inicial del agua residual y de los sistemas usados para el tratamiento del agua residual y de estos lodos. En una planta, las características del lodo producido pueden variar en forma anual, estacional o diaria, debido a las variaciones tanto de la composición del agua residual como de los procesos de tratamiento, esta variación es particularmente grande en sistemas de tratamiento de aguas residuales que reciben una gran cantidad de descargas industriales.

Las características del lodo afectan las alternativas para su uso y disposición, por ello, cuando se evalúan estas alternativas, se debe determinar primero la cantidad y características del lodo, así como el rango de variaciones en sus características.

Estos lodos biológicos (biosólidos), al cumplir con lo establecido en el PROY-NOM-004-ECOL-2001, pueden ser aprovechados en: 1.- Jardines, 2 - Macetas, 3.- Áreas verdes, 4.-Para recreación con contacto directo humano, 5.- Viveros, 6.- Campos deportivos, 7.- Camellones urbanos, 8.- Vías de comunicación, 9 - Panteones y 10.- Bosques.

Dependiendo del lugar dentro de la planta donde se generan los lodos se pueden clasificar en primarios, secundarios y terciarios.

Lodos primarios. Son generados durante el tratamiento primario del agua residual, donde se remueven sólidos que sedimentan fácilmente

El lodo primario contiene de 3 a un 7% de sólidos; generalmente el gran contenido de agua puede ser reducido por deshidratado o desaguado. Este tratamiento es esencialmente de tipo físico

Lodos secundarios. También llamados "lodos biológicos" o "biosólidos" son generados en los tratamientos biológicos, donde los microorganismos degradan el contenido de materia orgánica que se encuentra suspendida o disuelta en el agua quedando así parte de esta materia integrada a los microorganismos, al final del proceso biológico completo realizado por ellos, se obtienen como productos finales bióxido de carbono y agua. Este proceso incluye los sistemas de lodos activados y sistemas de película fija como son los filtros percoladores y los biodiscos.

El lodo secundario, debido a su bajo contenido de sólidos (0.5 a 2%) es más difícil de deshidratar que el primario.

Lodos terciarios. Producidos en los sistemas avanzados de tratamiento, tales como precipitación química o filtración. Las características del lodo terciario dependen en gran parte de los procesos de tratamiento anteriores. Los "lodos químicos" resultan de procesos de tratamiento con químicos, tales como cal, polímeros orgánicos y sales de hierro y aluminio, generalmente la cal y los polímeros ayudan al deshidratado y desaguado, mientras que las sales de hierro y aluminio reducen la capacidad de deshidratado y desaguado por la producción de lodos hidratados que contienen agua ligada.

La composición de los lodos residuales varía según sea su origen, dependiendo del tipo de efluente industrial o urbano tratado. En la tabla 12.1, se presenta la composición química típica de lodos crudos y digeridos.

TABLA 12.1 COMPOSICION QUIMICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

| Parámetro | Lodos primarios crudos | | Lodos digeridos | |
|---|------------------------|----------------------|-----------------|---------------------|
| | Rango típico | | Rango típico | |
| Sólidos totales (ST, %) | 2.0-7.0 | 4.0 | 6.0-12.0 | 10.0 |
| Sólidos volátiles (%ST) | 60-80 | 65.0 | 30-60 | 40.0 |
| Grasas y aceites (soluble en éter % ST) | 6.0-30.0 | ... | 5.0-20.0 | ... |
| Proteínas (% ST) | 20-30 | 25.0 | 15-20 | 18.0 |
| Nitrógeno (N, %ST) | 1.5-4.0 | 2.5 | 1.6-6.0 | 3.0 |
| Fósforo (P ² O ⁵ , %ST) | 0.8-2.8 | 1.6 | 1.5-4.0 | 2.5 |
| Potasio (K ² O % ST) | 0.0-1.0 | 0.4 | 0.0-3.0 | 1.0 |
| Celulosa (% ST) | 8.0-15.0 | 10.0 | 8.0-15.0 | 10.0 |
| Hierro (no como sulfuro) | 2.0-4.0 | 2.5 | 3.0-8.0 | 4.0 |
| Sílice (Si O ² %ST) | 15-20 | ... | 10-20 | ... |
| PH | 5.0-8.0 | 6.0 | 6.5-7.5 | 7.0 |
| Alcalinidad (mg/l CaCO ³) | 500-1,500 | 600 | 2,500-3,500 | 3000 |
| Acidos orgánicos (mg/l HAc) | 200-2,000 | 500 | 100-600 | 200 |
| Poder calorífico (BTU/lb) | 6800-10000 | 7,600 ^(a) | 2,700-6,800 | 4000 ^(b) |

Nota: (a) Basado en 65% materia volátil (b) Basado en 40% materia volátil

Para el cálculo de la capacidad de las unidades de tratamiento de los lodos, se debe conocer las cantidades que se generan, su fluctuación respecto al tiempo y la capacidad potencial de las unidades de sedimentación y tanques de aereación, en los cuales se puede almacenar temporalmente una cierta cantidad de lodos

12.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS Y MICROBIOLÓGICAS

En el diseño y selección de los procesos para el tratamiento de los lodos se requiere conocer las características físicas, químicas y microbiológicas de los mismos, lo que se muestra en seguida:

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Los lodos de origen primario o secundario se presentan en forma de un líquido que contiene partículas no homogéneas en suspensión. Su volumen representa del 0.05 al 0.5 del volumen de agua tratada para los lodos frescos, mientras que es ligeramente inferior para los lodos activados y otros procedimientos biológicos, la floculación del agua aumenta el volumen de los lodos, y sobre todo su peso, aproximadamente en un 10%.

El color de los lodos biológicos varía entre el pardo y el gris, cuando el tratamiento de las aguas residuales es adecuado presentan un color café-chocolatoso y pocos olores, pero pueden tener otro color (gris) con olor desagradable, lo que indica que se presenta un proceso de descomposición anaerobia.

Los parámetros que definirán su capacidad de deshidratación y filtración y por tanto su tratamiento son:

- a) Contenido de materia seca
Se trata de medir el peso del residuo seco después de su calentamiento a 105° C, hasta tener peso constante.
- b) Contenido de materia volátil.
Se mide este valor por la diferencia entre el peso del lodo seco (a 105° C) y el del mismo lodo después de que se caliente hasta peso constante a 550° C.
- c) Contenido de agua intersticial
El agua contenida en el lodo se presenta bajo dos formas
- Agua libre que se elimina fácilmente por filtración o decantación (fácilmente eliminable).
- Agua de enlace o ligada, contenida en las moléculas químicas, las sustancias coloidales y las células de materia orgánica que se pueden eliminar solo por el calor.

La proporción de agua (libre y de enlace) es determinante en su capacidad de deshidratación y se mide la proporción entre el agua ligada y el agua libre mediante la pérdida de peso manteniendo una temperatura constante.

- d) Carga específica.
Este parámetro permite medir la capacidad de decantación de los lodos, se expresa en $\text{kg/m}^2/\text{d}$; es la cantidad de materia seca decantada por unidad de superficie y depende del contenido de materias volátiles
- e) Resistencia específica
Se trata de medir la capacidad de filtración de los lodos bajo una presión dada.
- f) Compresibilidad.

Cuando se incrementa la presión en la parte superior de un filtro, se obtiene un aplastamiento de la torta y un aumento de la resistencia a la filtración.

Cuando la presión aumenta y alcanza valores del orden de 10 lbs/pulg², (0.703 kg/cm²), la filtración del agua contenida en el lodo está prácticamente bloqueada; entonces se llega a la sequedad límite.

- g) Poder calórico.
El contenido de materia orgánica de los lodos, les proporciona una capacidad de combustión que no es despreciable, esto permite su incineración. Se definen dos poderes caloríficos
- El poder calorífico inferior PCI, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos.
 - El poder calorífico superior PCS, que es la cantidad de calor desprendida en la combustión completa de un kilo de lodos, suponiendo que toda el agua que se desprende en la combustión se encuentra en estado condensado en los productos de combustión.
- h) Propiedades reológicas.
Los lodos tienen la propiedad de solidificarse en ausencia de agitación y transformarse en líquidos aplicando una ligera agitación, a esta propiedad se le llama tixotropía, el conocimiento de ésta característica es muy importante para determinar el bombeo, tuberías y transporte de los lodos.
- i) Características de sedimentación.
La velocidad de sedimentación de los lodos depende de su concentración en sólidos.
- j) Características para la deshidratación
Los procesos empleados para la deshidratación dependen de la concentración del lodo, grado de agregación, características estructurales de las partículas, viscosidad, fuerza iónica y pH del agua.
- k) Sólidos Totales (ST)
- l) Sólidos Volátiles (SV), llamados también materia volátil (MV)

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS.

En los lodos se pueden encontrar las siguientes características:

- a) Materia orgánica.
Generalmente de origen animal (grasas, aceites etc) o vegetal (fibras, almidones, etc). Se encuentran también microorganismos y sus productos de desecho.
- b) Elementos nutrientes.
Se trata del contenido de nitrógeno total, fósforo y potasio. Son sustancias que favorecen el crecimiento de las plantas y que tienen por consiguiente mucha importancia para la utilización agrícola de los lodos.

Los lodos de origen industrial y en menor grado los de origen municipal pueden contener algunos de los siguientes compuestos:

- c) **Microcontaminantes orgánicos**
Son sustancias que pueden tener una acción negativa sobre el tratamiento de los lodos y sobre su utilización en la agricultura. Se trata generalmente de productos químicos de síntesis que se utilizan comúnmente y que se encuentran en las aguas domésticas de desecho. Se encuentran contenidos importantes de detergentes y medicinas.
- d) **Tóxicos orgánicos**
Muchos lodos provenientes de aguas residuales industriales presentan concentraciones de tóxicos orgánicos, tales como los PCB's (bifenilos policlorados, también llamados ASKARELES), hidrocarburos aromáticos polinucleares y plaguicidas.
- e) **Metales pesados**
Muchos lodos residuales contienen grandes cantidades de metales pesados lo que reduce su valor como fertilizante, debido a que pueden acumularse en los tejidos de las plantas representando un riesgo para la salud humana. Por citar algunos, tenemos: Cd, Zn, Cu, Pb, As, Se, Hg, Co, Cr, Mn, Ni, Fe, V y Mo.

Otras características importantes de los lodos son:

- f) - Materia orgánica (mg/l)
- g) - Nitrógeno y Fósforo ..
- h) - Composición:química en general

CARACTERISTICAS MICROBIOLÓGICAS

Las aguas residuales contienen flora y fauna variadas de la cual una parte se encuentra en los lodos. El tratamiento biológico de las aguas residuales modifica su composición biológica por la multiplicación de ciertas especies que aprovechan el alimento (DBO) en detrimento de otras.

Los microorganismos patógenos se encuentran en los lodos y en los efluentes; por lo tanto, es preciso tener el cuidado de controlarlos en ambos casos.

Los principales organismos patógenos encontrados en los lodos residuales pueden dividirse en cuatro grupos bacterias, protozoos, helmintos y virus. Las operaciones y procesos de tratamiento reducen el número de los organismos mencionados, pero no la totalidad de ellos.

- a) **Bacterias** Se encuentran numerosos tipos de bacterias en los lodos (salmonellas, shigelas, coliformes, etc), una parte de ellas es de origen fecal y algunas provienen de personas portadoras de gérmenes patógenos.
- b) **Virus:** Entre otros se encuentran los causantes de poliomielitis y hepatitis infecciosa.
- c) **Parásitos:** En los lodos se encuentran numerosos parásitos de origen fecal (Amibas, Giardia lambda, huevos de helmintos, etc) Su eliminación es mucho más difícil puesto que toman una forma vegetativa cuando las condiciones les son adversas (quistes de Amiba y de Giardia lambda), cuando se introducen en el organismo del hombre o de los animales tienen un campo adecuado para su desarrollo.

- d) Hongos
Se trata esencialmente de las levaduras y los saprófitos que están normalmente presentes en el aire; por lo general, no son patógenos para los animales o el hombre, con excepción de algunos que pueden llegar a serlo cuando las condiciones les son favorables.
- e) Algas
No se encuentran en gran cantidad en los lodos primarios y secundarios; en las lagunas naturales, gran parte de los lodos están constituidos por detritus de algas.
- f) Macrofauna: Huevecillos de helmintos y de nemátodos, macroinvertebrados, larvas de insectos etc

12.3 TRATAMIENTOS Y PROCESOS

Los lodos residuales tal como son extraídos del tren de agua, no pueden ser depositados directamente al medio ambiente, ya que ocasionarían problemas de olores y contaminación del lugar debido a: 1° altas concentraciones de los contaminantes químicos (mayor que en las aguas residuales originales), 2° a la materia orgánica, separada por los procesos biológicos, la que no se encuentra totalmente degradada en compuestos estables, por lo que producen olores desagradables, 3° la consistencia de los lodos residuales hace que sea problemática su transportación y disposición final. Por tales motivos, es necesario su tratamiento para estabilizar la materia orgánica y para eliminar la mayor cantidad posible de agua y poderlos transportar y depositar en condiciones adecuadas en los lugares autorizados, para no contaminar el medio ambiente.

Como consecuencia de lo anterior el tratamiento de los lodos esta enfocado a la reducción de su contenido de agua y a la estabilización de su materia orgánica.

Los tratamientos empleados para los biosólidos:

- Concentración (espesamiento)
- Digestión (Estabilización)
- Acondicionamiento
- Deshidratación y secado
- Incineración y oxidación húmeda
- Disposición final de lodos y cenizas

Los tratamientos de concentración, deshidratación y secado son usados principalmente para remover el agua de los lodos. La digestión, incineración y la oxidación húmeda son utilizados para el tratamiento de la materia orgánica en los biosólidos.

En la figura 12.1 se muestra el diagrama de flujo de los principales tratamientos y sus respectivos procesos, así como sus interrelaciones

En la práctica, la elección del tipo de tratamiento que se debe aplicar a los biosólidos, depende de sus características, estructura, composición y su comportamiento ante la deshidratación.

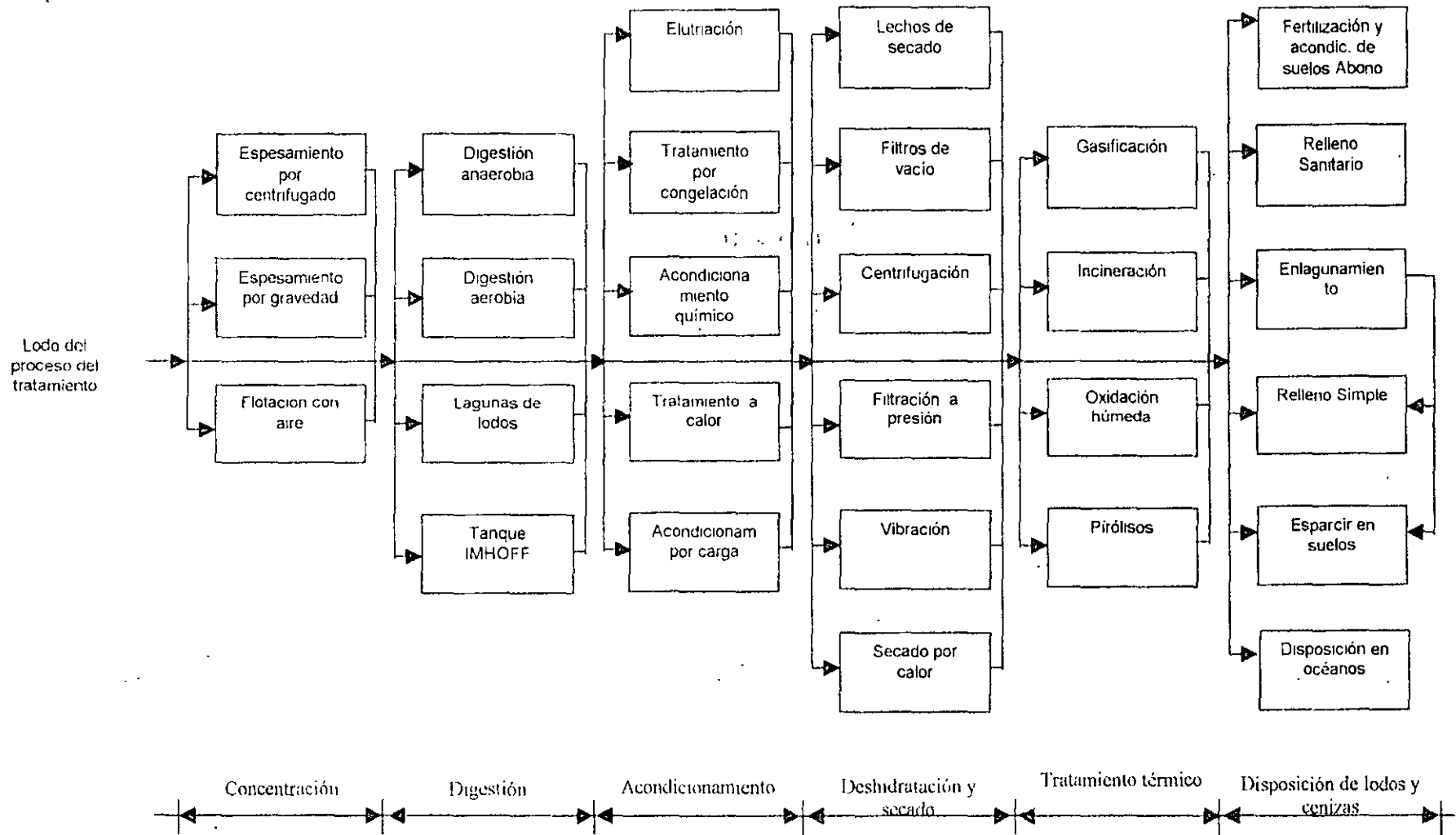


FIG. 12.1 Tratamientos, procesos y disposición de los lodos biológicos o biosólidos.
(Adaptado de los apuntes de la D.E.C. de la Facultad de Ingeniería U.N.A.M.)

12.4 CONCENTRACION

ESPESAMIENTO DE LOS BIOSOLIDOS

El espesamiento o concentración de los lodos es la primera operación que se lleva a cabo en el tratamiento, con el fin de reducir su volumen y además hacerlos más accesibles para su transporte y manejo en las posteriores operaciones a las que son sometidos.

Las ventajas que se tienen con el espesamiento de los lodos son.

- Mejora el proceso de digestión y reduce sus costos.
- Aumenta la economía de los sistemas de deshidratación de los lodos (centrifugación, filtración al vacío, filtros-prensa, etc).
- Se reduce el volumen de los equipos de acondicionamiento.
- Facilita el manejo y transportación de los lodos.

Las desventajas del espesamiento son el costo por la inversión suplementaria y en el caso de lodos orgánicos, la producción de olores indeseables. Los olores pueden eliminarse previamente mediante la adición de cal, lo que además es efectivo para el oreado directo de los lodos crudos o durante el período de arranque de los digestores anaerobios.

El espesamiento de los lodos se puede realizar mediante agitación durante un tiempo suficiente para formar agregados que se sedimenten más fácilmente con un contenido menor de agua. Así tenemos por ejemplo, el espesamiento de los lodos activados de 3 a 6 veces su volumen mediante su agitación durante 8-12 horas, agregándosele, si es necesario cloro para evitar su descomposición y ocasionalmente por centrifugación

En forma general se puede decir que el espesamiento de los lodos se realiza principalmente mediante espesadores por sedimentación o por flotación y ocasionalmente por centrifugación

ESPESAMIENTO POR GRAVEDAD

Comúnmente se concentra el volumen de lodos mediante espesadores. La carga hidráulica en éstos, no deben exceder de $0.75 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ ni tampoco de una carga específica de $50 \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

El lodo que llega a los espesadores puede ser de los tipos: primario, secundario o, más usualmente, lodos mixtos de primario y secundario. Todos ellos proceden de purgas de sedimentadores y llegan mediante bombeo a los espesadores

Estos espesadores son tanques cilíndricos de hormigón terminados en forma cónica y tienen una entrada (para los lodos a espesar) y dos salidas: una **-por la parte inferior-** para el lodo espesado y otra **-por la parte superior-** para el sobrante o agua separada de los lodos, la que debe reintegrarse al digestor en el tren de agua

Los espesadores pueden ser estáticos o mecanizados. Los primeros sólo constan del tanque en sí, contando con un cono de descarga con gran pendiente. Solamente se construyen de diámetro pequeño comprendido entre 5 y 8 m como máximo.

Los espesadores mecanizados constan de un conjunto de rastras giratorias, que operan constantemente a poca velocidad con lo que se facilita el desprendimiento de los lodos, así

como la colección de los mismos del fondo del tanque. En la Fig. 12.2 se presenta la sección de un espesador.

Estos sistemas trabajan con una concentración del 2 al 3% para lodos mixtos de los sedimentadores primario y secundario, pudiendo llegar la misma hasta un 4-6%.

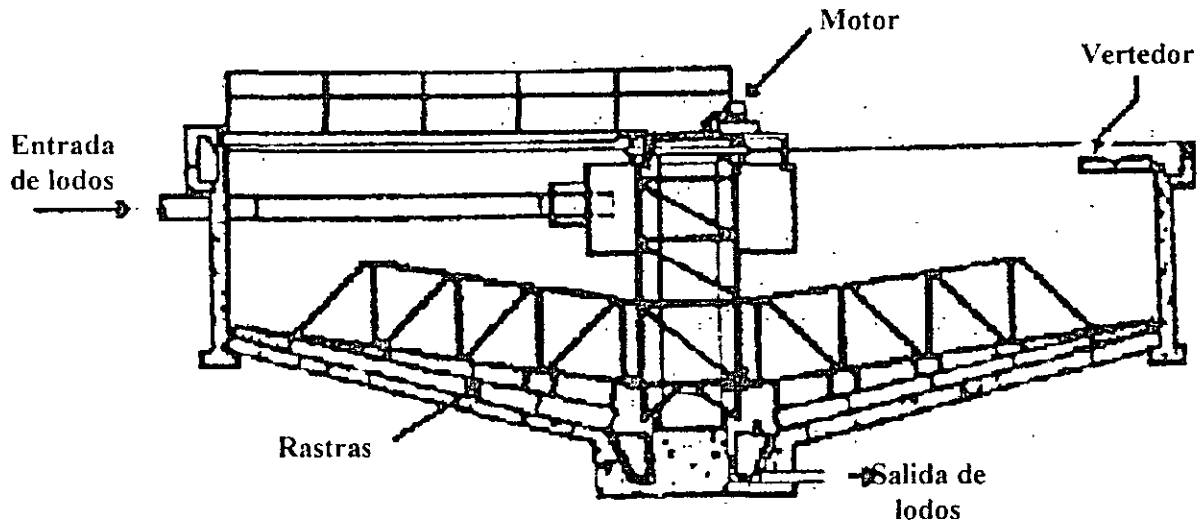


Fig. 12.2 Espesador de lodos cilíndrico (sedimentador).

ESPESAMIENTO POR CENTRIFUGACIÓN.

La centrifugación constituye un medio eficiente para completar la sedimentación y sustituir el espesamiento por gravedad. Se emplea tanto para el espesamiento, como para la deshidratación de lodos. En el primer caso, su uso está prácticamente restringido al espesamiento de lodos provenientes del sistema de lodos activados. Existen tres tipos de centrifugas apropiadas para espesar lodos: centrifuga de discos, centrifuga horizontal de transportador helicoidal o de tornillo y centrifuga de tazón (ver figura 12.10).

La centrifuga de discos opera en forma continua. Consiste de una unidad formada por una serie de discos ordenados verticalmente. Cada disco, actúa como una centrifuga de baja capacidad. El líquido se va clarificando gradualmente al pasar entre los discos. Los sólidos se concentran en la periferia del tambor y se descargan a través de pequeños orificios.

La centrifuga de transportador helicoidal es la más empleada en el tratamiento de lodos. La unidad central es un tambor montado en forma horizontal en donde se aloja un "gusano sinfin" que gira a una velocidad ligeramente diferente a la del tambor. Los lodos son arrojados hacia las paredes por efecto de la fuerza centrífuga y son transportados por medio del "gusano sinfin" hacia el extremo de descarga de la unidad. En la mayoría de los casos, el tambor está diseñado con un diámetro decreciente en el sentido de la trayectoria de los sólidos, creando una zona en donde los lodos pueden concentrarse un poco más. Este equipo opera en forma continua con alta eficiencia.

La centrifuga de tazón opera intermitentemente. En este sistema, el lodo se alimenta a un recipiente rotatorio montado verticalmente sobre una flecha; al girar éste, los sólidos se acumulan en las paredes del recipiente y el agua sale por el centro. Cuando el equipo completa la separación, el tazón se detiene gradualmente y se procede a descargar la torta de lodo.

ESPESAMIENTO POR FLOTACIÓN CON AIRE DISUELTO

En los casos en que el espesamiento por gravedad resulta poco eficiente, la flotación se ha empleado con buenos resultados para el espesamiento de lodos entre ellos los activados, aunque con mayores problemas técnicos y operacionales.

Este proceso no es muy usual en las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales por su gran costo y difícil mantenimiento. Además, éste proceso requiere la adición de sustancias floculantes, como pueden ser polielectrolitos, para mejorar la capa flotante que generalmente tiene de 20 a 40 cm de espesor.

En el espesamiento por flotación se utilizan diminutas burbujas de aire que quedan atrapadas en las partículas sólidas. La fuerza ascendente del conjunto (partícula de lodos y burbuja de aire) hace que las partículas floten, concentrándose en la superficie y puedan ser removidas.

El aire bajo presión de varias atmósferas se mezcla con el lodo, ya sea con la corriente de alimentación o con la recirculación, manteniéndolo durante varios minutos en un tanque de retención para dar tiempo a que el aire se disuelva. Se hace pasar entonces a través de una válvula reductora de presión para ser descargado al tanque de flotación que opera a presión atmosférica. El aire deja de estar en solución y se desprende en forma de burbujas.

La principal ventaja de la flotación sobre el espesamiento por gravedad es la facilidad para remover en forma más completa y rápida aquellas partículas que sedimentan lentamente, sin embargo, este método es más costoso, principalmente por los gastos ocasionados para mantener el aire bajo presión.

En la Fig. 12.3 se indica un diagrama de este proceso que puede llevarse a cabo con recirculación del agua clarificada en un porcentaje del 25-50% del caudal de entrada.

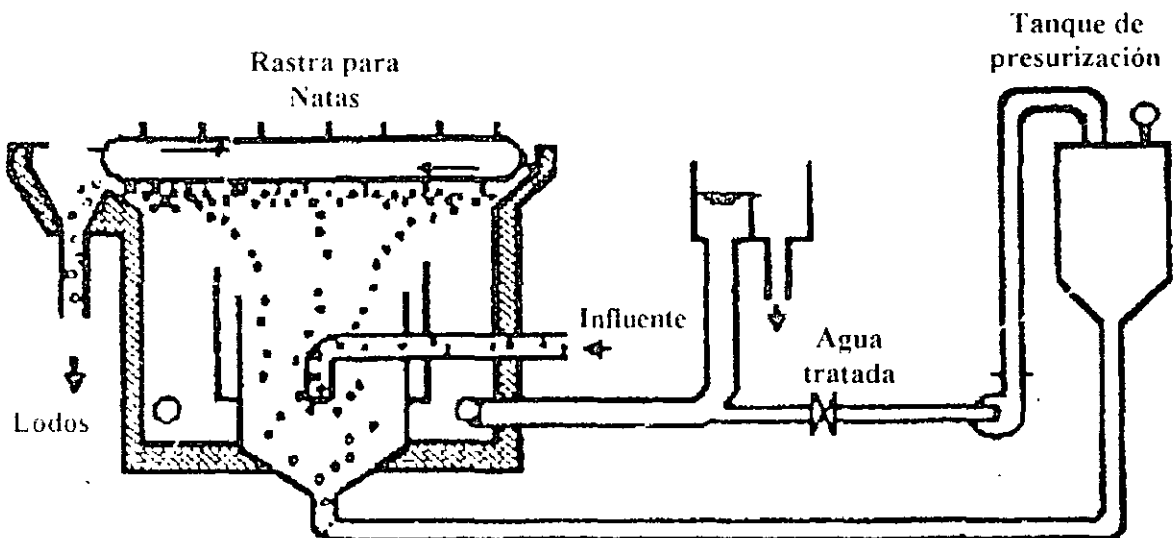


Fig. 12.3 Sistema de flotación para la concentración de lodos.

12.5 DIGESTION

DIGESTIÓN ANAEROBIA

La digestión anaerobia de los biosólidos es un proceso que tiene como finalidad la estabilización de la materia orgánica que contengan.

En términos generales, el tratamiento consiste en depositar los lodos en digestores cerrados que impidan el paso de aire, con la finalidad de descomponer la materia orgánica por medio de microorganismos anaerobios. La velocidad de descomposición, depende de una inoculación adecuada, el pH, tipo de sólidos, temperatura y un mezclado adecuado de los sólidos crudos con el inóculo. Los lodos digeridos, posteriormente pueden ser secados e incinerados o usados como fertilizante.

El proceso se lleva a cabo por dos grupos de bacterias: (Fig. 12.4)

- Bacterias hidrolíticas.

Son microorganismos saprófitos, anaerobios facultativos, que metabolizan los carbohidratos, grasas y proteínas convirtiéndolos en ácidos orgánicos (ácido acético, butírico) y alcoholes de bajo peso molecular

- Bacterias metanogénicas.

Son microorganismos anaerobios estrictos, utilizan los ácidos orgánicos y alcoholes de bajo peso molecular (producidos por las bacterias hidrolíticas)

La estabilización de los lodos por vía anaerobia se puede resumir de la siguiente forma:

Bacterias + Materia orgánica \rightarrow Bacterias + Materia orgánica (resistente) + $\text{CH}_4 + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O}$

La eficiencia del tratamiento anaerobio depende del balance entre los dos grupos de bacterias mencionadas, de la alimentación al sistema, la temperatura, el pH y el tipo de materia orgánica suministrada, por otro lado, el grado de reducción de los sólidos volátiles depende de la concentración de materia volátil en el lodo crudo.

Los factores más importantes que se controlan en los procesos anaerobios son: producción de gas (cantidad y composición), balance de los sólidos en el sistema (totales, volátiles y fijos), DBO, acidez y pH, ácidos volátiles, grasas, características del lodo y olor.

La digestión anaerobia es inhibida por sustancias tóxicas tales como, metales pesados (cobre, níquel, zinc, cromo), exceso de iones NH_4^+ , sulfuros, cianuros, fenoles, concentración alta de detergentes:

En el proceso, el gas producido (Biogas) está compuesto principalmente de metano (65-70% Vol.) y gas carbónico (25-30% Vol.), conteniendo además oxígeno en proporciones ínfimas (0.03%), monóxido de carbono (2-4%), nitrógeno (1%), sulfuro de hidrógeno, hidrocarburos, etc., dependiendo del origen de lodo.

En los lodos digeridos se destruye la mayor parte de los microorganismos patógenos, sin embargo todavía se discute la destrucción de ciertos virus y del bacilo de Koch.

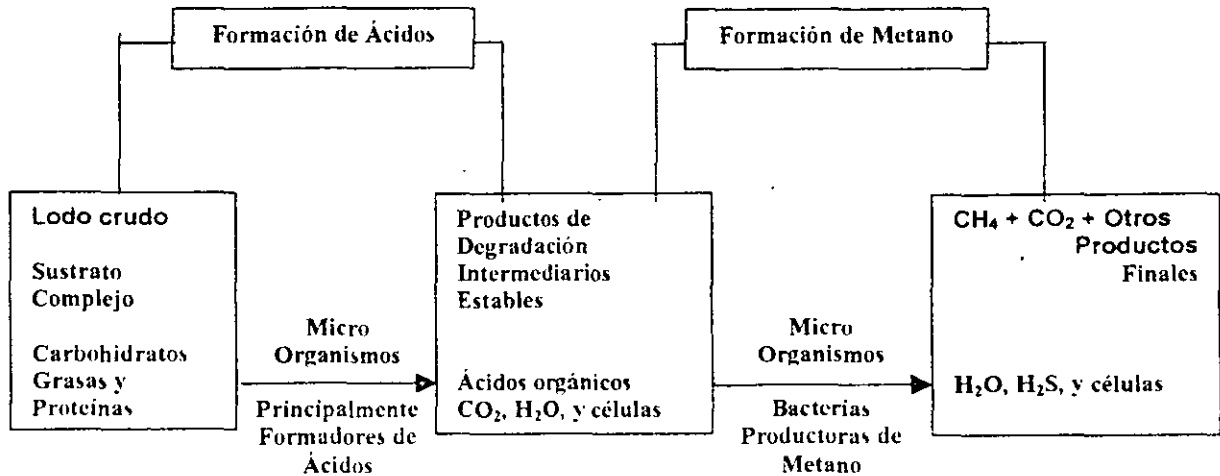


Fig. 12.4 Diagrama simplificado de los procesos y transformaciones durante la digestión anaerobia de lodos.

Tipos de digestores anaerobios

Existen dos tipos de sistemas de digestión anaerobia de los biosólidos:

1º. Digestión convencional que pueden ser de una etapa o paso o de dos etapas o pasos y 2º. Digestión de alta tasa.

Digestores de una etapa o paso.

Estos sistemas constan de un sólo digestor, en donde se lleva a cabo la digestión del lodo crudo y la concentración de los lodos digeridos.

El proceso de digestión se mantiene a temperaturas entre el rango de 85-115° F por medio de calentadores externos, el gas metano puede ser utilizado como combustible para mantener la temperatura en el digestor. Los tiempos de retención en este tipo de digestores son relativamente altos entre 30 y 50 días.

La digestión, el espesamiento y la formación de material flotante se llevan a cabo separadamente dentro del tanque. Operacionalmente, el lodo crudo se alimenta en la zona de digestión activa y el gas producido se remueve del tanque por la parte superior. Mientras el gas sube a la superficie, éste eleva consigo partículas de lodos y otros materiales, tales como grasas y aceites, formando una capa de natas. Como resultado de la digestión, el lodo se mineraliza (aumentando el porcentaje de lodos fijos), y por gravedad éste se espesa; lo que causa la formación de una capa de material flotante sobre la zona de digestión de lodo. El volumen del tanque se utiliza únicamente a un 50% debido a la estratificación y falta de mezcla. Por lo anterior, la digestión convencional se lleva a cabo en un proceso de dos pasos.

Digestores de dos etapas o pasos.

Este sistema tiene como finalidad proveer un mayor volumen útil, para disminuir los tiempos de retención. Esta formado por dos etapas, en la primera se lleva a cabo la digestión con mezclado mecánico o por recirculación de gas y a temperaturas controladas por calentamiento,

con un tiempo de retención entre 10-15 días; en la segunda etapa sólo se lleva a cabo la separación de los sólidos, el acabado del proceso de digestión y la remoción del gas. (Fig. 12.5)

Digestores de alta tasa.

Este difiere del proceso anterior en que la carga de sólidos es mayor. El lodo se mezcla íntimamente por la recirculación del gas, bombeo, o por mezcladores mecánicos y se calienta para obtener una digestión óptima. El equipo de mezcla, en este proceso debe tener mayor capacidad, que el proceso anterior, y debe de llegar hasta el fondo del tanque. El tanque es más profundo. El lodo deberá bombearse continuamente o en ciclos de 30 minutos a 2 horas. El lodo digerido tiene una concentración de aproximadamente la mitad de la del influente, ya que no existe una separación del lodo.

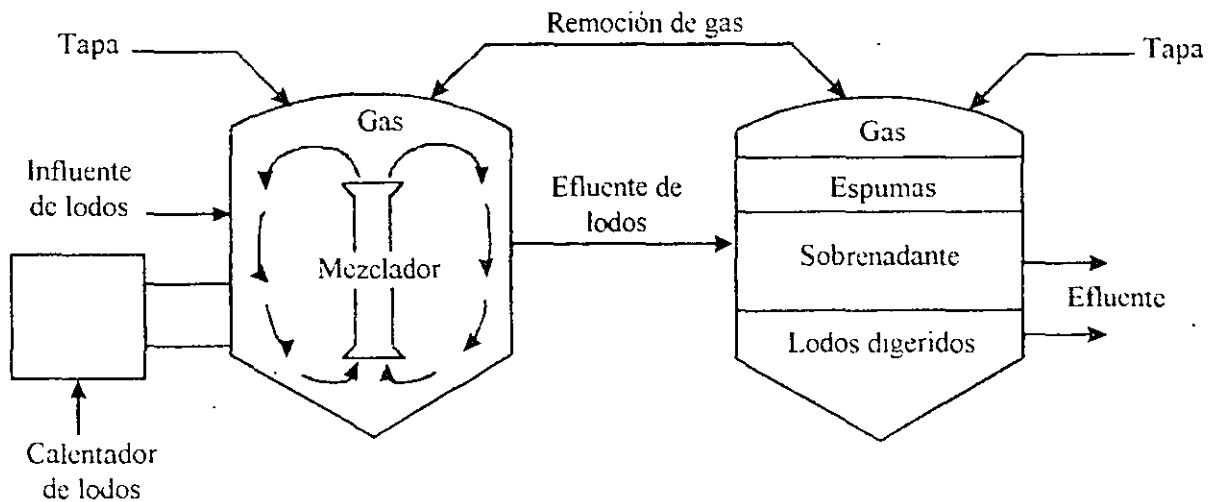


Fig. 12.5 Proceso de digestión en dos pasos

CRITERIOS DE DISEÑO

| Crterios Volumétricos | Pies ³ /capita | m ³ /capita |
|--------------------------------|---------------------------|------------------------|
| Lodos primarios | 1.3-3 | 0.037-0.085 |
| Lodos prim. + fil percoladores | 2.6-5 | 0.074-0.142 |
| Lodos primarios + activados | 2.6-6 | 0.074-0.170 |

CAPACIDAD REQUERIDA PARA EL TANQUE DE DIGESTIÓN*

| TIPO DE TRATAMIENTO | LODO HUMEDO | | | VOLUMEN REQUERIDO 35-45 días de retención /hab |
|------------------------------|--------------------------|-------------|---------|---|
| | Sólidos secos g/hab/d | Sólidos (%) | l/hab/d | |
| Primario | 54 | 5 | 1.076 | 37-48 |
| Primario + filtro percolador | 81 | 4 | 2.03 | 71-91 |
| Primario + lodos activados | 86 | 3 | 2.83 | 99-127 |

*Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

TIEMPO REQUERIDO PARA LA DIGESTIÓN A VARIAS TEMPERATURAS*

| ITEM | DIGESTIÓN MESOFÍLICA | | | | | DIGESTIÓN TERMOFÍLICA | | | | |
|-------------------------|----------------------|----|----|----|----|-----------------------|----|----|----|----|
| | 10 | 15 | 21 | 26 | 32 | 37 | 43 | 48 | 54 | 60 |
| Temperatura, °C | 10 | 15 | 21 | 26 | 32 | 37 | 43 | 48 | 54 | 60 |
| Periodo de digestión, d | 75 | 56 | 42 | 30 | 25 | 24 | 26 | 16 | 14 | 18 |

*Datos a aplicar en lodos primarios y obtenidos para lograr la recuperación del 90% del gas producido

DIGESTIÓN AEROBIA

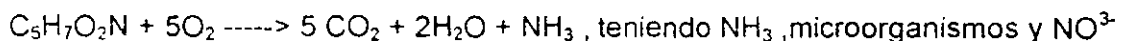
El proceso de la digestión aerobia es un método alterno para el tratamiento de lodos biológicos. Los digestores pueden ser usados para tratar solamente lodos activados, mezclas de desechos de lodos activados, lodos primarios y lodos de filtros percoladores, o lodos de plantas de tratamiento de lodos activados sin sedimentación primaria. Las ventajas de la digestión aerobia, comparada con la digestión anaerobia son: (1) la reducción de sólidos volátiles es aproximadamente la misma que la obtenida anaeróbicamente, (2) menores concentraciones de DBO en el licor sobrenadante, (3) obtención de un producto final biológicamente estable y sin olor que puede ser de fácil disposición, (4) producción de un lodo con excelentes características de desaguado, (5) recuperación de casi todo el valor básico de fertilización en el lodo, (6) muy pocos problemas de operación, (7) menor costo de capital. La principal desventaja del proceso parece ser el alto costo del suministro de oxígeno.

Entre los principales objetivos de la digestión aerobia se incluyen la reducción de olores, reducción de sólidos biodegradables y el mejoramiento de las características de desaguado de los lodos. El oxígeno puede suministrarse con aereadores superficiales o con difusores.

La digestión aerobia de los lodos (primarios y lodos activados) es un proceso en el cual la estabilización de la materia orgánica se lleva a cabo por aireación durante un extenso período de tiempo, dando como resultado una destrucción celular con una disminución de los sólidos suspendidos volátiles (SSV). La velocidad de destrucción celular disminuye cuando la relación de alimento microorganismo (F/M) aumenta (F=DBO, M=SSV).

El principal objetivo de este tratamiento es la reducción del volumen de los lodos para su disposición final. Esta reducción resulta de la conversión, por oxidación, de parte de las sustancias del lodo en productos volátiles (CO₂, NH₃, H₂).

Si representamos la materia celular por C₅H₇O₂N, su oxidación puede ser representada por la siguiente ecuación:



Los tiempos de residencia en los procesos aerobios son más cortos que los requeridos por los anaerobios. Esto repercute en una economía en los volúmenes de los digestores, sin embargo, los costos originados por la energía necesaria para la aireación pueden ser un factor importante en la elección del sistema de tratamiento en plantas con grandes flujos de lodos.

Los lodos estabilizados aeróbicamente, no desprenden olores, son homogéneos de color oscuro, y pueden drenarse fácilmente sin dificultad. Sin embargo no es recomendable almacenarlos por mucho tiempo en forma líquida sin aireación.

- Descripción del proceso.

La digestión aerobia es similar al proceso de lodos activados. Conforme la comida disponible se termina, los microorganismos comienzan a consumir su propio protoplasma para obtener la energía para el mantenimiento de las células. Cuando esto ocurre se dice que los microorganismos se encuentran en la fase endógena. Las células de los tejidos son oxidadas aeróbicamente a dióxido de carbono, agua, y amoniaco. Solamente, del 75 al 80% de las células de los tejidos pueden ser oxidadas; el remanente 20 a 25%, está formado de componentes inertes y orgánicas que no son biodegradables. Conforme la digestión continúa, el amoniaco es subsecuentemente oxidado a nitratos. Cuando se digieren aeróbicamente lodos activados o lodos de filtros percoladores mezclados con lodos primarios, toma lugar una oxidación directa de la materia orgánica en el lodo primario y también, una oxidación endógena de las células de los tejidos.

- Criterios de diseño

El diseño de digestores aerobios es similar al de los tanques rectangulares de aireación; además, usan sistemas de aireación convencionales. Los criterios de diseño para digestores aerobios son los siguientes:

| Parámetro | Valor |
|---|-------------|
| Tiempo de retención hidráulica a 20°C [días] | |
| Lodos activados solamente | 10-16 |
| Lodos activados de plantas sin sed. prim | 16-28 |
| Lodos primarios + activados o de fil. percol. | 18-22 |
| Cargas de sólidos [lib SSV/día-pie ³] | 0.02-0.4 |
| [Kg SSV/día-m ³] | 0.32-6.41 |
| Requerimientos de oxígeno lb/lb destruidas | |
| Células de tejidos | 2 |
| DBOs en lodos primarios | 1.6-1.9 |
| Requerimientos de energía para la mezcla | |
| Aereadores mecánicos [hp/1,000 pies ³] | 0.5-1.25 |
| [hp/1,000 m ³] | 17.66-44.14 |
| Mezcla de aire [pie ³ /min/1,000 pies ³] | 20-60 |
| Oxígeno disuelto mínimo [mg/l] | 1-2 |

El tiempo de retención se deberá incrementar para temperaturas menores a 20°C. Si solamente los lodos activados van a ser digeridos aeróbicamente, el tiempo de residencia promedio, para obtener una reducción dada de sólidos volátiles, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$C_o / C_i = 1 / (1 + k \cdot V / Q)$$

donde:

C_o = concentración del efluente

C_i = concentración del influente

V = volumen del reactor

Q = Flujo

k = tasa de remoción

$$S / S_o = 4a \exp(1/2d) / (1 + 2)^2 \exp(a/2d) - (1-a)^2 \exp(-a/2d)$$

donde:

- S = concentración del efluente
- S_0 = concentración del influente
- $a = (1 + 4ktd)^{1/2}$
- d = factor de dispersión = D / uL
- D = coeficiente axial de dispersión [pies^2/hr]
- u = velocidad de flujo [pies/hr]
- L = largo característico [pies]
- k = constante de reacción de primer orden
- t = tiempo de retención [hr]

Valores representativos del coeficiente "k" pueden ser de 0.05 a 0.07/ día aproximadamente. Los valores de "kt" pueden ser estimados con la gráfica 10.6 del capítulo 10:

- Eficiencias del proceso

La eficiencia del proceso varía de acuerdo a la edad del lodo y sus características. Los porcentajes típicos de remoción de algunos contaminantes son los siguientes:

- * Sólidos volátiles : 30 - 70% (35-45% típico)
- * Patógenos : arriba del 85%

- Otras características

Impacto Ambiental: El sobrenadante tiene que ser regresado al influente de la planta, el cual tiene una carga orgánica muy alta. La estabilización de los lodos reduce el impacto adverso de disposición de lodos en terrenos. El proceso tiene requerimientos altos de energía. Se puede requerir el control de olores.

Confiabilidad del proceso: El proceso es menos sensible a factores ambientales en comparación con el proceso de digestión anaeróbica. Requiere de menos control de laboratorio y mantenimiento diario. Es relativamente resistente a variaciones en la carga, pH e interferencia de metales. A bajas temperaturas, el sistema requiere de mayores tiempos de retención para adquirir un nivel fijo de reducción de sólidos volátiles; sin embargo, la pérdida del buen funcionamiento no necesariamente causa un producto oloroso. Se puede obtener un lodo más fácil de desaguar si se mantiene un nivel de OD de 1 a 2 mg/l, con tiempos de retención adecuados (con excepción en filtros al vacío).

Limitaciones: El proceso tiene un costo de operación muy alto (principalmente en el abastecimiento de oxígeno). El tiempo requerido para la estabilización es altamente sensible a la temperatura, y la estabilización aeróbica puede requerir de períodos excesivos en climas fríos, incrementando aún más su costo de operación.

LAGUNAS DE LODOS

Se utilizan principalmente en la disposición final, sus procesos y criterios de diseño se presentan en el capítulo de lagunas de estabilización.

TANQUES IMHOFF

Se presentan sus características en el apartado de tratamiento biológico anaerobio del capítulo 8.

12.6 ACONDICIONAMIENTO

Como se mencionó anteriormente los lodos tienen un gran contenido de agua: un 95%, si la materia seca es en su mayor parte orgánica y 70-80% si es mineral. La eliminación de esta agua presenta problemas debido a las propiedades físicas del lodo, por lo cual es necesario realizar un tratamiento previo para poder deshidratarlo con mayor facilidad. Este tratamiento se le ha denominado acondicionamiento de los lodos y tiene la finalidad de alterar las propiedades físicas de los lodos por métodos fisicoquímicos, convirtiendo la masa gelatinosa y amarga del lodo en un material poroso que podrá liberar fácilmente el agua que contenga. Los métodos de acondicionamiento empleados son: elutriación, químico, térmico, congelación y carga.

Para evaluar la eficiencia de los métodos de acondicionamiento, deben considerarse los siguientes parámetros: resistencia específica, coeficiente de comprensibilidad, rendimiento, velocidad ascensional y velocidad de sedimentación, según el proceso de deshidratación o espesamiento que se utilice.

ELUTRIACION

Es una de las variantes de los espesadores, la cual consiste en un lavado del lodo con agua depurada para mejorar alguna de sus condiciones fisicoquímicas. La alcalinidad y la extracción de compuestos amoniacales son algunas de sus principales aplicaciones.

Es necesario advertir que el espesamiento precede siempre a la digestión con el fin de ahorrar volumen en la misma. Por el contrario, la elutriación se realiza antes del acondicionamiento químico y después de la digestión.

Los elutriadores son iguales que los espesadores, con la diferencia de que a la entrada del tanque se añade al lodo una cantidad considerable de agua. La concentración de los lodos por elutriación es comparable con la obtenida por espesamiento. El efluente está, generalmente cargado de materias finas y coloidales, las cuales una vez recirculadas son reabsorbidas por los lodos floculados (biológicos o químicos).

La elutriación separa de los lodos, por lavado, substancias que interfieren física o económicamente en el acondicionamiento químico y la filtración por vacío. Por ejemplo, la reducción de la alcalinidad de los lodos digeridos y con ella la de las cantidades de productos químicos que es necesario agregar antes de la filtración, también elimina materias finas y coloidales, con lo cual acelera el espesamiento de los lodos e incrementa la eficiencia de los sistemas de secado mecánico (filtros al vacío, filtro-prensa, centrifugado, etc.).

En el caso de lodos muy fermentados, la elutriación con agua depurada aireada reduce las posibilidades de su descomposición anaerobia.

La elutriación de los lodos se lleva a cabo en tanques sencillos o múltiples mediante lavados sencillos o repetidos, utilizándose si se desea, el agua de lavado en forma seriada. Durante el lavado, los sólidos se mantienen en suspensión por agitación mecánica o con aceite. El uso en

serie del agua de lavado se llama elutriación a contracorriente. El agua de lavado se trata o evacua junto con el licor de los digestores y filtros.

ACONDICIONAMIENTO QUÍMICO

El acondicionamiento químico de los lodos se realiza por medio de la utilización de productos químicos coagulantes, para propiciar la coagulación-floculación de los sólidos dispersos en los lodos, con lo cual la velocidad de remoción del agua por filtración o secado al aire aumenta. Los reactivos químicos utilizados pueden ser orgánicos o minerales. En la tabla siguiente se enlistan algunos productos químicos acondicionantes.

Productos químicos acondicionantes de lodos de aguas residuales

| Compuesto químico | Fórmula | Peso molecular |
|----------------------|---|----------------|
| Cloruro férrico | FeCl ₃ | 162.2 |
| Clorosulfato férrico | Fe(SO ₄) ₂ Cl | 187.4 |
| Sulfato Férrico | Fe(SO ₄) ₃ | 399.9 |
| Sulfato de aluminio | A12(SO ₄) ₃ 18H ₂ O | 666.4 |
| Cal | CaO | 56.1 |
| Polimeros | Orgánicos | ... |

Dosificación de reactivos para varios tipos de lodos (Datos en % de lodo seco)

| TIPOS DE LODO | FRESCO | | DIGERIDO | | ELUTRIADO DIGERIDO |
|-----------------------------|-------------------|-----|-------------------|------|--------------------|
| | FeCl ₃ | CaO | FeCl ₃ | CaO | FeCl ₃ |
| Primario | 1-2 | 6-8 | 1.5-3.5 | 6-10 | 2-4 |
| Primario y filtro biológico | 2-3 | 6-8 | 1.5-3.5 | 6-10 | 2-4 |
| Primario y activo | 1.5-2.5 | 7-9 | 1.5-4 | 6-12 | 2-4 |
| Activo | 4-6 | | | | |

El acondicionamiento añadiendo compuestos inorgánicos se emplea generalmente cuando se desea deshidratar lodos crudos o digeridos en filtros prensa o al vacío. Normalmente se utiliza una mezcla de cal y sales de fierro o aluminio (sulfato ferroso, sulfato férrico, cloruro férrico o sulfato de aluminio), las cuales producen iones cargados positivamente que reaccionan con los iones negativos en el lodo, neutralizándolos y permitiendo la formación de agregados más grandes que sedimentan fácilmente y pueden ser rápidamente deshidratados. El cloruro férrico reacciona con los bicarbonatos del lodo produciendo hidróxidos que actúan como floculantes. La cal tiene un ligero efecto deshidratante, pero su principal propósito es elevar el pH para reducir malos olores.

El ácido sulfúrico y la cal sólo se emplean para fijar el pH ideal para la floculación, que puede variar en cada caso.

El sulfato férrico comercial se usa también en algunas ocasiones en vez del cloruro férrico y su dosificación es, aproximadamente, 1.6 veces superior a la de éste.

El sulfato de aluminio igualmente se emplea, sobre todo, en procesos de elutriación de lodos. La fragilidad de los flóculos producidos hace que éstos se tengan que manejar con cuidado.

Los polielectrolitos son compuestos orgánicos de cadenas largas y altos pesos moleculares, tal como son los derivados del almidón, la celulosa, materiales proteínicos y muchos otros que se producen en forma sintética. A lo largo de sus cadenas tienen grupos cargados positiva o negativamente (polielectrolitos catiónicos y aniónicos respectivamente). Estos compuestos se usan en el acondicionamiento de lodos para absorber agua de la superficie de las partículas sólidas, neutralizar cargas y para actuar como un puente entre partículas, facilitando así su aglomeración. Su uso ha hecho posible la introducción de dos métodos de deshidratación: centrifugación y deshidratación con filtros bandas.

Resumiendo puede decirse que el uso de un reactivo u otro, depende del costo de los productos en el punto de aplicación, del valor del equipo de dosificación y del rendimiento que se quiera obtener del secado mecánico posterior.

La dosificación de estos reactivos se debe efectuar de forma que se consiga una mezcla perfecta con el lodo y un determinado tiempo de contacto antes del secado posterior.

ACONDICIONAMIENTO TÉRMICO

El acondicionamiento de los lodos pueden también efectuarse por calor, lo cual produce la ruptura de la unión del agua con la materia coloidal, haciendo un cambio en su estructura gelatinosa, solubilizando materiales en suspensión y precipitando materia en solución, con lo cual se facilita la posterior deshidratación del lodo. Este proceso es de gran aplicación para los lodos con contenido predominante de materia orgánica

El tratamiento térmico se ha utilizado en Inglaterra desde 1930 y en Estados Unidos es hasta fechas recientes que ha comenzado a usarse. Existen comercialmente los siguientes procesos:

- Proceso Proteus. Se usa en la inyección de vapor al lodo.
- Proceso Zimpro. Hace una modificación a baja presión con oxidación química.

El acondicionamiento térmico generalmente se efectúa a temperaturas entre 160-210° C, con tiempos de residencia de 30-60 minutos. El consumo calorífico necesario para este proceso varía de 800-1500 Kcal/Kg de lodo, como resultado la fase líquida se puede separar fácilmente por filtros de arena o por filtración

Una modificación del proceso consiste en aplicar aire comprimido al lodo antes de su entrada a la cámara de acondicionamiento para favorecer la oxidación de la materia orgánica.

Varios autores establecen algunas ventajas y desventajas del acondicionamiento térmico de lodos entre ellas:

Ventajas:

- Mejora considerablemente el espesamiento y deshidratación;
- reducción de sólidos y organismos patógenos;

- es poco sensible a cambios en la composición del lodo;
- es posible recuperar metales pesados.

Desventajas:

- Altos costos capitales y de operación;
- producción de una corriente gaseosa con olores indeseables;
- producción de un sobrenadante con altas concentraciones de material orgánico, nitrógeno amoniacal y color.

ACONDICIONAMIENTO POR CONGELACIÓN.

El acondicionamiento por congelación es un proceso bastante eficaz, pero tiene el inconveniente de no ser económico. Este método consiste en congelar suave y totalmente los lodos, los que tienden a concentrarse en el centro del bloque de hielo posteriormente se procede a su descongelamiento, destruyendo la capacidad de unión del agua mejorando sus características de deshidratación de los lodos primarios, activados o digeridos.

El proceso se lleva a cabo en condiciones de -10°C a -20°C durante 1-4 horas.

En los lugares donde las temperaturas naturales son frías, como son las zonas templadas y frías, se ha usado este método obteniéndose buenos resultados.

ACONDICIONAMIENTO POR CARGA.

Es otro método para acondicionar los lodos, consiste en adicionar a los lodos materiales secos inertes. El tipo y concentración del lodo obtenido depende del tipo de lodo que se quiera tratar.

12.7 DESHIDRATACIÓN Y SECADO

El objetivo principal de la deshidratación es eliminar tanta agua del lodo como sea posible para producir un material no fluido, cuya concentración de sólidos sea significativamente más alta que en un lodo espesado. El proceso adecuado se selecciona principalmente por los requisitos de las etapas subsecuentes de tratamiento o de la disposición final.

La deshidratación de los lodos se hace con la finalidad de:

- Adecuarlos para su disposición final como relleno sanitario
- Reducir los costos de transporte
- Aumentar su potencial calorífico.

La deshidratación de lodos se puede llevar a cabo por medios mecánicos o por métodos en los cuales el movimiento del agua es controlado por fuerzas naturales.

La filtración es una operación unitaria en la que los sólidos se apartan físicamente de una corriente líquida al hacerla pasar a través de un lecho o medio poroso. En los diferentes sistemas de filtración se aplica una fuerza, ya sea vacío, presión o gravedad o fuerza centrífuga, para hacer pasar solamente el agua a través del medio filtrante, separándola así de los sólidos.

Los procesos mecánicos más utilizados para la deshidratación de lodos incluyen filtración al vacío, centrifugación, filtros prensa y filtros de bandas horizontales. Estos procesos se recomiendan cuando no se dispone de terreno suficiente o se tienen condiciones ambientales adversas.

Los métodos no mecánicos se basan en la filtración y evaporación del agua. Son sistemas menos complejos y más fáciles de operar que los sistemas mecánicos; consumen menos energía pero requieren mayores extensiones de terreno y más trabajo de operación, principalmente para levantar la torta de lodo. Se recomiendan únicamente cuando se trata de pequeñas cantidades de lodos procedentes de pequeños caudales de aguas residuales. Entre estos procesos se encuentran los lechos de secado y las lagunas de lodos.

LECHOS DE SECADO

Los lechos de secado, principalmente lechos de arena, son el sistema más común y antiguo de los métodos no mecánicos para la deshidratación de lodos. El proceso se lleva a cabo permitiendo el drenado del agua por gravedad y su evaporación hasta alcanzar la concentración de sólidos deseada. Las figuras 12.6 a 12.8 muestran cortes y planta. Las paredes laterales pueden construirse de concreto reforzado o mampostería. Se recomienda una profundidad mínima de arena entre 25 y 30 cm., aunque en algunos casos se puede elevar a 45 cm para prolongar la vida del lecho.

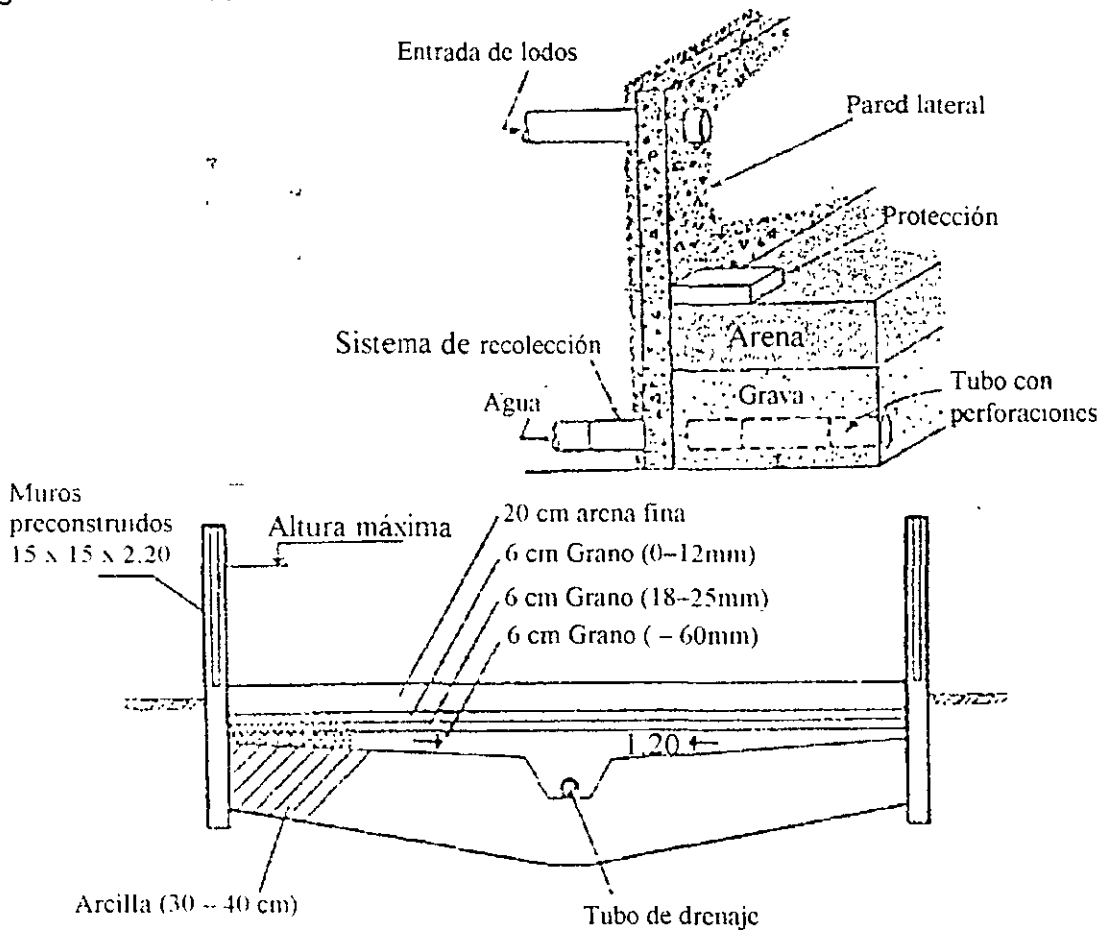


Fig. 12.6 Corte constructivo y granulometría de los lechos de arena

Este proceso se usa para la deshidratación de lodos digeridos. El lodo se coloca sobre los lechos en capas de 8 a 12 pulgadas (20 a 30 cm), para su secado, el lodo ya seco es removido de los lechos y se pone a disposición para usarse como fertilizante. Los lechos pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los lechos abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por los malos olores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son mas convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos.

- Características

El área total de secado es repartida en lechos individuales de aproximadamente 20 pies (6.1 m de ancho por) 20 a 100 pies (6.1 a 30.5 m) de largo. Los lechos generalmente consisten de 4 a 9 pulgadas (10 a 23 cm) de arena sobre una capa de grava o piedra de 8 a 18 pulgadas (20 a 45.7 cm) de espesor. La arena tiene un tamaño efectivo típico de 0.3 a 1.2 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 5.0. La grava normalmente se gradúa de 1/8 a 1.0 pulg. Los lechos son desaguados por drenes localizados en la grava con espaciamientos de aproximadamente 6 a 20 pies (1.8 a 6.1 m). La tubería de los drenes tiene un diámetro mínimo de 4 pulgadas (10 cm) y una pendiente mínima de aproximadamente uno por ciento. Las paredes de los lechos pueden ser de concreto, madera o tierra, y tienen normalmente una altura de 12 pulgadas (30.5 cm). El lodo puede fluir aproximadamente 100 pies (30.5 m) si la pendiente del lecho es de aproximadamente 0.5 por ciento.

- Descripción del proceso.

La deshidratación de lodos en lechos de secado ocurre por filtración del agua a través del medio filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva generalmente a cabo en 1 o 2 días. Esto depende en las características del lodo y la profundidad a la cual es puesto en los lechos. Después de que casi toda el agua haya sido filtrada y evaporada, el lodo se queda con un contenido de humedad en equilibrio con la del aire, ya que el contenido de humedad final dependen de la temperatura y la humedad relativa del aire. El agua drenada puede ser recirculada al influente de los tanques de sedimentación primaria. Una vez que el lodo haya sido lo suficientemente deshidratado, éste se remueve de los lechos manual o mecánicamente. Los lodos con 20 a 30 por ciento de sólidos se pueden remover mecánicamente, mientras lodos con 30 a 40 por ciento de sólidos requieren ser manejados manualmente.

- Criterios de diseño

Las tuberías de lodos en los lechos son generalmente de fierro fundido y se diseñan para una velocidad mínima de 2.5 pies/seg (0.76 m/seg), éstas deben diseñarse de tal forma que se puedan lavar y para que no se congelen en climas fríos. Los lechos deben de contar con placas para recibir el lodo y distribuirlo sobre los lechos, además de prevenir la erosión de la arena. La carga de lodos se calcula con base en los habitantes o con base en una carga unitaria de sólidos secos por área por año. Los criterios típicos de diseño establecidos por la CNA, para varios tipos de lodos, son los siguientes.

| Concepto | | Lechos Abiertos | Lechos Cerrados |
|---|---|-----------------------|-----------------------|
| Area requerida | | | |
| Lodos primarios requeridos. | [pies ² /capita] [m ² /capita] | 1.0-1.5 0.09-0.14 | 0.75-1.0 0.07-0.09 |
| Lodos primarios y activados. | [pies ² /capita] [m ² /capita] | 1.75-2.5 0.16-0.23 | 1.25-1.5 0.12-0.14 |
| Lodos precipitados con aluminio o fierro. | [pies ² /capita] [m ² /capita] | 2.0-2.5 0.19-0.23 | 1.25-1.5 0.12-0.14 |
| Carga de sólidos. | [lb/pie ² -año] [kg/m ² - año] | 10-28 48.8-136.7 | 12-40 58.6-195.3 |

- Eficiencias del proceso

Una masa de lodos con 40 a 45 por ciento de sólidos se puede obtener en dos o seis semanas en un buen clima y con un lodo bien digerido, lodo primario o lodo mezclado. El tiempo de deshidratación puede ser reducido a un 50 por ciento si se cuenta con un acondicionamiento químico. Se puede lograr de un 80 a 90 por ciento de contenido de sólidos en lechos de arena pero normalmente los tiempos requeridos son imprácticos.

Impacto Ambiental: Un lodo pobremente digerido puede causar problemas de olores, además los requerimiento de terreno son grandes.

Limitaciones: El proceso normalmente se restringe para lodos bien digeridos o bien estabilizados, ya que el lodo pobremente digerido o crudo es oloroso, atrae insectos y no se deshidrata satisfactoriamente. Las grasas y aceites colmaran las camas de arena y por lo tanto retarda seriamente el drenado. El diseño de los lechos se afecta por las condiciones del clima, las características del lodo, el costo y disponibilidad del terreno y su proximidad a los poblados. La operación del sistema se restringe severamente durante periodos prolongados de congelamiento y lluvia.

Diseño de lechos de secado

Ecuaciones para el cálculo de lechos de secado, considerando evaporación precipitación, contenido de sólidos, etc.:

$$T = \frac{(30 \times H \times S_o)}{(aE + bR)} \times \frac{1}{\{S_1\} - 1 / \{S_2\}} + t_d$$

$$AS = \frac{Q_s \times 12 \times T}{7.48 \times H}$$

Donde:

T = Tiempo total de secado [días]

H = Profundidad del lecho [pulgadas]

So= Porcentaje de sólidos en el influente [%]

- a = Factor de corrección de evaporación = 0.75
- E = Evaporación del agua [pulgada/mes]
- b = Factor de absorción de agua por el lodo = 0.57
- R = Precipitación del mes lluvioso [pulgada/mes]
- td= Tiempo de duración del drenado [días]
- S1= Porcentaje de sólidos después de td días [%]
- S2= Contenido de sólidos en el efluente
- AS= Area superficial requerida [pies²]
- Qs= Flujo de lodos [gal/día]

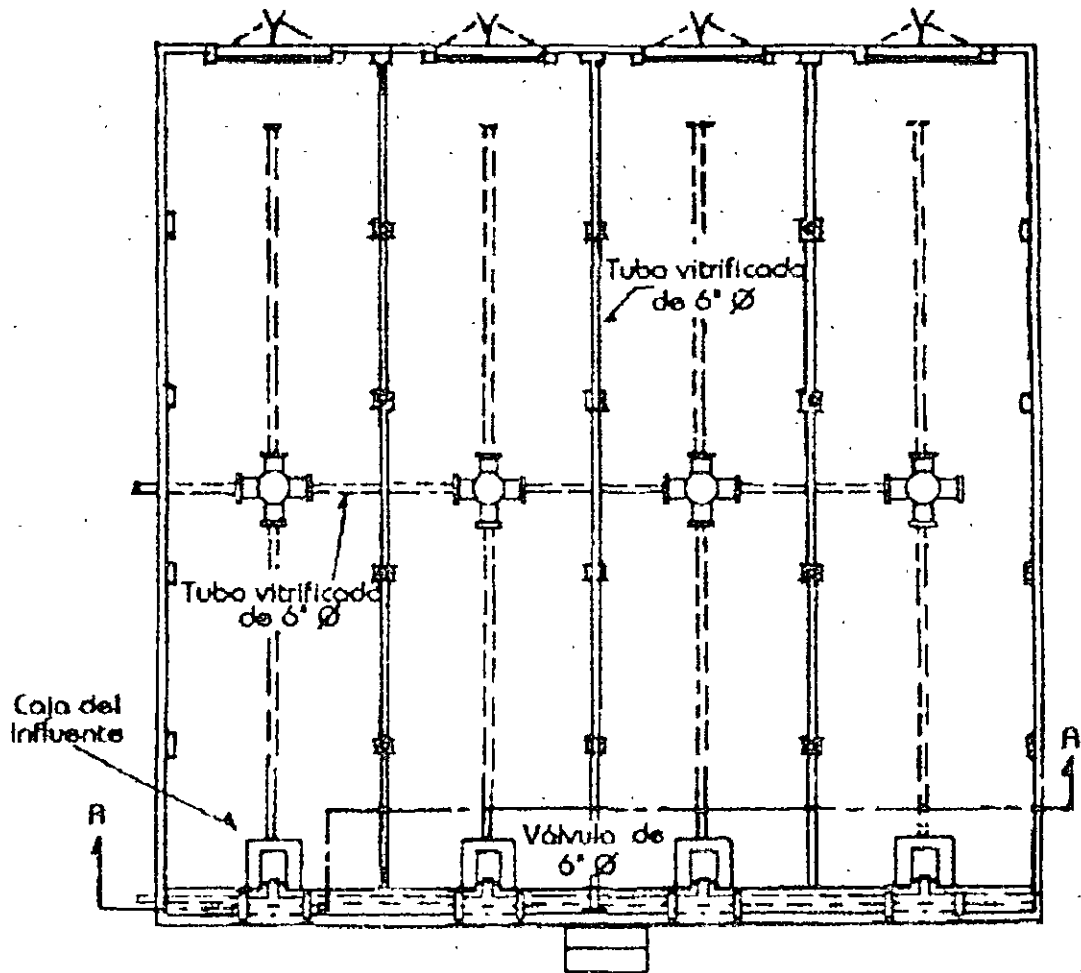


Fig 13.7 Lecho de secado, planta

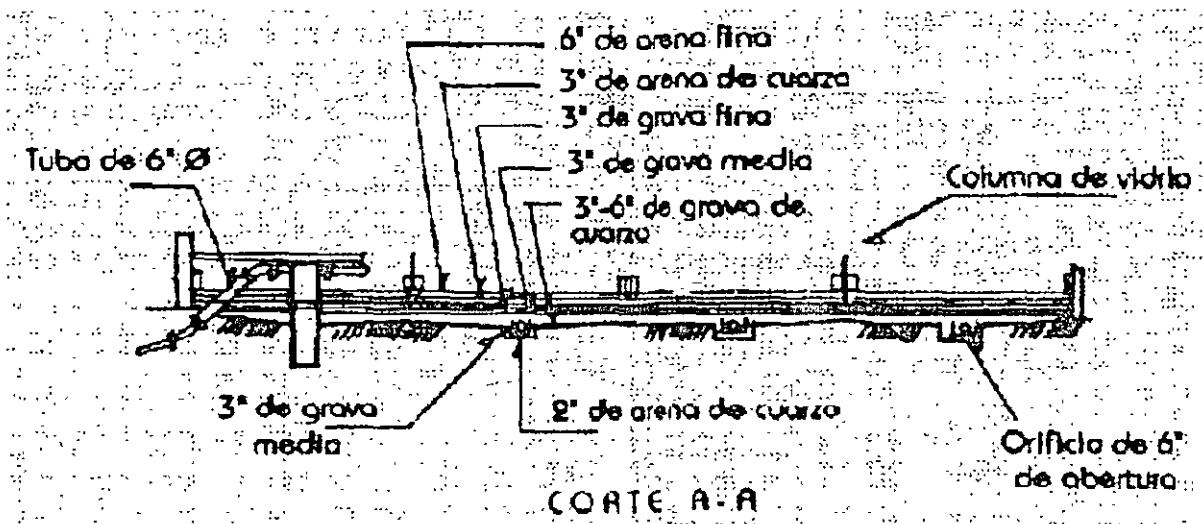


Fig. 12 8 Lecho de secado, corte A-A

FILTRACIÓN AL VACÍO

Este proceso de filtración es el que más uso tiene para la deshidratación de los lodos.

Los tipos de filtros de vacío empleados son los de tambor y los de discos. Para lodos de aguas residuales se usan los de tambor rotativo y carga exterior con alimentación por la parte inferior.

Como se muestra en la figura 12.9 aproximadamente la cuarta parte del tambor está sumergido en el lodo húmedo, conforme el tambor gira, el vacío aplicado en la parte interna del medio filtrante deshidrata el lodo y mantiene una capa de éste en el tambor

El lodo entra por la parte inferior del filtro donde se agita continuamente para evitar su decantación. En el tanque donde se sitúa el lodo se encuentra sumergido el tambor rotativo del filtro que se mueve a una velocidad determinada en el sentido de las manecillas del reloj. El tambor está dividido en segmentos, cada uno de los cuales va unido a una válvula distribuidora por la que se hace el vacío necesario. La aplicación de vacío en el sector en contacto con los lodos hace que aparezca una torta en la superficie del tambor del filtro. Posteriormente, se separa el líquido filtrado, se lava y se hace llegar el aire de soplado para despegue de la torta antes de que el raspador la desprenda totalmente del tambor.

La operación de secado por filtro rotativo de vacío resulta muy variable pues depende de muchos parámetros, el principal es la naturaleza del lodo y también tiene su importancia el acondicionamiento químico del mismo. La concentración de los lodos de entrada al filtro debe ser alrededor del 8% en peso.

Los filtros rotativos de vacío se construyen con superficie de 2 a 60 m² y van provistos de varios tipos de tela filtrante. Estas pueden ser de muy diversos materiales: algodón, lana, nylon, dracon y otros de tipo sintético, fabricándose con diferentes porosidades. También existen en acero inoxidable para determinados usos.

El acondicionamiento de los lodos húmedos es necesario para alcanzar los rendimientos normales en los filtros de vacío. Los lodos con acondicionamiento permiten eliminar el agua

más rápidamente, generando una torta más espesa e incrementando la velocidad del cilindro del filtro.

El rendimiento de los filtros se expresa en $\text{kg/cm}^2 \cdot \text{h}$ y la calidad de los mismos se mide por la humedad contenida expresada en % en peso de sólidos. La humedad normal de salida suele estar entre el 70 y el 80%.

Debido a que algunas veces la torta producida se seca mediante combustión húmeda o incineración, es fundamental que se alcance la sequedad prevista para no tener grandes consumos de combustible. Cuando se tratan los lodos para una incineración posterior, la torta debe tener del 60 al 70% de humedad.

- Criterios de diseño (CNA)

| Filtración al vacío | | |
|------------------------------------|-----------|-----------|
| Tipo de lodos | lb/h/ pie | Kg/h/m |
| Rendimiento | | |
| Sólidos frescos: | | |
| Lodos primarios | 4-12 | 19.5-58.6 |
| Lodos prim + filtros percoladores | 4-8 | 19.5-39.1 |
| Lodos primarios + activados | 4-5 | 19.5-24.4 |
| Lodos solamente activados | 2.5-3.5 | 12.2-17.1 |
| Sólidos digeridos: | | |
| Lodos primarios | 4-8 | 19.5-39.1 |
| Lodos prim. + filtros percoladores | 4-5 | 19.5-24.4 |
| Lodos primarios + activados | 4-5 | 19.5-24.4 |
| Carga de sólidos (base seca) | | |
| Lodos primarios | 7-15 | 34.2-73.2 |
| Lodos primarios digeridos | 4-7 | 19.5-34.2 |
| Lodos mezclados digeridos | 3.5-5 | 17.1-24.4 |

La carga de sólidos esta en función de la concentración de los mismos, subsecuentemente de los requerimientos del proceso y del preacondicionamiento químico.

- Eficiencia del proceso

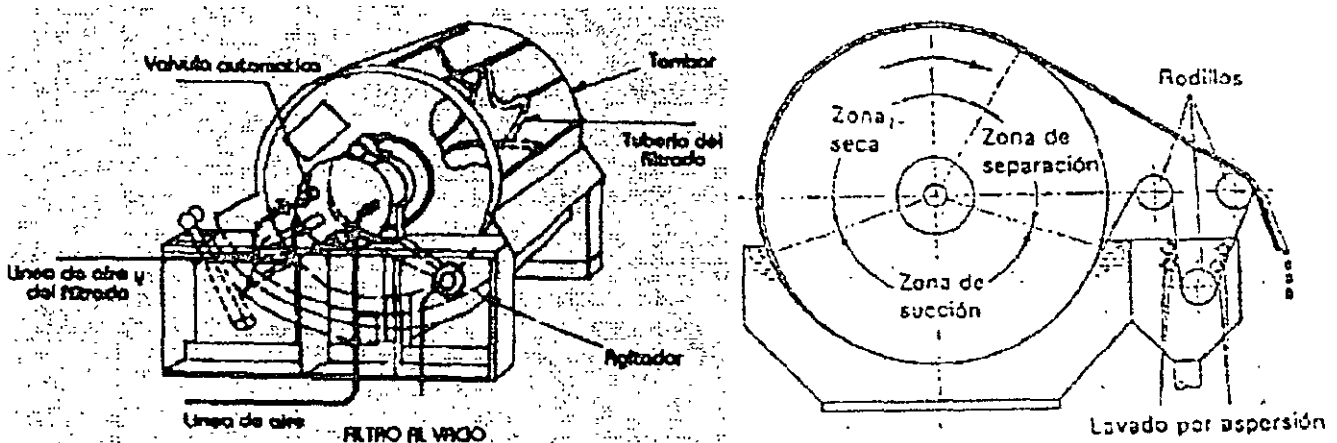
El ámbito de captura de sólidos es de 85 a 99.5 porciento y la humedad de la masa es normalmente de 60 a 90 porciento, dependiendo del tipo de alimentación, concentración de sólidos, acondicionamiento químico, operación y manejo de la unidad. La masa de lodos deshidratada es adecuada para el relleno sanitario, incineración o disposición en el suelo, previo estudio de CRETIB.

- Consumo de energía

La energía eléctrica para la operación de las bombas al vacío, del filtrado y otras y para el equipo mecánico puede ser estimada en base a 11,000 kWh/año/Mgal/día para lodos biológicos y de 42,000 kWh/año/Mgal/día para lodos de cal.

- Confiabilidad del proceso.

La adición de dosis elevadas de cal puede causar un requerimiento de lavado frecuente de los medios filtrantes de las unidades. Se requiere de un buen conocimiento en la operación de las unidades para mantener un nivel alto de confiabilidad, además se requiere monitoreo frecuente para obtener una masa manejable de lodos.



a) Elementos

b) diagrama esquemático

Fig. 12.9 Filtro al vacío, tambor rotatorio.

CENTRIFUGACIÓN

El funcionamiento de centrifugación se basa en la separación sólido-líquido por sus diferentes densidades espesando los lodos, al someterlos, a fuerzas centrífugas de hasta 5,000 veces la gravedad.

La elección de la centrífuga a usar debe estar basada en el estudio del lodo a desecar y en la práctica en este tipo de secado, esta selección se realiza con base en el tipo de sólidos, consumo de coagulantes, caudal tratable en cada caso y concentración de la torta de descarga. Las centrifugas en general son equipos compactos, completamente cerrados (lo cual reduce la emisión de malos olores), que requieren poco espacio para su instalación. Son útiles especialmente en la deshidratación de lodos que puedan obstruir los medios filtrantes. La torta de lodo contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad.

La principal desventaja del funcionamiento de las centrifugas es la eliminación del líquido que es rico en sólidos suspendidos no sedimentables. El envío del agua separada al tren de aguas puede elevar considerablemente la carga orgánica, disminuyendo la calidad del efluente.

Para aguas residuales, hay tres tipos fundamentales de centrifugas que son:

a).- Centrifugas de cesta o canasta

Estas centrifugas suelen ser pequeñas, usándose incluso en algunos casos para hacer pruebas piloto. El tanque tiene un diámetro entre 0.3 y 1.20 m.

Las centrifugas de cesta normalmente operan entre 1,000 y 1,300 G, aumentando la concentración de la torta y la clarificación del líquido centrifugado al incrementar la aceleración de la máquina. Sólo admiten caudales de tipo medio y normalmente sin aplicación de coagulantes, dan como resultado una gran recuperación de sólidos.

La cesta va cubierta por una carcasa para eliminar olores y ruidos, esta es un elemento de seguridad para evitar accidentes durante el funcionamiento.

Además de la variación del campo de aceleración, se puede ajustar la altura del anillo líquido del centrifugado para obtener una mayor clarificación del mismo.

Una de las características de este tipo de centrifugas son las rastras automáticas para la recuperación de la torta colocada en el interior de la cesta. También cuentan con indicadores de espesor de torta, colador del líquido centrifugado y con una descarga para mantener el anillo líquido dentro de la centrifuga.

Estas centrifugas son discontinuas, teniendo que interrumpirse el trabajo durante unos minutos para la descarga de la torta. El ciclo completo de centrifugación está comprendido entre 6 y 30 min. La recuperación puede llegar a ser del 90% en algunos casos; sin embargo, los lodos de aguas residuales industriales son difíciles de clarificar.

Los caudales a tratar en estas centrifugas son pequeños ya que al ser discontinuas se tiene que hacer un paro para extraer la torta. El caudal máximo por ciclo no suele sobrepasar los 180 l/min siendo la concentración de la torta pequeña, del 10 al 20% en sólidos totales. El consumo de energía eléctrica es bajo

Centrifugas de tornillo sinfín

Este tipo de centrifugas es el más usado en la actualidad para lodos de aguas residuales industriales al admitir grandes cantidades de sólidos en suspensión, pudiéndose eliminar en forma continua la torta concentrada. Los caudales que se pueden tratar son grandes, al no tener que parar la máquina

La aceleración de estas máquinas varía de 2,000 a 4,500 G, en la Fig. 12.10 se muestra un esquema de las mismas, en éste se pueden distinguir las dos posibilidades que existen en cuanto al sentido del recorrido de la torta y del líquido centrifugado; existe la posibilidad de que la alimentación, además de ser central como se indica en la figura sea también tangencial.

El movimiento de la cesta y el del tornillo sinfín son independientes, existiendo la posibilidad de que ambos sean movidos por un sólo motor y la transmisión a la cesta sea mediante poleas, o lo sean por motores autónomos.

La pieza más sensible de estas máquinas es el tornillo sinfín que debe ser revisado al menos cada seis meses. El tornillo debe estar protegido por un dispositivo diferencial que se dispara parando instantáneamente la máquina ante cualquier sobrecarga.

En la configuración interior, la relación entre la parte cilíndrica y cónica, y el ángulo de la misma (entre 5° y 10°), afectan grandemente a la descarga de la torta.

Es común el empleo de polielectrolitos en este tipo de centrifugas, ya que aumentan la concentración de la torta y eliminan finos en el líquido centrifugado. La dosificación de estos polielectrolitos se hace en una concentración del 0.1 a 0.2% y el punto de aplicación puede estar antes de la entrada a la centrifuga o dentro de ella. La cantidad de polielectrolito que se puede llegar a dosificar (para lo cual hay que calcular el sistema de dosificación del mismo) es de 5 kg por tonelada de sólidos secos introducidos en la centrifuga.

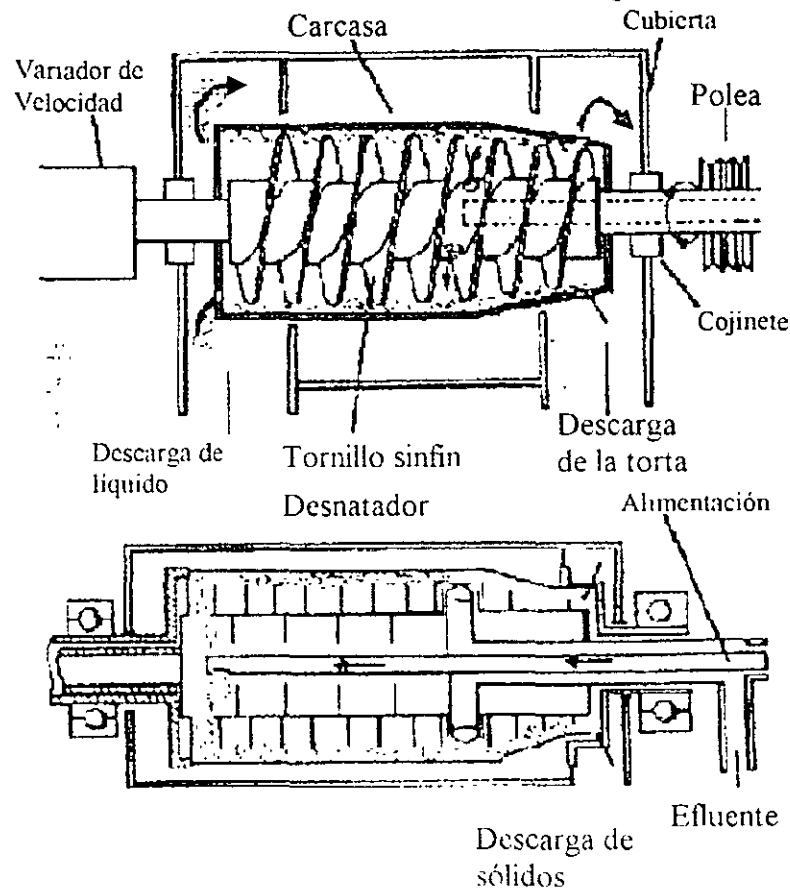


Fig 12.10 Centrifuga de tornillo sinfin.

b).- Centrifugas de discos

Estas centrifugas son aconsejables para la concentración de lodos activados y, en general para lodos de partículas muy finas, como pueden ser los resultantes de la floculación de las aguas potables y residuales con alúmina. No son aconsejables para lodos fibrosos.

Con estas centrifugas se pueden manejar grandes caudales con relativa eficacia en el líquido clarificado. Debido a sus grandes campos centrífugos, que pueden llegar hasta los 8,000 G; es posible usarlas para separar emulsiones.

La centrifuga de discos está suspendida por un eje vertical y cubierta por una carcasa protectora. Además, cuenta con un motor apropiado que puede estar en la parte superior o en la inferior y es soportado por un bastidor. En la parte superior de la carcasa esta la salida del líquido centrifugado mientras que por la inferior la de la torta de sólidos.

Las dimensiones más comerciales de estas centrifugas para el diámetro de la carcasa que contiene los discos varían desde 20 a 80 cm.

La aplicación fundamental de este tipo de centrifugas es la concentración del lodo activo sin mezcla de lodo primario y con bajas concentraciones, de 0.3 a 1.0 % en sólidos en suspensión.

- Descripción del proceso

El lodo se alimenta a flujo continuo, a un cajón rotatorio donde se separa una masa densa con sólidos y un líquido diluido. El líquido contiene sólidos finos de baja densidad, y se retorna al influente del espesador o del sedimentador primario. La masa de lodo, que contiene aproximadamente 75 a 80% de humedad, es removida de la unidad para su disposición o tratamiento adicional. La concentración de sólidos varía del 15 al 40%, dependiendo del tipo de lodos. Reducciones menores del 25% no son, en general, económicamente factibles. El proceso no requiere normalmente de acondicionamiento químico.

- Criterios de diseño

La instalación del equipo de centrifugación es específica para cada planta y depende de la línea de productos del fabricante o distribuidor. Existen unidades con diámetros de hasta 54 pulgadas (137 cm) y capacidades máximas de aproximadamente 100 tons/h de sólidos secos, con requerimientos de energía hasta de 75 HP. Existen unidades de disco con capacidad de hasta 400 gal/min (25 l/seg) de concentrado.

- Eficiencia

La recuperación de sólidos en centrifugas de cajón sólido es de 50 a 75 por ciento, sin adición de químicos, y de 80 a 95 por ciento con adición de químicos. La concentración de sólidos puede ser de 15 a 40 por ciento, dependiendo del tipo de lodos.

- Consumo de energía

Los requerimientos de energía eléctrica dependen del tamaño y tipo de centrifuga, pero pueden ser estimados con base en 18,000 Kwh/año/ton., de sólidos secos/día para lodos de cal y de 35,000 Kwh/año/ton., de sólidos secos/día para lodos Biológicos.

En unidades tipo disco, la colmatación de los orificios de descarga es un problema en caso de detenerse la alimentación a las centrifugas, o si se interrumpe o se reduce por debajo de los valores mínimos.

FILTRACIÓN A PRESIÓN

Existen dos tipos de filtros a presión, los filtros prensa y los filtros banda.

a). Filtros prensa

Existen diferentes tipos de filtros prensa. Uno de los más empleados para la deshidratación de lodos es el filtro prensa de marco y placas. Está compuesto por marcos rectangulares prensados entre dos placas cubiertas con tela filtrante (ver figura 12.11). Los marcos, la tela y las placas se encuentran alternados en pilas horizontales, formando una serie de cavidades de paredes porosas.. La unidad tiene un extremo fijo y uno móvil, en el que se aplica presión por medio de un mecanismo hidráulico para mantener las placas y marcos prensados durante el período de filtración.

El lodo, previamente acondicionado, se alimenta al espacio formado entre las placas. Se aplica presión ente 4 y 14 kg/cm² durante 1 a 3 horas, forzando el paso del líquido a través de la tela filtrante y de los orificios de salida de las placas; las placas se separan y el lodo es removido, el liquido resultante se debe retornar al sedimentador primario. El espesor de la torta de lodo varia entre 2.5 y 3.5 cm y el contenido de humedad entre 55 y 70%. El tiempo necesario para completar un ciclo de filtración, generalmente es de 3 a 8 horas y comprende el tiempo requerido para llenar la prensa, el tiempo que el sistema se mantiene a presión, el tiempo requerido para lavar y descargar la torta y el tiempo requerido para cerrar la prensa.

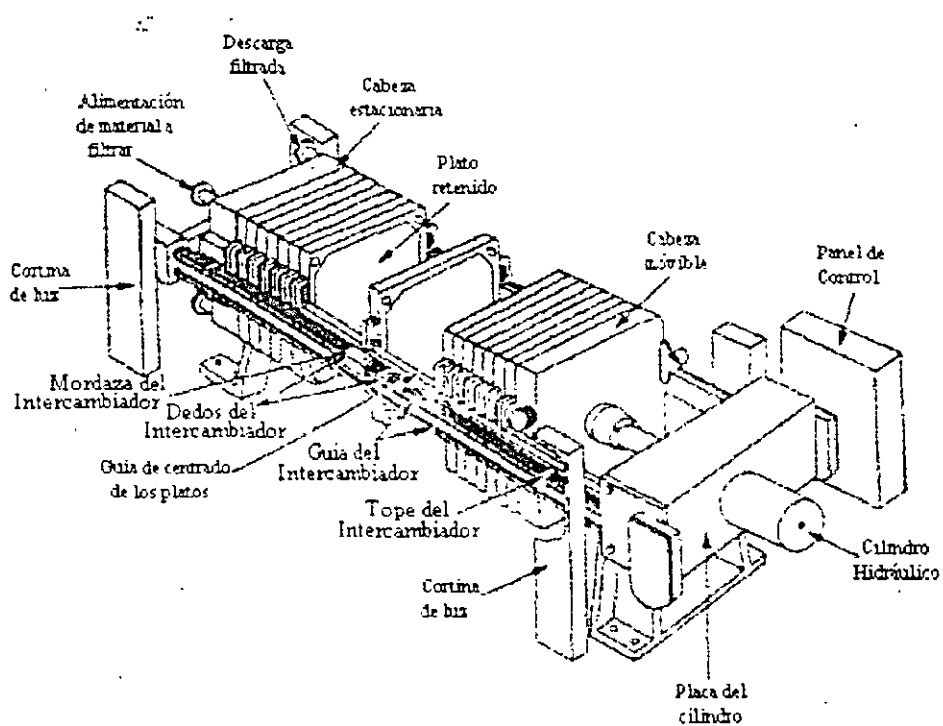


Fig. 12 11 Filtro prensa de marco y placas

Otro tipo de filtro prensa desarrollado recientemente es el filtro prensa de diafragma o de volumen variable. Es similar al filtro prensa de marco y placas pero, en este caso, el filtro cuenta con un diafragma localizado detrás de la tela filtrante.

La deshidratación de lodos en filtros prensa produce una torta con una concentración de sólidos muy alta, probablemente la más alta que se pueda obtener por medios mecánicos. Sin embargo, requiere más atención por parte de los operadores que cualquier otro equipo similar, además de que sus costos de operación y mantenimiento son altos.

CRITERIOS DE DISEÑO

| CONCEPTO | VALORES |
|--|-----------------------|
| Volumen De cámara [pies ³ /camara] [m ³ /camara] | 0.75-2.8 0.21-0.79 |
| Area de filtro [pies ² /camara] [m ² /camara] | 14.5-45 1.35-4.18 |
| Número de camaras | Hasta 100 |
| Espesor de la masa de lodos [pulg] [cm] | 1-1.5 2.54-3.81 |
| Flujo de lodos de alimentación [lb/ciclo-pies ²] (base seca) [Kg/ciclo-m ²] | 2 9.8 |

- Eficiencia

En general, se pueden obtener masas con concentraciones de sólidos de 25 a 50 por ciento. Se han obtenido masas con concentraciones de 45 por ciento con acondicionamiento químico (de 5 a 7.5 por ciento FeCl₃ y de 10 a 15 por ciento de cal) y ciclos de 1.0 a 2.0 hr. Con acondicionamiento de 100 a 250 por ciento de cenizas muy finas, se han conseguido masas con concentraciones de 50 por ciento en lodos, de varios tipos, con contenido de SST de 1 a 10 por ciento.

- Confiabilidad

El desgaste de los empaques de las placas es un problema frecuente, lo cual requiere mantenimiento

b). Filtros de bandas

El diseño de los filtros banda está basado en un concepto muy simple. El lodo es prensado entre dos bandas porosas que pasan tensadas alrededor de rodillos de diferentes diámetros. La presión sobre el lodo aumenta conforme el diámetro de los rodillos disminuye. La figura 12 12 muestra un esquema simplificado de un filtro de bandas típico.

Descripción del proceso.

Este se lleva a cabo en cuatro etapas.

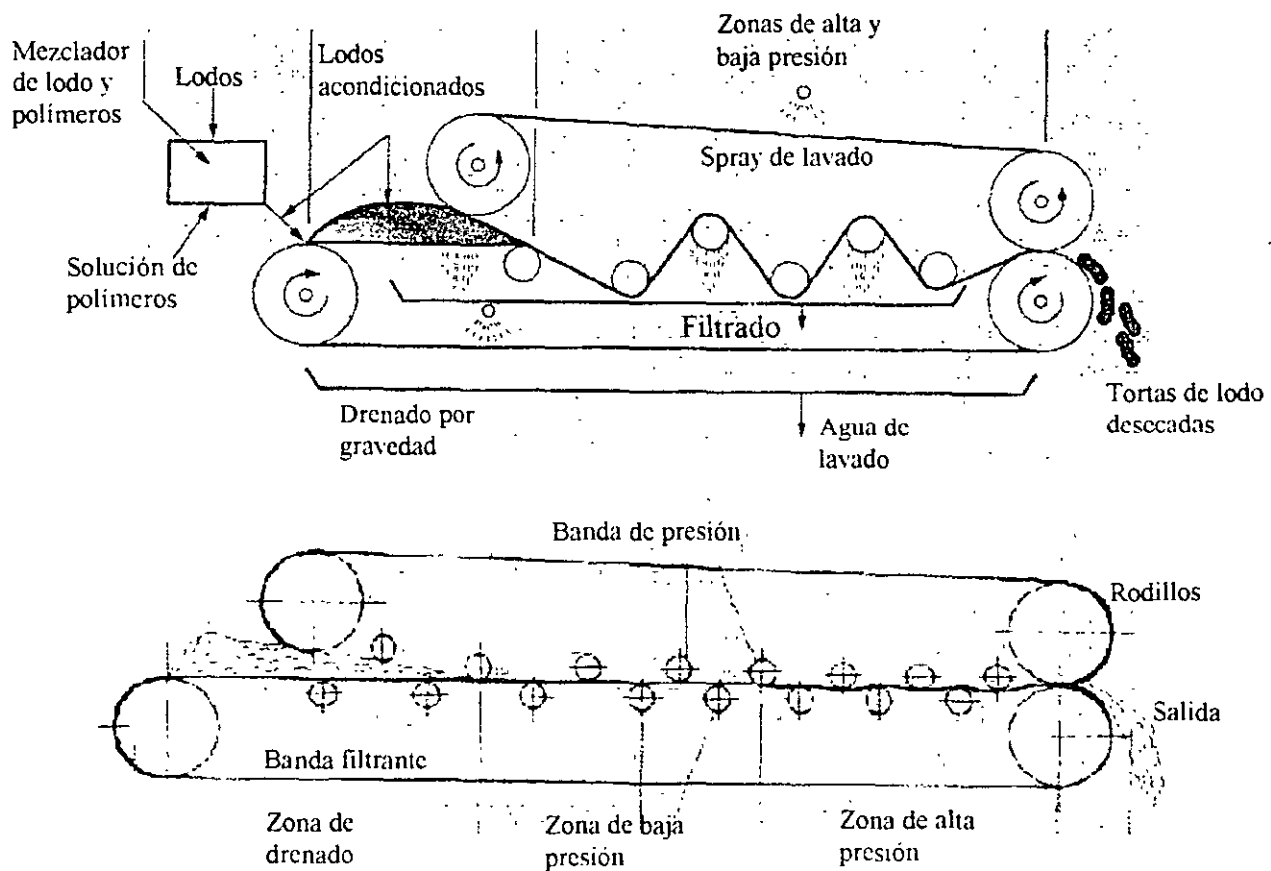


Fig. 12.12 Filtros de banda típico

1° Acondicionamiento con polímeros. El lodo previamente acondicionado se descarga sobre la banda superior en la zona de drenado por gravedad.

2° zona de drenado por gravedad. En esta sección, el agua libre en el lodo drena a través de la banda por efecto de la gravedad alcanzándose un aumento en la concentración de sólidos entre 5 y 10% con respecto a la alimentación. En esta fase el volumen del lodo se reduce en aproximadamente 60%.

3° La zona de baja presión. Es el área donde las bandas superior e inferior se juntan, apresando entre ellas al lodo. Esta zona es muy importante porque se comienza a formar una torta de lodo firme que debe resistir la fuerte presión en la siguiente etapa.

4° zona de alta presión. Es la última etapa las bandas pasan alrededor de una serie de rodillos, generalmente de diámetro decreciente, comprimiendo y deshidratando al lodo.

Algunas ventajas importantes de este tipo de filtro son:

- Su operación es continua;
- produce una torta bien deshidratada (20 a 30% de sólidos);
- consume poca energía

Su principal desventaja es la corta vida de las bandas

12.8. TRATAMIENTO TÉRMICO

El tratamiento térmico se divide en: PIRÓLISIS, GASIFICACIÓN, OXIDACIÓN HÚMEDA E INCINERACIÓN

Objetivos del tratamiento térmico:

- 1° Reducción del volumen de desechos (10 – 30%)
- 2° Reducción de la masa de desechos (25 –35%)
- 3° Inmovilización e inertización de los desechos
- 4° Higienización de los desechos
- 5° Destrucción de sustancias orgánicas peligrosas (ejemplo: halógenos, hidrocarburos).
- 6° Utilización del valor calorífico de los desechos para producir energía eléctrica.
- 7° Recuperación de sustancias valiosas (metales ferrosos y no ferrosos, ácidos clorhídrico y sulfúrico, síntesis de gas para industrias químicas, etc.).
- 8° Reducción severa de la emisión de sustancias peligrosas (metales pesados, sustancias orgánicas), mediante sofisticados sistemas de purificación de gases.

I. PIRÓLISIS: también llamada "destilación destructiva", es un proceso endotérmico en ausencia de oxígeno que involucra la descomposición – volatilización de materia orgánica en combustibles gaseosos o líquidos y un sólido carbonizado.

La mayoría de las sustancias orgánicas son térmicamente inestables, por lo que al calentarse una atmósfera deficiente de oxígeno se llevan a cabo reacciones químicas durante las cuales se producen fracciones sólida, líquida y gaseosa, a este proceso se le llama pirólisis y se lleva a cabo a temperaturas debajo de 500°C y máxima de 800°C en ausencia de aire o cualquier otro gas que facilite la combustión

Si una sustancia integrada por moléculas orgánicas es pirolizada, las moléculas se fragmentan, vuelven a reaccionar y a fragmentarse muchas veces hasta que alcanzan el equilibrio.

II. GASIFICACIÓN: es la conversión de sustancias orgánicas en gas combustible o síntesis de gas mediante una oxidación parcial, mayormente con oxígeno pero a temperaturas arriba de 2000° C

Un equipo para GASIFICACIÓN es el gasificador VER-cross-flow, fue diseñado originalmente para el tratamiento de residuos peligrosos, pero ahora se encuentra disponible para el tratamiento de los desechos sólidos municipales, los rangos de capacidad son desde 50 Kg/h hasta algunas toneladas de kg/h. El gas combustible producido se puede utilizar en forma directa como se muestra en la figura 12.13 o como gas combustible para máquinas con gas. En sus diseños más pequeños este gasificador ocupa únicamente un área de 5m².

III. OXIDACIÓN HÚMEDA: El proceso de oxidación o combustión húmeda se lleva a cabo a presión y temperatura elevadas en presencia de agua líquida. Existe una patente con el nombre de proceso Zimpro Operando a temperatura y presión menores se emplea como acondicionamiento para la deshidratación.

A diferencia de los procesos convencionales de combustión, este proceso realiza la oxidación de todo crudo húmedo. Si se aplica la temperatura, presión y tiempo de reacción adecuados y

se proporciona al sistema el aire u oxígeno suficientes, se alcanza el grado de oxidación deseada.

El lodo crudo se mezcla con aire a presión y se envía a través de una serie de intercambiadores de calor al reactor, el cual se encuentra a presión regulada con el propósito de mantener el agua en fase líquida a la temperatura de operación del reactor, entre 175 y 316°C. Los productos que salen del reactor son una mezcla de gases, líquido y cenizas.

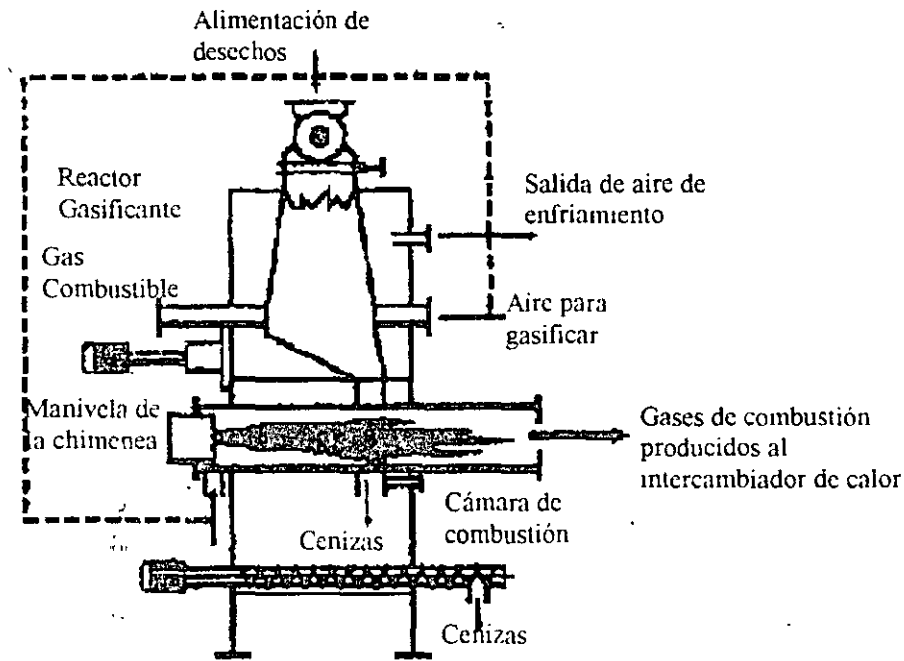


Figura 12.13 Gasificador de flujo cruzado (VER – cross – flow)

IV INCINERACIÓN: Es la oxidación (combustión exotérmica) completa de todas las sustancias orgánicas convirtiéndolas en CO_2 y agua con la presencia de aire (oxígeno) a temperaturas generalmente arriba o cercana a 1000°C . Se considera como un método eficiente de estabilización ya que destruye el total de microorganismos presentes en los lodos, elimina los malos olores y transforma todo el material orgánico en CO_2 , agua y cenizas.

Actualmente la incineración de lodos se lleva a cabo con gran éxito en: 1° Hornos de pisos múltiples, 2° Incineradores de lecho fluidizado y 3° Sistemas de secado instantáneo.

El **horno de pisos múltiples** es uno de los dispositivos más eficientes y antiguos empleados para el secado e incineración de lodos, debido a que es un equipo relativamente simple, durable y lo suficientemente flexible para quemar una amplia variedad de materiales. Consiste de un cilindro metálico con varios hogares dispuestos en planos horizontales y una flecha central giratoria que acciona rastras para cada piso. El lodo previamente deshidratado se alimenta a través de una compuerta en lo alto del horno y va bajando de piso con la ayuda de las rastra. En los pisos superiores se vaporiza el exceso de humedad y se enfrían los gases de escape. En los pisos intermedios los sólidos volátiles se queman y, finalmente los pisos inferiores se usan para la combustión lenta de algunos compuestos y para el enfriamiento de

las cenizas. La temperatura de operación en la sección superior es de aproximadamente 550° C, en la sección intermedia entre 900 y 1000°C y de 350°C en el fondo del incinerador.

La incineración en un lecho fluidizado se lleva a cabo en un lecho de arena utilizado como depósito térmico para favorecer la combustión uniforme de los sólidos. En este caso, es totalmente indispensable que el lodo sea previamente deshidratado y precalentado, aproximadamente hasta 700°C, antes de entrar al reactor de lecho fluidizado. Dentro del reactor el lodo se seca y oxida a aproximadamente 815°C, mientras que los gases resultantes de la combustión, la ceniza y el vapor de agua salen a través de un separador (por vía húmeda) donde se separa la ceniza de los gases, los cuales salen por una chimenea.

El sistema de secado instantáneo se utiliza para el secado o para la incineración de lodos: pueden realizar ambas operaciones simultáneamente. Parte del material ya secado se mezcla con la alimentación de lodo y el conjunto se seca con una corriente de gases calientes. Tras la separación de los gases del lodo seco en un ciclón, se divide el lodo seco en dos corrientes enviándose una parte de él a la entrada para mezclarse con lodo crudo y la otra al horno de incineración o a su disposición como lodo seco. El vapor del ciclón se regresa al horno para su deodorización.

INCINERACIÓN DE LODOS.

La incineración de lodos de aguas residuales consiste básicamente en dos procesos:

- . Evaporación del agua.
- . Incineración de la sustancia seca con una cierta adición de combustible, en el caso de que el contenido de calor de la sustancia seca no proporcione el calor necesario para la evaporación

La ignición prácticamente sólo puede iniciarse cuando el último contenido de agua ha sido evaporado. En vista de que los lodos, independientemente de la forma de deshidratado, contienen del 40 al 75% de agua, la incineración de lodos es principalmente un problema de presecado del lodo.

Para realizar la incineración de lodos, de acuerdo con las ideas señaladas se deben seleccionar con sumo cuidado los dos elementos siguientes.

- El molino secador y
- El incinerador de polvo

El molino secador es una máquina, que simultáneamente seca y tritura el material, mientras se obtiene el producto pulverizado. En el secador de lodos, se puede obtener un contenido de agua comprendido entre el 3 y el 10% del producto fino seco

Ventajas y Desventajas

La incineración ofrece significantes ventajas sobre las anteriores opciones de uso o disposición, reduce el lodo a un residuo compacto que consiste de aproximadamente un 20% del volumen original de los sólidos y esto elimina algunos problemas ambientales por la completa destrucción de patógenos y la degradación de muchos tóxicos orgánicos. Los metales no son degradados, y su concentración aumenta en las cenizas.

Se puede usar la incineración como el método último de disposición de los lodos, y cuando éstos han sido desecados para obtener un contenido de aproximadamente 30%, el calor de combustión de los sólidos de los lodos es suficiente para evaporar el contenido residual de agua. No obstante la incineración no resuelve completamente el problema de la disposición, porque todavía es necesario disponer la ceniza residual, descargándola sobre el terreno, en un relleno sanitario o en el mar. La ceniza también se puede aprovechar en el acondicionamiento de lodos y como un auxiliar filtrante en la desecación.

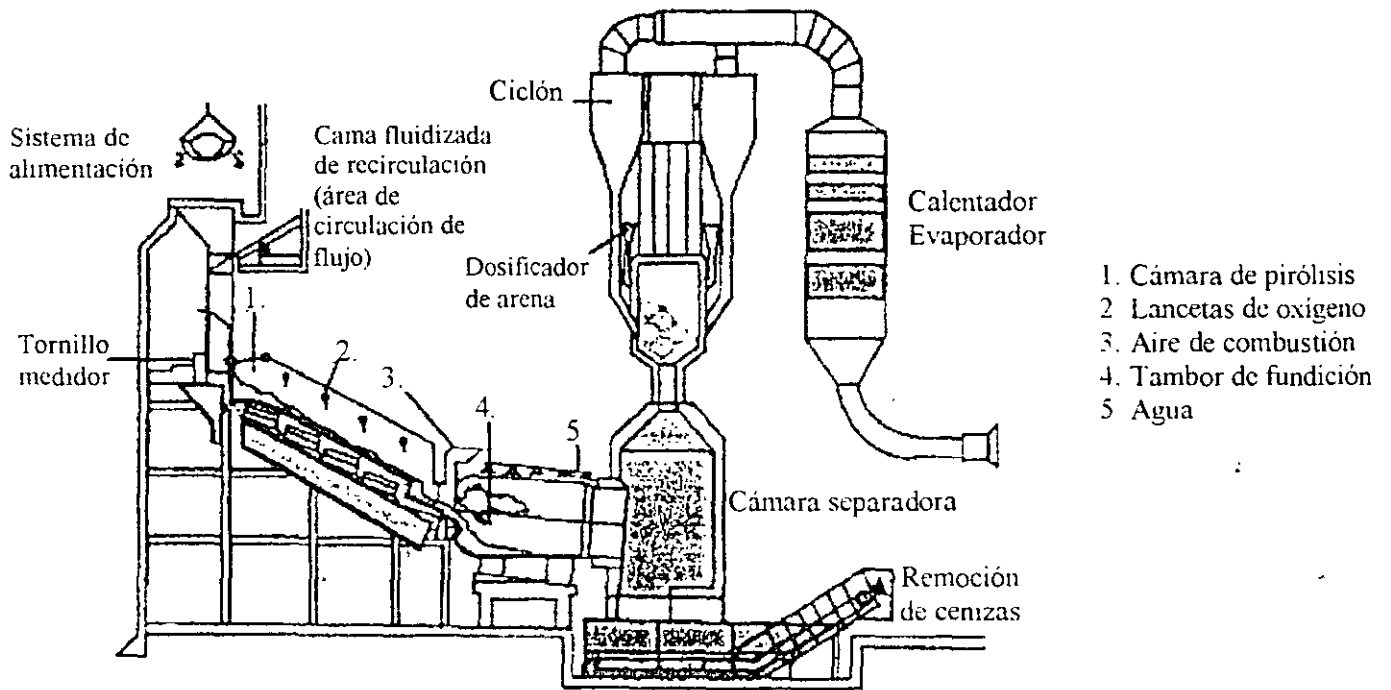


Fig. 12.14 Sistema de incineración proceso Von Roll (Duoterm process)

12.9 DISPOSICION DE LODOS Y CENIZAS

COMPOSTEO

Descripción del Sistema de Composteo

El sistema de composteo se define como la estabilización biológica de la materia orgánica bajo condiciones controladas y se considera un mejorador de suelos. La estabilización ocurre en presencia de oxígeno; esto diferencia al composteo de otros procesos naturales que no se llevan a cabo bajo condiciones controladas, como son la putrefacción o fermentación.

Un objetivo de la estabilización de lodos es evitar que contaminen; es decir se trata de eliminar gérmenes patógenos y parásitos y disminuir la capacidad de putrefacción y eliminar la atracción de transmisores de enfermedades, como por ejemplo ratas y mosquitos.

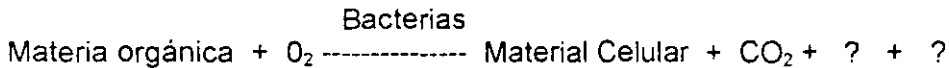
Durante el composteo, las moléculas orgánicas complejas son descompuestas en componentes simples, esto se debe a la actividad y crecimiento de las bacterias, actiomicetos y hongos;

logrando así que los residuos orgánicos después del proceso aún se degraden pero en un grado muy bajo. Durante el proceso los microorganismos utilizan una porción de carbono y nitrógeno para la síntesis de materia celular, de esta forma crecen en número, su actividad y los procesos mismos de su desarrollo (respiración) generan calor, teniendo como consecuencia un incremento en la temperatura; de esta forma un tipo particular de microorganismos llega a predominar, los llamados termofílicos. El rango óptimo de temperatura para estos microorganismos está entre 40 y 75° C.

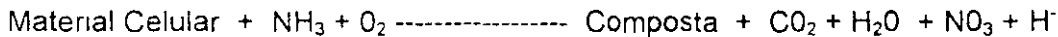
La intensidad y duración de este calor interno produce la rápida destrucción de microorganismos patógenos y los compuestos orgánicos productores del mal olor son rápidamente eliminados, asegurando la estabilidad del producto final. El composteo es un método que elimina la necesidad de digestores y otros procedimientos costosos.

Son parámetros determinantes en el proceso de composteo: el contenido de humedad, la temperatura, el pH, nutrientes y la concentración de oxígeno:

Fase 1: Alta reacción. Composteo.



Fase 2: Baja reacción. Curado



En la Fig 12.15 se puede observar un diagrama de flujo del sistema de composteo. Los dos componentes básicos del composteo son: lodo y material acondicionador.

Materiales acondicionadores.

Para asegurar el rápido composteo aerobio, el lodo debe ser mezclado con un material acondicionador que proporcione la estructura, textura y porosidad necesarias para la aeración mecánica. El material acondicionador, generalmente orgánico, puede funcionar como una fuente de carbono que proporciona energía adicional para los microorganismos durante el composteo.

Las cantidades necesarias de material acondicionador están en función del contenido de humedad del lodo. Una vez mezclado con el lodo y colocado en el sitio de composteo, se requiere que el material acondicionador esté lo suficientemente seco para proporcionar la porosidad necesaria para el flujo de aire cuando el proceso es aerobio. Para un lodo desaguado con un 20%, la relación más efectiva de agente acondicionador-lodo se encuentra entre 1:1 y 4:1 en un volumen básico aparente. La mezcla debe ser porosa y no contener líquido libre.

Estos materiales también deben tener suficiente capacidad de absorber humedad para producir la deshidratación del lodo. Muchos materiales considerados como desperdicios presentan las propiedades necesarias de un material acondicionador, algunos son: aserrín, viruta, cascarilla de arroz, cascarilla de cacahuate y bagazo de caña.

Algunos materiales acondicionadores pueden ser reutilizables, algunos pueden llegar a formar parte de la composta. De esto depende el valor que pueda tener la composta en el mercado.

Proceso de composteo.

La secuencia de las operaciones en el proceso de composteo es la siguiente:

1°.- Mezclado

El lodo y material acondicionador deben ser mezclados de manera que los terrones de lodo no sean más grandes de 7.5 cm de diámetro. Si son más grandes el rango de descomposición es bajo y no se alcanza las temperaturas óptimas.

El lodo y el material acondicionador pueden mezclarse directamente en el área de composteo con un cargador frontal o en un sitio cercano al filtro prensa por medio de un mezclador estacionario.

2°.- Composteo

Después del mezclado se realiza la operación de composteo. Durante este período, la mezcla es aireada y el proceso biológico descompone el lodo y genera altas temperaturas (mayores de 55°C) destruyendo los microorganismos patógenos. El oxígeno requerido para el proceso puede suministrarse por medios mecánicos o por aireación forzada.

3°.- Curado

Después del proceso de composteo, la composta fresca se somete a un proceso de curado o estabilización. Esta fase se caracteriza por bajas temperaturas, bajos consumos de oxígeno y poca producción de olor. En esta etapa, la degradación y estabilización del producto continúa lentamente y representa un seguro adicional en la degradación de tóxicos orgánicos y reducción de patógenos. Durante el curado, la composta debe almacenarse en un sitio cubierto para evitar que absorba humedad.

4° - Secado y cribado.

Estas operaciones son opcionales y se realizan dependiendo de las características que se desean en el producto final. Si es necesario el cribado y la composta fresca presenta un exceso de humedad, la operación de secado debe realizarse previamente. Cuando la composta esté lo suficientemente seca para realizar un adecuado cribado (contenido de humedad por debajo del 35%), el secado no se realiza. Si es enviada al almacén, la composta debe tener un contenido de humedad máximo del 15%.

El cribado tiene como propósito la recuperación de una parte del material acondicionador para reciclarlo y proporcionar al producto características que favorezcan su comercialización. Si la composta fresca presenta las características deseada y no es necesario recuperar material acondicionador, esta operación no se realiza.

5°.- Almacenamiento

Durante esta etapa la composta continúa estabilizándose y no se presentarán problemas si la operación de composteo se realizó satisfactoriamente; si su contenido de humedad sobrepasa el 15%, habrá un incremento en la temperatura de la composta.

6°.- Distribución

El sistema de distribución depende de la localización y del tipo de mercado (viveros, reforestación, recuperación de suelos, etc.).

Factores que influyen en el proceso de composteo:

1°.- Humedad

La humedad óptima para el proceso de composteo se encuentra entre 40 y 60% (en peso), valores menores disminuyen la rapidez del proceso porque el agua es esencial para el crecimiento microbiano y por arriba del 60% hay disminución en el espacio disponible para la circulación del aire y pueden presentarse condiciones anaerobias reduciendo a su vez la temperatura y produciendo olores.

2°.- Temperatura

La temperatura en el proceso de composteo es el principal indicador de qué tan bien está operando el proceso. La relación entre tiempo y temperatura proporciona un índice relativo a la destrucción de microorganismos patógenos. Por ejemplo, a una temperatura de 55°C durante 3 días consecutivos se puede asegurar la destrucción total de patógenos.

A medida que avanza el proceso, la temperatura se incrementa rápidamente y pasa de un rango mesofílico a uno termofílico, cuando alcanza los 40°C. La descomposición de materiales orgánicos es más rápida en un rango termofílico, dentro de este rango termofílico las temperaturas óptimas se encuentran entre los 55 y 60°C.

El contenido de humedad, la tasa de aireación, la forma de la pila, las condiciones atmosféricas y el contenido de nutrientes, influyen en la distribución de la temperatura en el proceso de composteo.

3°.- pH

Las características químicas, tanto del lodo residual como del material acondicionador pueden causar efectos adversos en el proceso de composteo. Es recomendable, para la mezcla lodo-material acondicionador, un pH entre 5 y 8, de esta forma se asegura el crecimiento y actividad óptimos de los microorganismos responsables del proceso. Es por esto que las características químicas de los residuos son importantes para la sucesiva estabilización de estos por composteo.

4°.- Nutrientes

Esto se refiere a la relación C/N. La descomposición puede ser limitada por la cantidad de carbono (C), nitrógeno (N) o la relación (C/N). Para que el proceso de descomposición proceda rápidamente, la relación C/N deberá encontrarse entre 30:1 y 40:1 y la ideal dentro de este rango es de 35:1. Con relaciones más bajas, habrá pérdida de N a través de la volatilización en forma de amoníaco y éste es posiblemente el nutriente simple más importante para las plantas. A su vez una elevada relación (50:1) limita el proceso de composteo porque el N no es suficiente para mantener la población microbiana. Como los residuos tienen una relación aproximada de alrededor de 10:1, para asegurar un efectivo composteo, debe ser incrementada a cerca de 30:1 mediante la adición de material acondicionador rico en carbono.

5°.- Oxígeno.

Es necesario un suministro constante de oxígeno para asegurar las condiciones aerobias del proceso. Los niveles recomendables deben mantenerse en un rango de 5 a 15% en volumen. Un incremento de la concentración de oxígeno arriba del 15% resultará en una disminución de la temperatura. Una carencia de O_2 puede provocar condiciones anaerobias, con la consecuente generación de olores. Las condiciones aerobias son mantenidas por medio de inyección de aire a la pila de composteo en una determinada proporción y en algunas ocasiones este aire se envía a una pequeña pila filtro de olor compuesta de composta curada y cribada, donde se absorben los olores.

Sistemas de Composteo

a).- Camellón

En este sistema la mezcla lodo-material acondicionador es colocada en pilas largas que son aeradas por volteo mecánico.

Las pilas deben aerearse diariamente en la primera etapa del proceso, cuando el sistema tiene una alta demanda de oxígeno, y posteriormente 3 veces por semana, de esta forma se asegura que todos los puntos de la pila queden expuestos a las altas temperaturas y eliminar así microorganismos patógenos.

La sección transversal de la pila, debe ser trapezoidal o triangular dependiendo del equipo usado para el volteo de la pila. Las dimensiones típicas de la pila son: 4.5 m de ancho y de 1 a 2 m. de altura.

El composteo en camellones es afectado por factores climatológicos, por esta razón se dificulta su control. Los periodos de composteo y curado para este método son de: 21 y 30 días respectivamente.

b).- Pila Estática

Un sitio de composteo, cercano a la planta de tratamiento de aguas residuales, disminuye los costos por acarreo y transporte del lodo, material acondicionador y equipo, además disminuye los requerimientos de mano de obra.

El tamaño de la pila puede ser adaptado de acuerdo a las diferentes tasas de producción de lodo, de cada planta de tratamiento.

En este sistema de composteo el equipo de aireación consiste en una serie de tuberías perforadas, colocadas en la parte inferior de la pila, el aire se suministra por medio de un soplador. La tubería se cubre con una capa de material acondicionador, para suministrar una aireación uniforme. Sobre esta capa protectora se construye la pila, la cual se cubre con composta cribada o sin cribar, que sirva para aislar y ayudar a mantener la temperatura uniforme y conseguir una superficie impermeable, para prevenir que el lixiviado llegue a agua subterránea o al equipo. Ver. Figura 12.15

La descomposición microbiana de la fracción orgánica volátil del lodo en una atmósfera aerobia provoca un aumento en la temperatura de toda la pila a cerca de 60°C destruyendo de esta

forma a organismos patógenos. Las temperaturas en la pila se incrementan rápidamente al rango termofílico o más altas. Estas comienzan a bajar después, indicando que la microflora ha utilizado la mayoría de los materiales orgánicos biodegradables y que el lodo residual ha sido estabilizado y transformado en composta.

Aireación y fuente de oxígeno

Los ventiladores centrífugos con aspas axiales son generalmente los mecanismos más eficientes para desarrollar la presión necesaria para mover el aire a través de las pilas de composta y de las "pilas-filtro de olor". La difusión del aire se realiza por medio de una tubería de plástico, PVC o fierro, que se conecta al ventilador. Esta tubería pueda dañarse después de realizar el desmonte de la pila; en el caso de la tubería de fierro, ésta se puede retirar antes de desmontar la pila para reutilizar la tubería en montajes posteriores. Existe también la posibilidad de utilizar canales de aireación contruidos sobre la base pavimentada y cubiertos con placas perforadas para la difusión del aire.

En algunos casos la pila puede representar una fuente de olores. Estos olores se eliminan succionando el aire de la pila y enviándolo a "pilas-filtro de olor" por medio de una tubería de plástico flexible.

Control de condensado y lixiviado.

El suministro de aire además, tiene como función el calentamiento y remoción de la humedad en la pila. Cerca de la base de ésta la temperatura es ligeramente más fría, como consecuencia de la pérdida de calor por el piso, esto provoca la condensación del aire cuando éste alcanza a enfriarse humedeciendo la pila. Si el condensado es bastante, drenará de la pila, lixiviando algo del lodo, si no drena se puede acumular y bloquear el flujo de aire. Si el material acondicionador está seco al momento del mezclado no habrá lixiviado. Este lixiviado puede representar una fuente de olor si contiene lodo.

Monitoreo

El proceso de composteo en una pila estática es relativamente insensible a los cambios en las condiciones de operación y materiales, sin embargo, para llevar a cabo una operación económica, producir un producto de calidad adecuada y la reducción de contaminantes, es necesario el control y monitoreo de los parámetros de operación.

La temperatura y la concentración de oxígeno deben monitorearse continuamente. Se deben realizar determinaciones periódicas de las concentraciones de sólidos totales y sólidos volátiles.

c).- Pila Aireada extendida

Otra versión de la pila estática es la pila extendida. La producción diaria de lodo se mezcla con el material acondicionador y se añade a un lado de las producciones anteriores, de esta manera se forma una pila continua. Para construir una pila extendida, la producción del primer día se coloca en una pila individual con sección transversal triangular pero sólo un lado y los extremos se cubren con composta cribada. El lado restante es espolveado con 2.5 cm de composta cribada para el control de olor. El segundo día, la tubería de aeración se coloca en la superficie de la cama paralelamente al lado polveado, se coloca una capa de material acondicionador y la mezcla lodo-material acondicionador se instala de manera que forma una pila extendida con una sección transversal trapezoidal. De igual forma, la cima y los bordes se cubren con

composta cribada y el lado restante con polvo de composta. Después de completar 7 secciones en forma secuencial, se deja el espacio suficiente para operación del equipo de acarreo.

Los períodos de composteo y curado para los métodos de pila estática y pila aireada son de: 21 y 30 días respectivamente.

d).- Reactor

En un sistema típico el lodo residual y el material acondicionador son mezclados y después transportados al reactor. Después de 14 días de tiempo de retención, la composta es curada en otro reactor por aproximadamente 20 días, durante los cuales el composteo continúa a una velocidad más baja.

Muchos de los parámetros del proceso de composteo en reactor son similares a los de procesos tales como el de pila estática. El lodo debe contener aproximadamente un 25% de sólidos totales y la mezcla lodo/material acondicionador debe tener contenidos de humedad entre un 50 y 65%, una relación C/N en un rango de 20 : 1 a 30 : 1 y un pH entre 5 y 6.

Hay dos tipos básicos de sistemas en reactor: el estático y el dinámico. En sistemas dinámicos, el lodo y material acondicionador son remezclados físicamente durante la aireación. En sistemas estáticos, los materiales no se remezclan. Los sistemas estáticos pueden ser reactores cilíndricos, rectangulares o en túnel y los sistemas dinámicos consisten en tanques rectangulares o reactores circulares.

El reactor cilíndrico o tipo silo es probablemente el más antiguo. En un sistema típico, el lodo, composta reciclada y material acondicionador son mezclados y alimentados al reactor de manera que la mezcla fresca es distribuida dentro del reactor en capas sucesivas. El material es aireado por medio de una tubería perforada que inyecta aire al reactor. Los gases son tratados antes de su eliminación a la atmósfera. El material es sacado del reactor por medio de un dispositivo rotatorio.

El sistema incluye varios procesos de control. Las temperaturas en el reactor son medidas en diferentes puntos y el oxígeno y contenido de dióxido de carbono del gas deben ser monitoreados continuamente. El flujo de aire es ajustado por un microprocesador basado en el análisis de los datos de salida del gas.

Un sistema de composteo completo comprende un área para el mezclado, uno o más reactores en donde se lleva a cabo el composteo y reactores de curado, el equipo complementario incluye mezcladores, controles y equipo para el manejo de los materiales.

CRITERIOS DE DISEÑO

El criterio básico para lograr un composteo exitoso consiste en que el material a procesar sea poroso, de estructura estable y con un contenido suficiente de material degradable, para que la reacción de degradación se mantenga. Otro criterio de diseño, igualmente importante es la flexibilidad, se debe prever una operación continua del sistema, aunque se presenten cambios en el contenido de sólidos en el lodo y de volúmenes, y cambios de abultamiento en el suministro del agente. Los criterios de diseño se presentan en el siguiente cuadro:

| COMPOSTEO DE LODOS EN HILERAS | |
|---|--|
| Concepto | Dimensión |
| Requerimiento de terreno | 1/3 acres/ton seca/día, equivalente a una población de 10,000 con trat. primario y secundario. |
| Altura | 4 a 8 pies (1.22 a 2.44 m) |
| Base (ancho) | 12 a 25 pies (3.66 a 7.63 m) |
| Largo | Variable |
| Contenido de humedad | 45 a 65 por ciento |
| Relación Carbono/Nitrogeno | 30 a 35 : 1 |
| Relación Carbono/Fósforo | 75 a 150 : 1 |
| Flujo de aire | 10 a 30 pies ³ /día/lb de SV |
| Tiempo de retención | 6 semanas a 1 año |
| COMPOSTEO DE LODOS EN PILAS | |
| <p>Procedimiento para la construcción de una pila para el procesamiento de 10 ton secas (43 ton húmedas):</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Base de 6 pulgadas (15.24 cm) de espesor con abono no cribado 2. Tubería de plástico (PVC) perforada de 4 pulg (10 cm) de diámetro y 94 pies (29 m), con perforaciones de 0.25 pulg (0.61 cm) de diámetro. 3. Se cubre la tubería con una capa de abono no cribado o virutas de madera de 6 pulg (15.24 cm). 4. Se conecta la tubería anterior a un soplador de 1/3 HP con 14 pies (4.3 m) de tubería sólida, provista con colector del condensado. 5. Se programa un cronómetro a andar por 4 minutos y parar por 16 minutos. 6. El soplador se conecta a una pila cónica pequeña de 2 yd³ (1.53 m³) de virutas de madera y 10 yd³ (7.65 m³) de abono cribado. 7. Se pone encima de la base preparada anteriormente una mezcla de lodo húmedo y el agente de abultamiento, con una relación volumétrica de 1.2 5 8. Se cubre la masa anterior con abono cribado de 12 pulg (30.3 cm) de espesor como cubierta para el aislamiento. | |
| <p>Flujo de aire: 100 pies³/h/ton de lodo Requerimientos de área para 10 ton/día 3 5 acres (1.42 hab). Dimensiones de la pila. 53 pies x 12 pies x 8 pies de altura (16.2 m x 3.7 m x 2.5 m).</p> | |

Eficiencias del proceso

El lodo se estabiliza generalmente después de 21 días, a temperaturas elevadas. Durante los primeros 3 o 4 días se producen temperaturas de 60 a 80° C, periodo durante el cual se eliminan olores, patógenos y huevecillos. Temperaturas por arriba de 55°C por periodos largos pueden destruir efectivamente a los patógenos. El producto final es un material con apariencia de humus, libre de malos olores y útil como acondicionador de suelos, que contienen niveles bajos de macronutrientes esenciales para plantas, tales como nitrógeno y fósforo, y frecuentemente niveles adecuados de micronutrientes, como zinc y cobre.

En el composteo en hileras el lodo es convertido a un residuo orgánico reduciendo su volumen en un 20 a 50 por ciento.

PLANTA DE
TRATAMIENTO

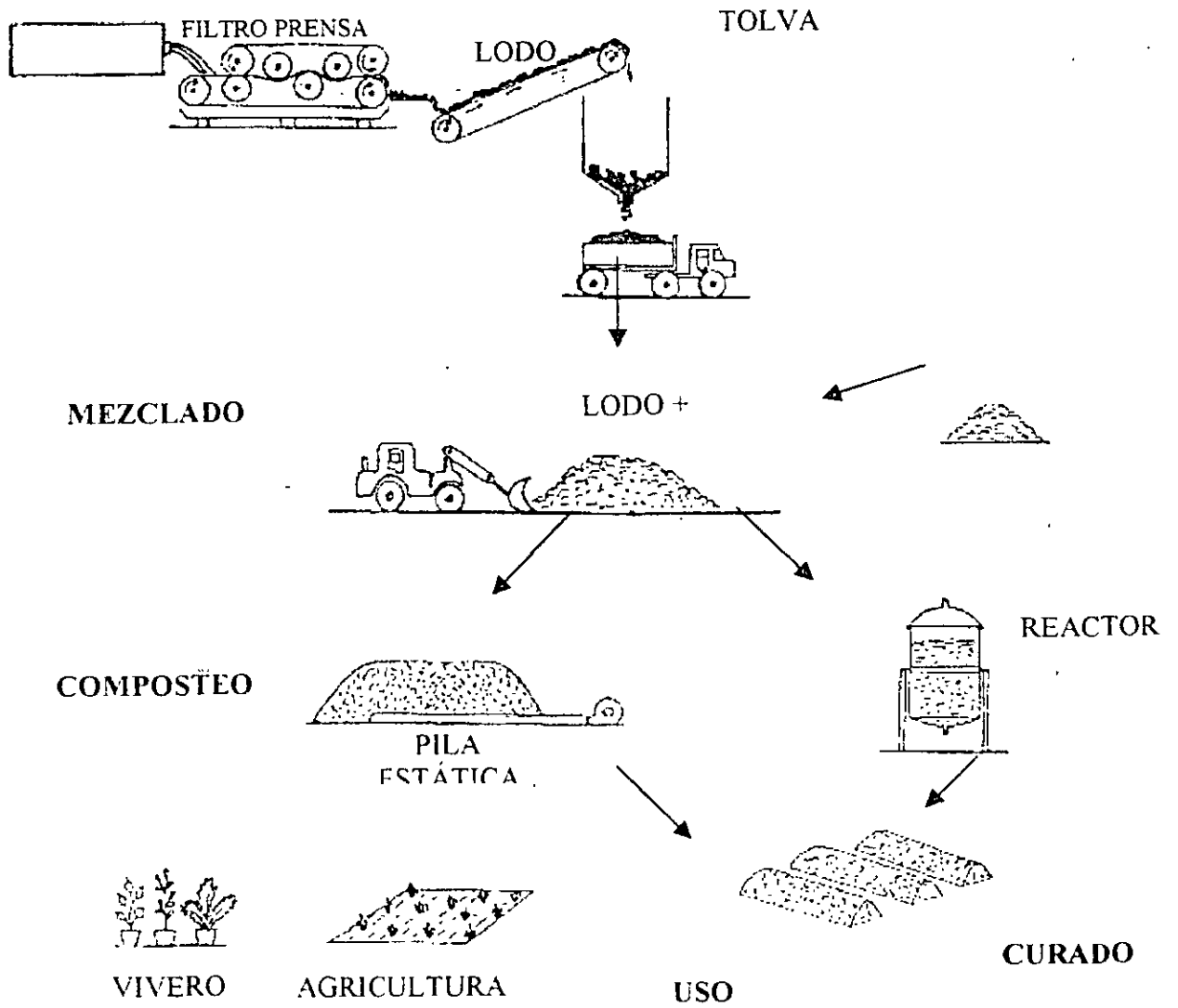


FIG. 12.15 Composteo de lodos biológicos (biosólidos)

Otras características

Impacto Ambiental: El proceso tiene requerimientos altos de terreno, con potencial de olores, pudiendo ser estéticamente indeseable. El producto final representa un beneficio al ambiente cuando se usa para acondicionador de suelos.

Confiabilidad del Proceso: Altamente confiable. Las temperaturas ambiente y lluvias moderadas no afectan al proceso.

RELLENO SANITARIO

Es un método de disposición en el que el lodo es depositado en un Área específica, con o sin residuos sólidos y enterrado debajo de una cubierta de suelo.

El relleno es un método de disposición en el que no se recuperan nutrientes y solo se recupera energía a través del gas metano.

Se requiere contar con un área para el relleno igual a la necesaria para la aplicación al suelo, sin embargo hay una diferencia importante, cuando el lodo es depositado en un relleno sanitario, la degradación anaerobia ocurre porque el oxígeno es insuficiente para la descomposición aerobia. Las condiciones anaerobias degradan el lodo más lentamente que los procesos aerobios.

Muchos problemas se pueden prevenir con la planeación, elección y preparación del sitio adecuado para la disposición.

La utilización de un relleno sanitario sigue siendo un método popular de disposición, pero la lejanía de lugares adecuados y el incremento de los costos por concepto de suelo lo ha hecho incosteable.

Existen dos tipos de disposición en relleno.

- Disposición, en el cual el lodo es enterrado generalmente en zanjas y cubierto con tierra.
- Codisposición, en el cual el lodo es depositado en el suelo junto con residuos sólidos municipales.

Este último presenta algunas ventajas:

- Corto tiempo de retención. Es un proceso más rápido que el de disposición de lodo únicamente.
- Bajos costos.

Desventajas.

- Presencia de malos olores. Estos se presentarán dependiendo del grado de estabilización de la materia orgánica del lodo.
- Problemas de operación. Dado que se requiere mezclar lodo relativamente líquido con basura.

- Lixiviados. Los ácidos orgánicos formados durante la descomposición anaerobia del lodo pueden aumentar el lixiviado de metales de la mezcla lodo-residuos sólido, es por eso que deben ser instalados sistemas para su recolección y tratamiento.

El lixiviado es generado por el exceso de humedad en el lodo, el tipo y cantidad de los constituyentes del lixiviado de un relleno dependen de la naturaleza del lodo.

Si el lixiviado de un relleno sanitario llega a un acuífero, los metales pesados y tóxicos orgánicos son de particular preocupación por los posibles efectos adversos a la salud. Si el lixiviado llega a aguas superficiales, los elevados niveles de nutrientes pueden causar problemas en los vegetales.

El lixiviado puede ser recolectado por una serie de tuberías que interceptan el flujo del lixiviado y lo canalizan a un tanque para su tratamiento.

RANGO DE CONCENTRACIONES DE CONSTITUYENTES EN EL LIXIVIADO DE RELLENOS SANITARIOS.

| PARAMETRO | CONCENTRACION (a) |
|----------------------------|---|
| Cloruro | 20 - 600 |
| SO ₄ | 1 - 430 |
| Carbono orgánico total | 100 - 15000 |
| Demanda química de oxígeno | 100 - 24000 |
| Calcio | 10 - 2100 |
| Cadmio | 00.1 - 0.2 |
| Cromo | 0.01 - 50 |
| Zinc | 0.01 - 36 |
| Mercurio | 0.0002 - 0.0011 |
| Cobre | 0.02 - 37 |
| Fierro | 10 - 350 |
| Nitrógeno total Kjendahl | 100 - 3600 |
| Coliformes fecales | 2400 - 24000 |
| Estreptococos fecales | NMP/100 ml (b) 2100 - 240000 NMP/100 ml (b) |

(a) Concentración en mg/l
(b) NMP/100 ml

DISPOSICIÓN DE LODOS EN LAGUNAS (ENLAGUNAMIENTO)

La disposición de lodos en lagunas es un método simple, de costo relativamente bajo (cuando se dispone de terreno suficiente y económico) y con requerimientos mínimos de operación y mantenimiento, especialmente en plantas de tratamiento pequeñas. Una laguna es un estanque de tierra, en el cual se deposita el lodo crudo o digerido. (figura 12.16)

Las lagunas de lodos crudos estabilizan los sólidos orgánicos por descomposición anaerobia y aerobia, lo cual puede causar olores indeseables y problemáticos. Los sólidos estabilizados se sedimentan en el fondo de la laguna y se acumulan. El exceso de líquido, si llega a existir, se

retorna a la planta de tratamiento. Las lagunas deberán ser relativamente poco profundas, de 4 a 5 pies (1.22 a 1.53 m), si han de ser limpiadas con rastras.

Si las lagunas son llenadas con lodos digeridos, estas se diseñan con tiempos largos de secado, por medio del proceso físico de percolación y, principalmente de evaporación. El proceso es relativamente simple, y requiere de remociones periódicas del sobrenadante, (el cual es retornado al influente de la planta de tratamiento), y de excavaciones ocasionales del lodo seco para su transporte al sitio de disposición final. El sobrenadante, bajo en sólidos suspendidos, es de mejor calidad que el sobrenadante de digestores secundarios, e inclusive que el de espesadores. El producto final sirve como acondicionador de suelos o para relleno de terrenos.

El tiempo de secado para lodos con 30 por ciento de sólidos es generalmente muy largo, puede llegar a requerir años. La eficiencia de las lagunas depende de las condiciones climatológicas y del tratamiento previo de los lodos. En climas cálidos y secos, los lodos bien digeridos son económica y satisfactoriamente tratados en lagunas por su simplicidad en la operación y su flexibilidad. Los lodos bien digeridos minimizan los problemas de olor, los cuales son inherentes en este tipo de sistemas. Se requiere de celdas múltiples para una operación eficiente.

- Criterios de diseño.

Bordos: Pendiente de 1 : 2 en el exterior y de 1:3 en el interior con el fin de permitir el mantenimiento y evitar la erosión; Ancho de la superficie lo suficientemente grande para permitir la circulación de vehículos durante la limpieza.

Profundidad: 1.5 a 4.0 pies (0.46 a 1.22 m) de profundidad de lodos (depende del clima).

Celdas. Se requiere un mínimo de dos celdas por laguna.

Cargas; 2.2 a 2.4 lb de sólidos/año-pies³ (35.2 a 38.4 Kg/año-m³) de capacidad. 1.7 a 3.3 lb de sólidos/pie² (8.3 a 16 Kg/m²) de superficie por 30 días de uso. 1 a 4 pies²/capita (0.09 a 0.37 m²/capita) (depende del clima).

Decantación: Nivel de decantación individual o múltiple por retornos periódicos de sobrenadante al sedimentador primario de la planta de tratamiento.

Remoción de lodos: Intervalos de aproximadamente 1.5 a 3 años.

- Consumo de energía

Requerimientos de energía sólo para el posible bombeo desde los digestores y bombeo del sobrenadante, cuando esto se requiera. Las necesidades aproximadas de bombeo de lodos y del sobrenadante pueden ser estimados con la siguiente ecuación:

$$\text{kWh/año} = \{1140 (\text{Mgal/día}) \times (\text{Carga total})\} / \{\text{Eficiencia}\}$$

- Otras características

Impacto Ambiental: Pueden producirse fuertes olores, a menos de que exista una apropiada digestión y una operación adecuada. El potencial de contaminación del agua subterránea es alto, a menos que se incorporen apropiadamente al diseño las características exactas del subsuelo, o se hagan trabajos de impermeabilización.

Limitaciones: Existe un potencial muy alto de problemas de olor y de proliferación de insectos y roedores si el lodo dispuesto no está bien digerido. El control químico de olores no es completamente satisfactorio.

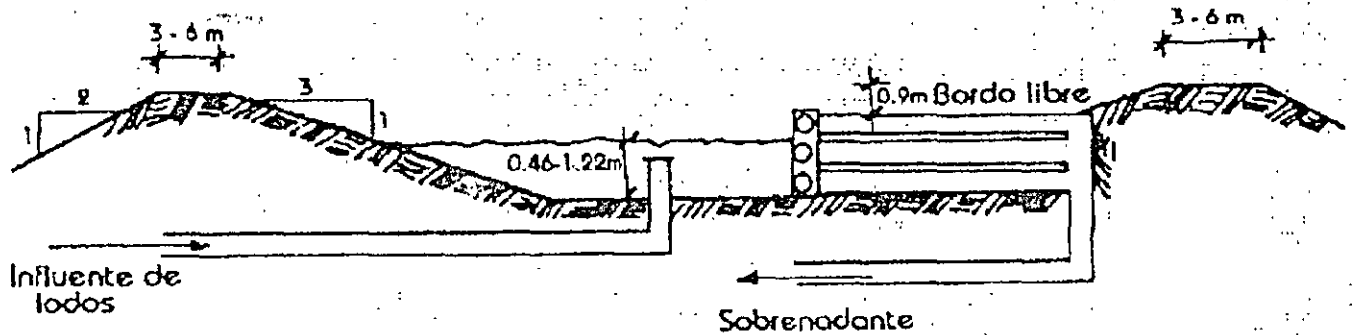


Fig. 12.16 Laguna de lodo

Ecuaciones para el dimensionamiento de lagunas (CNA):

Sólidos Secos producidos.

$$SSP = \{Q_s * S_o * (8.34) * (365)\} / \{100\}$$

Donde:

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

S_o = Contenido de sólidos en el influente [%]

8.34 = Factor de conversión de gal a lb [lb/gal]

365 = Conversión [días/año]

Volumen de las lagunas

$$V = SSP / CS$$

Donde:

V = Volumen requerido [pies³]

SSP = Sólidos secos producidos [lb/año]

CS = Carga de sólidos [lb/año-pies³]

Area Superficial.

$$AS = V / D$$

Donde:

AS = Área superficial [pies²]

V = Volumen requerido [pies³]

D = Profundidad de la laguna [pies]

DISPOSICIÓN DE LODOS EN EL SUELO

No todos los tipos de lodos son apropiados para disponerlos en suelos, a causa de problemas potenciales de olores y de operación. Los lodos más apropiados para realizar la disposición en el suelo son aquellos que han pasado por un proceso de digestión y de deshidratación o incineración, lodos con contenido de sólidos igual o mayor a 15%. Obviamente, la adición de tierra a lodos, con contenido de sólidos menor a 15% puede producir un lodo apropiado para su disposición en el suelo, en general, se recomienda que sólo los lodos estabilizados sean dispuestos en el suelo. Otro modo de disposición es mezclarlo con composta, que es un acondicionador de suelo procedente de residuos orgánicos, lo que produce un buen ABONO al agregarle a la composta el nitrógeno y el fósforo de los cuales carece.

Existen dos alternativas para realizar la disposición de lodos en el suelo; relleno de terrenos (en capas y en montones) y de zanjas (angostas y anchas).

a).- Disposición en Zanjas: En este método se requiere de una excavación de tal forma que el lodo quede por debajo de la superficie del terreno original. Se requiere que el nivel freático este lo suficientemente profundo, con el fin de permitir la excavación y que quede una capa de subsuelo suficientemente ancha para evitar la contaminación del agua subterránea. El suelo se usa solamente como cubierta del lodo y no como un agente de abultamiento. Normalmente se aplica una capa de suelo sobre el lodo el mismo día que este es recibido; por esta razón las zanjas son más apropiadas que otros métodos para lodos no estabilizados o de baja estabilización. Existen dos tipos de zanjas. Estas incluyen zanjas angostas, con anchos menores a 10 pies (3.0 m) y zanjas anchas, con anchos mayores a 10 pies (3.0 m). La profundidad y el largo de ambas zanjas son variables y dependen del nivel freático, estabilidad de las paredes y limitaciones del equipo. Después de que haya ocurrido el asentamiento máximo, aproximadamente un año, el área deberá ser renivelada para asegurar un drenaje adecuado.

Este método de disposición de lodos relativamente simple, adecuado para lodos estabilizados y no estabilizados. No requiere de experiencia o conocimiento del sistema, con excepción del conocimiento en la operación del equipo para el manejo de los lodos. El sistema de zanjas angostas es particularmente adecuado para comunidades pequeñas.

b).- Disposición en terrenos: El lodo es dispuesto normalmente sobre la superficie original del suelo. Debido a que no se requiere excavación ya que el lodo no se coloca por debajo de la superficie original del terreno, este método es particularmente útil en áreas donde el nivel del agua subterránea no es profunda. El contenido de sólidos del lodo no esta necesariamente limitado, pero la estabilidad y la capacidad de resistencia del terreno deberán ser las adecuadas, para obtener estas características, el lodo es comúnmente mezclado con tierra como un agente de abultamiento, por la posible cercanía del agua subterránea, comúnmente

se requiere de un recubrimiento del terreno. Existen tres métodos de la aplicación de relleno de terrenos: relleno en capas, relleno en montones, y envase de diques o bordos.

En el caso de relleno en montones, la mezcla de tierra y lodo es puesta en montones de aproximadamente 6 pies (1.8 m) de alto. Posteriormente se aplica una cubierta con un espesor mínimo de 3 pies (0.9 m), si se aplican montones adicionales al primero, la cubierta deberá ser de 5 pies (1.5 m) de espesor. En el caso de relleno en capas, el lodo puede tener un contenido de sólidos tan bajo como del 15%. Después de hacer la mezcla de lodo y tierra, ésta se aplica uniformemente sobre el terreno en capas de 0.5 a 3 pies (0.15 a 0.9 m) de espesor. Las cubiertas intermedias entre capas deben ser de 0.5 a 1.0 pies (0.15 a 0.3 m) de espesor. La cubierta final deberá ser de 2 a 4 pies (0.6 a 1.2 m) de espesor. En el método de envase de diques o bordos, el lodo es puesto totalmente por arriba de la superficie original del terreno. Se construyen diques sobre el terreno nivelado, de cuatro lados formando un área de envase, posteriormente se rellena este envase. Se pueden aplicar cubiertas en ciertos lugares durante el relleno, la cubierta final deberá ser puesta cuando el relleno esté terminado.

Este método es adecuado para áreas con el nivel del agua subterránea superficial. Las pilas son adecuadas para lodos estabilizados, pero tiene requerimientos altos de mano de obra y equipo. El método de disposición de lodos en capas es igualmente adecuado para lodos estabilizados, y tiene requerimientos menores de mano de obra y equipo. El sistema de envase en diques o bordos es adecuado para lodos estabilizados o no estabilizados, y requiere de menos tierra como agente de abultamiento.

- Criterios de diseño (CNA).

Las condiciones que deben cumplir las zanjas, el terreno y los lodos, así como el criterio de diseño recomendado por CNA se presentan a continuación:

| DISPOSICIÓN DE LODOS EN ZANJAS | | |
|---------------------------------------|--|---|
| Criterio de diseño | Zanja Angosta < 10 pies (3.0 m) | Zanja Ancha > 10 pies (3.0 m) |
| Contenido de sólidos | 15 a 20% para anchos de 2 a 3 pies (.6 a .9 m); 20 a 28% para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m). | 20 a 28% para equipo en el suelo, más del 28% para equipo sobre el lodo. |
| Pendiente de terreno | Menor a 20 por ciento | Menor a 10 por ciento |
| Espesor de la cubierta de tierra | 2 a 3 pies (.3 a .9 m) para anchos de 2 a 3 pies; 3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para anchos de 3 a 10 pies (.9 a 3 m). | 3 a 4 pies (.9 a 1.2 m) para equipo en el suelo. 4 a 5 pies (1.2 a 1.5 m) para equipo sobre el lodo. |
| Tasa de aplicación | 1,200 a 5,600 yd ³ /acre (6,500-27,400 m ³ /ha). | 3,200 a 14,500 yd ³ /acre (6,000-27,400 m ³ /ha). |

| DISPOSICIÓN DE LODOS EN TERRENO | | | |
|---------------------------------|---|--|---|
| Criterio de Diseño | Pilas | Capas | Enlase de diques o bordos |
| Contenido de sólidos | > 20 | > 15 | 20-28% para equipo en el suelo; >28% para equipo en lodos |
| Características del lodo | Estabilizado | Estabilizado | Estabilizado o no |
| Pendiente del terreno | Sin limitaciones | Terreno nivelado bien preparado | Terreno nivelado o terraza acantilada bien preparada |
| Abultamiento requerido | Si | Si | Ocasionalmente |
| Relación tierra lodo | 0.5- 2:1 | 0.25- 1:1 | 0-0.5:1 |
| Tasa de aplicación | 3,000 - 14,000 yd ³ /acre (5,700 - 26,400 m ³ /ha) | 2,000 - 9,000 yd ³ /acre (3,800 - 10,000 m ³ /ha) | 4,800 - 15,000 yd ³ /acre (5,700 - 26,400 m ³ /ha) |

- Impacto Ambiental

Problemas potenciales de erosión del terreno y de olores. Producción continua de gas después de muchos años de que el relleno esté completo. La percolación debe de ser apropiadamente controlada para prevenir la contaminación del agua subterránea. El gas es explosivo y puede matar la vegetación si no se controla adecuadamente. Las zanjas angostas y el relleno en capas son métodos mas intensivos que los otros.

- Otras características

Confiabilidad del Proceso: Método de disposición de lodos muy confiable.

Consumo de Energía. El consumo de energía varía considerablemente con las características específicas del lodo, las condiciones particulares del terreno y la operación.

Limitaciones. El congelamiento del suelo y la lluvia causan dificultades en la operación del sistema. La lluvia hace que las pilas se asienten.

CONFINAMIENTO CONTROLADO

Otra modalidad de la distribución de lodos sobre terreno consiste en su aplicación en suelos con o sin vegetación con el único propósito de disponer de ellos. Esta opción difiere de las anteriores en que el lodo se aplica en cantidades mucho mayores y la producción de vegetación o cultivos no tiene importancia. Para llevarse a cabo se requieren menores extensiones de tierra y se puede aplicar para disponer de lodos cuyo potencial contaminante los haga inadecuados para su disposición en tierra. Es muy importante que el sistema se someta a un cuidadoso diseño, construcción y manejo para retener los elementos que pudieran deteriorar el ambiente. Normalmente se requiere la construcción de estructuras de retención con ductos para la colección de escurrimientos potencialmente dañinos. El lugar destinado a la disposición debe estar totalmente alejado y protegido del acceso humano.

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES Y BIOSÓLIDOS

CAPÍTULO 13 ANEXOS

13.1 NORMAS

NOM-AA-3-1980 Muestreo de aguas residuales
NOM-001-ECOL-1996 Descarga en cuerpos receptores federales
NOM-002-ECOL-1996 Descarga en el Alcantarillado
NOM-003-ECOL-1997 Reusos en servicios públicos
PROY-NOM-004-ECOL-2001 Lodos y biosólidos

13.2 MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO

Lagunas Anaeróbias
Lagunas Facultativas
Lagunas de Maduración

13.3 DISEÑO DE LAGUNAS EN EL TRÓPICO (PROPUESTA O.M.S.)

13.4 BIBLIOGRAFÍA

13. 1 NORMAS**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES**

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 6 de enero de 1997)¹

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, 85, 86 fracciones I, III y VII, 92 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 5o. fracciones VIII y XV, 8o. fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales; y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, se publicó en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezaninne planta alta, colonia Tlacopac, código postal 01040, de esta ciudad

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de diciembre de 1996

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el

¹ Incluye ACLARACIÓN a esta Norma Oficial Mexicana, publicada en el D O F de fecha 30 de abril de 1997

Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Verificación
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
10. Transitorio
11. Anexo I

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

2. REFERENCIAS

- Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales - Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas - Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 13 de septiembre de 1977.
- Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción soxhlet, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 8 de agosto de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas - Determinación de materia flotante - Método visual con malla específica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 15 de diciembre de 1973.

- Norma Mexicana NMZ-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publica en el **Diario Oficial de la Federación** el 23 de julio de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 27 de octubre de 1980.
- Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas - Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de julio de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas - Determinación de fósforo total - Métodos espectrofotométricos, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de octubre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas - Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de julio de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Métodos de tubos múltiples de fermentación, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.
- Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas - Determinación de arsénico en agua - Método espectrofotométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de abril de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de febrero de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas - Determinación de plomo - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de septiembre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas - Determinación de cianuros - Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de diciembre de 1982.
- Norma Mexicana NXM-AA-060 Aguas - Determinación de cadmio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 26 de abril de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas - Determinación de mercurio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de marzo de 1982.
- Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas - Determinación de cobre - Método de la neocuproína, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 16 de noviembre de 1981.
- Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas - Determinación de zinc - Métodos colorimétricos de la ditizona I, la ditizona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 12 de julio de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales - Determinación de nitrógeno de nitratos (Brucina), publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de abril de 1996.

Norma Mexicana NMX-AA-099 Determinación de nitrógeno de nitritos - Agua potable, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 11 de febrero de 1987.

3. DEFINICIONES

3.1 Aguas Costeras

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores, las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

3.2 Aguas Nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

3.3 Aguas Residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.4 Aguas Pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que proviene de nieve y granizo.

3.5 Bienes Nacionales

Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.

3.6 Carga Contaminante

Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales

3.7 Condiciones Particulares de Descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento

3.8 Contaminantes Básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno total (suma de

las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl, de nitritos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.

3.9 Contaminantes Patógenos y Parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.

3.10 Cuerpo Receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

3.11 Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.

3.12 Embalse Artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.13 Embalse Natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.14 Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

3.15 Humedales Naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos.

3.16 Límite Máximo Permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.17 Metales Pesados y Cianuros

Son aquellos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a

esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.

3.18 Muestra Compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

TABLA 1

| FRECUCENCIA DE MUESTREO | | | |
|---|-----------------------|----------------------------|--|
| HORAS POR DIA QUE OPERA EL GENERADOR DE LA DESCARGA | DIA QUE PROCESO DE LA | NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES | INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS (H O R A S) |
| | | | MÍNIMO N.E. |
| Menor que 4 | | mínimo 2 | - |
| De 4 a 8 | | 4 | 1 |
| Mayor que 8 y hasta 12 | | 4 | 2 |
| Mayor que 12 y hasta 18 | | 6 | 2 |
| Mayor que 18 y hasta 24 | | 6 | 3 |

N.E. = No especificado

3.19 Muestra Simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación.

$$VMSi = VMC \times (Qi/Qt)$$

Donde:

VMSi = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros

Qi = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Qt = \sum Qi hasta Qn, litros por segundo.

3.20 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.21 Promedio Diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

3.22 Promedio Mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).

3.23 Riesgo No Restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

3.24 Riesgo Restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

3.25 Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.

3.26 Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.

3.27 Tratamiento Convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

3.28 Uso en Riego Agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 Uso Público Urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

4. ESPECIFICACIONES

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

TABLA 2

| LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------------|---------|------------------------|---------|---------------------------------|---------|-----------------------------------|---------|------------------------|---------|---|---------|----------------|---------|---------------|---------|---------------------------|---------|-------------------------|---------|----|
| PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique) | RIOS | | | | | | EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES | | | | AGUAS | | | | | | SUELO | | HUMEDALES NATURALES (B) | | |
| | Uso en riego agrícola (A) | | Uso público urbano (B) | | Protección de vida acuática (C) | | Uso en riego agrícola (B) | | Uso público urbano (C) | | Explotación pesquera, navegación y otros usos (A) | | Recreación (B) | | ESTUARIOS (B) | | Uso en riego agrícola (A) | | HUMEDALES NATURALES (B) | | |
| | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | |
| Temperatura °C (1) | N.A. | N.A. | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | N.A. | N.A. | 40 | 40 |
| Grasas y Aceites (2) | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | 15 | 25 | |
| Materia Flotante (3) | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | ausente | |
| Sólidos Sedimentables (m/l) | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | N.A. | N.A. | 1 | 2 | |
| Sólidos Suspendedos Totales | 150 | 200 | 75 | 125 | 40 | 60 | 75 | 125 | 40 | 60 | 150 | 200 | 75 | 125 | 75 | 125 | N.A. | N.A. | 75 | 125 | |
| Demanda Bioquímica de Oxígeno ⁵ | 150 | 200 | 75 | 150 | 30 | 60 | 75 | 150 | 30 | 60 | 150 | 200 | 75 | 150 | 75 | 150 | N.A. | N.A. | 75 | 150 | |
| Nitrógeno Total | 40 | 60 | 40 | 60 | 15 | 25 | 40 | 60 | 15 | 25 | N.A. | N.A. | N.A. | N.A. | 15 | 25 | N.A. | N.A. | N.A. | N.A. | |
| Fósforo Total | 20 | 30 | 20 | 30 | 5 | 10 | 20 | 30 | 5 | 10 | N.A. | N.A. | N.A. | N.A. | 5 | 10 | N.A. | N.A. | N.A. | N.A. | |

P.D. = Promedio Diario, P.M. = Promedio mensual.

N.A. = No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

TABLA 3

| LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BASICOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|------|------------------------|------|---------------------------------|------|-----------------------------------|------|------------------------|------|---|------|----------------|------|---------------|------|---------------------------|------|-------------------------|------|
| PARA-METROS (*) (miligramos por litro) | RIOS | | | | | | EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES | | | | AGUAS COSTERAS | | | | | | SUELO | | HUMEDALES NATURALES (B) | |
| | Uso en riego agrícola (A) | | Uso público urbano (B) | | Protección de vida acuática (C) | | Uso en riego agrícola (B) | | Uso público urbano (C) | | Explotación pesquera, navegación y otros usos (A) | | Recreación (B) | | ESTUARIOS (B) | | Uso en riego agrícola (A) | | | |
| | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. | P.M. | P.D. |
| Arsenico | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 |
| Cadmio | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 0.2 | 0.2 | 0.4 | 0.1 | 0.2 | 0.5 | 0.1 | 0.1 | 0.2 |
| Cianuro | 2.0 | 3.0 | 1.0 | 2.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 | 1.0 | 2.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 | 3.0 | 1.0 | 2.0 |
| Cobre | 40 | 60 | 40 | 60 | 40 | 60 | 40 | 60 | 4 | 60 | 4 | 60 | 40 | 60 | 40 | 60 | 4 | 60 | 40 | 60 |
| Cromo | 1 | 1.5 | 0.5 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 1 | 1.5 | 0.5 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 1 | 1.5 | 0.5 | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 0.5 | 1.0 |
| Mercurio | 0.01 | 0.02 | 0.005 | 0.01 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.005 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.01 | 0.02 | 0.01 | 0.02 | 0.005 | 0.01 | 0.005 | 0.01 |
| Níquel | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 | 2 | 4 |
| Plomo | 0.5 | 1 | 0.2 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 1 | 0.2 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 1 | 0.2 | 0.4 | 5 | 10 | 0.2 | 0.2 |
| Zinc | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 | 10 | 20 |

(*) Medidos de manera total

P.D. = Promedio Diario

P.M. = Promedio Mensual

N A = No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos

4.4 Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

4.5 Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno₅ (DBO₅) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

TABLA 4

| DESCARGAS MUNICIPALES | |
|------------------------------------|-------------------------------|
| FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE: | RANGO DE POBLACION |
| 1 de enero de 2000 | mayor de 50,000 habitantes |
| 1 de enero de 2005 | de 20,001 a 50,000 habitantes |
| 1 de enero de 2010 | de 2,501 a 20,000 habitantes |

TABLA 5

| DESCARGAS MUNICIPALES | | |
|------------------------------------|--|---|
| FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE: | CARGA CONTAMINANTE | |
| | DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENOS ₅ t/d (tonelada/día) | SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d toneladas/día |
| 1de enero de 2000 | mayor de 3.0 | mayor de 3.0 |
| 1de enero de 2005 | de 1.2 a 3.0 | de 1.2 a 3.0 |
| 1 de enero enero 2010 | menor de 1.2 | menor de 1.2 |

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas 4 y 5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana, multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el **Diario Oficial de la Federación**.

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales no municipales, que rebase los límites máximos permisibles de esta norma quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en las fechas establecidas en las Tablas 6 y 7.

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia.

TABLA 6

| DESCARGAS MUNICIPALES | |
|-------------------------------|---|
| RANGO DE POBLACION | FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES |
| mayor de 50,000 habitantes | 30 de junio de 1997 |
| de 20,001 a 50,000 habitantes | 31 de diciembre de 1998 |
| de 2,501 a 20,000 habitantes | 31 de diciembre de 1999 |

TABLA 7

| CARGA CONTAMINANTE DE LAS DESCARGAS NO MUNICIPALES | |
|---|---|
| DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENOS Y/O SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día) | FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES |
| mayor de 3.0 | 30 de junio de 1997 |
| de 1.2 a 3.0 | 31 de diciembre de 1998 |
| menor de 1.2 | 31 de diciembre de 1999 |

4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla 8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla 9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización.

TABLA 8

| RANGO DE POBLACION | FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS | FRECUENCIA DE REPORTE |
|-------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| mayor de 50,000 habitantes | MENSUAL | TRIMESTRAL |
| de 20,001 a 50,000 habitantes | TRIMESTRAL | SEMESTRAL |
| de 2,501 a 20,000 habitantes | SEMESTRAL | ANUAL |

TABLA 9

| DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENOS t/d (toneladas/día) | SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día) | FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANÁLISIS | FRECUENCIA DE REPORTE |
|--|---|-----------------------------------|-----------------------|
| mayor de 3.0 | mayor de 3.0 | MENSUAL | TRIMESTRAL |
| de 1.2 a 3.0 | de 1.2 a 3.0 | TRIMESTRAL | SEMESTRAL |
| menor de 1.2 | menor de 1.2 | SEMESTRAL | ANUAL |

4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por las características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua.

4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.

4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

5. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana

6 VERIFICACION

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

7 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

8 BIBLIOGRAFIA

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater U.S.A (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales 19a. Edición. E.U.A.)

- 8.2** Code of Federal Regulations, Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)
- 8.3** Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.
- 8.4** Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición Mc. Graw-Hill International Editions. E.U.A.)
- 8.5** Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell, Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1A. EDICIÓN. Volúmenes 1 al 4. México
- 8.6** Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mc. Graw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.
- 8.7** U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).
- 8.8** Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 8.9** Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)
- 8.10** Waster water Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991, 3rd. Edition. US.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. Mcgraw-Hill International Editions. 3a. Edición E.U.A.)
- 8.11** Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995 Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México
- 8.12** Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, México, 1994.
- 8.13** Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, México, 1994.
- 8.14** Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, México. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995
- 8.15** Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993.

- 8.16** Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.17** Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.
- 8.18** Formación y Migración de Compuestos Organoclorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.19** Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996
- 8.20** Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.21** Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 8.22** Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995
- 8.23** Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995.
- 8.24** XI Censo General de Población y Vivienda INEGI / CONAPO 1990
- 8.25** Normas Oficiales Mexicanas para descargas Residuales a Cuerpos Receptores: NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 18 de octubre de 1993, NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL/1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995, NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 9 de enero de 1995 y NOM-071-ECOL/1994 a NOM-073-ECOL/1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de enero de 1995
- 8.26** Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP. Instituto de Ecología, México, D.F.
- 8.27** Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI, México, D.F 1994.
- 8.28** Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990, CONAPO/CNA.

8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería . Consejo Nacional de Investigación.

8.31 NMX-AA-0871995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Daphnia Magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba).

8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Artemia Franciscana* Kellogs (Crustácea Anostraca).- Método de Prueba

8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.

9 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2. La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales.

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos.

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harinas.

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta.

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción.

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados.

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado.

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria huleira.

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero.

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel.

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas.

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones.

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero.

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles.

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empacado de cárnicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias.

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen.

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada.

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles.

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café.

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos

receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceite de pescado.

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales.

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes.

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-033-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 18 de octubre de 1993.

La nomenclatura de las normas oficiales mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de noviembre de 1994.

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas:

Norma Oficial Mexicana NOM-063-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería.

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes. Publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 9 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda.

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéuticas y farmoquímica, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de enero de 1995.

TRANSITORIO

UNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas 4 y 5, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese periodo si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis.- La Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo**.- Rúbrica.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 3 de junio de 1998)

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 5o. Fracción V, 6º., 7º., 8º. Fracciones II, VII y XII, 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción II, 119, 119 Bis, 121, 122, 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal; y

CONSIDERANDO

Que con fecha 18 de octubre de 1993, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-031-ECOL/1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal. De conformidad con el Acuerdo mediante el cual se modifica la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas en materia de protección ambiental publicado en el referido órgano informativo el 29 de noviembre de 1994, se cambió la nomenclatura de la misma norma en cuestión, quedando como Norma Oficial Mexicana NOM-031-ECOL-1993.

Que durante la aplicación de la referida norma se detectaron algunos problemas de carácter técnico, por lo que se tuvo la necesidad de llevar a cabo un análisis de la misma por parte del Instituto Nacional de Ecología en coordinación con la Comisión Nacional del Agua, autoridades locales y con los diversos sectores involucrados en su cumplimiento, llegándose a la conclusión de que era necesario reformular la norma en comento procediéndose a elaborar una nueva norma oficial mexicana que la sustituyera, tomando en consideración puntos de vista socio-económicos, la infraestructura existente de los sistemas de alcantarillado, la determinación de parámetros prioritarios, el tamaño de poblaciones y la compatibilidad con otras normas en la materia, y que las disposiciones establecidas sean operativas y su cumplimiento sea gradual y progresivo.

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 9 de enero de 1997, a fin de que los interesados, en un plazo de 90 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de

Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacopac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 3 de abril de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 9 de diciembre de 1997, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-002-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO, O MUNICIPAL

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
7. Bibliografía
8. Observancia de esta Norma
9. Transitorios

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma no se aplica a las descargas de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado.

2. REFERENCIAS

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997.

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas-Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 15 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción soxhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas-Determinación de la temperatura-Método visual con termómetro, publica en el Diario Oficial de la Federación el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas-Determinación de pH-Método potenciométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-044 Aguas-Análisis de agua-Determinación de Cromo Hexavalente-Método colorimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas-Determinación de arsénico en agua, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas-Determinación de metales-Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas-Determinación de plomo-Método colorimétrico de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas-Determinación de cianuros-Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NXM-AA-060 Aguas-Determinación de cadmio-Método de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas-Determinación de mercurio-Método de la ditizona, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas-Determinación de cobre-Método de la neocuproína, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 10 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-076 Aguas-Determinación de níquel, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 4 de mayo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas-Determinación de zinc, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 7 de diciembre de 1982.

3. DEFINICIONES

3.1 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de las lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y el granizo.

3.2 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.3 Aguas residuales de proceso

Las resultantes de la producción de un bien o servicio comercializable.

3.4 Aguas residuales domésticas

Las provenientes del uso particular de las personas y del hogar.

3.5 Autoridad competente

Los Gobiernos de los Estados, del Distrito Federal, y de los Municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.6 Condiciones particulares para descargas al alcantarillado urbano o municipal

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permisibles en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, establecidos por la autoridad competente, previo estudio técnico correspondiente, con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas.

3.7 Contaminantes

Son aquellos parámetros o compuestos que, en determinadas concentraciones, pueden producir efectos negativos en la salud humana y en el medio ambiente, dañar la infraestructura hidráulica o inhibir los procesos de tratamiento de las aguas residuales.

3.8 Descarga

Acción de verter aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

3.9 Instantáneo

Es el valor que resulta del análisis de laboratorio a una muestra de agua residual tomada de manera aleatoria o al azar en la descarga.

3.10 Limite Máximo Permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.11 Muestra Compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la especificación 4.10 de esta Norma Oficial Mexicana.

3.12 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, el volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

3.13 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.14 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta, tomada en un día representativo del proceso generador de la descarga.

3.15 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal de los valores que resulten del análisis de laboratorio practicados al menos a dos muestras compuestas, tomadas en días representativos de la descarga en un periodo de un mes.

3.16 Punto de descarga

Es el sitio seleccionado para la toma de muestras, en el que se garantiza que fluye la totalidad de las aguas residuales de la descarga.

3.17 Sistema de alcantarillado urbano o municipal

Es el conjunto de obras y acciones que permiten la prestación de un servicio público de alcantarillado, incluyendo el saneamiento, entendiendo como tal la conducción, tratamiento, alejamiento y descarga de las aguas residuales.

4. ESPECIFICACIONES

4.1 Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la Tabla 1. Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.

TABLA 1

| LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES | | | |
|--|------------------|-----------------|-------------|
| PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra) | Promedio Mensual | Promedio Diario | Instantáneo |
| Grasas y aceites | 50 | 75 | 100 |
| Sólidos sedimentables (mililitros por litro) | 5 | 7.5 | 10 |
| Arsénico total | 0.5 | 0.75 | 1 |
| Cadmio total | 0.5 | 0.75 | 1 |
| Cianuro total | 1 | 1.5 | 2 |
| Cobre total | 10 | 15 | 20 |
| Cromo hexavalente | 0.5 | 0.75 | 1 |
| Mercurio total | 0.01 | 0.015 | 0.02 |
| Níquel total | 4 | 6 | 8 |
| Plomo total | 1 | 1.5 | 2 |
| Zinc total | 6 | 9 | 12 |

4.2 Los límites máximos permisibles establecidos en la columna instantáneo, son únicamente valores de referencia, en el caso de que el valor de cualquier análisis exceda el instantáneo, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente en el tiempo y forma que establezcan los ordenamientos legales locales, los promedios diario y mensual, así como los resultados de laboratorio de los análisis que los respaldan.

4.3 El rango permisible de pH (potencial hidrógeno) en las descargas de aguas residuales es de 10 (diez) y 5.5 (cinco punto cinco) unidades, determinando para cada una de las muestras simples. Las unidades de pH no deberán estar fuera del intervalo permisible, en ninguna de las muestras simples.

4.4 El límite máximo permisible de la temperatura es de 40°C. (cuarenta grados Celsius), medida en forma instantánea a cada una de las muestras simples. Se permitirá

descargar con temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema del mismo

4.5 La materia flotante debe estar ausente en las descargas de aguas residuales, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.6 Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 2 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en el punto 2 de esta Norma, o a las condiciones particulares de descarga que corresponde cumplir a la descarga municipal.

4.7 El responsable de las descarga de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que no dé cumplimiento a lo establecido en el punto 4.6, podrá optar por remover la demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, mediante el tratamiento conjunto de las aguas residuales en la planta municipal, para lo cual deberá de:

- a) Presentar a la autoridad competente un estudio de viabilidad que asegure que no se generará un perjuicio al sistema de alcantarillado urbano o municipal.
- b) Sufragar los costos de inversión, cuando así se requiera, así como los de operación y mantenimiento que le correspondan de acuerdo con su caudal y carga contaminante de conformidad con los ordenamientos jurídicos locales aplicables.

4.8 No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, materiales o residuos considerados peligrosos, conforme a la regulación vigente en la materia.

4.9 La autoridad competente podrá fijar condiciones particulares de descarga a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

- c) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.
- b) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no contemplados en esta Norma.

Dicha acción deberá estar justificada por medio de un estudio técnicamente sustentado, presentado por la autoridad competente o por los responsables de la descarga.

4.10 Los valores de los parámetros en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal a que se refiere esta Norma, se obtendrán de análisis de muestras compuestas, que resulten de la mezcla de las muestras simples, tomadas éstas en volúmenes proporcionales al caudal medido en el sitio y en el momento del muestreo, de acuerdo con la Tabla 2.

TABLA 2
FRECUENCIA DE MUESTREO

| HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA | NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES | INTERVALO MAXIMO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS) | |
|---|----------------------------|---|--------|
| | | MINIMO | MAXIMO |
| Menor que 4 | Mínimo 2 | - | - |
| De 4 a 8 | 4 | 1 | 2 |
| Mayor que 8 y hasta 12 | 4 | 2 | 3 |
| Mayor que 12 y hasta 18 | 6 | 2 | 3 |
| Mayor que 18 y hasta 24 | 6 | 3 | 4 |

Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples debe ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma y se determina mediante la siguiente ecuación:

Donde:

VMS_i = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Q_i = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Q_t = $\sum Q_i$ hasta Q_n , litros por segundo.

En el caso de que el periodo de operación del proceso o realización de la actividad generadora de la descarga, ésta no se presente en forma continua, el responsable de dicha descarga deberá presentar a consideración de la autoridad competente la información en la que se describa su régimen de operación y el programa de muestreo para la medición de los contaminantes.

4.11 Los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal deben cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, en las fechas establecidas en la Tabla 3. De esta manera, el cumplimiento es gradual y progresivo, conforme al rango de población, tomando como referencia el XI Censo General de Población y Vivienda, 1990.

TABLA 3

| FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE: | RANGO DE POBLACION |
|------------------------------------|-------------------------------|
| 1 de enero de 1999 | mayor de 50,000 habitantes |
| 1 de enero de 2004 | de 20,001 a 50,000 habitantes |
| 1 de enero de 2009 | de 2,501 a 20,000 habitantes |

4.12 Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma, para el o los responsables de descargas individuales o colectivas, pueden ser modificadas por la autoridad competente, cuando:

a) El sistema de alcantarillado urbano o municipal cuente con una o varias plantas de tratamiento en operación y la o las descargas causen efectos nocivos a la misma, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente, en un plazo no mayor de 180 (ciento ochenta) días a partir de la fecha de publicación de esta Norma, un programa de acciones en el cual se establezca en tiempo y forma el cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana.

b) La autoridad competente, previo a la publicación de esta Norma, haya suscrito formalmente compromisos financieros y contractuales para construir y operar la o las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales

c) La Comisión Nacional del Agua oficialmente establezca emergencias hidroecológicas o prioridades en materia de saneamiento, y en consecuencia se modifique la fecha de cumplimiento establecida en la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma, para su descarga correspondiente.

d) Exista previo a la publicación de esta Norma, reglamentación local que establezca fechas de cumplimiento para los responsables de las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

4.13 Cuando la autoridad competente determine modificar las fechas de cumplimiento, deberá notificarlo a los responsables de las descargas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, conforme a los procedimientos legales locales correspondientes.

4.14 Los responsables de las descargas tienen la obligación de realizar los análisis técnicos de las descargas de aguas residuales, con la finalidad de determinar el promedio diario o el promedio mensual, analizando los parámetros señalados en la Tabla 1 de la presente Norma Oficial Mexicana. Asimismo, deben conservar sus registros de análisis técnicos por lo menos durante tres años posteriores a la toma de muestras.

4.15 El responsable de la descarga podrá quedar exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en esta Norma, cuando se demuestre a la autoridad competente que, por las características del proceso productivo, actividades que desarrolla o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad competente podrá verificar la veracidad de lo manifestado por

el responsable. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.16 El responsable de la descarga, en los términos que lo establezca la legislación local, queda obligado a informar a la autoridad competente, de cualquier cambio en sus procesos productivos o actividades, cuando con ello modifique la calidad o el volumen del agua residual que le fueron autorizados en el permiso de descarga correspondiente.

4.17 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implantar o haber implantado un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la autoridad competente se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

4.18 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio diario o mensual de los parámetros referidos en el punto 4.1 de esta Norma, la suma de esta concentración al límite máximo permisible correspondiente, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir, siempre y cuando lo demuestre y notifique por escrito a la autoridad competente.

5. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma, se pueden aplicar los métodos de prueba referidos en las normas mexicanas señaladas en el punto 2 de esta Norma. El responsable de la descarga puede solicitar a la autoridad competente, la aprobación de métodos alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos quedarán autorizados para otros responsables de descarga en situaciones similares.

6 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

7 BIBLIOGRAFIA

7.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

7.2 Code of Federal Regulations, Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)

- 7.3** Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.
- 7.4** Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición Mc Graw-Hill International Editions. E.U.A.)
- 7.5** Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell, Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a edición. Volúmenes 1 al 4. México
- 7.6** Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. Mc Graw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.
- 7.7** U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).
- 7.8** Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.
- 7.9** Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)
- 7.10** Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991, 3a. Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso. Metcalf And Eddy. Mc Graw-Hill International Editions. 3a. Edición E.U.A.)
- 7.11** Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.
- 7.12** Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, México, 1994.
- 7.13** Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial, México, 1994.
- 7.14** Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, México. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995. (Impacto del reuso de las aguas residuales en aguas subterráneas, en el Valle del Mezquital, Estado de Hidalgo, México. Administración para el Desarrollo Exterior. Fase 1, Informe Febrero 1995).
- 7.15** Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, noviembre de 1993.

- 7.16** Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.
- 7.17** Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.
- 7.18** Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995. (Costo-efectividad del Control de la Contaminación del Agua en la Frontera Norte de México. Instituto de la Economía Ambiental Aplicada-1995).
- 7.19** XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990.
- 7.20** Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEDUE. México, D.F. 1989.
- 7.21** Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI, México, D.F. 1994.
- 7.22** Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.
- 7.23** Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería UNAM. 1995.
- 7.24** Administración de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.
- 7.25** NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Daphnia Magna* Straus (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba).
- 7.26** NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua - Evaluación de Toxicidad aguda con *Artemia Franciscana* Kellogs (Crustácea Anostraca).- Método de Prueba.
- 7.27** NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.
- 7.28** Operation of Wastewater Treatment Plants.- Manual of Practice No. 11.- Second Printing 1985. Water Pollution Control Federation. Washington, D.C. (Operación de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales.- Manual de Prácticas No. 11.- Segunda Edición 1985). Federación del Control de la Contaminación del Agua.

8 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

8.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Gobiernos Estatales, Municipales y del Distrito Federal en el ámbito de sus respectivas competencias, cuyo personal realizará los trabajos de verificación, inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

8.2. La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

La presente Norma Oficial Mexicana aboga a su similar NOM-CCA-031-ECOL/93, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, publicada en el Diario Oficial de la Federación.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma, el responsable de la descarga debe presentar a la autoridad competente su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en el punto 4.11 de esta Norma, según le corresponda.

SEGUNDO.- Las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 de esta Norma Oficial Mexicana, no serán aplicables cuando se trate de instalaciones nuevas o de incrementos en la capacidad o ampliación de las instalaciones existentes en fecha posterior a la entrada en vigor del presente instrumento, el responsable de la descarga deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, en un periodo no mayor de 180 (ciento ochenta) días naturales posteriores al inicio de la actividad u operación del proceso generador, debiendo notificar a la autoridad competente dicha fecha.

TERCERO.- En tanto se alcanzan las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 3 y en el caso de que las descargas a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal contengan concentraciones de contaminantes superiores a los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, el responsable de la descarga no podrá descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que

descargó durante los últimos tres años, de acuerdo con sus registros y los informes presentados ante la autoridad competente

México, Distrito Federal, a los seis días del mes de abril de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recurso Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997 QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO.

(Publicada en Diario Oficial de la Federación de fecha 21 de septiembre de 1998)

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 5o. fracciones V y XI, 6º., 36, 37, 37 Bis, 117, 118 fracción I, 119, 121, 126, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 118 fracción III y 122 de la Ley General de Salud; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 y 47 fracciones III y IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 14 de enero de 1998, a fin de que los interesados, en un plazo de 60 días naturales, presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezzanine planta alta, colonia Tlacopac, Delegación Alvaro Obregón, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 14 de agosto de 1998.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de normas oficiales mexicanas, el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 22 de abril de 1998, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-ECOL-1997, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PUBLICO.

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Muestreo
6. Métodos de prueba
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reuso.

En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su reuso o entrega, incluyendo conducción o transporte de la misma.

2. REFERENCIAS

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales-Muestreo, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas-Determinación de grasas y aceites-Método de extracción Solhlet, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas-Determinación de materia flotante-Método visual con malla específica, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas-Determinación de demanda bioquímica de oxígeno.- Método de incubación por diluciones, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas-Determinación de sólidos en agua.- Método gravimétrico, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas-Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales.- Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 22 de junio de 1987.

Norma Mexicana NMX-AA-102-1987 Calidad del Agua-Detección y enumeración de organismos coliformes, organismos coliformes termotolerantes y *Escherichia coli* presuntiva.- Método de filtración en membrana, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 28 de agosto de 1982.

Norma Oficial Mexicana
NOM-001-ECOL-1996 Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero de 1997 y su aclaración, publicada en el citado órgano informativo el 30 de abril de 1997.

3. DEFINICIONES

3.1 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.2 Aguas crudas

Son las aguas residuales sin tratamiento.

3.3 Aguas residuales tratadas

Son aquellas que mediante procesos individuales o combinados de tipo físicos, químicos, biológicos u otros, se han adecuado para hacerlas aptas para su reuso en servicios al público.

3.4 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos o parámetros que pueden ser removidos o estabilizados mediante procesos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, material flotante, demanda bioquímica de oxígeno₅ y sólidos suspendidos totales.

3.5 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son los microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales medidos como NMP o UFC/100 ml (número más probable o unidades formadoras de colonias por cada 100 mililitros) y los huevos de helminto medidos como h/l (huevos por litro).

3.6 Entidad pública

Los gobiernos de los estados, del Distrito Federal, y de los municipios, por sí o a través de sus organismos públicos que administren el agua.

3.7 Lago artificial recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas con acceso al público, para paseos en lancha, prácticas de remo y canotaje donde el usuario tenga contacto directo con el agua.

3.8 Lago artificial no recreativo

Es el vaso de formación artificial alimentado con aguas residuales tratadas que sirve únicamente de ornato, como lagos en campos de golf y parques a los que no tiene acceso el público.

3.9 Límite Máximo Permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido por el responsable del suministro de agua residual tratada.

3.10 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulta del promedio de los resultados de los análisis practicados a por lo menos dos muestras simples en un mes.

Para los coliformes fecales es la media geométrica; y para los huevos de helminto, demanda bioquímica de oxígeno⁵, sólidos suspendidos totales, metales pesado y cianuros y grasas y aceites, es la media aritmética.

3.11 Reuso en servicios al público con contacto directo

Es el que se destina a actividades donde el público usuario esté expuesto directamente o en contacto físico. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: llenado de lagos y canales artificiales recreativos con paseos en lancha, remo, canotaje y esquí; fuentes de ornato, lavado de vehículos, riego de parques y jardines.

3.12 Reuso en servicios al público con contacto indirecto u ocasional

Es el que se destina a actividades donde el público en general esté expuesto indirectamente o en contacto físico incidental y que su acceso es restringido, ya sea por barreras físicas o personal de vigilancia. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana se consideran los siguientes reusos: riego de jardines y camellones en autopistas, camellones en avenidas, fuentes de ornato, campos de golf, abastecimiento de hidrantes de sistemas contra incendio, lagos artificiales no recreativos, barreras hidráulicas de seguridad y panteones.

4. ESPECIFICACIONES

4.1 Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

TABLA 1
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES

| TIPOS DE REUSO | PROMEDIO MENSUAL | | | | |
|---|-------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|--------------------------|----------|
| | Coliformes fecales NMP/100 ml | Huevos de Helminto (h/l) | Grasas y aceites m/l | DBO ₅ mg/l | SST/mg/l |
| SERVICIOS PUBLICO CON CONTACTO DIRECTO AL CONTACTO | 240 | ≤ 1 | 15 | 20 | 20 |
| SERVICIOS PUBLICO CON CONTACTO INDIRECTO OCASIONAL AL U | 1,000 | ≤ 5 | 15 | 30 | 30 |

4.2 La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

4.3 El agua residual tratada reusada en servicios al público, no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma.

4.4 Las entidades públicas responsables del tratamiento de las aguas residuales que reusen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas en los términos de la presente Norma Oficial Mexicana y de conservar al menos durante los últimos tres años los registros de la información resultante del muestreo y análisis, al momento en que la información sea requerida por la autoridad competente.

5. MUESTREO

Los responsables del tratamiento y reuso de las aguas residuales tratadas, tienen la obligación de realizar los muestreos como se establece en la Norma Oficial Mexicana NMX-AA-003, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial mexicana. La periodicidad y número de muestras será:

5.1 Para los coliformes fecales, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno₅, sólidos suspendidos totales y grasa y aceites, al menos 4 (cuatro) muestras simples tomadas en días representativos mensualmente.

5.2 Para los huevos de helminto, al menos (dos) muestras compuestas tomadas en días representativos mensualmente

5.3 Para los metales pesados y cianuros, al menos 2 (dos) muestras simples tomadas en días representativos anualmente.

6. METODOS DE PRUEBA

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deben aplicar los métodos de prueba indicados en las normas mexicanas a que se refiere el punto 2 de esta Norma. Para coliformes fecales, el responsable del tratamiento y reuso del agua residual podrá realizar los análisis de laboratorio de acuerdo con la NMX-AA-102-1987, siempre y cuando demuestre a la autoridad competente que los resultados de las pruebas guardan una estrecha correlación o son equivalentes a los obtenidos mediante el método de tubos múltiples que se establece en la NMX-AA-42-1987. El responsable del tratamiento y reuso del agua residual, puede solicitar a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, éstos pueden ser aplicados por otros responsables en situaciones similares. Para la determinación de huevos de helminto se deben aplicar las técnicas de análisis que se señalan en el anexo 1 de esta Norma.

7 GRADO DE CONCORDANCIA CON NORMAS Y LINEAMIENTOS INTERNACIONALES Y CON LAS NORMAS MEXICANAS TOMADAS COMO BASE PARA SU ELABORACION

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente; tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8 BIBLIOGRAFIA

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1994. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater 19th Edition. USA. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations 40. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales 40. Protección al Ambiente) E.U.A.

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.

8.4 Manual de agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México

8.5 Development Document for Effluent Limitation Guidelines and New Source Performance Standard for the 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).

8.6 Water Treatment Handbook, 1991. Degremont 6th Edition Vol. I y II. U.S.A. (Manual de tratamiento de agua 1991) 6a. Edición Vols. I y II. E.U.A

8.7 Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse, 1991, 3rd. Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reuso). Metcalf and Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición E.U.A.

8.8 Municipal Wastewater Reuse-Selected Readings on Water Reuse-United States Environmental Protection Agency-EPA 430/09-91-022 September, 1991. (Reuso de aguas residuales municipales-lecturas selectivas sobre el reuso del agua-Agencia del protección Ambiental de los Estados Unidos de América-EPA 430/09-91022 septiembre 1991).

9 OBSERVANCIA DE ESTA NORMA

9.1 La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, a través de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Salud, en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2. La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el Diario Oficial de la Federación. Las plantas de tratamiento de aguas residuales referidas en esta Norma que antes de su entrada en vigor ya estuvieran en servicio y que no cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en ella, tendrán un plazo de un año para cumplir con los lineamientos establecidos en la presente Norma.

México, Distrito Federal, a los diecisiete días del mes de julio de mil novecientos noventa y ocho.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recurso Naturales y Pesca, Julia Carabias Lillo.- Rúbrica.

Norma Mexicana NMX-AA-003-1980 Aguas Residuales .- Muestreo. Residual Waters.- Sampling. 25-03-80**PREFACIO**

En la elaboración de esta Norma participaron los siguientes Organismos e Instituciones:

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS.-

DIRECCION GENERAL DE PROTECCION Y ORDENACION ECOLOGICA.

SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA.-

DEPARTAMENTO DE VIGILANCIA DE AGUAS RECEPTORAS.

CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES.-

DEPARTAMENTO TECNICO.

FERTILIZANTES MEXICANOS, S.A.-

SUBGERENCIA DE INVESTIGACION.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.-

LABORATORIO.

LABORATORIOS NACIONALES DE FOMENTO INDUSTRIAL.-

DEPARTAMENTO DE CONTAMINACION.

INSTITUTO MEXICANO DEL SEGURO SOCIAL.-

DEPARTAMENTO TECNICO - OFICINA FISICO-QUIMICA.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

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

2 DEFINICIONES**2.1 Agua residual**

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

2.2 Canal abierto

Cualquier conducto en el cual el agua fluye presentando una superficie libre.

2.3 Colector

Es un conducto abierto o cerrado que recibe las aportaciones de agua de otros conductos.

2.4 Descarga

Es el conjunto de aguas residuales que se vierten o disponen en algún cuerpo receptor.

2.5 Muestra simple

Es aquella muestra individual tomada en un corto periodo de forma tal que el tiempo empleado en su extracción sea el transcurrido para obtener el volumen necesario.

2.6 Muestra compuesta

Es la que resulta del mezclado de varias muestras simples.

3 APARATOS Y EQUIPO

3.1 Recipientes para el transporte y conservación de las muestras Los recipientes para las muestras deben ser de materiales inertes al contenido de las aguas residuales. Se recomiendan los recipientes de polietileno o vidrio.

Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes y se recomienda que sean de material afín al del recipiente.

Se recomienda que los recipientes tengan una capacidad mínima de 2 dm³ (litros).

3.2 Muestreadores automáticos

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

3.3 Válvulas y accesorios

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

3.4 Hielera o refrigerador

3.5 Material común de laboratorio

4 IDENTIFICACION DE LAS MUESTRAS

4.1 Se deben tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificar las muestras. Se deben emplear etiquetas pegadas o colgadas, o numerar los frascos anotándose la información en una hoja de registro. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información:

Identificación de la descarga.

Número de muestra.

Fecha y hora de muestreo

Punto de muestreo.

Temperatura de la muestra.

Profundidad de muestreo.

Nombre y firma de la persona que efectúa el muestreo.

4.2 Hoja de registro

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

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

Los datos citados en el inciso 4.1.

Resultados de pruebas de campo practicadas en la descarga muestreada.

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

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

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

5 PROCEDIMIENTO

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

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

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

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

5.2 Muestreo en tomas

5.2.1 Se recomienda, se instalen tomas en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestrear a cielo abierto con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales.

Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben ser de la menor longitud posible, y procurar situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de la descarga.

Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, de acero al carbón o de acero inoxidable.

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

5.3 Muestreo en descargas libres

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

5.3.1.1 El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces antes de efectuar el muestreo.

5.3.1.2 Se introduce el recipiente muestreador en la descarga o de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente.

5.3.1.3 La muestra se transfiere del recipiente muestreador al recipiente para la muestra cuidando de que ésta siga siendo representativa

5.4 Muestreo en canales y colectores

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

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

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

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

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

5.5 Cierre de los recipientes de muestreo

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

5.6 Obtención de muestras compuestas

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

5.6.1.1 Las muestras compuestas se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento del muestreo.

5.6.1.2 El intervalo entre la toma de cada muestra simple para integrar la muestra compuesta, debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual.

5.6.1.3 Las muestras compuestas se deben tomar de tal manera que cubran las variaciones de las descargas durante 24 horas como mínimo.

5.7 Preservación de las muestras

Solo se permite agregar a las muestras los preservativos indicados en las Normas de Métodos de Prueba.

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

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

6 APENDICE

6.1 Observaciones

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

7 BIBLIOGRAFIA

7.1 1978.- Annual Book of ASTM Standards.- D 3370-76 "Standard Practices for Sampling Water.- Tomo 31.

7.2 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater.- American Public Health Association, American Water Works Association y Water Pollution Control Federation.- 14 th. edition.

7.3 Gaging and Sampling Industrial Wastewaters.- J.G. Rabosky y Donald D. Horaido, Chemical Engineering/January s. 1973, Vol. 30 Núm. 1.

7.4 Reglamento para la Prevención y control de la Contaminación de Aguas.

7.5 NMX-R-050-1977 Norma Mexicana "Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Mexicanas".

7.6 British Standard 1328-1969 "Methods of Sampling Water Used in Industry".

8 CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES

No concuerda con ninguna por no existir norma internacional sobre el tema.

México, D.F., Febrero 11, 1980

EL DIRECTOR GENERAL.

DR. ROMAN SERRA CASTAÑOS.

Fecha de aprobación y publicación: Marzo 25, 1980

Esta Norma cancela a la: NMX-AA-003-1975

PROYECTO de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-004-ECOL-2001, Protección ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

**PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA PROY-NOM-004-ECOL-2001,
PROTECCION AMBIENTAL.- LODOS Y BIOSOLIDOS.- ESPECIFICACIONES Y
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA SU
APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL.**

CASSIO LUISELLI FERNANDEZ, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, con fundamento en lo dispuesto en el artículo 47 fracción I de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, ordena la publicación del siguiente Proyecto de Norma Oficial Mexicana **PROY-NOM-004-ECOL-2001, Protección Ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final**, mismo que fue aprobado por el Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión celebrada el 8 de febrero de 2000; el que se expide para consulta pública, de conformidad con el precepto legal antes invocado, a efecto de que los interesados, dentro de los 60 días naturales siguientes a la fecha de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación** presenten sus comentarios ante el citado Comité, sito en bulevar Adolfo Ruiz Cortines número 4209 piso 5o., colonia Jardines en la Montaña; código postal 14210, Delegación Tlalpan, para que en los términos de la citada ley sean considerados.

Durante este lapso la Manifestación de Impacto Regulatorio a que se refiere el artículo 45 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización estará a disposición del público para su consulta en el domicilio antes citado.

PREFACIO

Por acuerdo del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental; se constituyó el Grupo de Trabajo para el manejo de lodos provenientes del tratamiento de aguas residuales, para coadyuvar en la formulación del anteproyecto de norma oficial mexicana que regula los lodos y biosólidos, estableciendo los límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final, el cual estuvo integrado por personal técnico de las dependencias, instituciones y empresas que se enlistan a continuación:

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES
PROCURADURIA FEDERAL DE PROTECCION AL AMBIENTE
COMISION NACIONAL DE AGUA

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION HIDRAULICA

SECRETARIA DE ENERGIA

SECRETARIA DE ECOLOGIA DEL GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO

GOBIERNO DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE BAJA CALIFORNIA
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
PETROLEOS MEXICANOS
DIRECCION COORPORATIVA DE ADMINISTRACION
PROGRAMA UNIVERSITARIO DE MEDIO AMBIENTE (PUMA)
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INGENIERIA
CONFEDERACION PATRONAL DE LA REPUBLICA MEXICANA
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DEL HIERRO Y EL ACERO
CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE ACEITES, GRASAS, JABONES Y
DETERGENTES
CONFEDERACION DE CAMARAS INDUSTRIALES
COMISION DE ECOLOGIA
ASOCIACION NACIONAL DE LA INDUSTRIA QUIMICA, A.C (ANIQ)
ASOCIACION NACIONAL DE PRODUCTORES DE REFRESCOS Y AGUAS
CARBONATADAS, A.C. (ANPRAC)
ASOCIACION MEXICANA DE LA INDUSTRIA AUTOMOTRIZ (AMIA)
EMPRESAS DE AGUA Y SANEAMIENTO DE MEXICO, A.C.
EMPRESAS DE CONTROL DE CONTAMINACION DE AGUA, CIVAC.
SISTEMA ECOLOGICO DE REGENERACION DE AGUAS RESIDUALES
INDUSTRIALES, S.A. DE C.V.
SISTEMA INTERMUNICIPAL DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO (GUADALAJARA, JAL)
SERVICIOS DE AGUA Y DRENAJE DE MONTERREY, N.L.
COMISION ESTATAL DE SERVICIOS PUBLICOS DE TIJUANA, B.C.
SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LEON, GTO.
JUNTA CENTRAL DE AGUA Y SANEAMIENTO DE CHIHUAHUA
SISTEMA OPERADOR DE LOS SERVICIOS DE A.P.A DEL MUNICIPIO DE
PUEBLA
SAFMEX, S.A. DE C.V.
OPERADORA DE ECOSISTEMAS, S.A. DE C.V.
WEELABRATOR BIO GRO

BASURTO, SANTILLANA Y ARGUIJO, S.C.

BLACK & VEATCH

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA DEL ESTADO DE MEXICO

ASOCIACION NACIONAL DE FABRICANTES DE CAL (ANFACAL)

FEDERACION MEXICANA DE INGENIERIA SANITARIA Y CIENCIAS
AMBIENTALES, A.C.

ELI LILLY Y COMPAÑIA DE MEXICO, S.A. DE C.V.

ASOCIACION MEXICANA DE RIEGO, A.C.

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-004-ECOL-2001, PROTECCION AMBIENTAL.-
Lodos y biosólidos.-ESPECIFICACIONES Y LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES
DE CONTAMINANTES PARA SU APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL**

CASIO LUISELLI FERNANDEZ, Subsecretario de Fomento y Normatividad Ambiental de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, con fundamento en lo dispuesto en los artículos 32 bis fracciones I, II y IV de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 6o. fracción VIII del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales; 5o. fracciones V y VI, 36, 37, 37 Bis, 119, 139 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 46 y 47 fracción IV de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28 y 33 de su Reglamento, expide la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-2001, Protección ambiental.- Lodos y biosólidos - Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.

INDICE

0. Introducción
1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Evaluación de la conformidad
7. Concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma

ANEXOS

I Opciones para la reducción de atracción de vectores

II Método para la Cuantificación de Coliformes Fecales en lodos

III Método para la Cuantificación de *Salmonella* en lodos

IV Método para la Cuantificación de Huevos de Helminto en lodos

0. Introducción

En las actividades de desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, mantenimiento de las plantas de tratamiento de aguas residuales y plantas potabilizadoras se generan una serie de lodos y biosólidos que en caso de no darles una disposición final adecuada, contribuyen de manera importante en la contaminación de la atmósfera, de las aguas y de los suelos, afectando los ecosistemas del área donde se depositen. En relación a estos lodos y biosólidos previo a los estudios correspondientes, se ha considerado que por sus características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de su aprovechamiento más aún, cuando se sometan a un tratamiento y cumplan con los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana o, en su caso, disponer en forma definitiva como residuos no peligrosos; consecuentemente atenuar sus efectos contaminantes para el medio ambiente y proteger a la población en general

1. Objetivo y campo de aplicación

1.1 Objetivo

Esta Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos y biosólidos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales, con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger el medio ambiente y la salud humana.

1.2 Campo de aplicación

Es de observancia obligatoria para todas las personas físicas y morales que generen lodos y biosólidos, provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales.

2. Referencias

NOM-052-ECOL-1993, Que establece las características de los residuos peligrosos, el listado de los mismos y los límites que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de octubre de 1993.

NOM-053-ECOL-1993, Que establece el procedimiento para llevar a cabo la prueba de extracción para determinar los constituyentes que hacen a un residuo peligroso por su toxicidad al ambiente, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de octubre de 1993.

(Las dos normas oficiales mexicanas antes señaladas contienen la nomenclatura en términos del Acuerdo Secretarial publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de noviembre de 1994, por el cual se actualizó la nomenclatura de 58 normas oficiales mexicanas).

NOM-001-ECOL-1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1997.

NMX-AA-003-1980, Aguas residuales-Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

NMX-BB-014-1973, Clasificación y tamaños nominales para utensilios de vidrio usados en laboratorio, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de agosto de 1973.

NMX-AA-042-1987, Calidad del agua-Determinación del número más probable NMP de coliformes totales, coliformes fecales (termotolerantes) y *Escherichia coli* presuntiva, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.

NMX-AA-113-SCFI-1999, Análisis de agua-Determinación de huevos de helminto-Método de prueba, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de agosto de 1999.

3. Definiciones

3.1 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, agrícolas, pecuarios, domésticos, y en general de cualquier otro uso.

3.2 Alcantarillado

Sistema completo de tuberías, bombas, lagunas, tanques, procesos unitarios y accesorios para la recolección, transporte, tratamiento y descarga de aguas residuales, de tipo municipal o urbano.

3.3 Almacenamiento

Mantener en un sitio los lodos y biosólidos, cuando no es posible su aprovechamiento o disposición final, excluyéndose el uso de esta práctica como método de estabilización complementario de los lodos y biosólidos.

3.4 Aprovechamiento

Es el uso de los biosólidos como mejoradores o acondicionadores de los suelos por su contenido de materia orgánica y nutrientes.

3.5 Atracción de vectores

Es la característica de los lodos y biosólidos para atraer vectores como roedores, moscas, mosquitos u otros organismos capaces de transportar agentes infecciosos.

3.6 Azolves

Lodos y/o basura acarreados por actividad tanto fluvial como pluvial, que se depositan en el fondo de los cuerpos de agua e infraestructura de conducción y almacenamiento, ocasionando problemas de obstrucción y disminución de capacidades.

3.7 Biosólidos

Lodos provenientes de las plantas de tratamiento de aguas residuales, que por su contenido de nutrientes y por sus propias características o por las adquiridas después de un proceso de estabilización, pueden ser susceptibles de aprovecharse.

3.8 Coliformes fecales

Bacilos cortos gram negativos no esporulados, también conocidos como coliformes termotolerantes. Tienen la capacidad de fermentar la lactosa a temperatura de 44,5°C. Incluyen al género *Escherichia coli* y algunas especies de *Klebsiella*.

3.9 Daños a tejidos

Se refiere a la inflamación, a causa de las galerías que abren los helmintos, generando la formación de tumores y excrecencias carcinógenas, al bioqueo de ciertos conductos (por ejemplo, los biliares), al provocar obstrucción intestinal o la perforación de las paredes del conducto digestivo y desarrollar una peritonitis. Adicionalmente, pueden provocar una intensa irritación de los tejidos, al depositar huevos entre los mismos.

3.10 Desazolve

Son los materiales sólidos provenientes de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no incluye los provenientes de las presas o vasos de regulación.

3.11 Deterioro mecánico

Se refiere a la acción de los parásitos de roer la pared intestinal ocasionando hemorragias, mismas que se ven intensificadas por una secreción que impide la coagulación de la sangre.

3.12 Digestión aerobia

Es la descomposición bioquímica de la materia orgánica presente en los lodos, que es transformada en bióxido de carbono y agua por los microorganismos en presencia de oxígeno.

3.13 Digestión anaerobia

Es la descomposición bioquímica de la materia orgánica presente en los lodos, que es transformada en gas metano y bióxido de carbono y agua por los microorganismos en ausencia de oxígeno.

3.14 Disposición final

La acción de depositar de manera permanente lodos y biosólidos en sitios adecuados para evitar daños al ambiente.

3.15 Enterocolitis

Inflamación del intestino delgado y colon.

3.16 Estabilización

Son los procesos físicos, químicos y biológicos a los que se someten los lodos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales, para acondicionarlos para su aprovechamiento o disposición final.

3.17 Estabilización alcalina

Es el proceso mediante el cual se añade suficiente cal viva (óxido de calcio CaO) o cal hidratada (hidróxido de calcio Ca(OH)_2) o equivalentes, a la masa de lodos y biosólidos.

3.18 Fiebre tifoidea

Infección aguda generalizada, causada por *Salmonella typhosa*; se caracteriza por fiebre, cefalea, tos, toxemia, pulso anormal, manchas rosadas en la piel, desde el punto de vista patológico se manifiesta por incremento del tamaño (hiperplasia) y ulceración de los ganglios linfáticos intestinales.

3.19 Helminto

Término designado a un amplio grupo de gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con forma y tamaños variados. Poseen órganos diferenciados, y sus ciclos vitales comprenden la producción de huevos o larvas, infecciosas o no, y la alternancia compleja de generaciones que incluye hasta tres huéspedes diferentes. Ocasionan deterioro mecánico, daños a tejidos, efectos tóxicos y pérdida de sangre.

3.20 Límite máximo permisible

Valor asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido por los lodos y biosólidos para que puedan ser dispuestos o aprovechados.

3.21 Lixiviado

Líquido proveniente de los lodos y biosólidos, el cual se forma por reacción o percolación y que contiene disueltos o en suspensión contaminantes que se encuentran presentes en los mismos.

3.22 Lodos

Son sólidos con un contenido variable de humedad, provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y del tratamiento de aguas residuales.

3.23 Muestra compuesta

La mezcla representativa del volumen de los biosólidos que se pretenden aprovechar suficientemente para que se realicen los análisis para determinar su contenido de metales pesados.

3.24 Muestra simple

La cantidad suficiente de lodos y biosólidos para que se realicen los análisis para determinar el contenido de patógenos y parásitos, la cual debe ser representativa del volumen.

3.25 Mejoramiento de suelos

Es la aplicación de los biosólidos en terrenos degradados para mejorar sus características.

3.26 Patógeno

Microorganismo capaz de causar enfermedad.

3.27 Restauración de paisajes

Es la aplicación de los biosólidos en terrenos públicos y privados para mejorar sus características estéticas.

3.28 Sólidos Totales (ST)

Son los materiales que permanecen en los lodos como residuo cuando aquéllos son secados de 103 a 105°C.

3.29 Sólidos Volátiles (SV)

Es la cantidad de sólidos orgánicos totales presentes en los lodos, que se volatiliza cuando éstos se queman a 550°C en presencia de aire en exceso.

3.30 *Salmonella*

Bacilos móviles debido a sus flagelos peritricosos fermentan de manera característica glucosa y manosa sin producir gas, pero no fermentan lactosa ni sacarosa y la mayoría produce sulfuro de hidrógeno H₂S. A menudo, son patógenas para el hombre y los animales cuando se ingieren, ocasionando fiebre tifoidea y enterocolitis (conocida también como gastroenteritis).

3.31 Tasa específica de absorción de oxígeno

Es la masa de oxígeno consumida por unidad de tiempo y por unidad de masa de los sólidos totales en los lodos y biosólidos, en base a peso seco.

3.32 Terrenos con fines agrícolas

Son las superficies sobre las cuales se pueden cultivar productos agrícolas para consumo humano y animal, incluyendo los pastizales.

3.33 Viabilidad

Que es capaz o apto para vivir.

4. Especificaciones

4.1 Para que los lodos y biosólidos se puedan aprovechar o disponer se debe demostrar, cada dos años, que éstos no son corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos o inflamables de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-052-ECOL-1993, referida en el punto 2 de esta Norma.

Los responsables podrán quedar exentos de dicha prueba, siempre que por las características del proceso generador de los lodos y biosólidos, el contenido de los patógenos, parásitos y metales pesados sea homogéneo o no presenten variaciones significativas; manifestándolo ante la autoridad competente, por escrito y bajo protesta de decir verdad.

4.2 Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la especificación 4.1, pueden ser manejados y aprovechados o dispuestos en forma final como residuos no peligrosos.

4.3 Para que los biosólidos puedan ser aprovechados, deben cumplir con la especificación 4.4 y lo establecido en las tablas 1 y 2.

4.4 Los generadores de biosólidos deben controlar la atracción de vectores, demostrando su efectividad. Para tal efecto se pueden utilizar cualquiera de las opciones descritas, de manera enunciativa pero no limitativa, en el Anexo 1.

4.5 Para efectos de esta Norma Oficial Mexicana los biosólidos se clasifican en tipo: Excelente y Bueno con base en su contenido de metales pesados; y en clase: A y B en función de su contenido de patógenos y parásitos.

4.6 Los límites máximos permisibles de metales pesados en los biosólidos se establecen en la Tabla 1

TABLA 1
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA METALES
PESADOS EN BIOSOLIDOS

| CONTAMINANTE (determinados en forma total) | Excelente g/kg en base seca | Bueno g/kg en base seca |
|---|--|--|
| Arsénico | 41 | 75 |
| Cadmio | 39 | 85 |
| Cromo | 1 200 | 3 000 |
| Cobre | 1 500 | 4 300 |
| Plomo | 300 | 840 |
| Mercurio | 17 | 57 |

| | | |
|--------|-------|-------|
| Níquel | 420 | 420 |
| Zinc | 2 800 | 7 500 |

4.7 Los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los biosólidos se establecen en la Tabla 2.

**TABLA 2
LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA PATOGENOS
Y PARASITOS EN BIOSOLIDOS**

| CLASE | PATOGENOS | | PARASITOS |
|-------|--------------------|----------------------|----------------------|
| | Coliformes fecales | <i>Salmonella sp</i> | Huevos de helminto/g |
| | NMP/g en base seca | NMP/g en base seca | en base seca |
| A | Menor de 1 000 | Menor de 3 | Menor de 10 |
| B | Menor de 2 000 000 | Menor de 300 | Menor de 35 |

4.8 Para el aprovechamiento de los biosólidos en jardines, macetas de casas habitación y edificios públicos y privados, áreas verdes para recreación pública y privada con contacto directo humano, viveros y campos deportivos, camellones urbanos y en vías de comunicación, panteones y bosques, la calidad debe ser Excelente, clase A, su contenido de humedad debe ser de 70% o menor.

4.9 Los biosólidos clasificados en el punto 4.5 que se pretendan aprovechar en terrenos con fines agrícolas, mejoramiento de suelos y restauración de paisajes, no deben aplicarse si los suelos están congelados; inundados; cubiertos por nieve o con un pH de 5 o menor.

4.10 La aplicación de biosólidos en terrenos con fines agrícolas, mejoramiento de suelos y restauración de paisajes, se sujetará a lo establecido en la Ley Federal de Sanidad Vegetal.

4.11 El aprovechamiento de biosólidos en terrenos comprendidos en zonas declaradas como áreas naturales protegidas, sólo podrá realizarse previa autorización de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

4.12 Para la disposición final de los lodos y biosólidos, se deberá cumplir con la especificación 4.1 y con los límites máximos permisibles para el contenido de patógenos y parásitos establecidos en la Tabla 3.

**TABLA 3
LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE PATOGENOS
Y PARASITOS PARA LODOS Y BIOSOLIDOS**

| PATOGENOS | | PARASITOS |
|--|--|--------------------------------------|
| Coliformes fecales NMP/g en base seca | <i>Salmonella sp</i> NMP/g en base seca | Huevos de helminto/g en base seca |
| Menor de 2 000 000 | Menor de 300 | Menor de 35 |

4.13 Los sitios para su disposición final serán los que disponga o autorice la autoridad local competente.

4.14 Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la presente Norma Oficial Mexicana pueden ser almacenados hasta por un periodo de 2 años. El predio en donde se almacenen, debe contar con sistema de recolección de lixiviados.

4.15 Se permite la mezcla de dos o más lotes de lodos o biosólidos, siempre y cuando ninguno de ellos esté clasificado como residuo peligroso y su mezcla resultante cumpla con lo establecido en la presente Norma Oficial Mexicana.

4.16 Muestreo y análisis de lodos y biosólidos.

El generador de lodos y biosólidos, debe realizar el muestreo y análisis para demostrar el cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana y conservar los registros por lo menos durante los últimos 5 años posteriores a su realización.

4.17 La frecuencia de muestreo y análisis para los lodos y biosólidos se establecen en función de su aprovechamiento y disposición final en la Tabla 4.

**TABLA 4
FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS
PARA LODOS Y BIOSOLIDOS**

| APROVECHAMIENTO Y DISPOSICION FINAL | FRECUENCIA | MUESTREO Y ANALISIS |
|--|-----------------------------|--|
| - Jardines y macetas de casas habitación y edificios públicos y privados, áreas verdes para recreación pública y privada con contacto directo humano, viveros y campos deportivos. - Camellones urbanos y en vías de comunicación, panteones y bosques. | Semestral Bimestral | metales pesados. patógenos y parásitos. |
| - Terrenos con fines agrícolas, restauración de suelos y de paisajes. | Semestral Trimestral | metales pesados. patógenos y parásitos. |

| | | |
|----------------------|------------|------------------------|
| - Disposición final. | Trimestral | patógenos y parásitos. |
|----------------------|------------|------------------------|

4.18 El muestreo y análisis para determinar el contenido de patógenos y parásitos, constará de cuando menos 7 (siete) muestras simples. Los resultados se informarán como la media geométrica para los coliformes fecales y *Salmonella* y la media aritmética para los huevos de helminto.

4.19 El muestreo y análisis para determinar el contenido de metales pesados, constará de una muestra compuesta y se reportará para dos o más resultados la media aritmética.

4.20 Podrán quedar exentos de realizar el muestreo y análisis de alguno o varios de los parámetros establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando por su procedencia o invariabilidad en el contenido de los lodos y biosólidos no concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba establecidos en los anexos 2, 3 y 4 de la presente Norma Oficial Mexicana. El responsable podrá solicitar autorización a la Comisión Nacional del Agua para la aplicación de métodos de prueba alternos, y podrán ser autorizados a otros responsables en situaciones similares.

6. Evaluación de la conformidad

La evaluación de la conformidad de la presente Norma Oficial Mexicana se llevará a cabo por las personas acreditadas y aprobadas en términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

7. Concordancia con normas y lineamientos internacionales y con las normas mexicanas tomadas como base para su elaboración

Esta Norma Oficial Mexicana no concuerda con ninguna norma o lineamiento internacional, tampoco existen normas mexicanas que hayan servido de base para su elaboración.

8. Bibliografía

8.1 A Guide to the Biosolids Risk Assessments for the EPA Part 503 Rule. EPA 832-B-93-005. Environmental Protection Agency USA. September 1995. (Guía para la evaluación de riesgos en los biosólidos por la EPA. Parte 503, Reglamento EPA 832-B-93-005.- Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1995.).

8.2 A Plain English Guide to the EPA Part 503 Biosolids Rule. EPA/832/R-93/003. Environmental Protection Agency USA. September 1994. (Guía sencilla de la EPA. Parte 503 Biosólidos Reglamento EPA/832/R-93/003.- Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1994.).

8.3 APHA, AWWA, WPCF. 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 18 th Ed. American Public Health Association. Washington; D.C. (Métodos establecidos para el análisis de agua y agua residual. 18ava. Edición. Asociación Americana de Salud Pública. Washington, D.C.).

8.4 Biosolids Treatment and Management. Processes for Beneficial Use. Marcel Dekker, Inc. 1996. (Tratamiento y Manejo de los Biosólidos.- Procesos para Uso Benéfico.- Marcel Dekker, Inc. 1996).

8.5 Campos R., Maya C. y Jiménez B. "Estabilización Térmica Alcalina de Lodos Químicos con un Alto Contenido de Microorganismos Patógenos". XIX Encuentro Nacional AMIDIQ, Academia Mexicana de Investigación y Docencia en Ingeniería Química, A.C., Memorias pp. 365-366, Ixtapa- Zihuatanejo, Gro.Del 13 al 15 de mayo de 1998.

8.6 Environmental Regulations and Technology. Use And Disposal Of Municipal Wastewater Sludge. EPA 625/10-84-003. Environmental Protection Agency USA. September 1984. (Tecnologías y Regulaciones Ambientales.- Uso y disposición de lodos de aguas municipales. EPA 625/10-84-003. Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1984.)

8.7 Environmental Regulations and Technology. Control of Pathogens in Municipal Wastewater Sludge. EPA/625/10-89/006. Environmental Protection Agency USA. September 1989. (Tecnologías y Regulaciones Ambientales.- Control de Patógenos en lodos de aguas municipales. EPA/625/10-89/006. Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos de América. Septiembre 1989).

8.8 Fundamento técnico para la elaboración de la Norma Oficial Mexicana en materia de estabilización, manejo y aprovechamiento de lodos provenientes de plantas de tratamiento de aguas municipales e industriales. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1997.

8.9 Geochemistry, Groundwater and Pollution. C.A.J. Appelo y D. Postma.- A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield/1996. (Geoquímica, aguas subterráneas y contaminación. C.A.J. Appelo y D. Postma.- A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield/1996.).

8.10 Goepfert J., Olson N. and Marth E., 1968. Behavior of *Salmonella typhimurium* During Manufacture and Curing of Cheddar Cheese. Applied Microbiology. 16: 862-866. (Comportamiento de la *Salmonella typhimurium* durante el procesamiento y curado del queso Cheddar. Microbiología aplicada 16: 862-866.).

8.11 Ground Water, Quality Protección. Larry W. Canter, Robert C. Knox y Deborah M. Fairchild. Lewis Publishers, Inc. 1987. (Aguas subterráneas, características de protección.- Larry W. Canter, Robert C. Knox y Deborah M. Fairchild. Lewis Publishers, Inc. 1987.).

8.12 Guía para el manejo, tratamiento y aprovechamiento de lodos residuales de plantas de tratamiento municipales. Comisión Nacional del Agua. SGIHUI. 1994.

8.13 Guía para el manejo, estabilización y disposición de lodos químicos. Tema Potabilización. Comisión Nacional del Agua. SGIHUI. 1994.

- 8.14** Jawetz E., Melnick J. y Adelberg E., 1995. Microbiología Médica. Ed. Manual Moderno. México. pp. 803.
- 8.15** Jiménez B., Barrios J.A. and Maya C. 1999. Class B Biosolids Production from Wastewater Sludge with High Pathogenic Content Generated in an Advanced Primary Treatment. Disposal and Utilisation of Sewage Sludge: Treatment Methods and Application Modalities. Water Resources, Hydraulics and Maritime Engineering NTUA. Athens, Greece 13-15 October 1999 (Producción de biosólidos clase "B" de los lodos de aguas residuales con alto contenido patógeno generados en un tratamiento primario avanzado. Disposición y utilización de lodos residuales. Métodos de tratamiento y técnicas de aplicación. Recursos de agua, Ingeniería Marítima e hidráulica NTUA. Atenas, Grecia, 13-15 octubre 1999).
- 8.16** Jiménez C. B., Muñoz C. A. M. y Barrios Pérez J. A., 1997. Fundamento Técnico para la Elaboración de la Norma Oficial Mexicana en Materia de Estabilización, Manejo y Aprovechamiento de Lodos Provenientes de Plantas de Tratamiento de Aguas Municipales e Industriales. Elaborado para la Comisión Nacional del Agua (CNA) por el Instituto de Ingeniería, UNAM. Proyecto 8313, pp. 107 (diciembre, 1997).
- 8.17** Jiménez B., Chávez A., Barrios J.A., Maya C. y Salgado G., 1998. Manual "Curso: Determinación y Cuantificación de Huevos de Helminto Norma Mexicana NMX-AA-113-SCFI/992". Grupo Tratamiento y Reuso, Instituto de Ingeniería UNAM. pp. 160
- 8.18** Jiménez B., Maya C y Pulido M., 1996. Evaluación de las Diversas Técnicas para la Detección de los Huevos de Helminto, y Selección de una para Conformar la NMX Correspondiente. Instituto de Ingeniería, UNAM. México. pp. 52.
- 8.19** Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. 1996.
- 8.20** Manual of good practice for utilisation of sewage sludge in agriculture. 2nd. Revision October 1991. Anglian Water. (Manual de buenas prácticas para la utilización de lodos residuales en la Agricultura.- 2a. Revisión Octubre 1991. Agua).
- 8.21** Miller V. and Banwart G., 1965. Effect of Various Concentration of Brilliant Green and Bile Salts on *Salmonellae* and Other Microorganisms. Applied Microbiology. 13: 77-80 (Efecto de varias concentraciones de sales de Verde brillante y biliars en la *Salmonella* y otros microorganismos. Microbiología aplicada. 13: 77-80).
- 8.22** Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL/1996, Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. (DOF 6 de enero de 1997).
- 8.23** Norma Oficial Mexicana NOM-008-SCFI/1993, Sistema General de Unidades de Medida.
- 8.24** Norma Mexicana NMX-AA-113-SCFI/1999, Análisis de Agua.- Determinación de Huevos de Helminto. Método de Prueba.
- 8.25** Reglamento de lodos de clarificación. Alemania. 15 de abril de 1992.

- 8.26** Reglamentación de la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos de América (U.S.E.P.A.) para el Uso o Aplicación de Lodos de Drenaje, Parte 503 del 40 CFR, publicada en el Registro Federal el 19 de febrero de 1993.
- 8.27** Santos Mendoza Salvador. "Estabilización con Cal de Lodos de la Planta Piloto del Tratamiento Primario Avanzado". Ingeniería Ambiental, DEPMI- UNAM 15 de junio de 1998. Tesis de Maestría.
- 8.28** Santos M. S., Campos M. R. y Jiménez C. B. "Una Opción de Manejo para el Lodo Generado al Tratar el Agua Residual del Gran Canal de la Ciudad de México. 1er. Simposio Latinoamericano de Tratamiento y Reuso del Agua y Residuos Industriales. Memorias Tomo I, pp. 28-1-28-10, del 25 al 29 de mayo de 1998, México, D.F.
- 8.29** Satchwell, G.M., 1986. An Adaptation of Concentration Techniques for the Enumeration of Parasitic Helminth Eggs from Sewage Sludge (Adaptación de la Técnica de Concentración para la Enumeración de Huevos de Helminto Parásitos Provenientes de Lodos Residuales). *Water Res.* 20: 813-816.
- 8.30** Schaffner C., Mosbach K., Bibit V. and Watson C., 1967 Coconut and *Salmonella* Infection. *Applied Microbiology.* 15: 471-475. (Infección de la *Salmonella* y coco. *Microbiología aplicada.* 15: 471-475).
- 8.31** Shiflett M., Lee J. and Sinnhuber R., 1967. Effect of Food Additives and Irradiation on Survival of *Salmonella* in Oysters. *Applied Microbiology.* 15: 476-479. (Efecto de aditivos alimenticios e irradiación en la supervivencia de la *Salmonella* en ostras. *Microbiología aplicada.* 15: 476-479).
- 8.32** Silliker J. Deibel R. and Chiu J., 1964. Occurrence of Gram-Positive Organisms Possessing Characteristics Similar to Those of *Salmonella* and the Practical Problem of Rapid and Definitive *Salmonella* Identification. *Applied Microbiology.* 12: 395-399. (Aparición de organismos Gram positivos, poseyendo características similares a la *Salmonella*, y el problema práctico de identificación rápida y definitiva de *Salmonella*. *Microbiología aplicada.* 12: 395-399).
- 8.33** Silliker J., Deibel R. and Fagan P., 1964. Isolation of *Salmonella* from Food Samples: VI Comparison of Methods for the Isolation of *Salmonella* from Egg Products. *Applied Microbiology.* 12: 224-228. (Aislamiento de la *Salmonella* de muestras alimenticias: VI Comparación de métodos para el aislamiento de la *Salmonella* desde productos de huevo. *Microbiología aplicada.* 12: 224-228).
- 8.34** Sludge Management & Disposal. For The Practicing Engineer. P.A. Vesilind, G.C Hartman y E.T. Skene. Lewis Publishers, Inc. 1986. (Manejo y disposición de lodos. Para Ingenieros Profesionales. P.A. Vesilind, G.C. Hartman y E.T. Skene. Lewis Publishers, Inc. 1986.)
- 8.35** Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 19th. Edition. American Public Health Association. American Water Works Association. Water Environment Federation. 1995. (Métodos Estándar para la examinación del agua y aguas residuales, 19th. Edición Asociación Americana de salud pública. Asociación Americana de aguas tratadas. Federación Ambiental del Agua 1995).

8.36 Sludge Stabilization. Manual of Practice FD-9. Facilities Development. Water Environment Federation 1993. (Estabilización de lodos. Manual de prácticas FD-9. Facilidades de Desarrollo. Federación Ambiental del Agua 1993.).

8.37 Standards for the Use or Disposal of Sewage Sludge; Final Rules. 40 CFR Parts 257, 403 and 503. Environmental Protection Agency. USA. Federal Register Friday February 19, 1993. (Estandares para el Uso o Disposición de lodos residuales, Reglamento 40 CFR Parte 257, 403 y 503. Agencia de Protección Ambiental de E.U.A. Registro Federal 19 de febrero de 1993.).

8.38 Sludge Conditioning. Manual of Practice FD-14. Water Pollution Control Federation. 1988. Alexandria, VA. (Manual de prácticas de acondicionamiento de lodos FD-14. Federación para el control de la contaminación en el agua. 1988.) y Alejandria, V.A.

8.39 Stuart P. and Pivnick H., 1965. Isolation of *Salmonellae* by Selective Motility Systems Applied Microbiology 13: 365-372 (Aislamiento de la *Salmonella* por selectos sistemas de motilidad. Microbiología aplicada 13: 365-372).

8.40 Taylor W., Betty C. and Muriel E., 1964. Comparison of Two Methods for Isolation of *Salmonella* from Imported Foods. Applied Microbiology 12: 53-56. (Comparación de dos Métodos para el aislamiento de *Salmonella* de alimentos importados. Microbiología aplicada. 12: 53-56).

8.41 US EPA 1994, Land Application of Sewage Sludge: A Guide for Land Appliers on the Requirements of the Federal Standards for the Use of Disposal of Sewage Sluge, 40 CFR Part 503. Water Environment Federation. USA. pp. 62. (Aplicación de lodos residuales al suelo: una Guía para aplicadores al suelo en los requerimientos de las normas federales para el uso y disposición de lodos residuales, 40 CFR Parte 503. Federación Ambiental del Agua. EUA. pp. 62).

8.42 US EPA/625/R92/013 1992, Environmental Regulation and Technology, Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge pp. 152. (Tecnología y Regulación Ambiental. Control de patógenos y atracción de vectores en lodos residuales).

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, por conducto de la Comisión Nacional del Agua y la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, así como a los gobiernos estatales, municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de su respectivas competencias. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley de Aguas Nacionales, su Reglamento y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, por conducto de la Comisión Nacional del Agua y la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, así como los gobiernos estatales, municipales y del Distrito Federal, en el ámbito de su respectiva competencia, llevarán a cabo de manera periódica o aleatoria los muestreos y análisis de los biosólidos y lodos, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles de contaminantes establecidos en la presente Norma Oficial Mexicana.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Provéase la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**.

SEGUNDO.- La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los 60 días posteriores al de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

México, Distrito Federal, a los cuatro días del mes de febrero de dos mil dos.- El Subsecretario de Fomento y Normatividad Ambiental de la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, **Cassio Luiselli Fernández**.- Rúbrica.

Con fundamento en lo dispuesto en el artículo 47 fracción I de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, provéase la publicación de este proyecto en el **Diario Oficial de la Federación**.

México, Distrito Federal, a quince de enero de dos mil dos.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, **Cassio Luiselli Fernández**.- Rúbrica.

ANEXO I

OPCIONES PARA LA REDUCCION DE ATRACCION DE VECTORES

Opción 1: Reducción del contenido de sólidos volátiles

Reducir a un 38% el contenido de sólidos volátiles en los biosólidos, mediante digestión aeróbica o anaeróbica.

Opción 2: Digestión adicional de los biosólidos digeridos anaeróbicamente

En el caso de que no resulte factible reducir al 38% el contenido de sólidos volátiles mediante la Opción 1. Se deberá demostrar en una unidad a escala de laboratorio, que una porción de los biosólidos, que previamente fueron digeridos, con una digestión anaeróbica por 40 días adicionales, a una temperatura entre 30°C y 37°C, su reducción del contenido de sólidos volátiles es menor de 17%.

Opción 3: Digestión adicional de los biosólidos digeridos aeróbicamente

Esta prueba solamente es aplicable a los biosólidos líquidos digeridos aeróbicamente. Se considera que los biosólidos digeridos aeróbicamente con 2% de sólidos o menos, han logrado la reducción de atracción de vectores si después de 30 días de digestión aeróbica en una prueba de laboratorio a 20°C, su reducción del contenido de sólidos volátiles es menor de 15%.

Opción 4: Tasa específica de absorción de oxígeno (TEAO) para biosólidos digeridos aeróbicamente

Esta prueba solamente es aplicable a los biosólidos líquidos digeridos aeróbicamente. Se demuestra si la TEAO de los biosólidos que son aplicados, determinada a 20°C, es igual o menor de 1,5 mg de O₂/h/g de sólidos totales (peso seco).

Opción 5: Procesos aeróbicos a más de 40°C

Aplica primordialmente a biosólidos composteados que contienen agentes abultadores orgánicos parcialmente descompuestos. Los biosólidos deben ser tratados aeróbicamente por 14 días o más, tiempo durante el cual la temperatura deberá rebasar siempre los 40°C y el promedio deberá ser mayor de 45°C.

Opción 6: Adición de materia alcalina

Adicionar suficiente materia alcalina para:

- Elevar el pH hasta por lo menos 12 unidades, a 25°C, y, sin añadir más materia alcalina, mantenerlo por 2 horas; y
- Mantener un pH de al menos 11,5 unidades, sin la adición de más materia alcalina durante otras 22 horas.

Opción 7: Reducción del contenido de humedad en biosólidos que no contienen sólidos sin estabilizar

Incrementar el contenido de sólidos al 75% en los biosólidos, lo cual debe conseguirse removiéndoles agua y no mediante la dilución con sólidos inertes. Se debe prevenir que los biosólidos se manejen secos, incluyendo su almacenamiento antes de la aplicación.

Opción 8: Reducción del contenido de humedad en biosólidos que contienen sólidos no estabilizados

Incrementar el contenido de sólidos al 90% en los biosólidos, lo cual debe conseguirse removiéndoles agua y no mediante la dilución con sólidos inertes. Se debe prevenir que los biosólidos se manejen secos, incluyendo su almacenamiento antes de la aplicación.

Opción 9: Inyección de biosólidos al suelo

Inyectar los biosólidos por debajo de la superficie del terreno, de tal manera que ninguna cantidad significativa esté presente sobre la superficie durante 1 hora después de la inyección y, si los biosólidos son clase A con respecto a patógenos, deben ser inyectados dentro de las 8 horas posteriores a su salida del proceso reductor de patógenos.

Opción 10: Incorporación de biosólidos al suelo

Incorporar al suelo los biosólidos dentro de las 6 horas posteriores a su aplicación sobre el terreno. La incorporación se consigue arando o mediante algún otro método que mezcle los biosólidos con el suelo y, si los biosólidos son clase A con respecto a patógenos, el tiempo entre la aplicación y el procesado no debe exceder de 8 horas al igual que en el caso de la inyección.

13.2 MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO PARA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

(Tomado del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento TEMA: Tratamiento en Sistemas de Lagunas de Estabilización CNA)

Las primeras aproximaciones al diseño de lagunas de estabilización han sido principalmente empíricas utilizando parámetros tales como profundidad, tiempo de residencia, forma física de la laguna y reducción de DBO, derivada de la experiencia práctica observada. Los avances en oxidación biológica y el fenómeno de fotosíntesis han hecho posible una aproximación desde el punto de vista biológico.

Thirimurthy (1969), incorporó algunos de estos parámetros dentro de la teoría de diseño de reactores químicos. Su objetivo fue desarrollar fórmulas de diseño basadas en principios matemáticos y científicos relacionados con los conceptos de diseño de reactores y operaciones unitarias de la ingeniería química.

Yáñez (1992), señala que la gran diversidad de criterios que existen en la actualidad se debe a divergencias en: valores de las constantes de reacción o mortalidad y el uso de submodelos hidráulicos, en mezcla completa, flujo pistón y flujo disperso. En relación al diseño físico, estas controversias se centran en: la localización de los dispositivos de entrada y salida para lagunas de varios tipos y la geometría de las lagunas.

El futuro de las lagunas de estabilización como método de tratamiento dependerá del mejoramiento del diseño, por lo que en principio, se deben resolver los problemas de diseño hidráulico.

Lagunas anaerobias. A pesar del gran número de investigaciones sobre lagunas anaerobias, hay notables discrepancias en relación con los coeficientes de las ecuaciones y con los criterios de diseño, debido al alto número de variables existentes en el proceso y a la falta de uniformidad de las evaluaciones realizadas. Actualmente el diseño por carga volumétrica es el más confiable. En la Tabla 1.5 se presenta un resumen de estas ecuaciones y criterios para lagunas anaerobias.

Lagunas facultativas. Los modelos cinéticos basados en la hidráulica del flujo pistón ideal y en la mezcla completa o combinación de regímenes de flujo y tasa de reacción de primer orden con o sin las relaciones de la cinética enzimática de Michaelis-Menten se han propuesto por varios autores para describir el funcionamiento de las lagunas facultativas. Estos modelos se modifican frecuentemente para reflejar la influencia de la temperatura incorporando la ecuación de Arrhenius a la ecuación básica. Estas ecuaciones fueron evaluadas por Middiebrooks (1987) utilizando datos reportados por la USEPA (1972 a, b, c, d) y Neal et al. (1961) para cuatro sistemas lagunares a escala real y uno a escala experimental en diferentes localidades de los Estados Unidos. Las tasas de reacción calculadas con las diez ecuaciones fueron independientes de la temperatura del agua residual de la laguna, debido al enmascaramiento de otros parámetros como dispersión, tiempo de residencia, luz, especies de organismos, etc.

El modelo del flujo pistón fue el que presentó el mejor ajuste de los datos de todos los modelos racionales. De las ecuaciones empíricas el mejor ajuste lo obtuvo Middlebrooks (1987) al evaluar la ecuación de McGarry y Pescod (1970) la cual relaciona carga orgánica removida versus carga orgánica aplicada. Ninguna de las ecuaciones no lineales, produjo una relación capaz de predecir el funcionamiento del sistema.

Las discrepancias actuales se derivan de la falta de investigación en la interrelación entre algunos procesos físicos (p.e. submodelos hidráulicos para el desecho y la biomasa), con otros de orden bioquímico (p.e. cinéticas de reacción). En el presente, lo más aceptable es diseñar por carga superficial para remoción de materia orgánica, y considerando flujo disperso cuando se dimensionan lagunas facultativas y de maduración en serie. En la Tabla 1.6 se presenta un resumen de estos criterios para lagunas facultativas.

Lagunas de maduración. Para las lagunas de maduración existen dos ecuaciones de diseño: el de mezcla completa y el de flujo disperso

El modelo de flujo disperso se desarrolla a partir de un balance de masa, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón, en el cual existen dos mecanismos de transporte: la convectiva en la dirección del flujo y la dispersión molecular axial. La solución a este balance fue resuelta por Wehner y Wilhelm y traída a la ingeniería sanitaria por Thirimurthy. La restricción a este modelo es que asume que tanto la masa como el líquido tienen el mismo comportamiento con relación al submodelo hidráulico, lo cual es cierto para el líquido pero no para la biomasa.

Los patrones de flujo hidráulico asumidos han sido los de mezcla completa, flujo pistón y flujo disperso. Mientras que los dos primeros describen las condiciones de flujo ideal, el último describe las condiciones de flujo no ideal. Además de Thirimurthy otros autores como Uhimann et al., (1983); Polprasert y Bhattarai (1985); Marecos do Monte y Mará (1987) son de la opinión de que el modelo de flujo disperso es el que mejor describe el régimen hidráulico en una laguna de estabilización.

Sin embargo el principal problema en el uso de este modelo es la dificultad en determinar el número de dispersión (d), cuya precisión invariablemente afecta al modelo. En lagunas, la dispersión se determina mediante el uso de trazadores tal como fue sugerido por Levenspiel (1962). De acuerdo a Polprasert y Bhattarai (1985) y Mará y Pearson (1986). Estos estudios son tediosos, requieren mucho tiempo y son caros, aunado a que los valores de d obtenidos no pueden ser usados para el diseño de nuevas lagunas. Para resolver este problema, algunos investigadores han tratado de obtener ecuaciones predictivas basadas en la geometría y las propiedades hidráulicas de la laguna (Polprasert y Bhattarai, 1985; Ferrara y Harleman, 1981; Arceivala 1981; Yañez, 1988; Sáenz, 1992;). Sin embargo, los valores de d encontrados experimentalmente difieren de los obtenidos por las ecuaciones predictivas.

Esta disparidad se debe a los efectos de algunos factores que no fueron considerados en el modelo. Estos factores son: zonas muertas; relación largo-ancho, subcapa viscosa; viento, naturaleza de las paredes de la laguna, número de Reynolds, tiempo entre la inyección del trazador y el comienzo del muestreo, forma de la laguna, velocidad del flujo, cortocircuitos, dispositivos de entrada y salida, tasa de inyección del trazador y el nivel de descarga y el coeficiente de mezclado transversal.

| MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO | | OBSERVACIONES |
|---|--|--|
| L A G U N A S A N A E R O B I A S | <p>ECUACIONES Correlación sudafricana (Vincent, 1963)</p> $Le = \frac{L_i}{K_{an} \left(\frac{L_\theta}{L_i} \right)^n \theta + 1}$ $\theta = \left(\frac{L_n}{L_e} - 1 \right) \left[\frac{1}{K_{an} \left(\frac{L_\theta}{L_i} \right)^n} \right]$ <p>Correlaciones de Kawai (1981)</p> $\lambda_{sr} = -14.4555 + 0.6876\lambda_s$ $\lambda_{sr} = -86.0971 + 0.6543\lambda_s + 3.3985$ $\lambda_{sr} = -265.0576 + 0.7491\lambda_s + 23.5258\theta$ <p>Correlación de Saidam y Al Salem (1988)</p> <p>a) Para lagunas anaerobias primarias</p> $L_\theta = -1326 + 7.4T + 3494\lambda_v - 680$ <p>b) Para lagunas anaerobias secundarias</p> $L_\theta = -138 + 0.35T + 3494\lambda_v + 320$ | <p>Es utilizada para climas tropicales y subtropicales. Asume mezcla completa para el cálculo de la constante de degradación (K), en la cual existen discrepancias. Hay peligro de incrementar exageradamente el tiempo de retención hidráulico.</p> <p>Aunque se reportan altos coeficientes de correlación (0.98), para eficiencias del 60 al 70%, éstas no se obtienen en la práctica.</p> <p>Válida para concentraciones de DBO₅ del influente entre 629 y 826 mg/l; temperatura del agua entre 14.4 y 27°C carga volumétrica de 0.091 a 0.153 kg/m³ d; y tiempo de retención hidr. de 4 a 7 días.</p> <p>Válida para concentraciones de DBO₅ del influente entre 213 y 440 mg/l; temperatura del agua entre 13.8 y 27.5°C; carga vol. De 0.029 a 0.078 kg/m³ d, y tiempo de retención hidráulico de 4.7 a 8 días.</p> |
| | <p>CRITERIOS Carga Superficial</p> <p>Mc Garry y Pescod (1970)</p> $\lambda_s > 400.6 \times 1.099^{T-20}$ <p>Yánez (1988)</p> $\lambda_s > 357.4 \times 1.085^{T-20}$ <p>Carga volumétrica (Meiring 1968; Mara y Pearson 1986)</p> $\lambda_v = \frac{L_1 Q}{V_a}$ | <p>Se usa para comprobar que la carga sea suficientemente alta a fin de sobrepasar la carga facultativa. El límite de carga facultativa es de 357 kg DBO/ha d y para asegurar condiciones anaerobias la carga debe ser > 1000 kg DBO/ha d.</p> <p>Para mantener condiciones anaerobias y evitar malos olores, se sugiere una carga volumétrica entre 100 y 300g DBO₅/m³ d para aguas con menos de 500 mg/l de SO₄ y T>20°C. Se sugiere un limite máximo de 1000g de DBO₅/m³ d para aguas con menos de 100 mg/l de SO₄</p> |

| | MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO | OBSERVACIONES |
|---|--|---|
| L A G U N A S F A C U L T A T I V A S | Hermann y Gloyna (1958) $\theta = 0.035 L_{ui} \times 1.085^{35-T}$ $\lambda_s = 285.7Z \times 1.085^{35-T}$ | Modelo basado en la cinética de primer orden y mezcla completa. Supone una remoción de DBO de alrededor del 90%. Dimensionamiento para temperatura del mes más frío. Válido para profundidades < 2m. Adecuado para lagunas de celda única. No es aplicable para remoción de patógenos |
| | Gloyna (1976) $\lambda_s = 285.7Z \times 1.085^{35-T} f.f'$ $\theta = 3.5 \times 10^{-5} L_u \times 1.085^{35-T} f.f'$ | Considera correcciones por toxicidad por algas y sulfuros para carga superficial. La profundidad deberá ser 1 m. La profundidad adicional de 0.5 m está prevista para el almacenamiento de lodos. El factor de toxicidad de algal f puede asumirse igual a 1.0 para las aguas residuales domésticas y uchas aguas residuales industriales (p.e. industria azucarera). La demanda de oxígeno para sulfuros (f') es también igual a 1.0 para concentraciones de SO ₄ menores a 500 mg/l. Propone el uso del coeficiente $\theta = 1.085$ |
| | Modelo de equilibrio continuo y mezcla completa $L_{\theta} = \frac{L_i}{(1 + K)\theta}$ $K' = K_{20} \times 1.085^{T-20}$ $\theta = \frac{\eta}{K'(100 - \eta)}$ | Se asume mezcla completa. No existe sedimentación de sólidos y por consiguiente, tampoco la eliminación de la DBO asociada con los sólidos sedimentados. La reacción tiene una reacción de primer orden dependiente de la temperatura. No considera pérdidas por evaporación o infiltración. |
| | Marais (1966, 1970) $L_u = \frac{L_{ui}}{(1 + K')\theta} (ip + Sp * is)$ | Incorpora la influencia del lodo anaerobio al modelo de mezcla completa con cinética de primer orden. Los valores aproximados para is, ip y Sp son 0.5, 0.4 y 0.6 |

| MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO | | OBSERVACIONES |
|---|--|--|
| L A G U N A S | <p><u>Correlaciones empíricas de carga</u> McGarry y Pescod (1970)</p> $\lambda_{sr} = 10.35 + 0.725\lambda_s$ $\lambda_{s\max} = 400.6 \times 1.099^{T-20}$ | <p>Aplicable a climas tropicales y templados. Tiene un error estándar de estimación de ± 16.4 kg DBO/ha d y aplicable a un intervalo de carga superficial entre 50 y 500. Define También una correlación para carga superficial máxima sobre la cual la laguna falla, eliminando su estrato aerobio y convirtiéndose en anaerobia en toda su extensión. Tiene la deficiencia de corresponder a observaciones visuales y no estar respaldados por mediciones.</p> |
| | <p>Yánez (1979, 1980, 1988)</p> $\lambda_{sr} = A + B\lambda_s$ $\lambda_{s\max} = 357.4 \times 1.085^{T-20}$ | <p>Utiliza correlaciones de carga a base de datos de DQO soluble. Determina un valor de carga máxima de 357.4 kg DBO/ha d, obtenido en función de la cantidad de amoniaco presente. Este concepto se aparta del clásico basado en el oxígeno disuelto.</p> |
| | <p><u>Modelo de flujo disperso (Thirimurthy, 1969)</u></p> $\frac{N_o}{N_i} = \frac{4 \cdot a \cdot e^{1/2 \cdot d}}{[(1+a)^2] e^{a/2 \cdot d} - [(1-a)^2] e^{-a/2 \cdot d}}$ | <p>Este modelo se desarrolla a partir de un balance de masa, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón. La solución a este balance fue dada por Wehner y Wilhem y traída a la ingeniería sanitaria por Thirimurthy. Las restricciones a este modelo son: se asume que la biomasa como el líquido tienen el mismo comportamiento en relación con el submodelo hidráulico. El orden de magnitud de K es de: de 0.17 -0.20 para lagunas facultativas y de 0.13 a 0.16 para lagunas de maduración (Chiang y Gloyna, 1970). Los valores de dispersión se han determinado en función de cada laguna.</p> |
| <p style="text-align: center;">F A C U L T A T I V A S</p> <p><u>Modelo dinámico (Fritz y Meredith, 1978 y 1979).</u></p> | <p>Es el más completo en la descripción de los procesos que intervienen en el tratamiento por lagunas de estabilización. Interrelaciona los factores ambientales más importantes con las velocidades de reacción de los compuestos considerados en los balances de masas respectivos. Válido para condiciones iniciales. Está formado por un grupo de 12 ecuaciones diferenciales no lineales que deben resolverse en forma simultánea. Estas ecuaciones representan balances de masa en forma diferencial de: substrato, algas, bacterias, NORG, NH3, N03, P-ORG, P-INOR, carbón inorgánico, alcalinidad y sólidos del fondo.</p> | |

| MODELOS Y CRITERIOS DE DISEÑO | | OBSERVACIONES |
|---|--|--|
| L A G U N A S D E M A D U R A C I O N | Ecuaciones para dispersión a) Fisher (1967) $d = \frac{0.304(\theta \cdot v \cdot W)^{0.5} (W + 2 \cdot Z)^{1.5}}{(LZ)^{1.5}}$ | La comparación de los valores de dispersión es difícil debido a la diferencia entre el uso de trazadores, el diseño físico de la laguna, la posición de los dispositivos de entrada y salida, etc. A la fecha existen seis ecuaciones para la determinación del factor de dispersión; con la de Fisher se obtienen resultados más altos que los experimentales; la de Polprasert obtiene valores de magnitud aceptable, pero es de difícil comparación debido al gran número de variables involucradas; la de Yáñez. Es un modelo simple con una alta correlación que depende de una sola variable; la de Saenz es una modificación de la de Polprasert para expresar la viscosidad cinemática en función de la temperatura del agua. La forma de cálculo de la dispersión es en base a un modelo de sistema cerrado. Fisher (1967) y Liu (1977), obtuvieron sus modelos para el caso de sistemas abiertos. Una evaluación práctica para el caso de sistemas cerrados fue llevada a cabo por Polprasert y Bhattarai (1985), sin embargo Marcos do Montes (1992), encontró que esta es una pobre estimación. Agunwamba (1987) encontró una derivación del modelo original de Polprasert y Bhattarai, mejorando sus coeficientes de correlación aún en el caso de colorantes como las sulforhodamina B. Aunque este método tiene una más alta correlación que la de Yáñez. (1988), se recomienda efectuar pruebas en lagunas a escala para validar este modelo, obteniendo constantes de decaimiento en condiciones naturales junto con coeficientes de dispersión para escalar el sistema. |
| | b) Liu $d = \frac{0.168(\theta \cdot v \cdot W)^{0.25} (W + 2 \cdot Z)^{2.35}}{(LZ)^{1.25}}$ | |
| | c) Polprasert y Bhattarai (1985) $d = \frac{0.187[\theta \cdot v(W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(LZ)^{1.25}}$ | |
| | d) Yáñez, (1988) $d = \frac{L/W}{-0.26118 + 0.25392(L/W) + 1.01368(L/W)^2}$ | |
| | e) Sáenz (1992) $d = \frac{1.158 \cdot [\theta(W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(T_{agua} + 42.5)^{0.734} (LZ)^{1.489}}$ | |
| | f) Agunwamba (1992) $d = 0.1020 \left(\frac{U^*}{U} \right)^{-0.81963} \times \left(\frac{Z}{L} \right) \left(\frac{Z}{W} \right)^{-0.98074 - 1.8485 \frac{Z}{W}}$ | |

| DATOS BÁSICOS | LAGUNAS ANAEROBIAS | LAGUNAS FACULTATIVAS | LAGUNAS DE MADURACIÓN |
|---|---|---|---|
| Periodo de diseño, Td Tasa de crecimiento, Kprom Población futura, Pf Caudal medio, Qmed Dotación de agua potable, Aportación de aguas resid, Aar Temperatura del mes más frío, T Temperatura del agua, Tagua Evap. neta del mes más cálido, e DBO ₅ influente DBO ₅ efluente Coliformes fecales influente Coliformes fecales efluente Huevos de helminto influente, Hm Huevos de helminto efluente, Hef Profundidad para lagunas anaerobias facultativas y de maduración, Z | Carga volumétrica, λ_v Volumen, Va Tiempo de residencia hidráulico, θ Área superficial, Aan Ancho, W Largo, L Dimensiones corregidas por pendiente de talud, Eficiencia de remoción de DBO ₅ , Carga superficial, λ_s Coliformes fecales en el efluente | Carga superficial, λ_s Área superficial, Af Tiempo de retención hidr. θ_f Ancho, W Largo, L Procedimiento para flujo disperso Carga superficial máxima, $\lambda_{s,max}$ Carga superficial aplicada, $\lambda_{s,a}$ Tiempo de retención hidr. θ_f Eficiencia rem. de coliformes fecales en el efluente, η Factor de dispersión hidráulica, d Coliformes fecales en el efluente Carga superficial removida, $\lambda_{s,r}$ DBO ₅ soluble en el efluente | Procedimiento para mezcla compl. Const. de decaimiento de coliformes, K_T Coliformes fecales en el efl, Nc Carga superficial, $\lambda_{s,ml}$ Área superficial, Aml Procedimiento para flujo disperso Eficiencia remanente de coliformes fecales en el efluente η Factor de dispersión hidráulica, d Constante de decaimiento de colif. fecales a 20°C, Kb Corrección por Temp. De la Kb Coliformes fecales en el efluente, Tiempo de retención hidráulico, Área superficial, Am Ancho, W Largo, L |

13.3 DISEÑO DE LAGUNAS EN EL TRÓPICO (PROPUESTA OMS)

La experiencia acumulada en más de 30 años de estar observando el funcionamiento de estas lagunas demuestra que su eficiencia es grande en zonas tropicales, donde suelen costar de la mitad a una cuarta parte de lo que cuestan en zonas templadas o frías. Además, otros datos y proyectos estudiados por el autor a comienzos de los años noventa en Costa Rica, República Dominicana y México indican que en el trópico el costo de tratar un metro cúbico de aguas residuales en lagunas de estabilización es solo la décima parte del costo de tratarlas en plantas convencionales.

Gracias a la influencia favorable del clima en zonas tropicales, resulta imprescindible que en ellas no se imiten o adopten criterios y tecnologías diseñados para climas ajenos.

El presente apartado se centrará en lagunas de estabilización, diseñadas para zonas tropicales, cuyas aguas tienen una temperatura promedio de 15 °C como mínimo durante el mes más frío del año.

USO DE AGUAS RESIDUALES EN AGRICULTURA Y ACUICULTURA

En 1989 la OMS publicó *Health Guidelines for the Use of Wastewater in Agriculture and Aquaculture*, obra que se tradujo al español en 1991 con el título *Directrices Sanitarias Sobre el uso de Aguas Residuales en Agricultura y Acuicultura*. Estas directrices se refieren al uso directo e indirecto de aguas residuales (en masas de agua que, como los ríos y lagos, se usan para la irrigación después de la llegada de efluentes). Entre otras cosas, las directrices se apoyan en pruebas epidemiológicas disponibles al establecer que si el tratamiento de las aguas residuales es suficiente para que el número probable de coliformes fecales por 100ml sea menor de 1000 y el de huevos de nemátodos por litro menor de 1, dichas aguas se consideran adecuadas para irrigar cosechas de productos comestibles.

Cabe mencionar al respecto los resultados de algunos estudios realizados por el CEPIS en Lima, Perú. Estos estudios indican que si se usan lagunas primarias, secundarias e incluso terciarias para lograr un efluente con una concentración de coliformes fecales menor de 1000 por 100 ml, la concentración de huevos de nemátodos intestinales se reduce a cero.

En las directrices de la OMS también se discuten los criterios aplicables a un proyecto para la construcción de lagunas de estabilización que satisfagan el objetivo colimétrico, ya que se ha determinado que una vez logrado este objetivo, se habrá logrado simultáneamente el referente a las concentraciones de huevos de nemátodos.

Como se indica en la figura 1, estudios realizados por CEPIS en junio y julio de 1992 en lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, revelaron una tasa de

remoción de *Vibrio cholerae* 01 similar a la de coliformes fecales. (Ya se habían detectado correlaciones similares en el caso de salmonellas y shigellas.) Los resultados obtenidos por el CEPIS coinciden con los de Kott y Betzer en 1972 y los de Daniel y Lloyd en 1980 en Bangladesh. Todos estos resultados permiten inferir que la constante de remoción de *Vibrio cholerae* en lagunas de estabilización es de un orden de magnitud comparable al de la constante de remoción de coliformes fecales (K_b).

DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Mediante el análisis de gran cantidad de datos obtenidos a partir de estudios y evaluaciones del funcionamiento de lagunas de estabilización, el Programa de Salud Ambiental de la OPS logró definir un modelo matemático para predecir fácilmente la calidad del efluente. La aplicación del modelo reveló que en zonas tropicales se podían reducir a un mínimo el área y volumen de las lagunas de estabilización mediante el uso de lagunas anaerobias primarias de alta carga seguidas en serie de lagunas facultativas alargadas cuya relación de longitud a ancho es de 15:1, como mínimo.

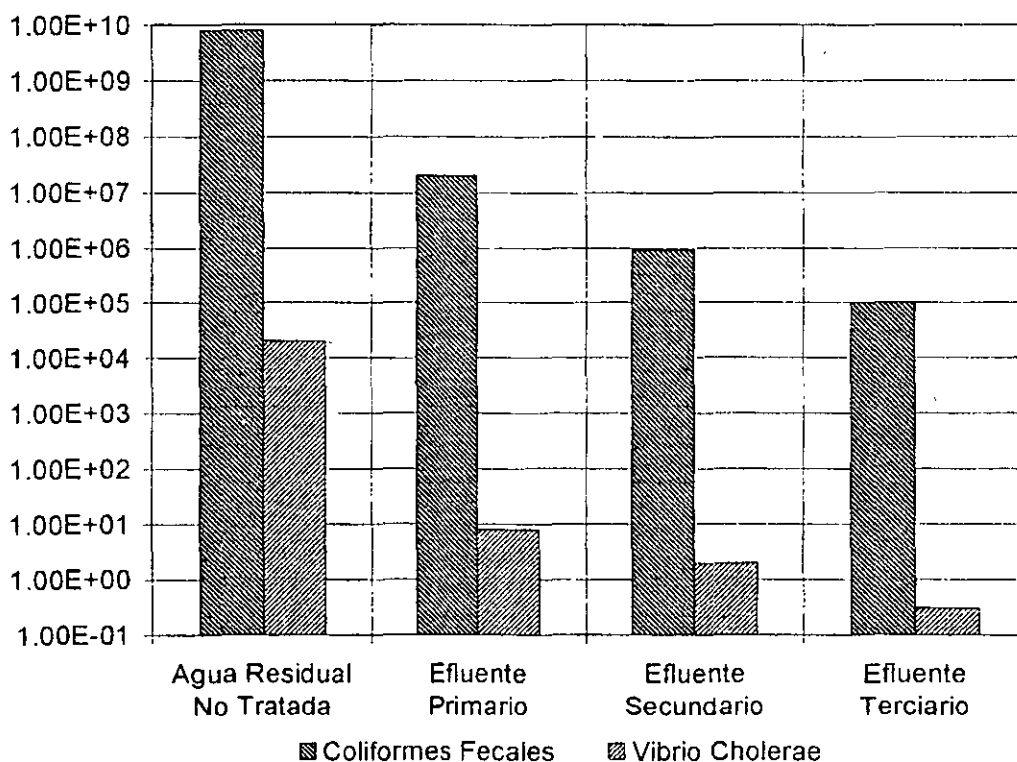


Figura 1. Remoción de coliformes fecales y *Vibrio Cholerae* de las aguas residuales mediante lagunas de estabilización en San Juan de Miraflores, Lima, Perú, en el invierno (junio a julio) de 1991. La escala logarítmica muestra los números más probables de microorganismos por 100 ml en las aguas residuales no tratadas que entran en la primera laguna, así como el efluente de las lagunas primarias, secundarias y terciarias que funcionan en serie.

Pese a que está orientado a conseguir un efluente con determinada concentración de coliformes fecales, el diseño propuesto elimina simultáneamente de 80 a 90% de la

demanda bioquímica de oxígeno (DBO). En general, la calidad microbiológica del efluente de estas lagunas es muy buena, lo que hace pensar que si instalaciones de este tipo se usaran ampliamente en países tropicales, constituirían una herramienta muy valiosa para combatir el cólera y otras enfermedades diarreicas transmitidas por el agua.

Criterios propuestos para diseño

Se propone que las aguas residuales de origen domiciliario sean tratadas mediante el paso por dos lagunas primarias en paralelo, ambas anaerobias y de alta carga, cuyos efluentes desembocan en una laguna alargada con una relación de longitud a ancho de 15:1. La profundidad que suelen tener estas lagunas varía de tres a cuatro metros si son anaerobias y de dos a tres metros si son facultativas.

Las dos lagunas anaerobias primarias

Estas lagunas serán cuadradas y tendrán una profundidad funcional (Z_{p1}) de 4 m y una profundidad adicional (Z_{p2}) para la acumulación de lodo, que se sacara cada 2 años (es decir, que cada año se limpiara alternativamente una de las dos lagunas). La carga orgánica superficial aplicable por unidad de área y por día (i)³ y la profundidad adicional necesaria para el lodo acumulado dependerán de la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, como se ilustra en el cuadro 1.

Si tienen las dimensiones propuestas, las lagunas primarias colocadas en pares pueden reducir la concentración de coliformes fecales en una potencia de 10. Pueden, además, preparar el agua residual para su entrada en la laguna facultativa alargada que recibe los efluentes.

Cuadro 1. Influencia que ejercen diversas temperaturas promedio durante el mes más frío del año en las variables i^* y Z_{p2}^{\dagger} de las lagunas de estabilización y en la constante K_b° de las lagunas alargadas.

* Carga orgánica superficial [Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)], en kilogramos

| Temperatura (°C) | Lagunas Anaerobias Primarias | | Lagunas Alargadas |
|------------------|------------------------------|----------|-------------------|
| | i | Z_{p2} | (K_b) |
| 15 | 2000 | 0.60 | 0.59 |
| 20 | 3000 | 0.80 | 0.75 |
| 25 | 4000 | 1.00 | 0.96 |
| 30 | 5000 | 1.20 | 1.22 |

por hectárea por día, que pueden manejar las lagunas anaerobias primarias.

[†] Profundidad adicional, en metros, que necesitan las lagunas de estabilización. Véase la figura 2.

[°] Constante de remoción bacteriana diaria de las lagunas alargadas en días⁻¹

¹ i = carga orgánica superficial, equivalente a la demanda bioquímica de oxígeno per cápita en un periodo de 5 días (DBO₅), expresada en kilogramos por hectárea y por día.

La lagunas anaerobias deben estar a más de 1 km de un centro urbano y a más de 500m de la vivienda suburbana más cercana. El olor que emana de esta lagunas en

climas tropicales es similar al que produce un tanque Imhof y puede reducirse si se vuelve a mandar el efluente de la laguna alargada a las lagunas primarias o si se usan métodos de ventilación mecánicos.

Las dimensiones adecuadas de estas lagunas primarias pueden calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$W_p = 100 (y_c (P / 2) / i)^{1/2} \dots (1)$$

Donde:

W_p : longitud promedio de uno de los lados de la laguna primaria (en metros)

y_c : demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅), a una temperatura de 20°C, expresada en g/día per cápita.

P: población tributaria en miles de habitantes.

i: carga orgánica superficial (demanda bioquímica de oxígeno [DBO₅] a 20°C) para la temperatura promedio del agua durante el mes más frío del año, en kg/ha/día

Por ejemplo, si $y_c = 50$ g/habitante/día, $P = 10$ (10 000 habitantes), y si $i = 3000$ kg/ha/día, los valores serán los siguientes.

$$W_p(\text{en metros}) = 100 (y_c (P / 2) / i)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (50 \times 5 / 3000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (250 / 3000)^{1/2}$$

$$W_p = 100 (0.0833)^{1/2}$$

$$W_p = 100 \times 0.289$$

$$W_p = 28.9 \text{ metros}$$

Si se aplican los valores de "i" que aparecen en el cuadro 1 y un valor de y_c de 50g diarios por habitante, se obtienen las dimensiones indicadas en el cuadro 2.

Cuadro 2. Valores de W_p (ancho) en metros (si Z_{p1} es la profundidad funcional y Z_{p2} la profundidad adicional) de cada una de las dos lagunas primarias anaerobias, basadas en las temperaturas y cargas orgánicas superficiales (i) que aparecen en el cuadro 1, con la aplicación de una demanda bioquímica de oxígeno de 50 g/habitante/día, y en poblaciones (P) comunitarias de 2,000 a 100,000 habitantes.

| Población (P) (en miles) | Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día) | | | |
|-----------------------------|--|-------------------------|------------------------|------------------------|
| | 15 °C 2000 kg/ha/día | 20 °C 3000 kg/ha/día | 25°C 4000 kg/ha/día | 30°C 5000 kg/ha/día |
| | W_p | W_p | W_p | W_p |
| 2 | 15.81 | 12.91 | 11.18 | 10.00 |
| 5 | 25.00 | 20.41 | 17.68 | 15.81 |
| 10 | 35.36 | 28.87 | 25.00 | 22.36 |
| 25 | 55.90 | 45.64 | 39.53 | 35.36 |
| 50 | 79.06 | 64.55 | 55.90 | 50.00 |
| 100 | 111.80 | 91.29 | 79.06 | 70.71 |
| Z_{p1}^* | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 |
| Z_{p2}^* | 0.60 | 0.80 | 1.00 | 1.20 |

* Véase la figura 2.

Laguna secundaria alargada

Esta laguna, que recibe el efluente de las lagunas primarias, funciona a base de un mecanismo de flujo a pistón según el cual las aguas residuales que entran en la laguna la atraviesan sin mezclarse con el resto del agua que hay en ella. Las dimensiones de la laguna están dadas por la siguiente fórmula:

$$N=N_0(e^{-(4/9)(V/Q)K_b}) \dots(2)$$

Donde:

N= concentración de bacterias en el efluente que sale de la laguna alargada.

No= concentración de bacterias en el efluente que entra en la laguna alargada

e= constante exponencial (aprox.= 2.71828), base utilizada en el sistema logaritmico naperiano (natural).

V= volumen de la laguna alargada (en metros cúbicos)

Q= caudal de entrada de la laguna alargada (en metros cúbicos por día)

K_b= constante de remoción bacteriana (día⁻¹); en el cuadro 1 se puede ver el valor de K_b a distintas temperaturas.

Si el efluente de la laguna alargada va a volver a usarse de inmediato (p. Ej. Para la irrigación), la concentración de coliformes fecales (CF) debe ser menor de 1000 por 100ml².

Supongamos, por ejemplo, que aguas residuales no tratadas y con 10⁹ CF/100 ml se purifican en un 90% al pasar por las lagunas primarias, y que el efluente resultante sale de estas lagunas con 10⁸ CF/100 ml. En este caso, si el efluente de la laguna alargada contiene 1000 CF/100ml, la siguiente ecuación es válida:

$$N/N_0 = 10^3/10^8 = 0.00001$$

La ecuación (2) daría lo siguiente ³:

$$\begin{aligned} \ln(N/N_0) &= -(4/9)(V/Q)K_b \\ \ln(0.00001) &= -(4/9)(V/Q)K_b = -11.51293 \\ V/Q &= (9/4)(11.51293)K_b \\ V &= 25.90408 Q/K_b \end{aligned}$$

² Según las directrices de la OMS sobre la calidad del efluente de una laguna de estabilización, la concentración de coliformes fecales debe ser menor de 1000 por 100 ml. Se recomienda, por lo tanto, que We (ancho promedio de la laguna alargada) sea mayor que el valor proporcionado por las ecuaciones (3) y (4).

³ Se sabe que en condiciones de flujo laminar en un canal ancho y rectangular la velocidad media del agua es de 2/3 de la velocidad máxima. Este factor se convierte en 4/9 cuando se tiene en cuenta el efecto de la restricción lateral del flujo en una laguna alargada.

Si la laguna tiene la configuración indicada en la figura 2 y una relación de longitud a ancho de 15:1, como mínimo, lograda por medio de dos mamparas; y si, además, la profundidad es de 2.5 m, se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{aligned} V &= 2.5 \times 3W_e \times 5W_e \\ &= 37.5 \times W_e^2 = 25.90408 Q/K_b \\ W_e^2 &= 0.69 Q/K_b \\ W_e &= 0.83(Q/K_b)^{1/2} \dots\dots (3) \end{aligned}$$

Donde:

W_e : ancho promedio de la laguna alargada.

K_b : constante de remoción bacteriana (día^{-1}) a la temperatura promedio del mes más frío (cuadro 1).

Q : caudal promedio ($\text{m}^3/\text{día}$).

Además, $Q=qP$, donde:

q : flujo de agua residual en litros/habitante/día

P : población destinataria en miles de habitantes.

Por consiguiente,

$$W_e = 0.83(qP/K_b)^{1/2} \dots\dots (4)$$

Por ejemplo, si q (producción diaria promedio de agua residual por habitante) fuera 200 l, $P=5$ (por los 5000 habitantes servidos), y la temperatura 30°C (lo que da una constante K_b de 1.22, como en el cuadro 1), se obtiene el siguiente valor:

$$\begin{aligned} W_e &= 0.83(200 \times 5 / 1.22)^{1/2} \\ W_e &= 0.83 \times 28.63 \\ W_e &= 23.76 \text{ metros} \\ 15W_e &= 356.4 \text{ metros} \end{aligned}$$

Si suponemos que la producción promedio de agua residual per cápita (q) es de 200 l diarios de N_0 tiene el valor citado; si suponemos además, que la población es de 2000 a 100000 habitantes y que la temperatura y los valores de K_b son los que se indican en el cuadro 1, entonces se obtendrán los valores que aparecen en el cuadro 3. como se indica en este cuadro y las páginas anteriores, las ecuaciones (1) y (4) permiten determinar rápidamente las dimensiones apropiadas para el diseño de lagunas en situaciones muy diversas.

En terrenos quebrados, las lagunas alargadas secundarias pueden seguir el contorno de la topografía. En terrenos planos, sin embargo, la construcción de lagunas alargadas es muy costosa, por lo que se recomienda utilizar mamparas, como se ilustra en la figura 2.

Áreas y volúmenes necesarios

Para cada conjunto de valores en los cuadros 2 y 3, el cuadro 4 muestra el área total (en hectáreas) necesaria para las tres lagunas y el volumen que estas tendrían al estar llenas. El cuadro 5 muestra el área (en metros cuadrados) y el volumen (en metros cúbicos) que cada laguna debe tener per cápita. El cuadro 6 contiene información sobre el tamaño mínimo del sitio, en total y por habitante servido, si se tiene en cuenta el terreno adicional que hace falta para construir los diques y caminos accesorios y para separar adecuadamente las lagunas de los terrenos circundantes.

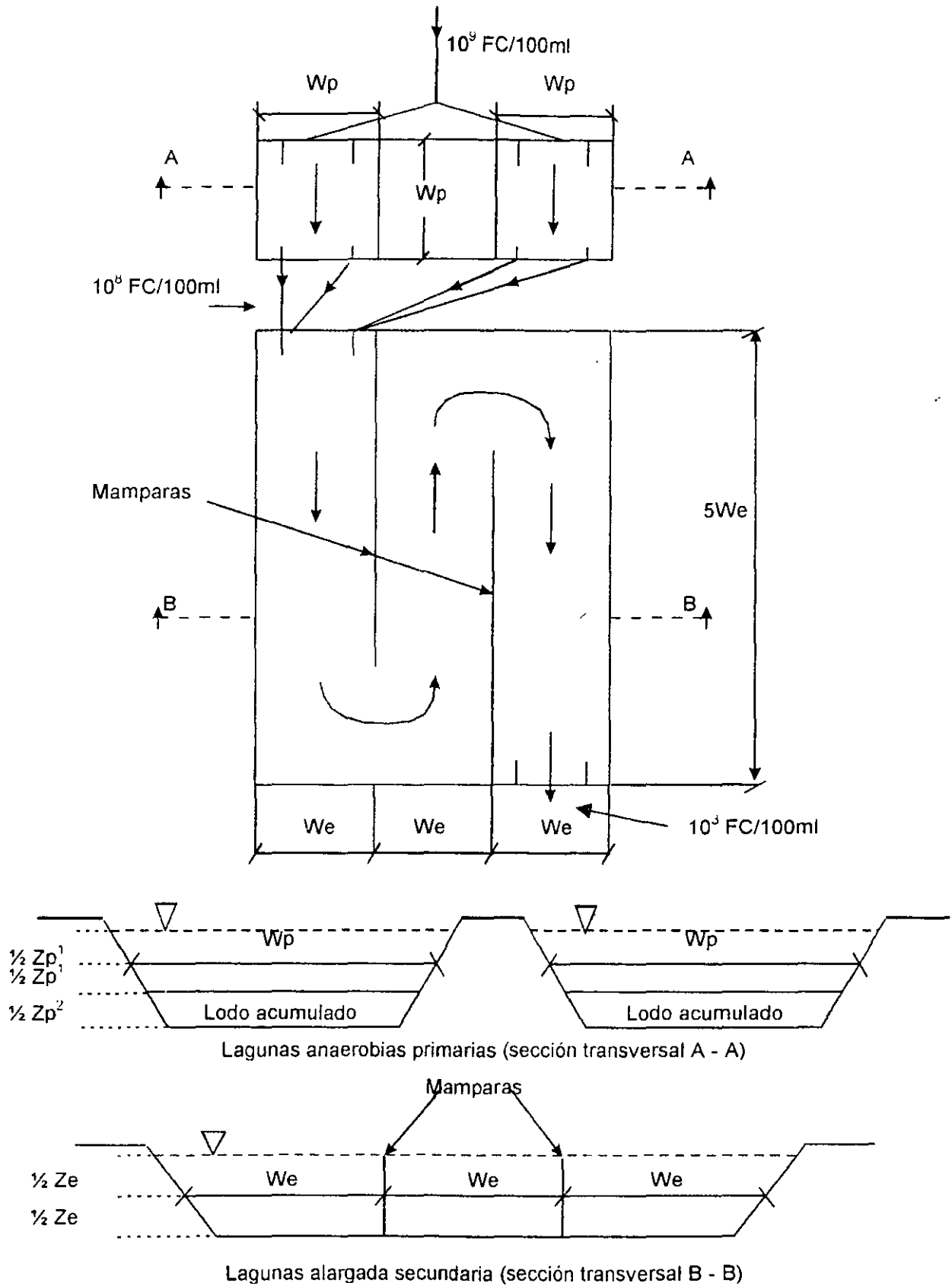


Figura 2. Esquema para el diseño de lagunas anaerobias primarias y lagunas alargadas secundarias en terrenos planos o ligeramente inclinados

Cuadro 3. Valores calculados de W_e (ancho mínimo de la laguna alargada) en metros, cuando la relación de longitud a ancho es de 15:1, la temperatura y la constante de remoción bacteriana (K_b) son como se indican en el cuadro 1, la población servida es de 2,000 a 100,000 habitantes, el caudal diario de aguas residuales por habitante (q) es de 200 litros, y las concentraciones de coliformes fecales en los efluentes que entran y salen don de $10^8/100ml$ y de $10^3/100ml$, respectivamente.

| Población (P) (en miles) | Temperaturas (°C) y valores de i (kg/ha/día) | | | |
|-----------------------------|--|-----------------------|----------------------|----------------------|
| | 15 °C $K_b = 0.59$ | 20 °C $K_b = 0.75$ | 25°C $K_b = 0.96$ | 30°C $K_b = 1.22$ |
| 2 | 21.61 | 19.17 | 16.94 | 15.03 |
| 5 | 34.17 | 30.31 | 26.79 | 23.76 |
| 10 | 48.32 | 42.86 | 37.88 | 33.61 |
| 25 | 76.41 | 67.77 | 59.90 | 53.14 |
| 50 | 108.06 | 95.84 | 84.71 | 75.14 |
| 100 | 152.82 | 135.54 | 119.80 | 106.27 |
| Z_e^* | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 |

*Profundidad de la laguna secundaria. Véase la figura 2

Cuadro 4. Área (en hectáreas) y volumen (en miles de metros cúbicos) que ocupan las lagunas cuando tienen las dimensiones indicadas en los cuadro 2 y 3.

| Población (P) en miles | Medida | Temperaturas promedio (°C) durante el mes más frío | | | |
|---------------------------|---------|--|--------|--------|--------|
| | | 15 | 20 | 25 | 30 |
| 2 | Área | 0.75 | 0.58 | 0.46 | 0.36 |
| | Volumen | 19.81 | 15.38 | 12.01 | 9.51 |
| 5 | Área | 1.88 | 1.46 | 1.14 | 0.90 |
| | Volumen | 49.54 | 38.44 | 30.04 | 23.78 |
| 10 | Área | 3.75 | 2.92 | 2.28 | 1.79 |
| | Volumen | 99.07 | 76.89 | 60.07 | 47.55 |
| 25 | Área | 9.38 | 7.31 | 5.69 | 4.49 |
| | Volumen | 247.68 | 192.23 | 150.18 | 118.88 |
| 50 | Área | 18.76 | 14.61 | 11.39 | 8.97 |
| | Volumen | 495.36 | 384.45 | 300.35 | 237.75 |
| 100 | Área | 37.53 | 29.22 | 22.78 | 17.94 |
| | Volumen | 990.72 | 768.90 | 600.70 | 475.50 |

Cuadro 5. Áreas (en metros cuadrados por habitante) y volúmenes (en metros cúbicos por habitante) de las lagunas presentadas en el cuadro 4

| | Temperaturas y constante (K_b) de remoción bacteriana | | | |
|---------|---|------------------|------------------|------------------|
| | 15°C, $K_b=0.59$ | 20°C, $K_b=0.75$ | 25°C, $K_b=0.96$ | 30°C, $K_b=1.22$ |
| Área | 3.75 | 2.92 | 2.28 | 1.79 |
| Volumen | 9.91 | 7.69 | 6.01 | 4.76 |

Cuadro 6. Área total (L_t) en hectáreas y área por habitante (L_i) en metros cuadrados que debe tener el sitio para cada tipo de laguna de estabilización mencionado en el cuadro 4.

| Población (P) (en miles) | Área | Temperaturas promedio (°C) durante el mes mas frio | | | |
|--------------------------|-------|--|-------|-------|-------|
| | | 15 | 20 | 25 | 30 |
| 2 | L_t | 1.65 | 1.39 | 1.20 | 1.04 |
| | L_i | 8.23 | 6.97 | 5.98 | 5.21 |
| 5 | L_t | 3.16 | 2.60 | 2.17 | 1.84 |
| | L_i | 6.31 | 5.21 | 4.34 | 3.68 |
| 10 | L_t | 5.47 | 4.44 | 3.64 | 3.03 |
| | L_i | 5.47 | 4.44 | 3.64 | 3.03 |
| 25 | L_t | 11.96 | 9.57 | 7.71 | 6.31 |
| | L_i | 4.78 | 3.83 | 3.09 | 2.52 |
| 50 | L_t | 22.31 | 17.72 | 14.15 | 11.45 |
| | L_i | 4.46 | 3.54 | 2.83 | 2.29 |
| 100 | L_t | 42.44 | 33.52 | 26.58 | 21.35 |
| | L_i | 4.24 | 3.35 | 2.66 | 2.13 |

Conclusiones

El diseño final de un sistema de lagunas de estabilización solo se logra después de haber completado estudios topográficos y geotecnológicos, ya que son estos, en última instancia, los que determinan que es factible. No obstante, las ecuaciones y cuadros que aquí se presentan serán de gran utilidad en la planificación y desarrollo de criterios preliminares.

13. 4 BIBLIOGRAFÍA

- 1.- ARBOLEDA VALENCIA JORGE "TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA", ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL (ACODAL). COLOMBIA 1992
- 2.- BABBITT Y BAUMAN, "ALCANTARILLADO Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", EDITORA CONTINENTAL, 1982.
- 3.- COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, "MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO", MÉXICO 1993
 - LIBRO II PROYECTO, 3ª SECCIÓN, TEMA TRATAMIENTO, SUBTEMA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN
 - LIBRO V, 1ª SECCION TEMA 1
- 4.- DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NUEVA YORK, "MANUAL DE TRATAMIENTO DE AGUAS", LIMUSA, MÉXICO 1990.
- 5.- DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA, FAC. DE INGENIERÍA, UNAM. APUNTES DE DIVERSOS CURSOS, MÉXICO 1993-1995.
- 6.- ECKENFELDER, W. WESLEY, "INDUSTRIAL WATER POLLUTION CONTROL", USA 1989.
- 7.- FAIR, GEYER Y OKUN, "PURIFICACIÓN DE AGUAS Y TRATAMIENTO Y REMOCIÓN DE AGUAS RESIDUALES", LIMUSA-WILEY, 1993.
- 8.- HENRY, Y HEINKE, "INGENIERIA AMBIENTAL", PRENTICE HALL, MÉXICO 1999.
- 9.- HERNÁNDEZ MUÑOZ AURELIO, "DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES", ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS, COLECCIÓN SENIOR No. 9, MADRID, ESPAÑA 1990.
- 10.- JOINT COMMITTEE OF WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, "WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN", USA 1977.
- 11.- JIMENEZ CISNEROS BLANCA ELENA, "TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO" INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM 1999
- 12.- METCALF AND EDDY INC., "WASTEWATER ENGINEERING, TREATMENT, DISPOSAL AND REUSE", MC GRAW HILL, INC, 1991.

- 13.- MIHELIC "FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA AMBIENTAL", LIMUSA WILEY, MÉXICO 2001
- 14.- OFICINA SANITARIA PANAMERICANA, "BOLETÍN", VOL. 116 No. 3, 1994.
- 15.- RAMALHO R.S., "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", RIVERTE, ESPAÑA 1991.
- 16.- REED, CRITES, MIDDLE, BROOKS, "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT", MC GRAW HILL, 1995.
- 17.- ROMERO ROJAS J.A. "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES POR LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN" ALFAOMEGA, 3ª EDICIÓN, MÉXICO 1999
- 18 - RIGOLA LA PEÑA MIGUEL, "TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES", PRODUCTICA, 1995.
- 19.- SANS Y RIBAS, "INGENIERIA AMBIENTAL, CONTAMINACIÓN Y TRATAMIENTOS", PRODUCTICA, 1995.
- 20.- SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE RECURSOS NATURALES Y PESCA, "LEY GENERAL DE EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y PROTECCIÓN DEL AMBIENTE" NOM-001-ECOL-1996, NOM-002-ECOL-1996 Y NOM-003-ECOL-1997.
- 21.- SHERWOOD C. REED, RONALD W. CRITES, E. JOE MIDDLE BROOKS "NATURAL SYSTEMS FOR WASTE MANAGEMENT AND TREATMENT" MC GRAW HILL, INC, SECOND EDITION, 1955 NEW YORK
- 22.- WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION, "MANUAL OF PRACTICE" No. 8 ASCE, USA 1992.
- 23.- WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES Y AGUAS PLUVIALES, USA, 1984.
- 24.- WINKLER, "TRATAMIENTO BIOLÓGICO DE AGUAS DE DESECHO", LIMUSA, MÉXICO 1996.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

ALCANTARILLADO

JORGE LUIS LARA GONZALEZ
INGENIERO CIVIL Y PROFESOR DE CARRERA
DEL DEPTO DE INGENIERIA SANITARIA
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

DR. JOSE SARUKHAN
RECTOR

DR. SALVADOR MALO ALVAREZ
SECRETARIO GENERAL

FACULTAD DE INGENIERIA

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
DIRECTOR

ING. ARMANDO ORTIZ PRADO
SECRETARIO GENERAL

ING. RAFAEL ABURTO VALDES
JEFE DE LA DIVISION DE INGENIERIA
CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO
SECRETARIO ACADEMICO

ING. ENRIQUE HERAS HERRERA
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA SANITARIA

PROLOGO

Estos apuntes han sido preparados como apoyo para impartir el curso semestral de alcantarillado para estudiantes de ingeniería civil. Los temas y el orden de los mismos se adaptan al programa actualmente vigente en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Estamos conscientes de que, a pesar del empeño puesto, habrán de aparecer errores, por lo que agradeceremos los comentarios y sugerencias que se hagan llegar al Departamento de Ingeniería Sanitaria, con el objeto de mejorar las futuras ediciones.

Agradezco en lo que vale a las personas que desempeñaron una importante labor para la culminación de los apuntes, entre ellas al Ing. Jorge Salinas Elorreaga, por sus comentarios hechos a cada capítulo; a la Sra. Silvia Espinosa, por la meticulosa transcripción mecanográfica de los innumerables borradores al Sr. Francisco López Mendieta, por el abundante material gráfico al Ing. Jesús Gallegos Silva, Jefe de la Unidad Editorial de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, por la revisión de los originales y al M. en I. Enrique Heras Herrera, Jefe del Departamento de Ingeniería Sanitaria de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, por su apoyo y ayuda en la elaboración de los apuntes.

ING. JORGE LUIS LARA GONZALEZ

C O N T E N I D O

| | |
|--|----|
| PROLOGO | |
| CONTENIDO | |
| INTRODUCCION | |
| I. PANORAMA NACIONAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO. | 1 |
| 1.1. Generalidades. | 1 |
| 1.2. Información Estadística Nacional. | 6 |
| 1.3. Descripción de los principales componentes de un sistema de alcantarillado y su función. | 22 |
| 1.4. Organismos relacionados con la planeación, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado. | 48 |
| II. INVESTIGACION Y TRABAJOS PRELIMINARES. | 51 |
| 2.1. Clasificación de los diferentes sistemas de alcantarillado. | 51 |
| 2.2. Tipo de información requerida. | 60 |
| 2.3. Investigación específica. | 68 |
| 2.4. Normas para el proyecto de sistemas de alcantarillado. | 72 |
| III. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES. | 73 |
| 3.1. Caudal de aguas residuales. | 73 |
| 3.2. Revisión de los conceptos básicos de hidráulica aplicables. | 98 |

| | | |
|------|---|-----|
| 3.3. | Velocidades de escurrimiento permisibles. Pendientes de diseño. Materiales y diámetros comerciales de tuberías. | 123 |
| 3.4. | Profundidades de excavación, ancho de zanjas, cargas sobre las tuberías, clases de enca-mados. | 130 |
| 3.5. | Elaboración de un proyecto pa- ra un sistema de alcantarillado de aguas resiaules. | 146 |
| IV. | SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES. | 196 |
| 4.1. | Descripción y aplicación de datos pluviométricos y pluviográficos. | 196 |
| 4.2. | Estudio estadístico de las inten- sidades de lluvia. | 200 |
| 4.3. | Métodos para determinar las curvas de frecuencia e intensidad de lluvia. | 207 |
| 4.4. | Estimación de gastos. Fórmulas empíricas. | 221 |
| 4.5. | Método racional americano | 225 |
| 4.6. | Elaboración de un proyecto para un sistema de alcantarillado pluvial. | 238 |
| V. | OBRAS COMPLEMENTARIAS; ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE OPERACION. | 274 |
| 5.1. | Conexiones domiciliarias. | 274 |
| 5.2. | Sifón invertido. | 275 |
| 5.3. | Cruces elevados. | 281 |
| 5.4. | Estaciones de bombeo. Caracterís- ticas generales de los cárcamos y equipos de bombeo. | 282 |

| | Pág. |
|--|------|
| 5.5. Coladeras pluviales. | 287 |
| 5.6. Descripción de obras de descarga. | 299 |
| 5.7. Aspectos constructivos de la red de alcantarillado. | 303 |
| 5.8. Aspectos de operación y mantenimiento. | 305 |
| VI. NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES. | 310 |
| 6.1. Calidad de las aguas residuales. | 310 |
| 6.2. Parámetros básicos. | 311 |
| 6.3. Métodos de tratamiento. | 317 |
| 6.4. Legislación vigente. | 321 |
| BIBLIOGRAFIA | 329 |

INTRODUCCION

El ciudadano promedio acostumbrado a las comodidades de la civilización, tiene por lo general una idea vaga de lo que significa poder disponer de agua abundante al abrir una llave mediante un movimiento ligero de la muñeca y menos aún de la compleja red de conductos que recibirán el agua usada a medida que escapa por el sumidero correspondiente. Si agregamos a esto que la mayoría de la red es subterránea, comprenderemos el origen de esa manera de pensar.

El uso del agua origina su contaminación; los desechos líquidos de un núcleo urbano están constituidos fundamentalmente por las aguas de abastecimiento después de haber pasado por las diversas actividades de esa población. Estos desechos líquidos, llamados aguas residuales, se componen esencialmente de agua, más una cantidad pequeña de sólidos orgánicos disueltos y en suspensión, los cuales son putrescibles y su descomposición origina grandes cantidades de gases ofensivos y pueden contener numerosas bacterias patógenas.

En última instancia, la mayor parte del agua suministrada por un sistema de abastecimiento se transforma en agua residual. Rápidamente su disposición se convierte en un problema público, haciéndose más agudo a medida que la población aumenta.

Por otra parte, están las aguas pluviales, que por su calidad puede decirse que son inofensivas, pero cuya cantidad origina en ocasiones serios problemas a las comunidades que no cuentan con una obra de ingeniería para alejarlas.

De ahí la necesidad del alcantarillado, que es el sistema adecuado de conductos subterráneos llamados alcantarillas y demás obras y accesorios, incluyendo plantas de tratamiento, destinados a la colección y transporte de aguas de lluvia o aguas mezcladas con desechos producto de la actividad de una comunidad para conducirlos previo tratamiento a un punto de disposición final.

El saneamiento en distintas formas ha sido empleado desde los tiempos más remotos; sin embargo, sólo a partir del siglo pasado es que se han aplicado y elaborado principios técnicos para el proyecto del alcantarillado. Este saneamiento no es más que una canalización artificial que asiste al drenaje natural. Las ventajas que brinda a la comunidad son muchas, pero la más importante de todas es que resguarda la salud pública, protegiéndola de enfermedades de origen hídrico, tales como fiebre tifoidea, disentería, cólera y otras más.

CAPÍTULO I

PANORAMA NACIONAL DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILADO

1.1 GENERALIDADES

El agua ha sido un factor indispensable para la existencia y el desarrollo del hombre. El uso de este líquido tan preciado se ha diversificado tanto a través del tiempo, que actualmente son muy variadas las actividades donde se requiere. El agua al usarse, pierde la calidad de potable con que fue entregada a la población, pues se le agrega una gran cantidad de residuos de diversos tipos, los cuales modifican sus características físicas, químicas y biológicas.

Las aguas que han sido utilizadas por la población se denominan en forma general aguas residuales. Estas se componen de las aguas de desechos domésticos, industriales, comerciales, municipales o de cualquier otra índole, ya sea pública o privada y que debido a su uso han sufrido degradación en su calidad original.

Por otra parte, las aguas de lluvia, denominadas aguas pluviales, que caen en una población, también requieren de un buen control para evitar posibles inundaciones.

Desarrollo Histórico de los Sistemas de Alcantarillado

La historia de los alcantarillados comienza desde tiempos remotos. Se tienen noticias de que algunos pueblos, como los antiguos romanos, construyeron canales en las calles de sus ciudades principalmente para drenar el agua superficial producida por la lluvia.

Se puede afirmar que los alcantarillados para fines sanitarios como actualmente se conocen son de uso muy reciente, pues no fue sino hasta el siglo XIX en que, utilizando tuberías subterráneas se vertieron las materias fecales de la población para ser conducidas por una corriente de agua y de esta manera alejar en forma segura los desechos domiciliarios.

Enseguida se presentan algunos sucesos de importancia en el desarrollo de los sistemas de alcantarillado y el periodo o fecha en que acontecieron, citando en primer término los casos a nivel mundial y en segundo lugar los hechos ocurridos en México.

A NIVEL MUNDIAL

| <u>Periodo</u> | <u>Sucesos de Importancia</u> |
|-----------------------------------|---|
| Antigüedad hasta la caída de Roma | Instalación de drenajes públicos casi exclusivamente para agua superficial. |
| Edad Media a Siglo XIX | Muy poco progreso. Hasta entonces sólo existieron alcantarillas para la eliminación de aguas pluviales. |
| 1805 | Construcción del primer colector de gran tamaño para la ciudad de Nueva York. |
| 1815 | Se permite la descarga de excreta en las alcantarillas de Londres. |
| 1833 | Se permite la descarga de excreta en las alcantarillas de Boston. Principia la construcción de los grandes colectores de París. |
| 1842 | Construcción del alcantarillado de Hamburgo. |

| | |
|-------------|--|
| 1847 - 1848 | Se forma en Londres la Comisión del Alcantarillado Metropolitano y se estudia el alcantarillado de esa ciudad. |
| 1857 | Diseño del Alcantarillado de Brooklyn. |
| 1858 | Diseño del alcantarillado de Chicago. |
| 1915 | Terminación del alcantarillado de Baltimore. |

EN MEXICO

| <u>Periodo</u> | <u>Sucesos de importancia</u> |
|---|--|
| 1449 | El rey de Texcoco, Netzahualcoyotl construyó la primera obra magna de defensa, un dique de 16 km. de longitud, que se extendía desde el cerro de la Estrella en Ixtapalapa hasta Atzacualco, pasando por el cerro del Peñón. |
| Epoca Virreinal (Siglos XVI - XVIII) | Se construye el dique de San Cristóbal que cerró la garganta por la cual derramaban sus aguas las lagunas de Zumpango, Xaltocan y San Cristóbal al lago de Texcoco. |
| 1604 - 1607 | Ocurren grandes inundaciones en la ciudad de México. Se busca abrir la cuenca natural cerrada del Valle de México para dar salida a las aguas excedentes. |
| 1608 | Terminación del túnel de Nochistongo al noroeste de la cuenca, ideado por el cosmógrafo alemán Enrico Martínez. A los pocos meses de funcionar hubo derrumbes que lo inutilizaron. |

- 1626 - 1631 Inundación de la ciudad de México. Perecieron cerca de 30,000 personas.
- 1789 Después de 160 años de trabajos, el túnel de Nochistongo es convertido en tajo y con ello se logra dar salida permanente a las aguas del río Cuautitlán.
- 1856 Se aprueba e inicia el proyecto del ingeniero Francisco de Garay para la construcción del Gran Canal de Desagüe y del túnel de Tequisquiac.
- 1900 Se terminan las obras iniciadas en 1856, con las modificaciones hechas por el ingeniero Luis Espinoza en 1879. Con ello se logra una segunda salida de las aguas de la cuenca.
- 1940 - 1946 Se construye un nuevo túnel en Tequisquiac siendo la tercera salida de la cuenca del Valle de México comunicándola con la cuenca del río Moctezuma, afluente del río Pánuco que desagua en el Golfo de México a la altura del Puerto de Tampico.
- 1930 - 1951 El alcantarillado de la ciudad de México se fue haciendo inadecuado tanto por resultar ya insuficiente, como por hundimiento de la ciudad. Se recuerdan las inundaciones del centro y de muchas colonias en 1950 y 1951.
- 1952 - 1958 Se da principio a obras para evitar las inundaciones, nuevos colectores y plantas de bombeo principalmente.

1958 - 1964

Se construye el interceptor Poniente, uno de los tres grandes interceptores del nuevo plan general preparado en 1954, así como la planta de bombeo Aculco entre otras obras.

1971

Se crea por medio del acuerdo del 9 de noviembre de 1971 la Comisión Técnica de Supervisión para las obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal.

1975

Se pone en funcionamiento el Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México con las siguientes obras:

1. El interceptor central, que desaloja los escurrimientos de la zona central de la ciudad.
2. El interceptor del oriente, que conduce por gravedad los escurrimientos de la zona oriente de la población.
3. El Emisor Central que recoge las aguas de los dos interceptores profundos para enviarlas por gravedad al río del Salto, que aguas abajo se denomina río Tula, afluente del río Moctezuma.

En el presente siglo las obras sanitarias en general han tenido un gran avance, surgiendo con frecuencia nuevos estudios que vienen a mejorar métodos y equipos que son utilizados en la práctica de la Ingeniería Sanitaria. Sin embargo, aún existen muchas poblaciones en el mundo que carecen de servicios sanitarios, principalmente en países que como México se encuentran en etapa de desarrollo y cuyos problemas económicos impiden que gran parte de sus poblaciones cuenten con este tipo de servicios.

1.2 INFORMACION ESTADISTICA NACIONAL

La recopilación y análisis de las estadísticas relacionadas con los sistemas de alcantarillado nos enseñan los renglones donde las necesidades son mayores, lo cual nos sirve para orientar los presupuestos asignados a esta parte de la Ingeniería Sanitaria. Dentro de las estadísticas relevantes están la población que cuenta con agua potable y alcantarillado, sus inversiones, recursos humanos y tasas de morbilidad y mortalidad por enfermedades entéricas que pueden ser atribuibles al agua.

1.2.1 Población con servicios de agua potable y alcantarillado.

El censo general de población y vivienda efectuado en 1980, presenta las cifras siguientes:

Tabla 1.1
SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO*

| C O N C E P T O : | VIVIENDAS | % RESPECTO AL TOTAL | OCUPANTES | % RESPECTO AL TOTAL |
|--|------------|---------------------------|------------|---------------------------|
| T O T A L : | 12'074,609 | 100.00 | 66'365,920 | 100.00 |
| Según disponibilidad de agua: | | | | |
| Con agua entubada | 8'533,164 | 70.67 | 46'467,483 | 70.02 |
| Dentro de la vivienda | 6'022,847 | 49.88 | 32'715,105 | 49.30 |
| Fuera de la vivienda, pero dentro del edificio | 1'923,483 | 15.93 | 10'420,547 | 15.70 |
| De la llave pública o hidrante | 586,834 | 4.86 | 3'331,831 | 5.02 |
| No disponen de agua | 3'434,416 | 28.44 | 19'329,239 | 29.12 |
| No especificado | 107,029 | 0.89 | 569,198 | 0.86 |
| Según disponibilidad de drenaje: | | | | |
| Con drenaje | 6'158,095 | 51.00 | 32'642,847 | 49.19 |
| Sin drenaje | 5'172,232 | 42.84 | 29'615,021 | 44.62 |
| No especificado | 744,282 | 6.16 | 4'107,452 | 6.19 |

FUENTE: SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO
INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA, GEOGRAFIA E INFORMATICA
CENSO GENERAL DE POBLACION Y VIVIENDA, MEXICO, 1980.

De la tabla 1.1 se observa el alto déficit que se tiene en materia de alcantarillado, ya que el 44.62% de la población de la República Mexicana carece de servicio de drenaje.

Para poder observar la evolución de la disponibilidad de servicios de alcantarillado se presenta la tabla 1.2 con los datos obtenidos de los Censos Generales de Población y Vivienda de los años 1960, 1970 y 1980.

De la tabla 1.2 se infiere que de 1960 a 1980 se construyeron bastantes sistemas de alcantarillado, para que las viviendas se conectaran a ellos, y así aumentar las viviendas conectadas al drenaje, de 28.89% en 1960 a 51% en 1980.

TABLA 1.2
DISPONIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE DRENAJE

| CONCEPTO | V I V I E N D A S | | | Por ciento respecto al total | | |
|------------------------|-------------------|-----------|------------|------------------------------|--------|--------|
| | 1960 | 1970 | 1980 | 1960 | 1970 | 1980 |
| A Ñ O | | | | | | |
| T O T A L | 6,409,096 | 8,286,369 | 12,074,609 | 100.00 | 100.00 | 100.00 |
| Conducción de drenaje: | | | | | | |
| Si tiene | 1,851,470 | 3,440,466 | 6,158,095 | 28.89 | 41.52 | 51.00 |
| No tiene | 4,557,626 | 4,845,903 | 5,172,232 | 71.11 | 58.48 | 42.84 |
| No especificado | -- | -- | 744,282 | -- | -- | 6.16 |

Con base en alguna información que obtuvo la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas en 1982, se elaboró la tabla siguiente, en la que aparecen la cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado para 1984.

La tabla 1.3 muestra claramente que el medio rural es el que tiene el mayor déficit en carencia de servicios de alcantarillado con el 80%.

TABLA 1.3

AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA REPUBLICA MEXICANA*

| CONCEPTO | REP. MEXICANA | | MEDIO URBANO | | MEDIO RURAL | |
|--|------------------|-----|------------------|-----|------------------|-----|
| | Millones de Hab. | % | Millones de Hab. | % | Millones de Hab. | % |
| POBLACION TOTAL | 76.8 | 100 | 52.2 | 100 | 24.6 | 100 |
| Población con servicio de agua potable | 50.7 | 66 | 42.1 | 81 | 8.6 | 35 |
| Población sin servicio de agua potable | 26.1 | 34 | 10.1 | 19 | 16.0 | 65 |
| Población con servicio de alcantarillado | 36.1 | 47 | 31.2 | 60 | 4.9 | 20 |
| Población sin servicio de alcantarillado | 40.7 | 53 | 21.0 | 40 | 19.7 | 80 |

* INVENTARIO NACIONAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO, SAHOP, 1982

1.2.2 Inversiones

Para terminar con el déficit de proporcionar los servicios de agua potable y alcantarillado se formuló el Plan Nacional Hidráulico, el cual consideraba como metas para el año 2000, cubrir los servicios de agua potable en un 95% para la población urbana y un 70% para la población rural (localidades menores de 2,500 habitantes) y los servicios de alcantarillado en un 80% para la población urbana y 63% para la población rural. Esto requiere una inversión total hasta el año 2000 de 315 000 millones de pesos de 1973, en la forma siguiente:

INVERSIONES EN SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

| | | |
|------------------|-----------------------------|--------------------------|
| En agua potable | 206.1 x 10 ³ | Millones de pesos |
| Alcantarillado | 108.9 x 10 ³ | Millones de pesos |
| T O T A L | 315 x 10³ | Millones de pesos |

1.2.3 Recursos humanos y materiales

Para la realización de los programas que plantean las metas mencionadas por el Plan Nacional Hidráulico, los recursos humanos y materiales cobran vital importancia. De acuerdo con el Plan mencionado los requerimientos son:

| | |
|-----------------------------|----------------|
| Recursos humanos necesarios | |
| Ingenieros especialistas | 4 500 |
| Técnicos y administrativos | 41 600 |
| Operarios | 83 200 |
| T O T A L | 129 300 |

REQUERIMIENTOS DE TUBERIA

| P E R I O D O | MILES DE KM. DE TUBERIA | |
|----------------------|-------------------------|----------------|
| | AGUA POTABLE | ALCANTARILLADO |
| 1975 - 1976 | 5.9 | 2.9 |
| 1977 - 1982 | 35.5 | 28.1 |
| 1983 - 1990 | 47.8 | 61.1 |
| 1991 - 2000 | 87.1 | 78.8 |
| T O T A L E S | 176.3 | 171.9 |

1.2.4 Evolución de las enfermedades hídricas a lo largo del presente siglo

Si bien los países atrasados cultural y económicamente son los que tienen coeficientes mayores de mortalidad, es indudable a pesar de los deficientes registros, que el coeficiente de mortalidad en México ha tenido un descenso modesto y continuo, por el mejoramiento de las condiciones higiénicas y de los servicios sociales de salubridad y asistencia, así como por el aumento de las obras de ingeniería sanitaria.

Los índices de mortalidad general se han mejorado en forma importante en los últimos 80 años; en 1900 se registraron 457 327 defunciones, la tasa de mortalidad fue de 33.7 por cada mil habitantes. Para 1922, aunque la cifra absoluta de defunciones ha permanecido poco variable, la tasa demuestra un descenso constante, 25 por 1000, y pasó a 23.2 en 1940; a 11.2 en 1960; a 7.4 en 1970 y 6.0 en 1981.

Las principales causas de muerte en la población general durante 1981 presentan, en conjunto, una situación equilibrada entre enfermedades transmisibles con los padecimientos de tipo degenerativo y con accidentes. Las transmisibles, como la tifoidea, la disentería amibiana, la disentería bacilar, el cólera y la gastroenteritis están relacionadas con la escasez y la contaminación del agua, así como la deficiente disposición de las excretas. Es preciso reconocer, sin embargo, que la contaminación de los alimentos contribuye en buena proporción a la configuración de esta situación.

Las neumonías y las diarreas continúan ocupando, como hace sesenta años los primeros lugares como causa de defunción en la población general, a pesar de ello, han tenido reducciones que rebasan el 50%. En la tabla 1.4 se presenta la evolución de la tasa de mortalidad de la enteritis y otras enfermedades diarréicas desde 1946 a 1981, así como el lugar que ha ocupado esta enfermedad dentro de las diez principales causas de muerte en la República. Conviene observar que se incluyen tanto las enteritis y enfermedades diarréicas, como la parasitosis intestinal, la amibiasis y la salmonelosis.

Se puede observar en la Tabla 1.4 que el lugar ocupado por la enteritis y otras enfermedades diarréicas en la lista de las principales causas de defunción en la República Mexicana se ha mantenido desde 1946 hasta 1981 dentro de los tres primeros lugares, ocupando en ese periodo de 36 años, 11 veces el primer lugar, 13 veces el segundo lugar, 6 veces el tercero y en 6 años se carece del dato.

Las tasas de mortalidad por efecto de las enfermedades denominadas hídricas por entidad federativa (Tabla 1.5) acusan la enorme importancia del mejoramiento de las condiciones ambientales con el fin de abatir dichas tasas, mejorando los niveles de salud. Como ejemplo, se han construido las gráficas 1.1 y 1.2 en las que se muestra la evolución de la población servida con agua entubada y con drenaje, respectivamente, de acuerdo con el VIII, IX y X censos generales de población. Al relacionar estas gráficas con la Tabla 1.4 que toma como año en estudio el de 1979, se observa que, en

general, son las entidades del norte las que presentan tasas más bajas en relación a las del centro y, sobre todo, al sur del país. En particular, obsérvese que estados con baja cobertura en el servicio de agua potable y drenaje como Oaxaca y Puebla registraron las tasas más altas de mortalidad por enteritis (158.5 y 101.2) esto es superior a las registradas en estados como Nuevo León y Durango (18.6 y 18). Se señala, que aunque los servicios sanitarios tienen un papel de primera importancia, otros factores influyen en la configuración de la tabla descrita, como son la inequitativa distribución del ingreso por regiones y sectores de la población, los deficientes niveles de nutrición y los bajos índices de educación.

TABLA 1.4

EVOLUCION DE LA TASA DE MORTALIDAD DE LA ENTERITIS Y OTRAS ENFERMEDADES DIARREICAS

| AÑO | LUGAR | TASA | AÑO | LUGAR | TASA | AÑO | LUGAR | TASA |
|------|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|
| 1946 | 2o. | 31.85 | 1958 | 1o. | 19.89 | 1970 | 2o. | 14.17 |
| 1947 | 2o. | 25.55 | 1959 | 2o. | 16.29 | 1971 | 2o. | 12.65 |
| 1948 | 2o. | 26.76 | 1960 | 1o. | 17.21 | 1972 | 2o. | 12.70 |
| 1949 | 2o. | 30.01 | 1961 | 1o. | 15.20 | 1973 | 2o. | 10.70 |
| 1950 | 1o. | 28.03 | 1962 | 2o. | 14.61 | 1974 | * | 8.74 |
| 1951 | 1o. | 34.54 | 1963 | 3o. | 12.00 | 1975 | 2o. | 8.49 |
| 1952 | 1o. | 25.14 | 1964 | 3o. | 11.12 | 1976 | * | 8.22 |
| 1953 | 1o. | 27.00 | 1965 | 3o. | 9.93 | 1977 | * | 7.58 |
| 1954 | 1o. | 20.54 | 1966 | 3o. | 9.22 | 1978 | * | 6.06 |
| 1955 | 1o. | 22.76 | 1967 | 3o. | 8.93 | 1979 | 3o. | 5.52 |
| 1956 | 1o. | 18.45 | 1968 | 2o. | 8.50 | 1980 | * | 5.51 |
| 1957 | 1o. | 21.72 | 1969 | 2o. | 13.39 | 1981 | * | 4.69 |

* SE CARECE DEL DATO

TASAS DE MORTALIDAD POR 10 000 HABITANTES

Tabla 1.5

MORTALIDAD POR DISENTERIA BACILAR, ENTERITIS Y ENFERMEDADES DIARREICAS
Y FIEBRE PARATIFOIDEA
(según entidad)

ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
1979

| ENTIDAD | DISENTERIA BACILAR | | ENTERITIS Y OTRAS ENFERMEDADES DIARREICAS | | FIEBRE PARATIFOIDEA | | FIEBRE TIFOIDEA | |
|---------------------|--------------------|----------|---|----------|---------------------|----------|-----------------|----------|
| | DEF. | TASA (1) | DEF. | TASA (1) | DEF. | TASA (1) | DEF. | TASA (1) |
| AGUASCALIENTES | - | - | 418 | 87.3 | - | - | 4 | 0.8 |
| BAJA CALIFORNIA | 2 | 0.1 | 397 | 27.1 | - | - | 5 | 0.3 |
| BAJA CALIFORNIA SUR | 1 | 0.5 | 97 | 46.6 | - | - | 1 | 0.5 |
| CAMPECHE | - | - | 176 | 46.1 | - | - | 10 | 2.6 |
| COAHUILA | 1 | 0.1 | 588 | 41.1 | - | - | 8 | 0.6 |
| COLIMA | 4 | 1.1 | 202 | 56.0 | - | - | 1 | 0.3 |
| CHIAPAS | 56 | 2.7 | 1 649 | 78.7 | 11 | 0.5 | 198 | 9.4 |
| CHIHUAHUA | 1 | 0.1 | 810 | 37.1 | 2 | 0.1 | 71 | 3.2 |
| DISTRITO FEDERAL | 8 | 0.1 | 2 835 | 28.6 | 4 | 0.1 | 18 | 0.2 |
| DURANGO | 1 | 0.1 | 216 | 18.0 | - | - | 24 | 2.0 |
| GUANAJUATO | 16 | 0.5 | 2 610 | 85.1 | - | - | 34 | 1.1 |
| GUERRERO | 7 | 0.3 | 1 549 | 70.2 | - | - | 95 | 4.3 |
| HIDALGO | 7 | 0.5 | 1 032 | 69.2 | 1 | 0.1 | 40 | 2.7 |
| JALISCO | 5 | 0.1 | 2 219 | 48.5 | 1 | 0.0 | 56 | 1.2 |
| MEXICO | 27 | 0.4 | 5 038 | 66.0 | 4 | 0.1 | 54 | 0.7 |
| MICHOACAN | 16 | 0.5 | 1 747 | 57.9 | 2 | 0.1 | 100 | 3.3 |
| MORELOS | 4 | 0.4 | 432 | 43.5 | - | - | 13 | 1.3 |
| NAYARIT | 2 | 0.3 | 224 | 28.6 | - | - | 9 | 1.1 |
| NUEVO LEON | - | - | 500 | 18.6 | - | - | 13 | 0.5 |
| OAXACA | 10 | 0.4 | 3 905 | 158.5 | 4 | 0.2 | 154 | 6.3 |
| PUEBLA | 9 | 0.3 | 3 341 | 101.2 | 5 | 0.2 | 100 | 3.0 |
| QUERETARO | 1 | 0.1 | 524 | 77.1 | - | - | 6 | 0.9 |
| QUINTANA ROO | 1 | 0.7 | 71 | 46.5 | - | - | 3 | 2.0 |
| SAN LUIS POTOSI | 6 | 0.4 | 911 | 55.9 | - | - | 20 | 1.2 |
| SINALOA | 3 | 0.2 | 427 | 22.0 | 1 | 0.1 | 23 | 1.2 |
| SONORA | - | - | 675 | 42.9 | 1 | 0.1 | 13 | 0.8 |
| TABASCO | 16 | 1.3 | 834 | 69.5 | - | - | 81 | 6.7 |
| TAMAULIPAS | 2 | 0.1 | 477 | 22.5 | - | - | 2 | 0.1 |
| TLAXCALA | 1 | 0.2 | 441 | 82.5 | - | - | 8 | 1.5 |
| VERACRUZ | 20 | 0.4 | 2 645 | 48.4 | 2 | 0.0 | 78 | 1.4 |
| YUCATAN | 1 | 0.1 | 735 | 75.7 | - | - | 45 | 4.6 |
| ZACATECAS | 5 | 0.4 | 584 | 50.7 | 1 | 0.1 | 41 | 3.6 |
| TOTAL | 233 | 0.3 | 38 330(2) | 55.2 | 39 | 0.1 | 1 330(2) | 1.9 |

(1) TASA POR 100 000 HABITANTES

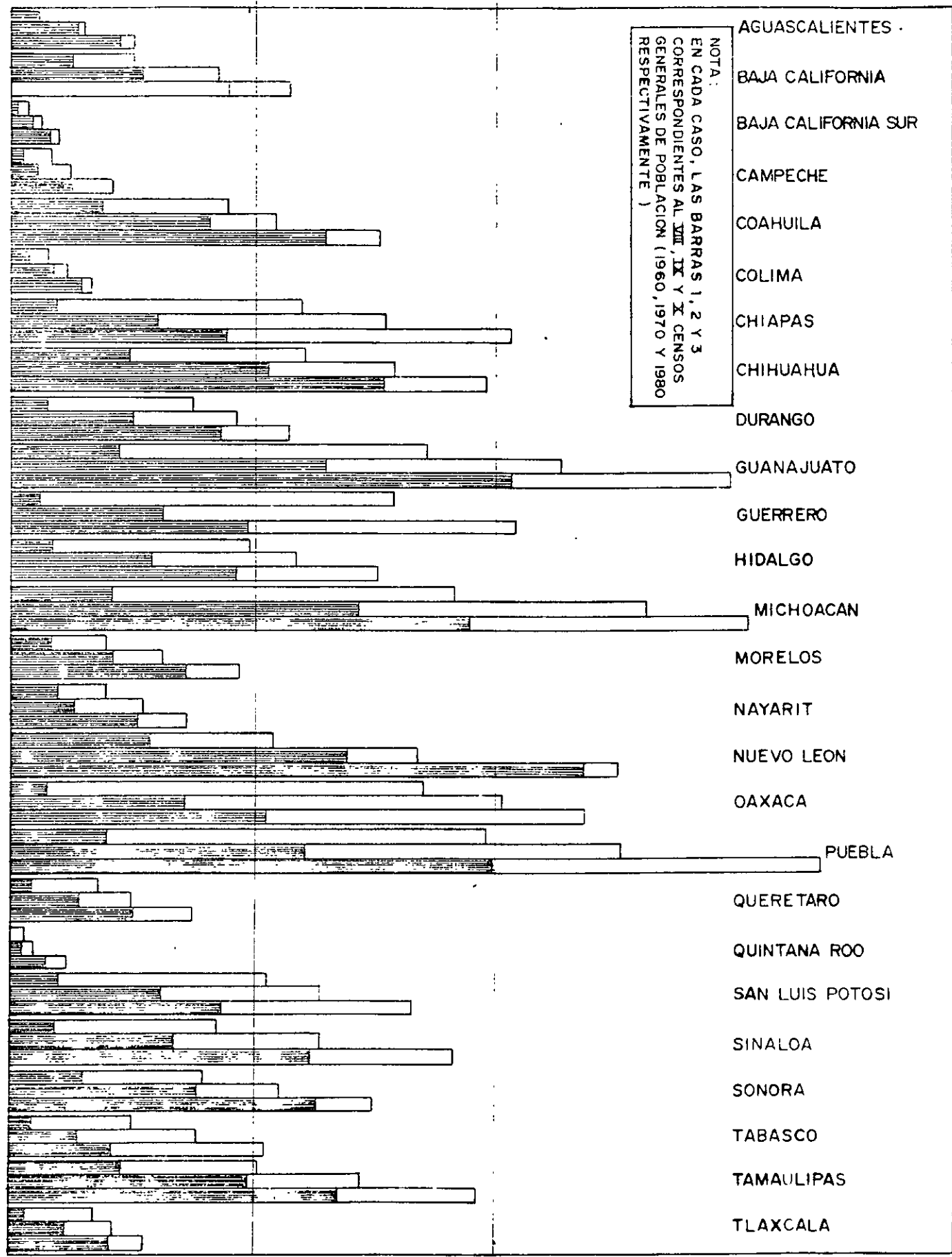
(2) EL TOTAL INCLUYE 15 DEFUNCIONES DE ENTIDAD NO ESPECIFICADA Y 6 DE RESIDENTES EN ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

MILLONES DE HABITANTES

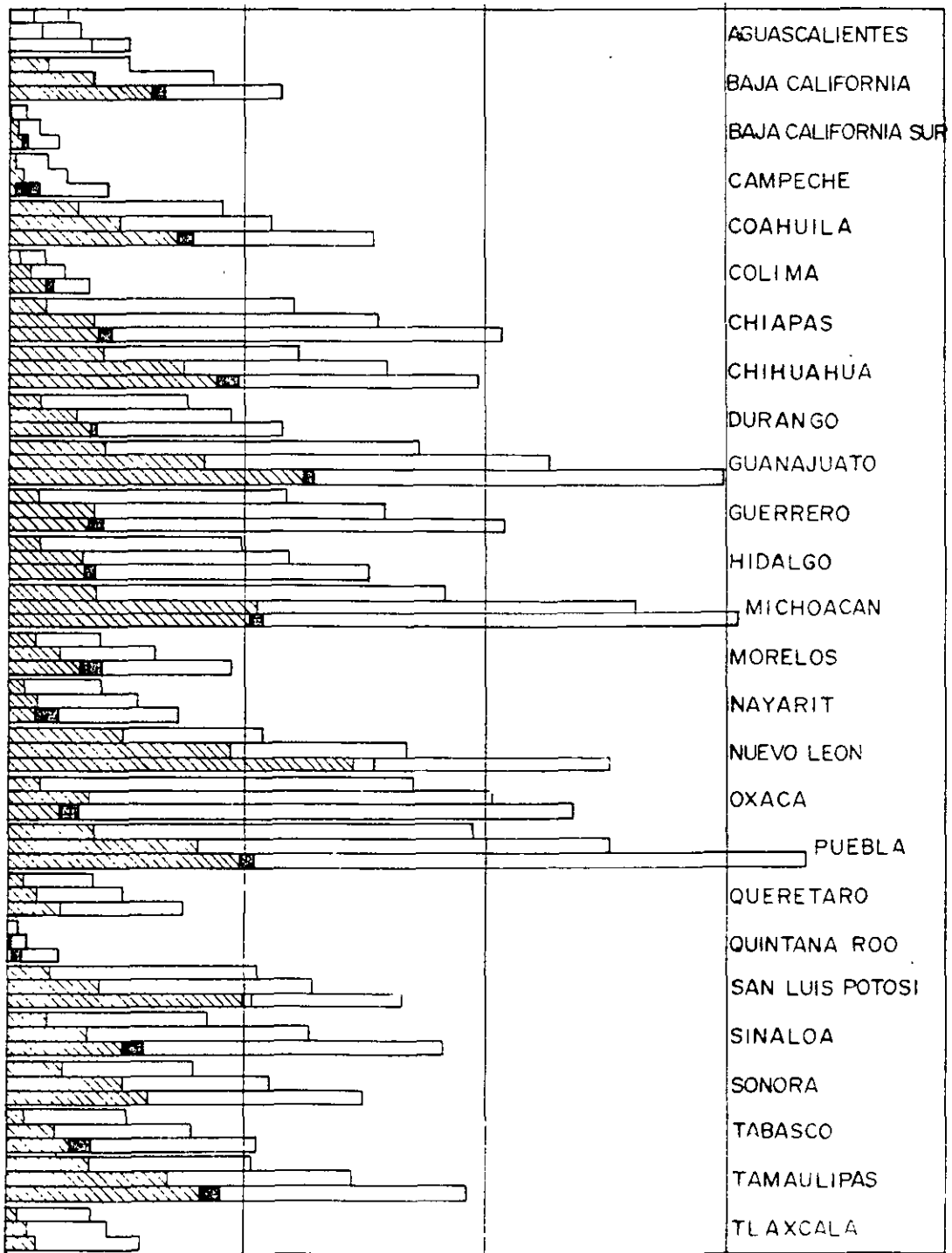
2

NOTA:
EN CADA CASO, LAS BARRAS 1, 2 Y 3
CORRESPONDIENTES AL VIII, IX Y X CENSOS
GENERALES DE POBLACION (1960, 1970 Y 1980
RESPECTIVAMENTE)

GRAFICA 11 POBLACION SEP. 7A CON AGUA ENTUBADA



MILLONES DE HABITANTES



NOTA EN CADA CASO, LAS BARRAS 1, 2 Y 3 CORRESPONDEN AL VIII, IX Y X CENSOS GENERALES DE POBLACION (1960, 1970 Y 1980, RESPECTIVAMENTE) LA PARTE MAS INTENSAMENTE SOMBRADA EN LA BARRA 3 CORRESPONDE A LA POBLACION SERVIDA CON TANQUES SEPTICOS.

GRAFICA I.2

MILLONES DE HABITANTES

Obsérvese sin embargo, cómo la deficiencia en los servicios de agua potable, y alcantarillado en entidades federativas como Oaxaca, Puebla, Chiapas, Guanajuato y Tlaxcala, coadyuva a que se ubiquen en los primeros lugares de mortalidad por enteritis y otras enfermedades diarreicas (Tabla 1.6) disenteria bacilar (Tabla 1.7) y fiebre tifoidea (Tabla 1.8). No obstante, las gráficas 1.3 y 1.4 nos muestran como las tasas de mortalidad por efecto de las enfermedades hídricas se han reducido significativamente a nivel nacional en el transcurso de los últimos años.

Es verdad que en la disminución de dichas tasas de mortalidad han influido varios factores, como el mejoramiento y ampliación en la atención médica, utilización de medicamentos más eficaces, elevación del grado de cultura de la población, adquisición de mejores hábitos de limpieza como eficiente lavado de los alimentos, etc. Sin embargo, no se puede negar que existe una amplia correlación entre los servicios sanitarios y la disminución de las tasas de morbilidad y mortalidad causadas por enfermedades de origen hídrico en la población, lo cual se observa en la gráfica 1.5.

TABLA 1.6

ENTIDADES QUE ESTUVIERON ENTRE LOS TRES PRIMEROS LUGARES DE MORTALIDAD POR ENTERITIS Y OTRAS ENFERMEDADES DIARREICAS

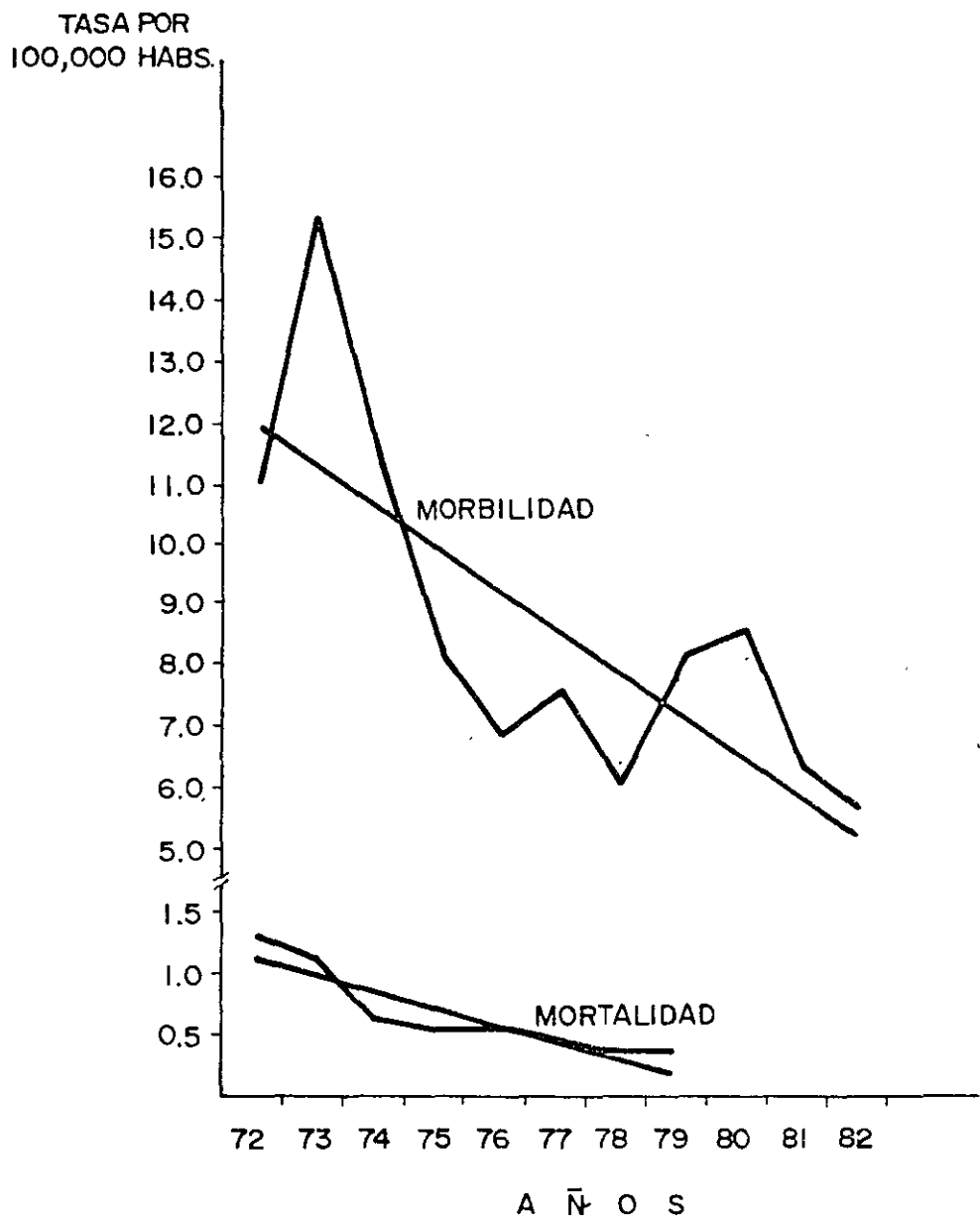
ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
1975 - 1979

| AÑOS | P R I M E R O | | | S E G U N D O | | | T E R C E R O | | |
|------|---------------|--------|-------|---------------|--------|-------|---------------|--------|-------|
| | ENTIDAD | NUMERO | TASA+ | ENTIDAD | NUMERO | TASA+ | ENTIDAD | NUMERO | TASA+ |
| 1975 | Oaxaca | 4 504 | 196.3 | Chiapas | 2731 | 145.5 | Querétaro | 799 | 133.5 |
| 1976 | Oaxaca | 4 320 | 184.8 | Guanajuato | 3892 | 138.4 | Tlaxcala | 560 | 132.4 |
| 1977 | Oaxaca | 5 034 | 223.3 | Chiapas | 2687 | 136.5 | Puebla | 3415 | 109.4 |
| 1978 | Oaxaca | 3 997 | 176.1 | Tlaxcala | 539 | 109.3 | Guanajuato | 2921 | 103.0 |
| 1979 | Oaxaca | 3 905 | 158.5 | Puebla | 3341 | 101.2 | Aguascal. | 418 | 87.3 |

+ TASA POR 100 000 HABITANTES

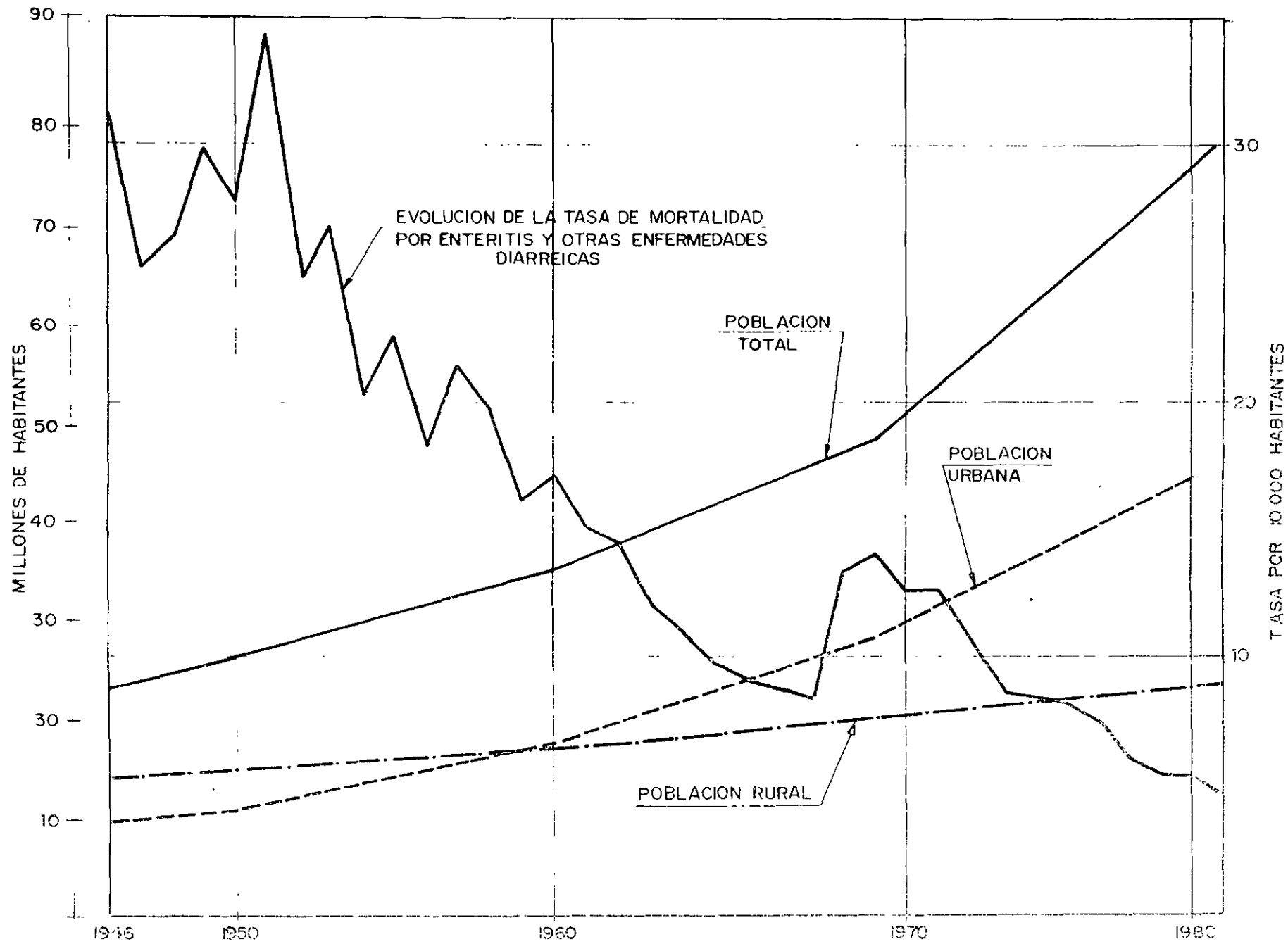
FUENTE: DIRECCION GENERAL DE ESTADISTICA SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO

MORBILIDAD Y MORTALIDAD POR DISENTERIA BACTERIAL
 ESTADOS UNIDOS MEXICANOS
 1972 - 1982



G R A F I C A I. 4

FUENTE : BOLETIN EPIDEMIOLOGICO SSA.



GRAFICA 1.5 EVOLUCION DE LA MORTALIDAD POR ENFERMEDADES HIDRICAS CON EL AUMENTO POBLACIONAL

1.3 DESCRIPCION DE LOS PRINCIPALES COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y SU FUNCION

Los elementos que constituyen un sistema de alcantarillado se pueden clasificar en dos grupos: tuberías o conductos y obras o estructuras accesorias.

Enseguida se estudiará lo referente a estos dos tipos de elementos.

1.3.1 Tuberías o conductos.

Los conductos que generalmente integran un sistema de alcantarillado se presentan en la Fig. 1.1.

Como se observa en la Fig. 1.1 los conductos reciben diversos nombres a lo largo del sistema. A continuación se explica de manera general el significado de cada uno de estos nombres.

- a) Atarjeas. Son los conductos de menor diámetro en la red. Colocados generalmente por el eje de la calle, reciben directamente las aguas residuales domiciliarias. Las atarjeas dentro de los predios urbanos o industriales reciben el nombre de albañal, su diámetro mínimo es de 20 cm.
- b) Subcolectores. Los subcolectores son tuberías que captan las aguas recolectadas por las atarjeas. Generalmente los subcolectores son de mayor diámetro que las atarjeas, sin embargo, en un principio pueden tener el mismo diámetro.
- c) Colectores. Los colectores captan el agua de los subcolectores y de las atarjeas, por lo cual son de mayor diámetro que el de los subcolectores.

Los colectores o subcolectores reciben convencionalmente el nombre de interceptores cuando son colocados en forma perpendicular a otros conductos de menor diámetro, que vierten en ellos los volúmenes captados en una zona alta y de esta manera, permiten reducir los volúmenes que se captarían en zonas más bajas.

El esquema de un interceptor se puede observar en la Fig. 1.2.

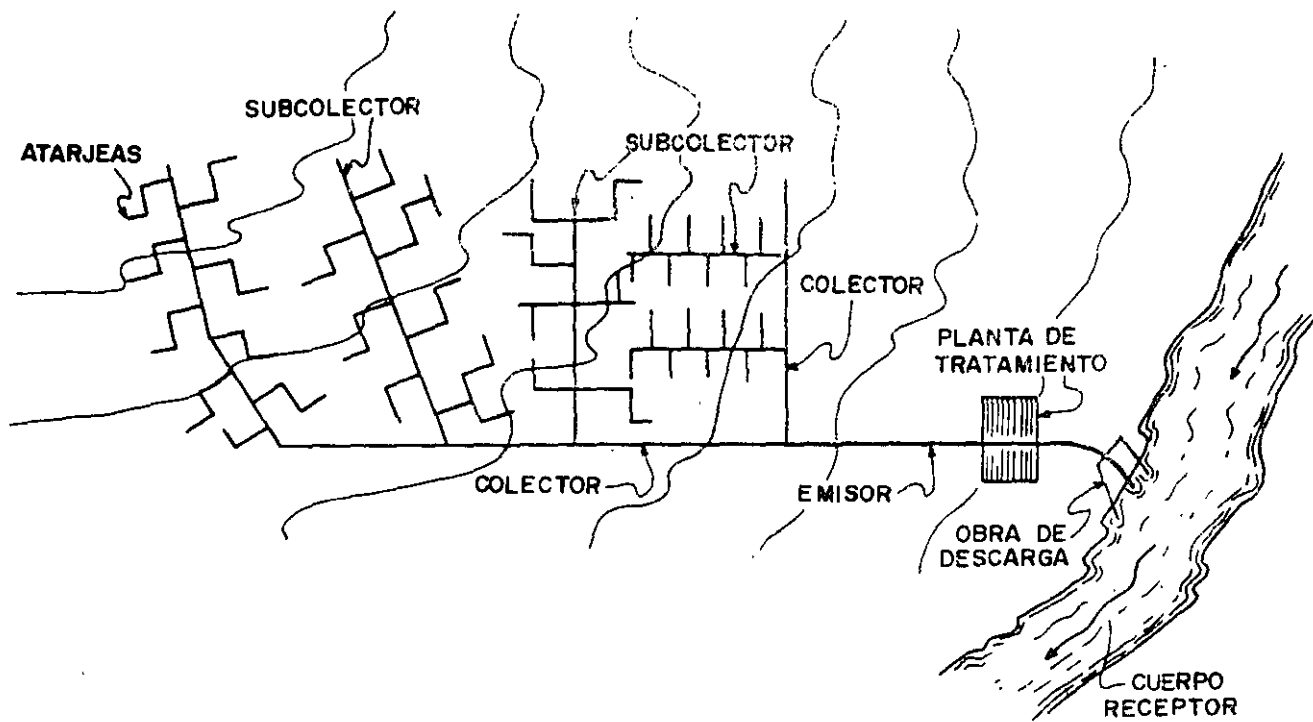


Fig. I.1.- Conductos que forman la red de un sistema de alcantarillado.

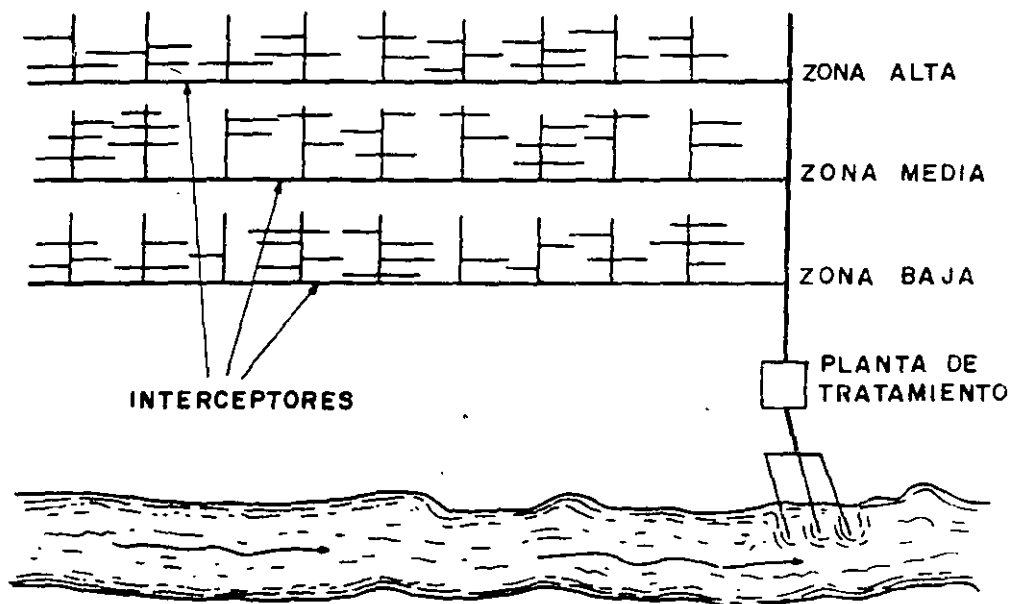


Fig. I.2.- Conductos interceptores en un sistema de alcantarillado

d) Emisor. El emisor es generalmente el conducto al cual ya no se conectan descargas de aguas residuales ni de aguas pluviales, y tiene como objetivo el conducir los volúmenes de agua captados por todo el sistema de tuberías, que constituye la red de alcantarillado, hasta el lugar donde se tratarán o se verterán las aguas residuales.

1.3.2 Materiales y diámetros comerciales de tuberías

Las tuberías son los conductos que se utilizan como atarjeas, subcolectores, colectores y como emisores cuando los volúmenes no son demasiado grandes. Las tuberías que se utilizan en la actualidad en la construcción de sistemas de alcantarillado se fabrican y venden en forma comercial, es decir, se elaboran bajo condiciones estandar con materiales y diámetros específicos. Entre los factores importantes que hay que tener en cuenta al elegir el material para la construcción de una tubería figuran la resistencia a la corrosión, la resistencia mecánica, la duración, el peso, la impermeabilidad y el costo.

Las tuberías comerciales más usuales, se construyen de los siguientes materiales.

a) Tuberías de concreto simple y concreto reforzado.

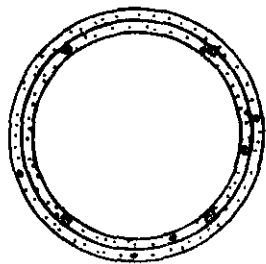
Los tubos de concreto se fabrican con una mezcla de cemento Portland (puzolana), un agregado fino que pasa por un tamiz de mallas de 6 mm aproximadamente, un agregado grueso cuyo tamaño depende del espesor del tubo, agua y refuerzos de acero cuando el tubo sea de concreto reforzado.

El método de verter la mezcla, la duración del fraguado y de la maduración o del curado atendiendo la humedad y temperatura en este período, tiene gran influencia en el producto resultante.

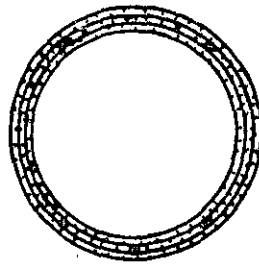
En relación a los tubos de concreto reforzado, el refuerzo puede consistir en varillas de acero colocados en anillos individuales o corridos como resorte para absorber los esfuerzos de tensión y que van apoyados en otras varillas longitudinales que, al mismo tiempo que sujetan el refuerzo principal, absorben los esfuerzos longitudinales debidos a cambios de temperatura y a la flexión. Los cortes de tubería para diferentes tipos de armados se muestran en la Fig. 1.3.

Es práctica común que las tuberías que se utilizan en los sistemas de alcantarillado sean de concreto simple o de concreto reforzado.

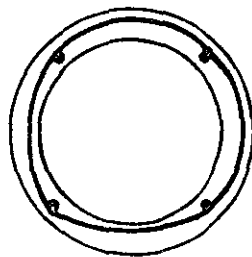
Los tubos no reforzados o simples de concreto se construyen para diámetros de 15, 20, 25, 30, 38 y 45 cm y se clasifican en dos grupos según las especificaciones de la ASTM y



REFUERZO SENCILLO EN
REJILLA CIRCULAR



REFUERZO DOBLE EN REJILLA
CIRCULAR PARA SOPORTAR PRE-
SIONES INTERNAS Y EXTERNAS



REFUERZO EN REJILLA ELIPTICA
PARA PRESION EXTERNA

FIG. I.3 REFUERZO DE ACERO EN TUBERIAS

van de acuerdo al tipo de cemento que se emplea en la construcción de la tubería y son los siguientes:

- Resistencia normal: los que emplean cemento Portland-Puzo lana.
- Resistencia extra: los que emplean el cemento del tipo V, que es el cemento Portland de alta resistencia a los sulfatos. En la tabla 1.9 se encuentran los valores para estas clases de tuberías.

La unión que se emplea para tuberías de concreto simple del tipo macho y campana como se ve en la Fig. 1.4.

Las tuberías de concreto reforzado se fabrican para diámetros mayores de 45 cm., es decir, para los siguientes diámetros: 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213 y 244 cm. Estas tuberías se fabrican de acuerdo con las especificaciones de la ASTM, y se fabrican en 5 clases diferentes, según su resistencia a la presión y son las siguientes: (Tabla 1.10).

La unión que se emplea para este tipo de tuberías de concreto reforzado es por medio de juntas del tipo espiga y campana como se ve en la Fig. 1.5.

Se hace notar que tanto en las tuberías de concreto simple como en las de concreto reforzado, para su construcción en todos los casos debe cumplir con las exigencias de las especificaciones de la Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la SEDUE.

b) Tuberías de Asbesto-Cemento

Estas tuberías están hechas de una mezcla de fibra de asbesto, cemento Portland y sílice trabajados bajo una gran presión. Esta clase de tuberías tiene una gran cantidad de ventajas atribuidas, de las cuales figuran una ligereza en comparación con el concreto, la longitud de las secciones o tramos que permite reducir el número de uniones y mantener una buena alineación, un coeficiente de rugosidad bajo, de aproximadamente 0.011, una gran facilidad para adaptar y cortar, resistencia a la corrosión, y a la facilidad de obtener juntas impermeables mediante un tubo corto o barril en combinación con arillos de hule para cubrir las juntas (ver Fig. 1.6.).

Estas tuberías se construyen en longitudes de 4 m para diámetros de 76 mm (3") hasta 914 mm (36") y en cuatro tipos denominados A-5, A-7, A-10 y A-14; donde los números indican la presión de trabajo en atmósferas.

T A B L A I.9

Resistencia en tubos de concreto simple

Resistencia (Kg/M.L)

| Diámetro (Cm.) | Resistencia (Kg/M.L) | |
|-------------------|----------------------|-------|
| | Normal | Extra |
| 15 | 1637 | 2976 |
| 20 | 1935 | 2976 |
| 25 | 2082 | 2976 |
| 30 | 2232 | 3348 |
| 38 | 2604 | 4092 |
| 45 | 2970 | 4910 |

T A B L A I.10

Resistencia en tubos de concreto reforzado

Resistencia: (Kg/M.L.)

| Diámetro (Cm.) | Clase I | Clase II | Clase III | Clase IV | Clase V |
|-------------------|---------|----------|-----------|----------|---------|
| 61 | | 2976 | 4018 | 5952 | 8928 |
| 76 | | 3720 | 5022 | 7040 | 11160 |
| 91 | | 4464 | 6027 | 8928 | 13392 |
| 107 | | 5208 | 7031 | 10416 | 15624 |
| 122 | | 5952 | 8036 | 11924 | 17856 |
| 152 | 5952 | 7440 | 10045 | 14880 | 22320 |
| 183 | 7142 | 8928 | 12054 | 17856 | 26784 |
| 213 | 8333 | 10416 | 14063 | 20832 | |
| 244 | 9523 | 11904 | 16072 | | |

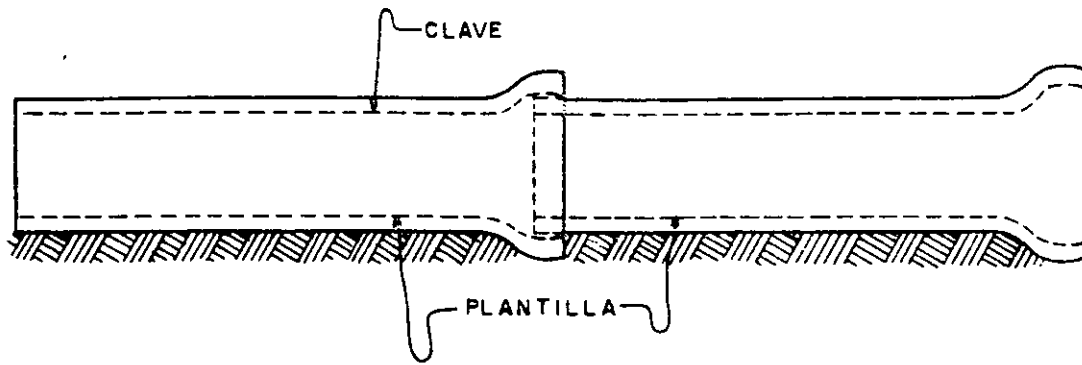


FIG.I.4 UNION MACHO CAMPANA EN TUBERIAS DE CONCRETO SIMPLE

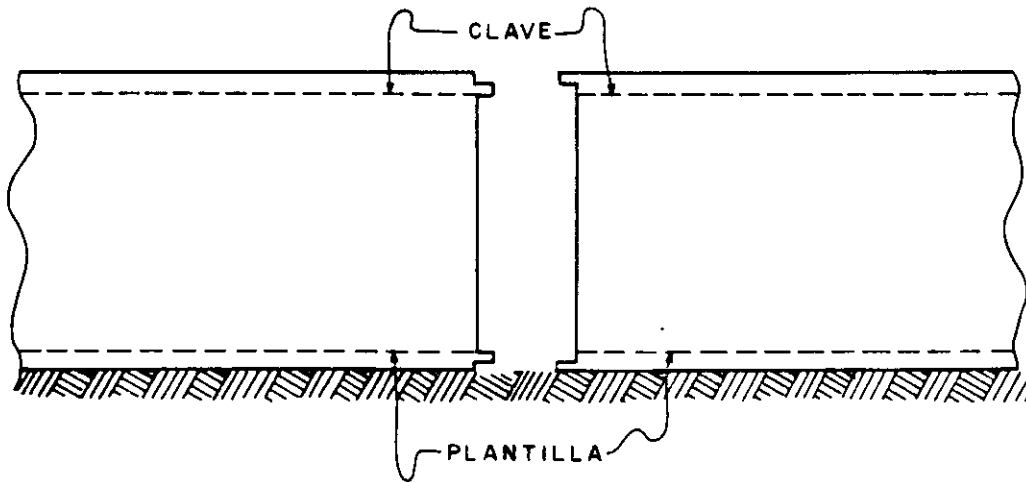


Fig. I.5 UNION EN TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO

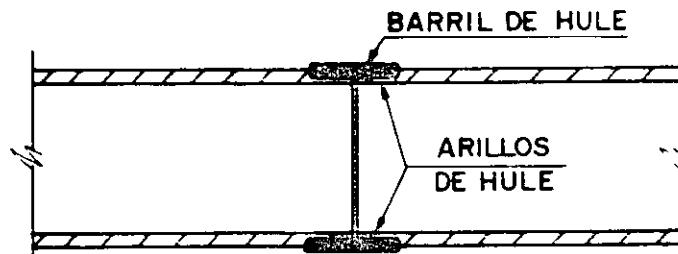


FIG. I.6 UNION EN TUBERIAS DE ASBESTO - CEMENTO

Se recomienda la utilización de tuberías de asbesto-cemento, cuando la red se necesite instalar en lugares donde el nivel freático es alto y la instalación sea dentro de este nivel, o bien cuando dichas aguas freáticas estén sulfatadas.

c) Tuberías de barro vitrificado o vidriado

La arcilla para la fabricación de estos tubos se extrae del subsuelo o de bancos superficiales, después de un proceso de trituración la arcilla molida se amasa con agua para formar una masa suficientemente consistente sin escurrir ni resquebrajarse. A continuación se llenan los moldes de la prensa con esta pasta, se comprime la arcilla en un espacio anular para formar el tubo que posteriormente es llevado a un local de secado. El cocido se hace elevando la temperatura, a 5 ó más fases, de unos 1,100 a 1,200°C, durante un periodo de 10 días. Finalmente para completar el proceso, continúa la aplicación de cloruro de calcio a la tubería dentro del horno para formar el vidrio en su superficie, formación que resulta de la combinación química del sodio con el sílice fundido.

Las secciones más comunes que se fabrican con este material son de 10.2 cm a 91.40 cm de diámetro interior y un espesor de pared de 1.3 a 7.0 cm, nominal respectivamente. El barro vitrificado satisface la mayor parte de los requisitos de un material ideal, salvo lo que se refiere a la resistencia estructural, peso, la disponibilidad y el costo que depende de condiciones locales. Sin embargo, siglos de existencia han mostrado su duración, al parecer indefinida, su resistencia a la corrosión y a la erosión por su bajo coeficiente de rugosidad y con la facilidad con que se encuentra su materia prima.

d) Tuberías de fierro fundido

Esta clase de tuberías se usan donde las cargas externas son fuertes y se necesita de una impermeabilidad absoluta, aunque las tuberías de las atarjeas no suelen estar sometidas a una presión alta, sin embargo deben ser tan fuertes para resistir la acción corrosiva de las aguas residuales.

Estas tuberías se fabrican en tramos de longitud de 3.60 m y sus diámetros varían de 7.5 cm (3") a 210 cm (84") en cuatro clases distintas según la presión que soporten.

e) Tuberías de plástico (policloruro de vinilo (PVC),

Las tuberías de PVC, se utilizan en las bajadas de aguas negras en edificios, su utilización mayor es en el abaste-

cimiento de agua o en otros usos dado su resistencia a la corrosión, la ausencia de daños debido al hielo y deshielo del agua en el tubo, su resistencia a la intemperie, su elasticidad y flexibilidad y a su bajo coeficiente de rugosidad lo hacen un material muy solicitado en la actualidad en todo tipo de instalaciones para industrias y edificios.

Ahora bien, las tuberías de asbesto-cemento, barro vitrificado, fierro fundido y plástico son utilizados casi exclusivamente para las instalaciones internas de drenaje de las casas y edificios, sobre todo en las instalaciones industriales cuyas aguas residuales son de tal naturaleza que requieren tuberías que resistan los ataques que pudieran producir las sustancias que son vertidas junto con el agua.

En cambio, las tuberías que se utilizan en los sistemas de alcantarillado generalmente son de concreto simple o concreto reforzado.

1.3.3 Estructuras y obras accesorias

Las estructuras que generalmente se utilizan en un sistema de alcantarillado son las que a continuación se explican:

a) Pozos de visita. Estos pozos tienen la finalidad principal de facilitar la inspección y limpieza de los conductos del sistema, así como de permitir la ventilación de los mismos.

Se instalan en el comienzo de las atarjeas, en cambios de dirección y de pendiente, para permitir la conexión de otras atarjeas o colectores y cuando haya necesidad de cambiar de diámetro. En resumen, entre dos pozos de visita deberán que dar tramos rectos y uniformes de tubería.

La forma del pozo de visita es cilíndrica en la parte inferior y troncónica en la parte superior, son suficientemente amplios para darle paso a un hombre y permitirle manio-brar en su interior. El piso es una plataforma en la cual se han hecho canales que prolongan los conductos y encausan las corrientes. Cuenta con un registro de fierro fundido o de concreto armado, permitiendo el acceso a su interior y la salida de gases.

En nuestro medio los pozos de visita se clasifican en comunes y especiales de acuerdo al diámetro de su base. Existen además los pozos para conexiones oblicuas a tuberías de diá-metros grandes. También existen otros tipos de estructuras

cuya función es similar a los pozos de visita, y se utilizan en el caso de tuberías de grandes diámetros, estas estructuras generalmente son de forma rectangular y reciben el nombre de "Pozos caja" de visita.

Pozos de visita común. Se utilizan para tuberías de 20 cm a 61 cm de diámetro siendo su base de 1.20 m de diámetro interior como mínimo para permitir el manejo de las barras de limpieza (ver Fig. 1.7).

Pozos de visita especial. Se utilizan para tuberías de 76 cm a 107 cm de diámetro siendo el diámetro interior de su base de 1.50 como mínimo. En tuberías de 122 cm de diámetro o mayores también se utilizan pozos de visita especiales, pero con un diámetro interior de 2.0 m (ver Fig. 1.8).

La parte superior de los pozos, tanto comunes como especiales debe ser de 60 cm de diámetro, la profundidad del pozo es variable de acuerdo al caso y al diámetro de tuberías que lo cruza.

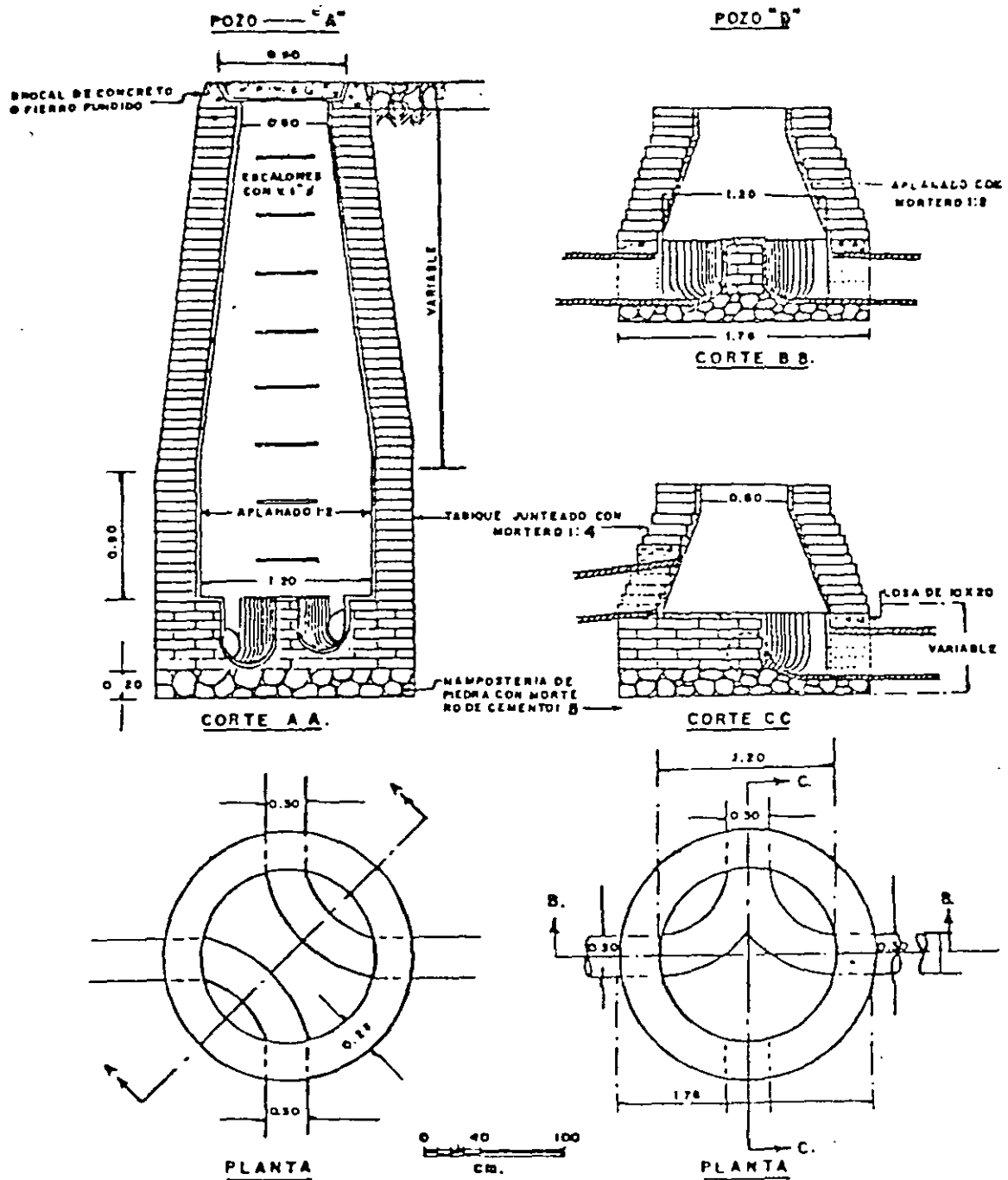
Pozos para conexiones oblicuas. Son idénticos en forma de dimensiones a los comunes y su empleo se hace necesario, atendiendo a factores económicos, en la conexión de un conducto de hasta 61 cm de diámetro en un colector o subcolector cuyo diámetro sea igual o mayor de 122 cm (ver Fig. 1.9). El empleo de esta clase de pozos evita la construcción de una caja de visita sobre el colector, que es mucho más costosa que el pozo para conexión oblicua.

Pozos caja de visita. Se construyen para tuberías de 152 cm o mayores. Estas estructuras las constituye el conjunto de una caja de concreto reforzado y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita común (ver Fig. 1.10).

La separación máxima entre dos pozos de visita, en tramos rectos y de pendiente uniforme será:

| Diámetro de tubería | Separación máxima entre pozos o cajas de visita |
|-----------------------|---|
| ---De 20 cm a 61 cm | 125.0 m \pm 10% = 135.0 m |
| ---De 76 cm a 122 cm | 150.0 m \pm 10% = 165.0 m |
| ---De 152 cm a 244 cm | 175.0 m \pm 10% = 200.0 m |

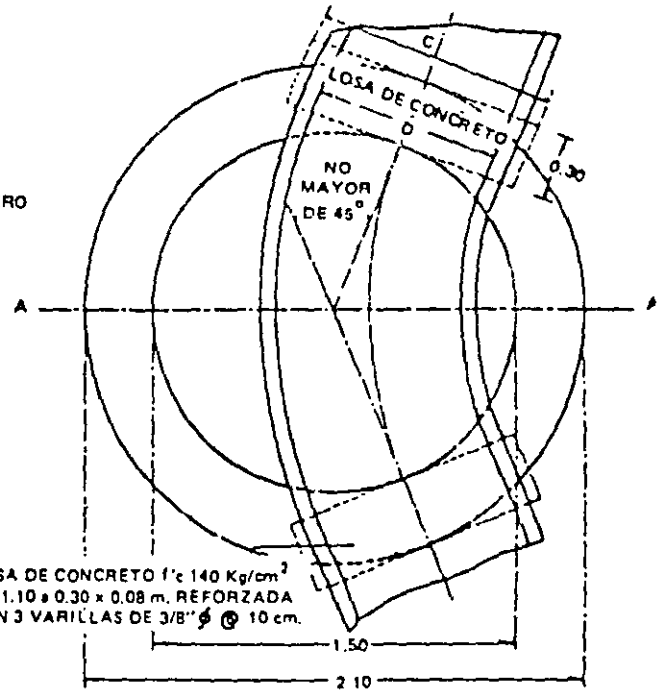
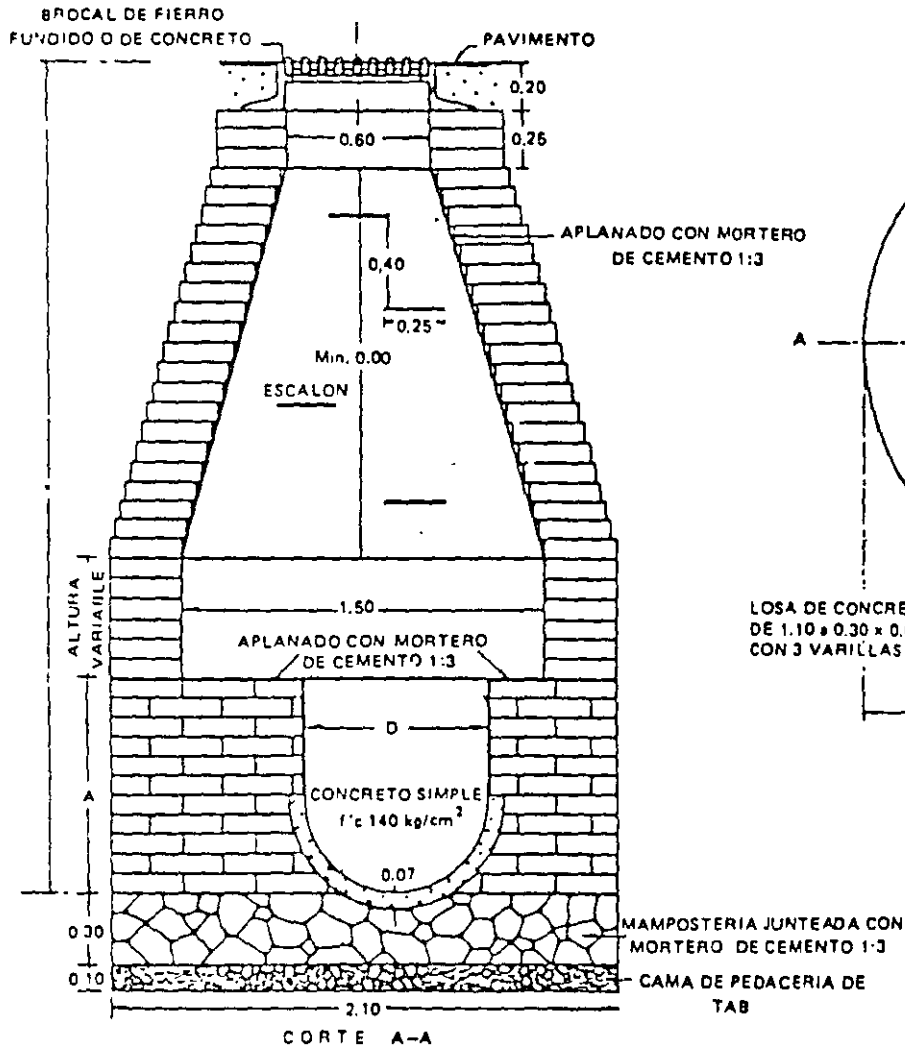
b) **Pozos de caída.** Por razones de carácter topográfico o por tenerse determinadas elevaciones fijas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel. Los pozos de caída son verdaderos pozos de visita en los que admite la entrada de agua en la parte superior del pozo y permite el cambio brusco de nivel por medio de una caída, sea libre o conducida -



NOTA:

El pozo tipo "A" se usará para profundidades mayores de 2.50m.
 El pozo tipo "B" se usará para profundidades menores de 2.50m. y mayores e iguales a 1.10m.

Fig I.7
 Pozo de visita común



PLANTA

| DIAMETRO (m) D | A (m) | PROF. MINIMA-H (m) | C (m.) |
|----------------|-------|--------------------|--------|
| 0.76 | 0.91 | 2.25 | 1.10 |
| 0.91 | 1.07 | 2.35 | 1.20 |
| 1.07 | 1.24 | 2.50 | 1.50 |

NOTA:
Este proyecto de pozo se empleará en tubería de 1.22 m. de diámetro de pozo recto.

ESCALA APROXIMADA 1:27

Fig I.8
Pozo de visita especial

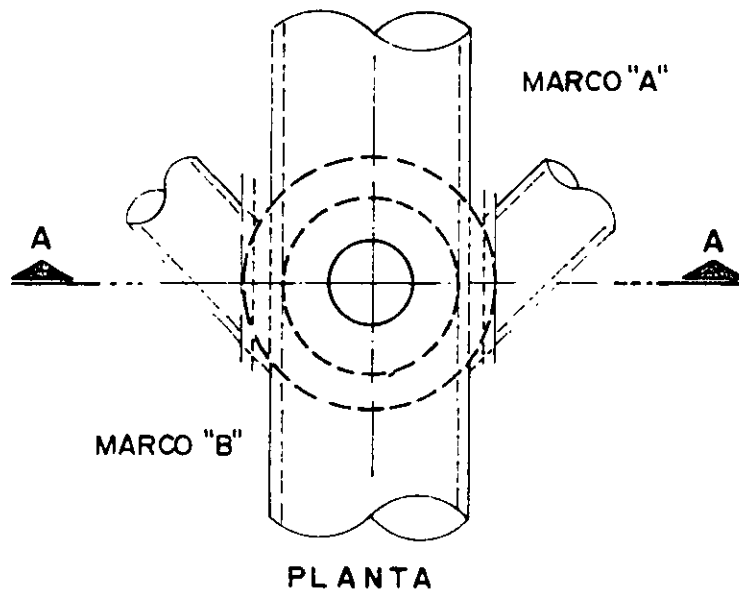
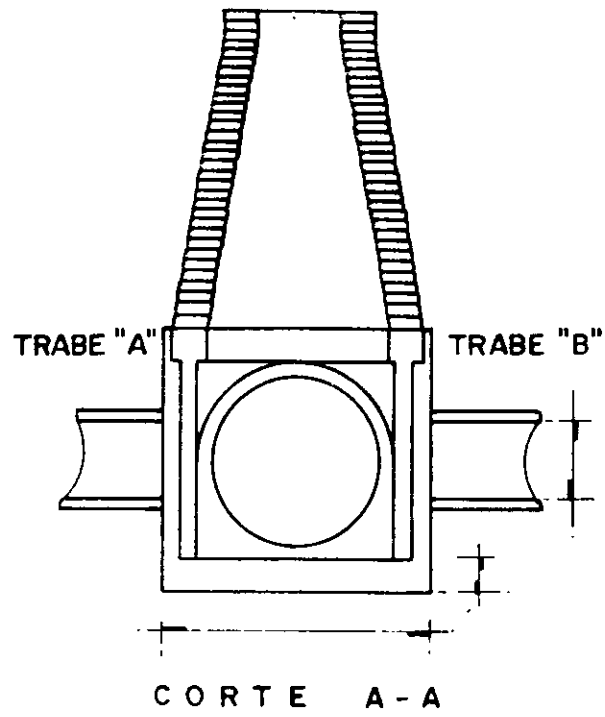


FIG. I.9 POZO PARA CONECCIONES
OBLICUAS

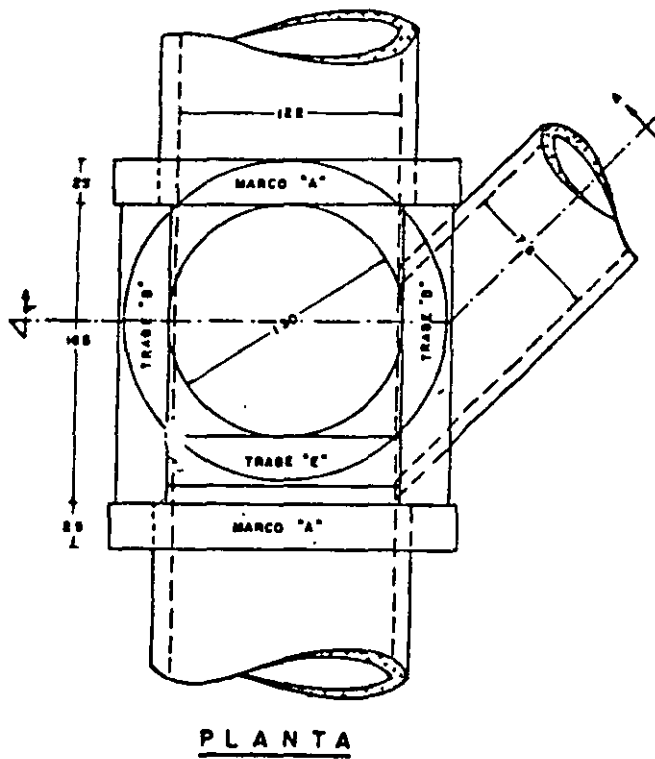
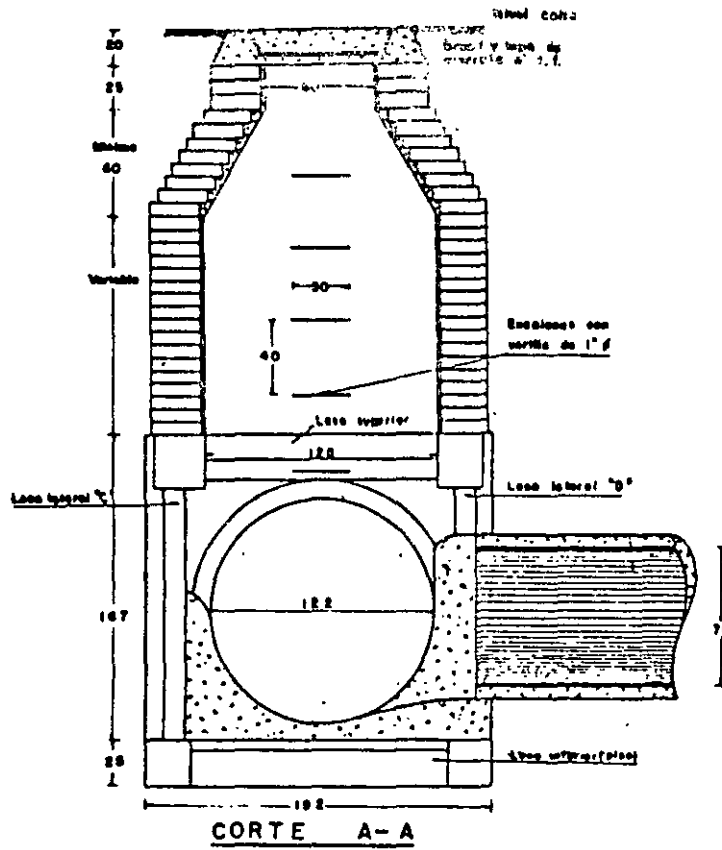


FIG. I.10
POZO CAJA DE VISITA

por un tubo. Se instalan entre tramos en los que por efecto de la topografía los tubos tendrían pendientes muy fuertes que ocasionarían velocidades más altas que las permitidas y gastos de excavación excesivos que harían muy costosa la obra, también cuando los colectores queden profundos y los subcolectores y atarjeas se localicen en un plano superior. Con estos pozos se logra conducir los tramos que unen.

Atendiendo el diámetro de las tuberías a las cuales sirven los pozos de caída se clasifican en:

- Pozos con caída adosada.
Son pozos de visita comunes a los cuales lateralmente se les construye una estructura menor y permiten la caída en tuberías de 20 y 25 cm de diámetro (ver Fig. 1.11), con un desnivel hasta de 2.00 m.
- Pozos de caída.
Son pozos de visita, comunes y especiales, a los cuales en el interior de la caja se les construye una pantalla que funciona como deflector de caudal que cae del tubo más elevado disminuyendo además la velocidad del agua. Se construye para tuberías de 30 a 76 cm. de diámetro y con un desnivel hasta de 1.50 m (ver Fig. 1.12)
- Estructuras de caída escalonada.
Son pozos caja con caída escalonada cuya variación es de 50 en 50 cm hasta llegar a 2.50 m como máximo, están provistos de una chimenea a la entrada de la tubería con mayor elevación de plantilla y otra a la salida de la tubería con la menor elevación de plantilla. Se emplean en tuberías con diámetros de 91 cm a 244 cm (ver Fig. 1.13).
- Pozos y cajas de unión
Estas estructuras se emplean para hacer la unión y cambio de dirección horizontal entre subcolectores y colectores con diámetros iguales o mayores de 76 cm. Las constituye en términos generales, el conjunto de una caja y una chimenea de tabique idéntica a la de los pozos de visita; las secciones transversales, horizontal y vertical de la caja son de forma trapecial y rectangular respectivamente, con muros verticales que pueden ser de mampostería, de tabique o piedra o bien de concreto simple o reforzado. El piso y el techo son de concreto reforzado, y la chimenea que se corona al nivel de la superficie del terreno con un brocal y su tapa, ya sean de fierro fundido o concreto reforzado (Fig. 1.14).

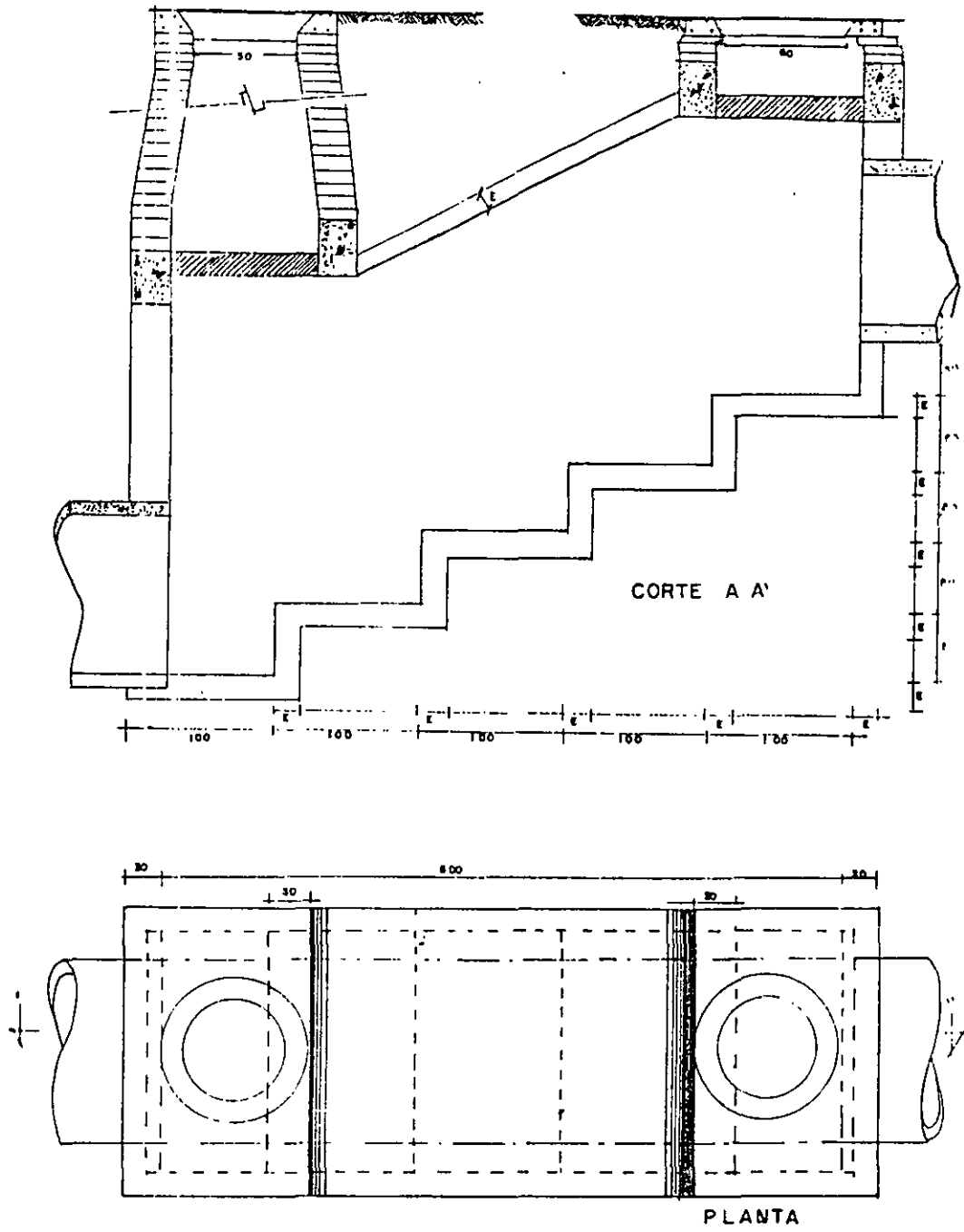
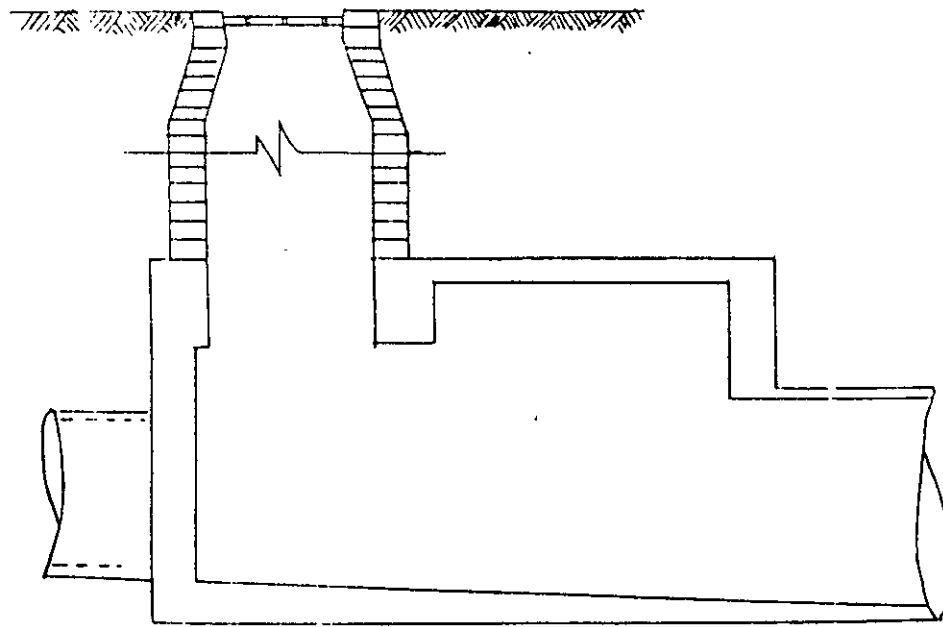
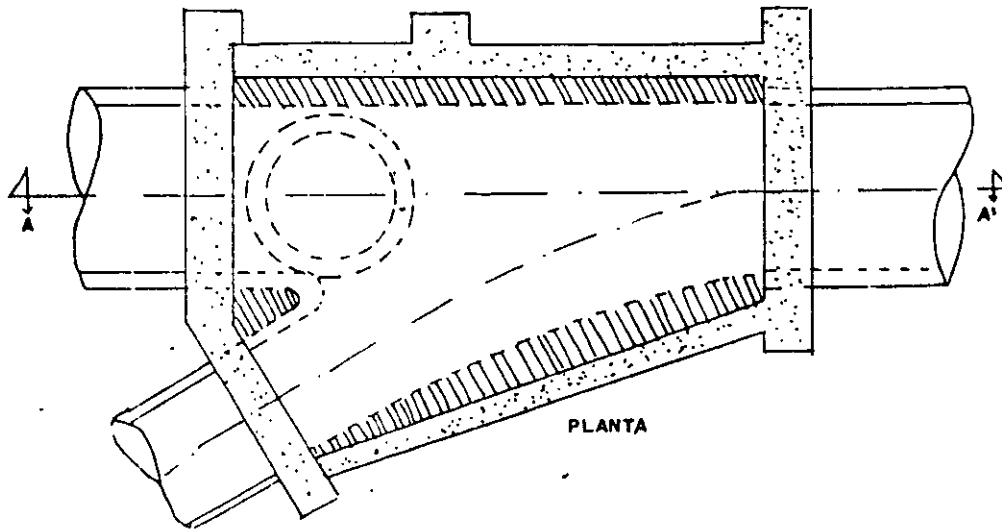


FIG. I.13
 ESTRUCTURA DE CAIDA ESCALONADA



CORTE A-A'



PLANTA

FIG. I.14
POZO Y CAJA DE UNION

Estructuras de vertido

Las aguas que se recolectan en una red de alcantarillado estan contaminadas, necesitándose de un estudio profundo para fijar el sitio donde se ubicará la planta de tratamiento tomando en cuenta el grado de contaminación y el caudal de aguas por eliminar, o bien, proyectar la estructura de descarga que liga la salida de la planta de tratamiento con el sitio de vertido.

La estructura de descarga consiste en la obra de ingeniería que permite el vertido final de las aguas tratadas en el cuerpo receptor.

En términos generales las estructuras de descarga pueden verter las aguas a la presión atmosférica o en forma sumergida y aún cuando prácticamente cada estructura hay que diseñarla en forma especial en función de las condiciones del problema particular, pueden considerarse dos tipos generales de estructura para las descargas a la presión atmosférica, una para las emisiones entubadas y otra para los de superficie libre o canales.

Cuando el emisor está entubado, para poder verter o descargar sus aguas en una corriente receptora que tenga cierta velocidad y dirección, se requiere el empleo de una estructura que permita el cambio de dirección del flujo del emisor para facilitar la descarga del tubo a la corriente. Para ello se emplean estructuras especiales de descarga que generalmente son de sección rectangular, recomendándose que su eje forme un ángulo de 45° con el eje de la corriente receptora, medidos en dirección aguas arriba Figs. 1.15 (a) y (b).

Cuando el emisor sea un canal a cielo abierto, la estructura de descarga consistirá simplemente en la ampliación gradual de su sección, conservando los mismos taludes en los bordos, hasta conseguir la igualdad de velocidades de escurrimiento entre el emisor y la corriente receptora. Fig. 1.16.

1.3.4. Sifones invertidos

En ocasiones, a lo largo del trazo de una línea de tubería se presentan obstáculos como arroyos, ríos, vías de comunicación, etc. Estas obstrucciones generalmente se salvan pasando la línea de conducción por debajo de los elementos obstaculizantes por medio de cambios de dirección verticales, de tal manera que la tubería vuelva a alcanzar, des-

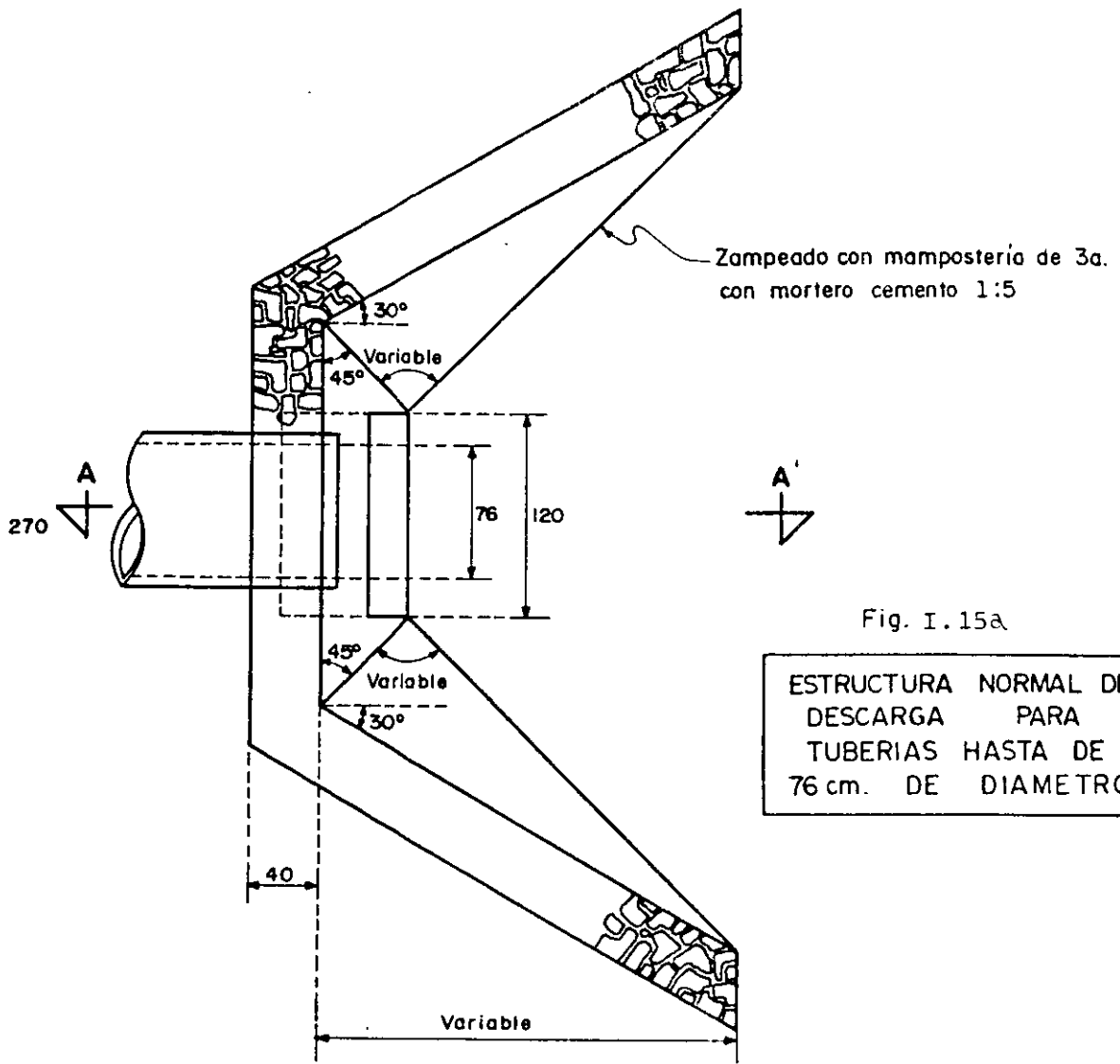
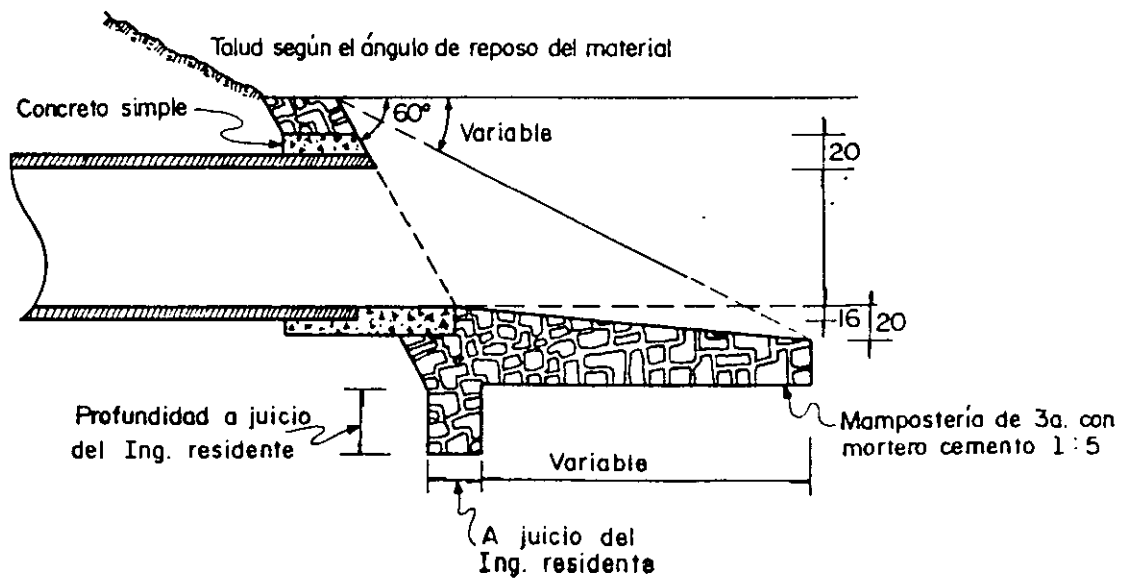


Fig. I. 15a

ESTRUCTURA NORMAL DE
DESCARGA PARA
TUBERIAS HASTA DE
76 cm. DE DIAMETRO



SECCION A-A'

pués de cruzar el obstáculo, el nivel que tenía anteriormente. Fig. 1.17.

A este tramo de la conducción se le denomina "sifón invertido", llamándosele así por quedar colocado en posición inversa a la de un sifón verdadero. Una denominación más correcta para este tipo de conductos es la de atarjeas deprimidas, sin embargo, se ha generalizado más el término "sifón invertido".

Las tuberías que conforman el sifón trabajan completamente llenas y en consecuencia a presión, dado que se encuentran en un nivel inferior al del gradiente hidráulico.

El peligro de taponamiento en un sifón invertido por basura o cualquier otro elemento sólido voluminoso que sea conducido por las aguas residuales es mayor que en las atarjeas ordinarias, asimismo las obstrucciones son más difíciles de remover que en una atarjea ordinaria. Por ello, en el diseño se deben tomar cuidados especiales para evitar la formación de estas obstrucciones, lo cual generalmente se logra diseñando los conductos para que trabajen a velocidades altas.

Los sifones invertidos deben lavarse con frecuencia con agua a gran velocidad y se deben inspeccionar regularmente con objeto de remover cualquier obstrucción incipiente que se presente.

Cruces elevados

Cuando por necesidad de un trazo se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunos cañones o barrancas de poca anchura, generalmente ésto se logra por medio de una estructura que soporta la tubería.

La estructura por construir puede ser un puente ligero que puede ser de acero, de concreto o de madera, según sea el caso Fig. 1.18.

No obstante es posible aprovechar para cruzar tales depresiones, estructuras ya existentes como es el caso de los puentes carreteros o ferroviarios.

Sin embargo, no es aconsejable colocar la tubería sobre el piso de un puente carretero porque existe el peligro de que las juntas de los tubos presenten escapes después de estar expuestos a las vibraciones que originan el paso de los diversos vehículos que transitan por el puente.

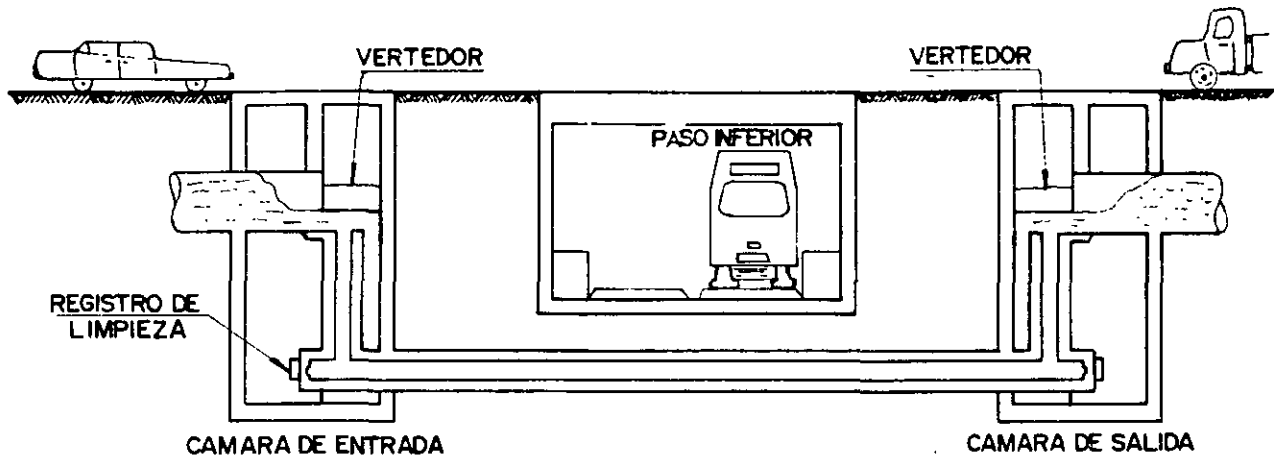
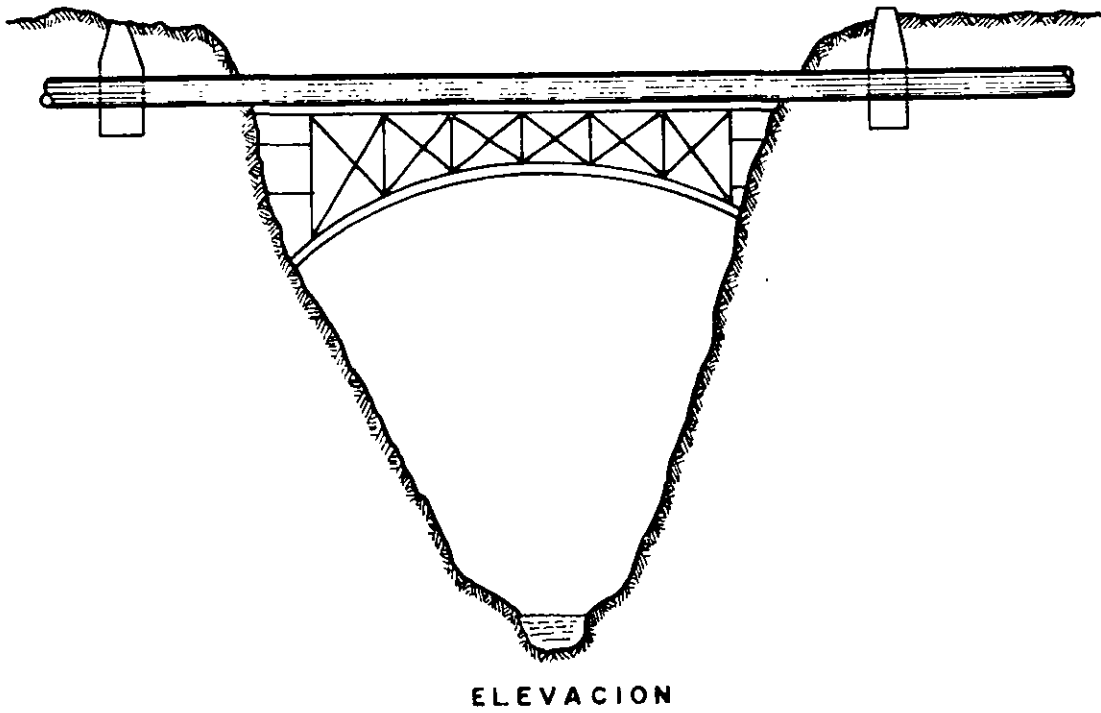


FIG. I.17 SIFON INVERTIDO EN UNA LINEA DE CONDUCCION



ELEVACION

FIG. I.18 ESTRUCTURA PARA CRUCE ELEVADO

Anteriormente la Secretaría de Recursos Hidráulicos a través de una Jefatura de Agua Potable y Alcantarillado en sus inicios y posteriormente como Dirección General, tenía a su cargo todas las tareas relacionadas con los sistemas de alcantarillado. Posteriormente en los años 1976-1982, esta Dirección General desempeñó las mismas funciones pero dentro de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP).

Actualmente todas las tareas de planeación, construcción, operaciones y mantenimiento de los sistemas es realizada en los Estados de la República por las Juntas Estatales creadas para tal fin. La Dirección General de Agua Potable y Alcantarillado existe dentro de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología desempeñando sólo un papel de asesoría a todos los Estados dentro de estos rubros.

En nuestro país las fuentes de financiamiento para el diseño y construcción de obras de alcantarillado se pueden clasificar de la siguiente manera:

- 1) Recursos del Gobierno Federal o del Sector Público. Consistentes básicamente en fondos fiscales, o sea en dinero proveniente de los impuestos federales, y en créditos internos que proporcionan principalmente las fábricas de materiales de construcción y las compañías constructoras de obras. Estos recursos se canalizan preferentemente a través de las Secretarías de Recursos Hidráulicos y de Salud, así como de algunas otras dependencias u organismos descentralizados.
- 2) Recursos propios de los municipios o de los beneficiarios. Los primeros consisten en las asignaciones presupues tales que destina el Gobierno del Estado o el Municipio para este tipo de obras; los segundos se refieren a la cooperación que siempre debe buscarse por parte de los beneficiarios de las obras pues es la fuente de financiamiento más importantes y deseable de todas. Esta cooperación generalmente se obtiene en efectivo mediante el cobro de un derecho, en trabajo de mano de obra realizado por los beneficiarios, o en especie, con la aportación de las obras.
- 3) Recursos del Sector Privado. Aportados casi exclusivamente por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A., que en realidad no es una Institución totalmente privada, sino

que es un organismo semioficial creado especialmente en el año de 1933 para conceder créditos inmobiliarios a los gobiernos estatales y municipales, destinados a la construcción de obras de servicio público que pudieran ser garantizadas no sólo por los organismos administrativos correspondientes, sino principalmente por los mismos beneficiarios de las obras. Aún cuando no hay limitaciones legales para que las instituciones privadas de crédito, bancos, financieras, etc. participen en el otorgamiento de financiamiento para este tipo de obras, esta participación se ha dado sólo en contadas excepciones, debido fundamentalmente a la reducida o casi nula solvencia económica de los sistemas de alcantarillado, lo que redundaba en la inseguridad de recuperar las inversiones efectuadas. La causa principal de esta situación estriba en las bajas tarifas que se aplican en todo el país para el cobro de este servicio.

4) Recursos de créditos internacionales.

Generalmente otorgados por instituciones internacionales de crédito enfocados al desarrollo de los países de nuestro continente, como son el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), el Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento (BIRF), etc. En la actualidad, como estos organismos ya no consideran a México como un país "subdesarrollado" sino en "vías de desarrollo" con las salvedades que estas denominaciones implican, sus condiciones crediticias para nuestro país cada vez son menos aceptables.

CAPÍTULO II

INVESTIGACIONES Y TRABAJOS PRELIMINARES

2.1 CLASIFICACION DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

2.1.1 Definición de Alcantarillado

El alcantarillado es un sistema de ductos y equipos que tienen como finalidad coleccionar y desalojar en forma segura y eficiente las aguas residuales de una población, solas o en combinación con las aguas pluviales, además de disponerlas adecuadamente y sin peligro para el hombre y el ambiente.

Se llaman aguas residuales a aquellas aguas limpias que han sido utilizadas o degradadas por una población, provenientes de los hogares de esa población o directamente de efluentes industriales.

Las aguas pluviales son las aguas provenientes de la precipitación pluvial que escurren dentro del área de captación del sistema.

Un sistema de alcantarillado puede considerarse, hasta la fecha, como el medio más apropiado y eficaz para la eliminación de las aguas residuales. Las ciudades modernas no pueden mantenerse en un nivel elevado de higiene sin la protección de la salud y las ventajas que proporciona un sistema

completo de alcantarillado. Las obras que integran los sistemas de alcantarillado son:

- Obras de captación: Tiene como fin captar directamente el agua residual de las fuentes de emisión o el agua pluvial que escurre por las calles.
- Obras de conducción: Su finalidad es conducir las aguas captadas al lugar de su tratamiento.
- Obras de tratamiento: Son las obras que se utilizan para el tratamiento del agua residual por medios físicos, químicos y biológicos, en forma rápida y controlada.
- Obras de descarga o disposición final. Son las obras que tienen como función, disponer de las aguas residuales.

2.1.2 Definición del tipo de Sistema .

Para recolectar y disponer de las aguas residuales o pluviales de una población, básicamente se han adoptado los siguientes sistemas:

- a) Sistema separado.
En este tipo de sistema la red se proyecta para recoger y conducir sólo las aguas residuales que produce una población, o bien se proyecta sólo para conducir y desalojar las aguas de lluvia. Es decir, existen dos redes de tuberías para desalojar tanto las aguas residuales como las aguas pluviales en forma separada.
- b) Sistema combinado.
En este caso el sistema se proyecta para recoger y conducir conjuntamente tanto las aguas residuales (domésticas, industriales, comerciales, etc.) como las aguas pluviales. Para esta solución los conductos resultan sobrados cuando transportan sólo aguas residuales. Es útil cuando existe poco espacio para ubicar dos redes con otros conductos subterráneos como gas, agua potable, teléfono, oleoductos y otros.
- c) Sistema semicombinado.
Este tipo de sistema se proyecta para recoger y conducir las aguas residuales y sólo la parte de las aguas de lluvia que se captan en las azoteas de las casas.

2.1.3 Patrones o modelos de configuración de los sistemas de alcantarillado.

Se denomina patrón o configuración de un sistema de alcantarillado al trazo de las principales tuberías, dependiendo fundamentalmente de la topografía dominante, de él o los sitios de vertido, de la disposición final de las aguas residuales y a la organización en el trazo dominante de las calles principales de la población.

Los patrones más usuales se pueden agrupar en las siguientes clasificaciones:

- a) **Perpendicular.** En el caso de una comunidad a lo largo de una corriente con el terreno inclinándose suavemente hacia ella, la mejor forma de conducir las aguas residuales se logra colocando tuberías perpendiculares a la corriente y que descarguen a un solo colector cercano a la corriente. (ver Fig. 11.1).

Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales existentes o hacia los colectores. Se utiliza principalmente para alcantarillado pluvial.

- b) **Radial.** En este modelo (Fig. 11.2), las aguas residuales fluyen hacia afuera desde la zona central de la localidad hacia las tuberías principales. Las líneas son relativamente pequeñas pero puede multiplicarse el número de obras de tratamiento.

- c) **Interceptores:** Este tipo de modelo se emplea para recolectar aguas residuales o pluviales en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas, sin grandes desniveles y cuyas tuberías principales se prestan para interceptarse por una tubería mayor que es la encargada de transportar las aguas residuales hasta la planta de tratamiento (Fig. 11.3).

- d) **Abanico.** Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle se pueden utilizar líneas convergentes hacia una tubería principal localizada en el interior de la localidad originando una sola tubería de descarga. A este tipo de modelo se le conoce como abanico (Fig. 11.4).

2.1.4 Modelos de configuración de atarjeas.

Elegido el patrón o plan general que se considere más adecuado para la zona en estudio, el paso siguiente es trazar el sistema de atarjeas o tuberías que colectarán las descargas de cada domicilio. En nuestro medio el trazo de atarjeas generalmente se realiza coincidiendo con el eje

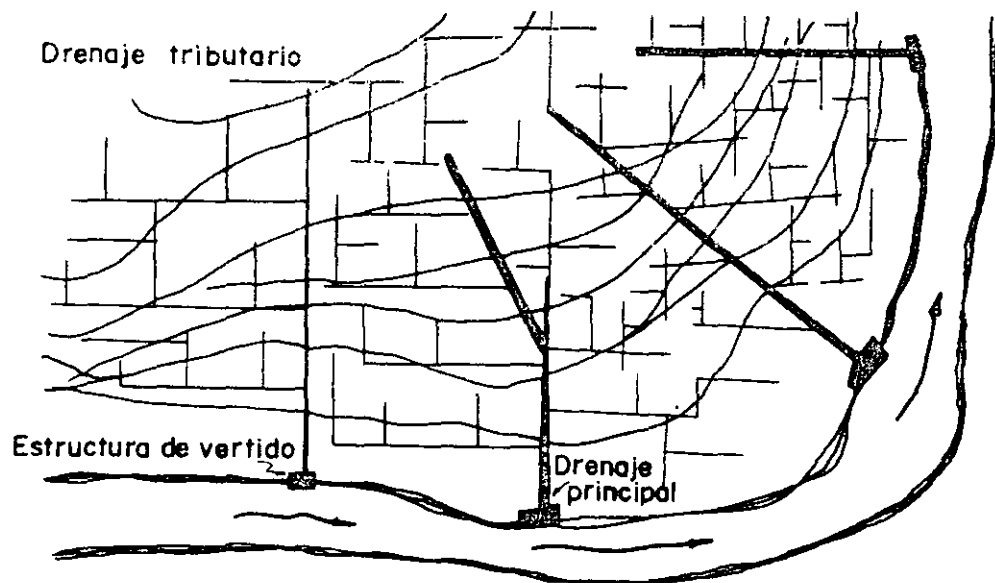


Figura II.1. — Modelo perpendicular.

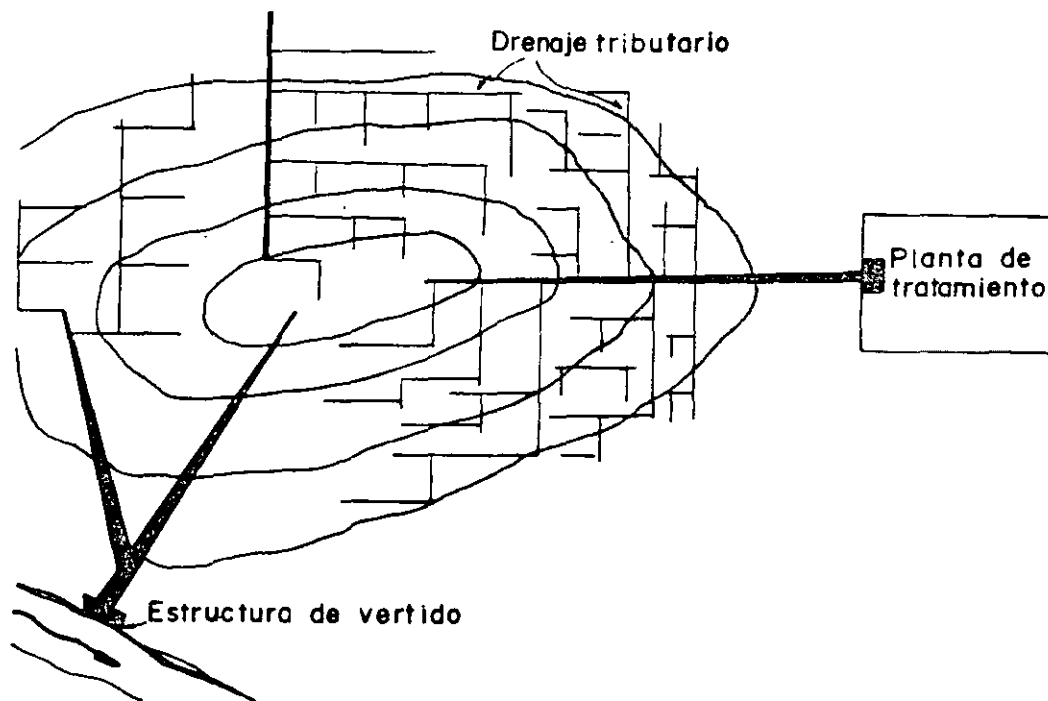


Figura II. 2. — Modelo radial.

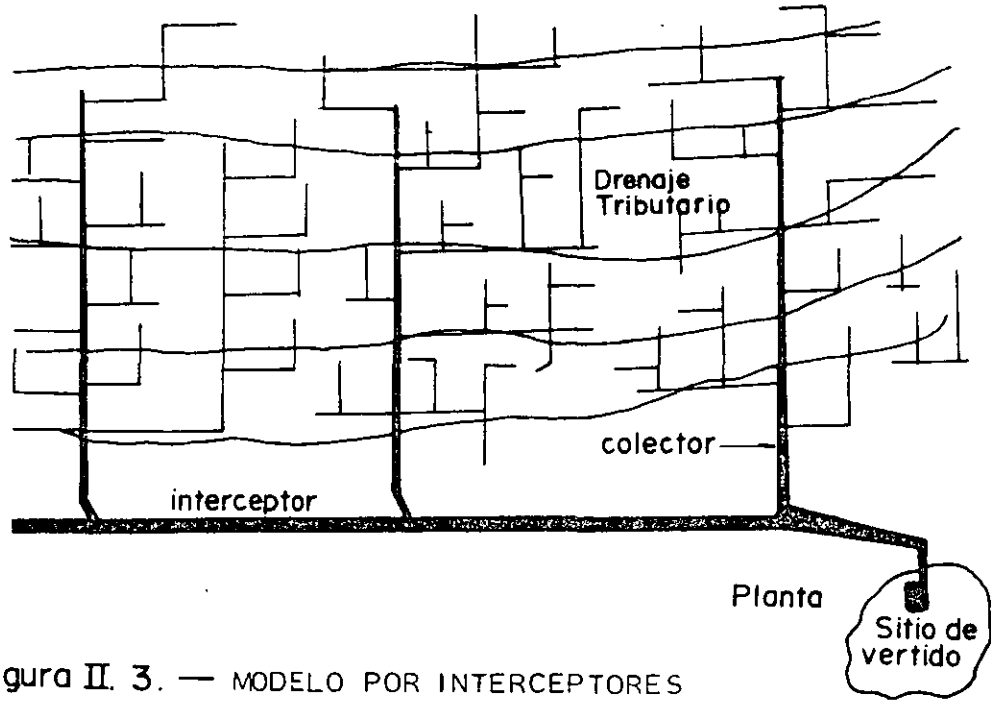


Figura II. 3. — MODELO POR INTERCEPTORES

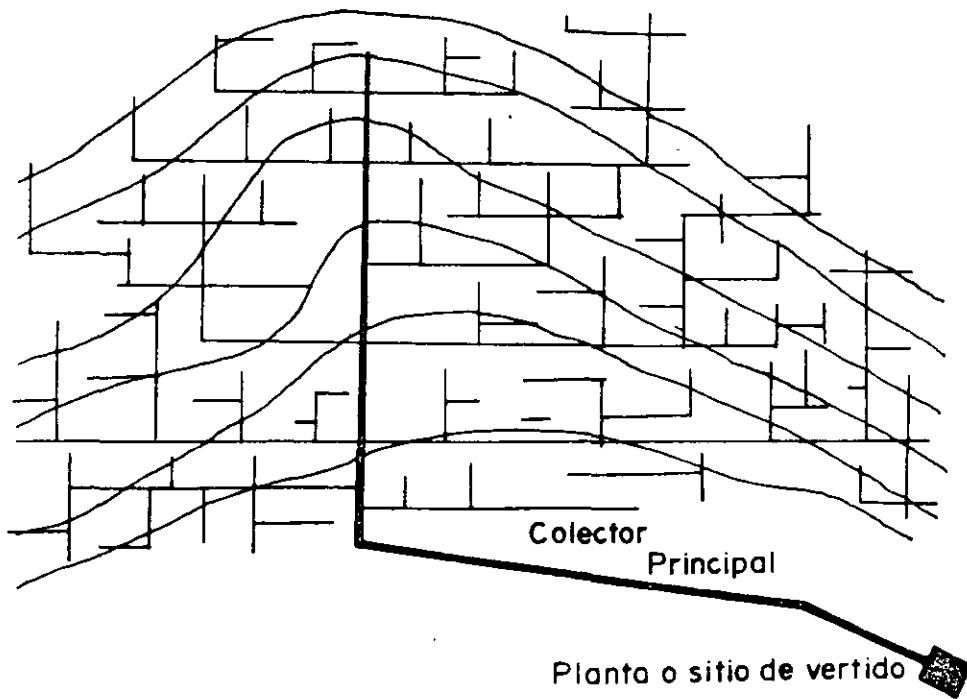


Fig.II. 4. — MODELO EN ABANICO

longitudinal de cada calle. Cuando las calles no estén bien definidas o alineadas, deberá procurarse que la atarjea quede a igual distancia de cada domicilio, pero evitando cambios de dirección en distancias cortas pues ello obliga a que en cada cambio de dirección se construya un pozo de visita lo cual incrementa el costo de construcción del sistema además de que hidráulicamente es inconveniente por las constantes pérdidas de energía que se ocasionan.

En nuestro medio los trazos más usuales de atarjeas se pueden agrupar en forma general en los siguientes tipos:

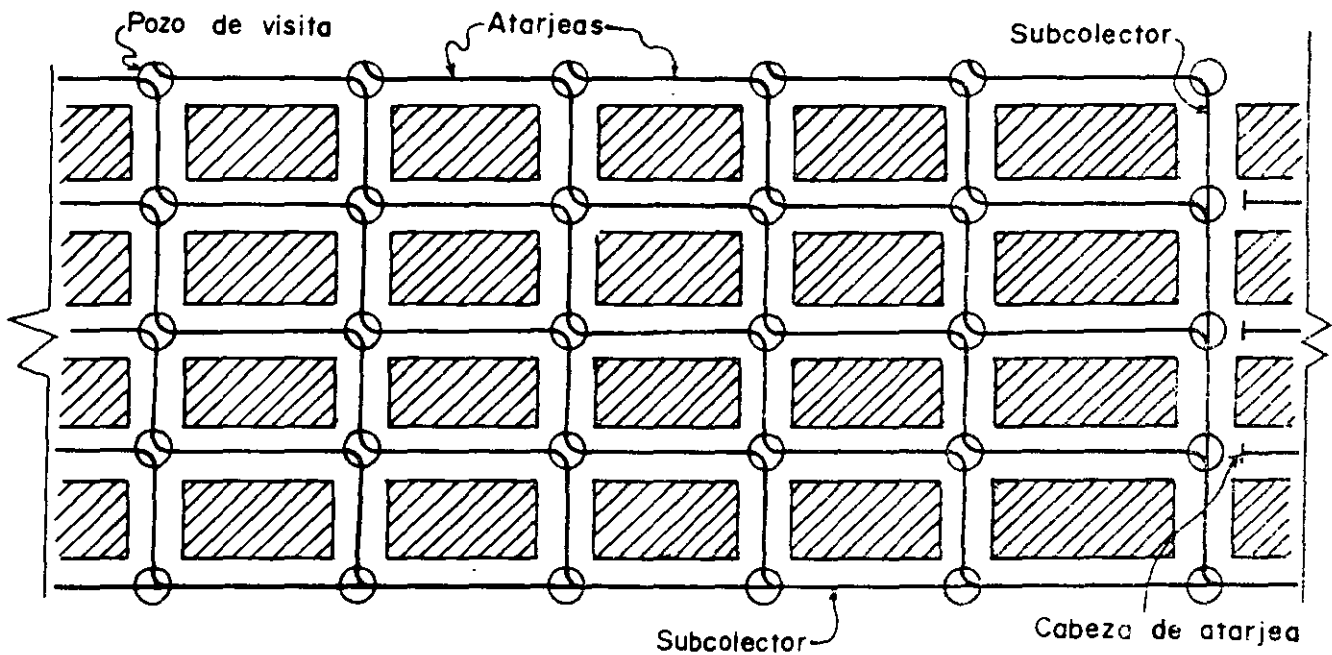


Fig.II. 5 — Trazo de la red de atarjeas en bayoneta .

a) Trazo en bayoneta

Se denomina así al trazo que iniciando en una "cabeza de atarjea" tiene un desarrollo en zig-zag o en "escalera" como se observa en la Fig. 11.5 con deflexión horizontal o caída vertical en cada cruceo de calle o en cada pozo de visita hasta su entronque con el subcolector o colector donde haga su aportación.

La utilización de este tipo de trazo tiene grandes ventajas, como evitar el uso de muchas cabezas de atarjeas, permitir un mayor desarrollo de las atarjeas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido gradualmente, desde gastos mínimos a gastos máximos para pasar a otra atarjea de mayor diámetro, logrando con ello aprovechar plenamente la capacidad de cada uno de los conductos. Sin embargo, la dificultad que existe en su utilización es que el trazo requiere de terrenos con pendientes más o menos estables y definidas sin elevaciones, contrapendientes o sinuosidades profundas.

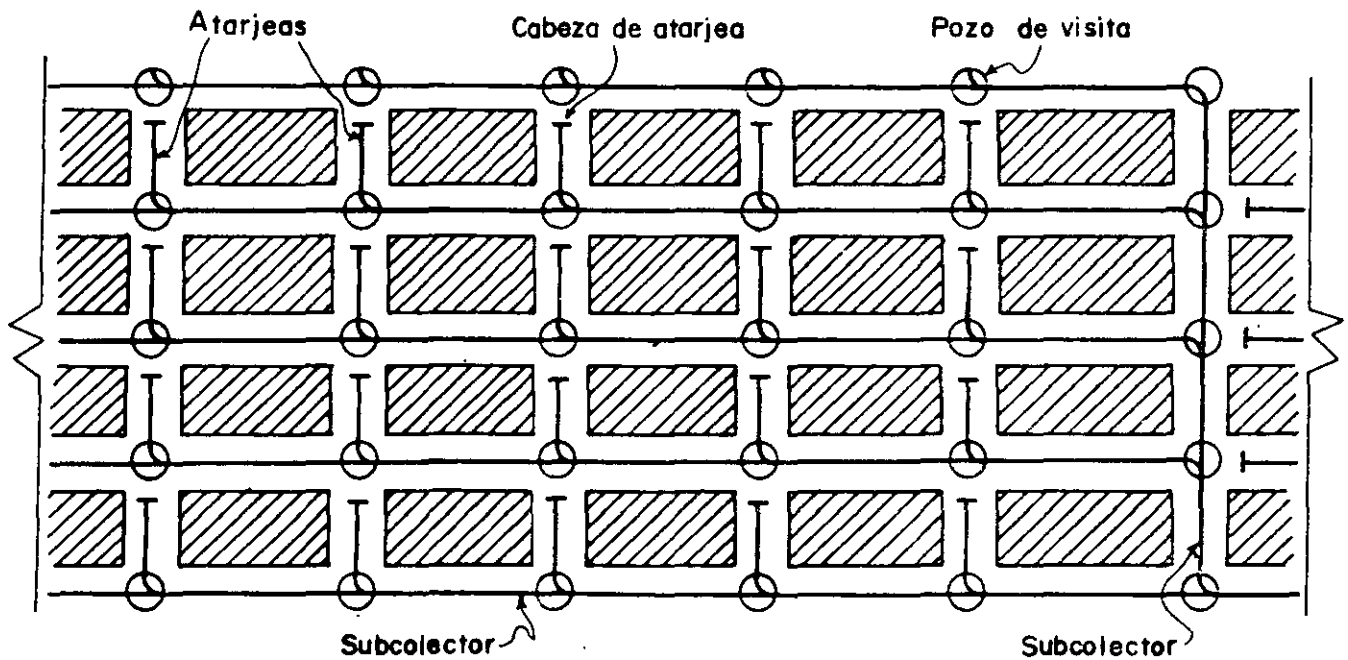


Fig.II. 6. — Trazo de la red de atarjeas en peine.

b) Trazo en peine

Es el trazo que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo, aunque ésto no es necesario, empiezan su desarrollo en una cabeza de atarjea, descargando su contenido en una tubería común de mayor diámetro perpendicular a ellas, misma que a su vez descarga en otro conducto mayor. fig. 11.6.

Algunas ventajas y desventajas que se obtienen con el uso de este tipo de trazo son las siguientes:

Ventajas:

- Se garantizan aportaciones rápidas y directas de las atarjeas iniciales a los subcolectores o colectores, permitiendo que se establezca de inmediato en ellos un régimen hidráulico creciente del gasto mínimo al gasto máximo, hasta llegar a la capacidad máxima de diseño para pasar entonces a otro conducto mayor. Con esto generalmente se logra un mayor aprovechamiento de la capacidad de las tuberías.
- Se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas iniciales, lo cual resulta útil en el diseño.

Desventajas:

- Debido al corto desarrollo que generalmente tienen las atarjeas iniciales antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por abajo de su capacidad, ocasionando que se desaproveche parte de dicha capacidad.
- En muchas ocasiones, como las atarjeas iniciales van poco profundas, a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor se requiere de gran cantidad de pozos con caída adosada, para cada una de estas atarjeas, lo cual obviamente eleva el costo de la construcción.

c) Trazo combinado

El trazo combinado es precisamente una combinación de los dos trazos vistos anteriormente y aún más, de trazos no definidos obligados por los accidentes topográficos, existiendo en este caso un gran número de cambios de dirección tanto verticales como horizontales que requieren de estructuras diversas, en especial de pozos y registros, así como de

cárcamos de bombeo y sifones invertidos. Fig. I.17

Aunque cada tipo de construcción tiene ventajas y desventajas particulares respecto a su uso, el modelo en bayoneta mantiene cierta superioridad sobre otros modelos de trazo, en lo que se refiere al aprovechamiento de la capacidad de las tuberías. Sin embargo, éste no es el único punto que se considera en la elección del tipo de trazo, pues éste depende fundamentalmente de las condiciones topográficas del sitio en estudio.

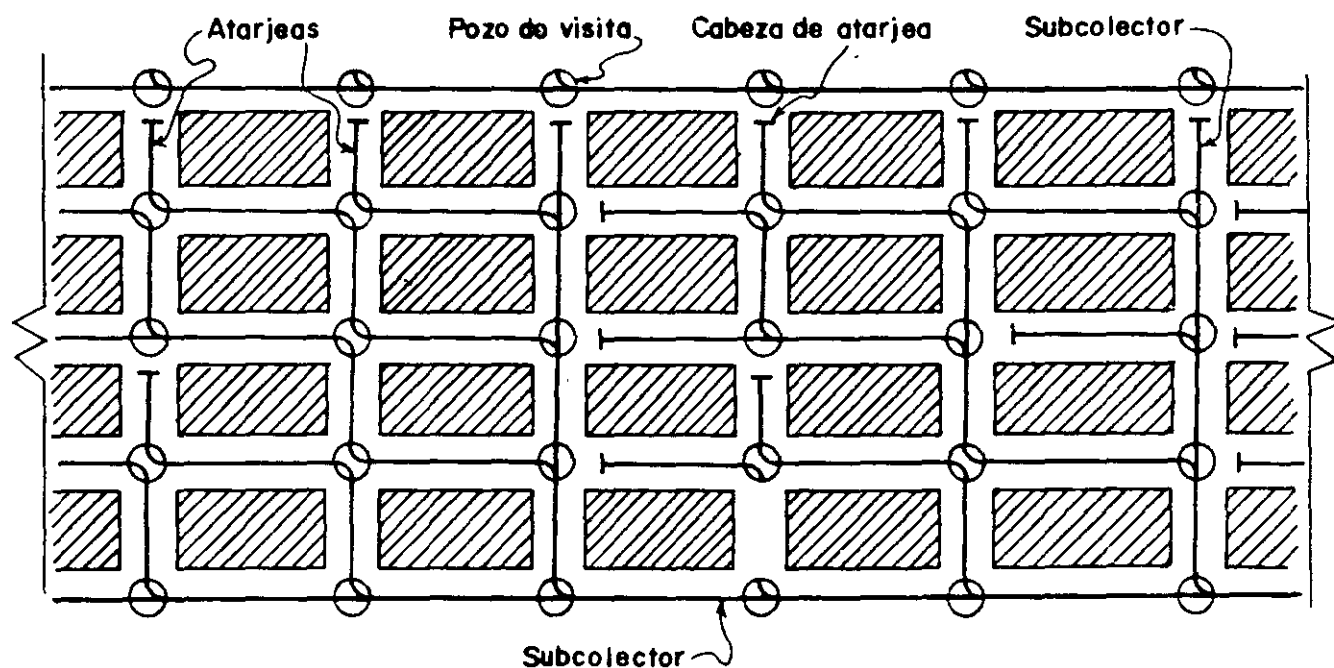


Fig.II.7. — TRAZO DE LA RED DE ATARJEAS COMBINADO

2.2 TIPO DE INFORMACION REQUERIDA

Para llevar a cabo las diversas etapas que requiere la construcción de un Sistema de Alcantarillado, debe realizarse una investigación previa con el fin de recabar la información necesaria para elaborar el proyecto del sistema.

En el país, las diversas oficinas y organizaciones de los sectores público y privado, representan las principales fuentes de información a las cuales se puede acudir y donde es posible obtener gran parte de los datos que son necesarios para el proyecto.

2.2.1 Plano de la región a diversas escalas.

Para la realización de un proyecto de alcantarillado se requieren diversos tipos de planos de la zona a la cual se dará servicio de alcantarillado.

Entre el conjunto de planos con que se debe contar se mencionan los siguientes:

a) Plano topográfico de la localidad.

Uno de los datos más importantes para la realización de todo proyecto de alcantarillado, es la topografía de la región porque nos dará la pauta para la elección del tipo de configuración que tendrá el sistema.

Por lo tanto es necesario contar con planos o cartas topográficas de la población, en planta y elevación y a diversas escalas, para realizar inicialmente los trazos preliminares de la red de alcantarillado, y posteriormente los definitivos así como para ubicar las estructuras e instalaciones auxiliares (plantas de bombeo, de tratamiento, etc.).

En caso de que no existan dichos planos deben realizarse levantamientos topográficos de la población procurando captar todos los detalles que representen información para el proyectista. Los levantamientos pueden realizarse por diversos métodos, como son el fotogramétrico, tránsito y cinta, etc., y para facilitar el trazo de la red, es conveniente tomar puntos para dibujar las curvas de nivel a cada metro, partiendo de un banco de nivel principal tomando su altura respecto al nivel del mar con una exactitud aproximada al milímetro.

Las escalas más usuales para este tipo de cartas topo-

gráficas son:

| | | |
|----------|------------|-----------------|
| Plantas: | | 1:2000 a 1:5000 |
| Perfiles | Horizontal | 1:2000 a 1:5000 |
| | Vertical | 1:200 a 1:500 |

Los planos que nos servirán para el trazo de la red de alcantarillado deberán tener los siguientes datos:

- Nombre de las calles que forman las manzanas de la población (planos catastrales de la población o planos de la localidad).
- Longitud de cruceo a cruceo de las calles.
- Elevación de todos los cruceos y sitios en que cambie la pendiente del terreno.

b) Plano predial.

El plano predial nos indicará el número de predios por frente de calles, el número de habitantes por manzana, la localización de edificios públicos, jardines, industrias y lugares notables.

Se deben localizar en los planos catastrales de la localidad, todas las edificaciones o instalaciones cuyos caudales de aguas residuales sean sensiblemente mayores que el volumen promedio de las descargas como por ejemplo: edificios públicos, mercados, escuelas, hospitales, hoteles, jardines, centros comerciales y recreativos, zonas industriales, etc. Por otra parte hay que considerar aquellas fuentes de aguas residuales cuyas descargas sean posiblemente nocivas, por ejemplo sustancias corrosivas que puedan dañar las tuberías o sustancias que puedan afectar las condiciones ambientales y la ecología de la zona donde se viertan.

c) Plano de zonificación del tipo de actividades.

Una información importante para el proyectista estriba en conocer por zonas el tipo de actividades que se realizan en la población; por ello, se deben definir con bastante claridad en este plano las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, etc. Así mismo, se deben definir la zona de la población que actualmente cuente con el servicio de agua potable domiciliaria y las zonas de probable crecimiento futuro de este servicio.

También se deberán marcar en el plano, las zonas que es tén en vías de ser habitadas o utilizadas en alguna actividad que requiera del uso de agua potable y en conse cuencia de servicios de alcantarillado.

Esto es con el fin de preveer una capacidad extra en las tuberías y de esta manera facilitar la conexión de redes de drenaje.

d) Plano de localización de lugares para estaciones de bombeo, obras de tratamiento y descarga.
En este plano se indicarán los sitios en donde de acuerdo a la topografía del terreno no es posible eliminar las aguas residuales por gravedad y en consecuencia es necesario proyectar una Estación de Bombeo; así mismo, se indicarán los sitios probables en donde es posible construir la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales y la descarga final de dichas aguas.

e) Plano de la red de alcantarillado existente.
Hay ocasiones en que los trabajos de alcantarillado deben efectuarse en poblaciones que ya cuentan con este tipo de servicio, pero que ya es insuficiente por un aumento repentino de la población, de industrias, etc. o que ya ha cumplido con los años de servicio que se ha bían fijado en su proyecto. En estos casos, para el nuevo proyecto se debe contar con los planos del alcantarillado existente, con el fin de aprovechar hasta don de sea posible, las estructuras y obras accesorias del mismo y además el trazo actual que siguen las alcantarill as para considerarlo como una alternativa, que puede ser la definitiva en el nuevo proyecto. Debe tomarse nota además, del estado en que se encuentran las obras que integran el sistema de alcantarillado.

Este plano contendrá los siguientes datos:

1. Trazo de la red existente.
2. Elevación de terreno.
3. Elevación de plantilla.
4. Pendiente de proyecto en cada tramo.
5. Diámetro de las tuberías.
6. Longitud de cada tramo.
7. Sentido de escurrimiento en cada tramo.
8. Sitio de vertido.

f) Planos de instalaciones subterráneas.
También se debe contar con los planos de las instalacione s subterráneas existentes y en vías de construcción,

como son agua potable, gas, teléfono, etc. Estos datos son importantes para que en la elaboración del nuevo proyecto se tomen en cuenta a fin de no dañarlas o de evitar obstáculos o modificaciones de última hora.

Para la elaboración del proyecto también es importante recabar información relativa al desarrollo de la población. Entre la información con que se debe contar se menciona la siguiente:

1. Crecimiento de la población.

En el proyecto de un sistema de alcantarillado es necesario considerar el incremento de habitantes que tendrá la población a través del tiempo. Se debe determinar el número de habitantes a los cuales se dará servicio durante el tiempo que se estime que el sistema será eficiente. A este número de habitantes se le conoce como población futura de proyecto, que representa un dato importante ya que es uno de los factores en la determinación del gasto de aguas residuales.

La población futura se determina en forma estimativa y está en función, entre otros factores, del ritmo de crecimiento que ha tenido la población y de las actividades futuras.

2. Censos de población.

Los datos censales de una población constituyen la base para efectuar la estimación o cálculo de la población futura, pues el análisis de estos datos permite definir el ritmo de crecimiento de la población y como consecuencia el número de habitantes que podrá tener en el futuro.

3. Tipo de desarrollo futuro.

El desarrollo futuro que probablemente tendrá la población en estudio, es un aspecto importante que debe considerarse en el proyecto. Se debe conocer hasta donde sea posible el tipo, número y magnitud de actividades a que se dedicarán los habitantes de la población durante el tiempo considerado para el servicio eficiente del sistema. Es decir, es necesario conocer si la población tendrá actividades del tipo agrícola, industrial, comercial, etc. y su extensión, con el fin de tener más elementos de juicio para calcular la población futura y por consiguiente el tipo y cantidad de aguas residuales que podrán producirse.

4. Planes regionales.

También se requiere contar con la información relativa a

Los planes o programas regionales de desarrollo o de fomento de algún tipo de actividad productiva, dentro del cual esté comprendida la localidad en estudio, pues este tipo de información permitirá estimar con mayor aproximación las características que tendrá a futuro la población a la que se le piensa proyectar su sistema de alcantarillado.

2.2.2 Estimación de caudales por desalojar

Para poder diseñar un sistema de alcantarillado, se deben hacer algunas estimaciones de los escurrimientos probables de aguas residuales o pluviales.

Para hacer estas estimaciones es necesario tener localizadas todas las edificaciones o instalaciones cuyos caudales de aguas residuales sean sensiblemente mayores que el volumen promedio de las descargas que se producen en la zona donde se encuentren ubicados, por ejemplo mercados, hospitales, etc.

2.2.2.1 Gastos aproximados de aguas negras

El caudal de aguas negras se determina a partir del número de habitantes y del volumen que éstos desalojan al día.

Al volumen de agua desalojada por habitante en el día, se le llama aportación y representa un tanto por ciento de la dotación de agua potable.

Generalmente, la aportación se considera del 75% al 80% de la dotación de agua potable, puesto que del 25% al 20% no llega a las atarjeas, a causa de las pérdidas en las tuberías de distribución, del riego de jardines, parques y calles, del lavado de automóviles, del agua consumida en procesos industriales y operaciones similares.

Cuando no se tiene el dato de la dotación, se puede hacer uso de la siguiente tabla que proporciona S.A.H.O.P., que considera el número de habitantes de proyecto y el tipo de clima.

| Población de proyecto (Habitantes) | TIPO DE CLIMA | | |
|---------------------------------------|--------------------------------|----------|------|
| | Cálido | Templado | Frío |
| | Dotaciones (Lts. / Hab. / día) | | |
| De 2 500 a 15 000 | 150 | 125 | 100 |
| De 15 001 a 30 000 | 200 | 150 | 125 |
| De 30 001 a 70 000 | 250 | 200 | 175 |
| De 70 001 a 150 000 | 300 | 250 | 200 |
| De 150 001 a más | 350 | 300 | 250 |

2.2.2.2 Gastos aproximados de infiltración

El alcantarillado no es totalmente impermeable, por lo que puede haber infiltración del agua subterránea a las tuberías del sistema de alcantarillado. A esta cantidad de agua que se infiltra se le conoce como gasto de infiltración.

Lo anterior se presenta en los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo a los siguientes valores: de 0.136 lts/seg/km a 1.092 lts/seg/km pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere, tomar el valor medio de 0.614 lts/seg/km.

Efluentes Industriales

Los efluentes industriales son las aguas que se desechan después de haber sido utilizadas en los procesos industriales.

El volumen y carácter de las aguas desechadas se deben estimar mediante un estudio de las industrias. También se debe investigar la variación, el tiempo de la descarga máxima y la posibilidad de retener flujos excesivos momentáneos en un tanque de almacenamiento, para permitir una descarga uniforme en un período de varias horas.

2.2.3 Tratamiento recomendable

La política que actualmente se sigue en los proyectos de alcantarillado sanitario es el de evitar la contaminación de las corrientes superficiales de aguas pluviales destinadas a diferentes usos, por lo que no se permitirán las descargas de aguas residuales crudas a ninguna corriente receptora.

Una manera de disminuir el grado de contaminación de las aguas residuales, consiste en hacer pasar las dichas aguas por un proceso denominado tratamiento .

El tratamiento de aguas residuales es el conjunto de acciones por medio de las cuales es posible verificar las diferentes etapas que tienen lugar en la autodepuración de una corriente, dentro de un área limitada y apartada, bajo condiciones controladas.

El propósito del tratamiento, consiste en separar de las aguas residuales la cantidad suficiente de sólidos para que no interfieran con el empleo más adecuado de éstas, tomando en cuenta la capacidad de las aguas receptoras para asimilar la carga que se agregue.

Los sólidos que se eliminan son principalmente orgánicos, aunque también se incluyen los inorgánicos.

El grado de tratamiento que se les da a las aguas residuales, debe variar de acuerdo al uso que se les vaya a dar a las aguas receptoras.

Debe procurarse un tratamiento para los sólidos y líquidos que se eliminan como lodos, pero también puede necesitarse un tratamiento para controlar los olores o para destruir los organismos patógenos.

2.2.4 Elección del sitio de vertido

Después de haber pasado las aguas residuales por la planta de tratamiento se les denomina aguas tratadas. Dichas aguas se disponen en un lugar llamado sitio de vertido, y pueden ser: en una barranca, un río o un afluente, en una laguna o en un lago, y en el mar.

Si el vertido se realiza en una barranca, se deberá conocer su topografía, el tipo de materiales que la forman, a qué profundidad se encuentran las aguas subterráneas, ya que puede haber filtraciones de aguas residuales que contaminen las aguas subterráneas, y finalmente, se deberá conocer el sitio al cual llegarán estas aguas residuales. Si el vertido se realiza en un río o un afluente, es necesario contar con un

plano topográfico de detalle en el cual se describirá la corriente o la masa de agua en donde vaya a descargar finalmente el caudal de aguas residuales, indicando sus características y usos.

Además, se deben consignar datos aforados o estimados de los gastos máximo, mínimo y medio diarios, así como el gasto mínimo mensual.

Si el vertido se realiza en una laguna, es necesario contar con los siguientes datos: El área aproximada de la laguna, la profundidad media de la laguna en las cercanías de la tubería de desagüe y las entradas medias del agua a la laguna.

Finalmente, si el vertido se realiza en el mar, es necesario conocer las mareas, las corrientes marinas y contar con un plano de curvas batimétricas para conocer las profundidades del mar.

2.2.5 Posibilidades de reuso.

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias, se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se pensó en utilizar varias veces las aguas residuales, bajo un estricto control técnico y sanitario que permita emplearlas en forma adecuada y segura en ciertos usos industriales, en la agricultura y para fines de recarga de lagos y acuíferos subterráneos; ahorrando considerablemente el consumo de agua potable.

El uso industrial que se les puede dar a las aguas residuales consiste en el enfriamiento de los evaporadores de las instalaciones industriales, como por ejemplo para apagar el coque en las fábricas de acero y para enfriamiento de maquinaria que no produzca alimentos.

Para uso agrícola se utilizan las aguas residuales crudas en el mejoramiento de las condiciones del suelo, cuando es estéril, porque los recursos hidrológicos de la región son pobres.

Entre las recuperaciones que puedan obtenerse de las aguas residuales figura: el lodo, por su valor como fertilizante y su contenido de calor. Las grasas y la arena como material para relleno. El gas combustible procedente de la digestión del lodo, etc.

2.3 INVESTIGACIONES ESPECIFICAS

2.3.1 Partes que intervienen en los proyectos.

A manera de antecedente, el proyecto para un sistema de alcantarillado, consiste en sí en una recopilación de información necesaria y relativa a la implementación del sistema; tal información, es por ejemplo la topografía del lugar, el clima, la ubicación, los recursos y necesidades de la población, así como de materiales y procedimientos de construcción y operación. De tal manera que después de analizar la información y en base a las experiencias y a ciertos conocimientos de economía, de tipo técnico y científico, el Ing. Proyectista puede dictaminar el sistema más conveniente para la población en estudio. Dictamen que lo emitirá en su informe y que deberá contener las posibilidades de uno o más planos destacando el costo y las ventajas de cada uno.

El informe debe presentar especial atención a las fases del proyecto y debe consignar muy claramente los fundamentos de la estimación de costos, tanto de construcción como de funcionamiento. Debe llegar a una conclusión sobre el Plan más conveniente, haciendo la recomendación de que se adopte este Plan.

En otros puntos del informe puede hacerse una historia del crecimiento de la población y de la demanda de este servicio, así como de una descripción de las situaciones en que el saneamiento es necesario y de los posibles métodos de financiamiento.

Antes de ver las fases del desarrollo de un proyecto, veamos las partes que intervienen en los proyectos, es decir, las personas, organismos y asociaciones que intervienen en el proyecto de obras de alcantarillado, y son los siguientes:

- a) Usuarios o beneficiarios; son los habitantes de una población, considerados como personas físicas o morales.
- b) Organismos de Estudios y Proyectos. Se trata de los profesionistas (Ing. Civiles con especialidad en Ingeniería Sanitaria) técnicos y trabajadores, que agrupados en organismos, llevan a cabo las diversas etapas de la obra de alcantarillado. Se distinguen básicamente dos organismos y son:
 - Organismos públicos: Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), Secretaria de Salud (SS), Gobiernos de los Estados.
 - Organismos privados: Compañías privadas de Ingeniería Sanitaria.

- c) Autoridades. Constituyen el marco legal para la aprobación del proyecto de acuerdo a los planes de desarrollo y del interés colectivo. Estas autoridades pueden ser:
- Municipales
 - Estatales
 - Federales
- d) Fuentes de financiamiento. En el financiamiento de una obra de alcantarillado intervienen las siguientes fuentes:
- Por las autoridades.
 - Por los usuarios únicamente.
 - Por una combinación de autoridades y usuarios.
 - Por instituciones privadas, nacionales o internacionales (Banco Mundial, Banco Interamericano de Desarrollo, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento, etc.).

2.3.2 Fases del desarrollo del proyecto.

Para la construcción de un sistema de alcantarillado se llevan a cabo diversas actividades en las cuales intervienen numerosas personas con tareas específicas, tales actividades pueden agruparse en las siguientes fases del desarrollo del proyecto:

- Preliminar o de investigación.
 - Diseño.
 - Construcción.
 - Operación.
 - Conservación y mantenimiento.
- Preliminar o de investigación. En esta fase inicial se analiza el problema por resolver y se determinan los criterios y procedimientos para su solución. Se llevan a cabo estudios topográficos, socioeconómicos y de factibilidad técnica y económica, analizando posibles alternativas y anteproyectos que conduzcan finalmente al proyecto definitivo.
- Diseño. Con los datos obtenidos en la fase anterior, se pasa a la etapa de diseño de todas las estructuras y obras auxiliares del sistema, detallando en las memorias de cálculo y en los planos respectivos toda la información posible para efectuar la construcción.
- Construcción. La etapa constructiva representa la realización física del proyecto y es en términos generales la fase que mayor erogación causa.

-Operación. La operación del sistema requiere de un programa previamente elaborado y sujeto a ciertas modificaciones de acuerdo con las condiciones reales de trabajo, así como de personal debidamente capacitado para el manejo de los equipos y dispositivos incluidos en las obras que integran el sistema de alcantarillado.

-Conservación y mantenimiento. Un sistema de alcantarillado requiere de trabajos de limpieza y mantenimiento constantes, con el objeto de evitar obstrucciones en las tuberías y pozos con materiales sólidos que vienen con las descargas y que originarían múltiples problemas, y el peligro de que las aguas residuales brotaran en las calles o dentro de las edificaciones.

2.3.3 Datos básicos para la elaboración de un proyecto

Para la elaboración de un proyecto de alcantarillado es necesario llevar a cabo diversas actividades en las cuales intervienen numerosas personas con tareas específicas. Estas actividades se pueden agrupar en los siguientes capítulos que formarán parte de la memoria descriptiva del proyecto.

Capítulo I. Antecedentes

En este capítulo se señalan los hechos históricos a través de los cuales se determinan las formas en que se han venido resolviendo las necesidades de la población en cuanto a los servicios de alcantarillado se refiere, con lo que se establecerán las causas que generaron la necesidad de elaborar los estudios o el proyecto.

Capítulo II. Estudio socio-económico

El objetivo principal de este capítulo, es el de establecer las bases necesarias para el desarrollo de los proyectos, basándose en los trabajos del punto anterior complementados con un análisis de los sectores productivos, de las características generales de la población, así como de los ingresos de sus habitantes, lo que permitirá conocer la situación económica prevalente en la localidad.

Capítulo III. Descripción de los sistemas actuales

El objetivo principal de este capítulo es el de conocer las condiciones en que se encuentran las instalaciones que prestan servicios a la localidad, para poder determinar hasta qué punto podrían ser aprovechadas en los proyectos.

Capítulo IV. Evaluación económica de alternativas

Con base en las investigaciones de los capítulos I y II, en este capítulo se estará en posibilidad de decidir por la alternativa de mínimo costo.

Capítulo V. Proyecto

En base a la alternativa óptima determinada en el capítulo anterior, se procederá a desarrollar el proyecto ejecutivo del sistema.

Capítulo VI. Estudio de factibilidad técnica y económica

Este capítulo tiene como objetivo principal justificar la realización del proyecto, garantizando su ejecución a través de un análisis minucioso de todos los factores técnicos, sociales, económicos y políticos que intervienen y aseguran el cumplimiento del compromiso financiero que se adquiere, preparando los lineamientos y criterios precisos para la determinación del proyecto e implantar las bases de negociación entre organismos demandantes de los servicios y las instituciones de crédito.

2.3.4 Períodos económicos.

Previo a la construcción de las diversas obras que conforman los sistemas de alcantarillado, es necesario llevar a cabo una investigación preliminar con el fin de recabar la información necesaria para elaborar después el proyecto del sistema.

Además de la investigación de la topografía de la región y de otros factores, es necesario para el proyecto de un sistema de alcantarillado considerar el incremento de habitantes que tendrá la población a través del tiempo con el fin de determinar los periodos económicos del sistema, pues la construcción de esta clase de obras originan fuertes inversiones por lo cual deben proyectarse para servir eficientemente a un número de habitantes mayor, que el existente cuando se elabore el proyecto.

El desarrollo futuro que probablemente tendrá la población en estudio es un aspecto importante que debe considerarse en el proyecto. Se debe conocer hasta donde sea posible, el tipo, número y magnitud de actividades a que se dedicarán los habitantes de la población durante el tiempo considerado de vida útil del sistema, es decir, es necesario conocer si la población tendrá actividades de tipo agrícola, industrial, comercial, etc. y su extensión con el fin de

tener más elementos de juicio para calcular la población futura y por consiguiente el tipo de cantidad de aguas residuales que podrán producirse.

La población futura se determina en forma estimativa mediante métodos analíticos y gráficos en base a los censos de población. La consecuencia de la determinación de dicha población es la definición del periodo del tiempo durante el cual se proyecta proporcionar el servicio en forma eficiente y suele llamársele periodo económico de la obra, el cual se hace considerando la vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema y a la del equipo mecánico necesario para operarlo, pues de otra manera, los costos de reparaciones harían incosteables el funcionamiento del sistema.

La Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas⁽¹⁾ considera que el periodo económico de un proyecto de alcantarillado va de acuerdo a los usuarios del sistema como sigue:

Para localidades de 2,500 a 15,000 usuarios de proyecto:
de 6 a 10 años.

Para poblaciones con más de 15,000 usuarios de proyecto:
de 15 a 20 años.

El periodo económico es el lapso en que se supone que el sistema proyectado trabajará eficientemente y cubrirá la inversión efectuada.

2.4 NORMAS PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Es importante que el proyectista conozca las normas nacionales para el proyecto de sistemas. Actualmente se encuentran publicadas las llamadas "Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana", editadas por la antigua Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas⁽¹⁾.

Estas normas especifican: la información básica para la elaboración del proyecto; datos y consideraciones para la elaboración del proyecto; estructuras necesarias en las obras de alcantarillado y la forma de presentación del proyecto. Contiene así mismo, los principales planos de estructuras, nomogramas y tablas básicas de diseño.

⁽¹⁾ Ahora Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE)

CAPÍTULO III

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS RESIDUALES

III.1 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES

La estimación del caudal presente y futuro es base para definir los diseños del sistema de recolección de las aguas, de las estaciones de bombeo, de la planta de tratamiento y del sistema de disposición final de las aguas residuales.

III.1.1 Estimaciones de población

En la planeación de un sistema de alcantarillado es necesario determinar la población de la localidad a futuro, sobre todo, al final del periodo económico de la obra.

Para lograr lo anterior se debe conocer la población actual y la forma como ha venido desarrollándose.

Las predicciones de población son complejas, en realidad no se tienen soluciones exactas, hay una serie de factores que pueden alterar el desarrollo demográfico de una comunidad y cuya evaluación no siempre se puede definir con anticipación, tales como políticas de descentralización de actividades económicas, movimientos migratorios, nacimientos, incrementos en la esperanza de la vida, descubrimiento de un nuevo recurso natural en la vecindad, desarrollo de nuevas industrias en la zona, el uso de la tierra, etc.

Los análisis se basan en datos de censo anteriores de la comunidad, en datos de crecimiento de comunidades semejantes, en los índices de natalidad, mortalidad y migración.

Las estimaciones de población se pueden tener a:

- Corto plazo (hasta 10 años)
- Largo plazo (10 a 50 años o más)

Estimación a corto plazo. Los métodos que se emplean son:

- Progresión aritmética.
- Progresión geométrica.
- Tasa decreciente de crecimiento.
- Extensión gráfica.

Progresión aritmética.

Consiste en tomar los dos últimos datos de censo y obtener la ecuación de la recta calculando la pendiente y la ordenada al origen; las coordenadas de los puntos son: años y habitantes, quedando la expresión de la siguiente forma:

$$P = P_2 + \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2)$$

Donde:

- P = población futura
- P₂ = población indicada en el último censo
- P₁ = población indicada en el penúltimo censo
- t = año para el que se busca la población futura
- t₂ = año del último censo
- t₁ = año del penúltimo censo

Ejemplo:

Empleando el método progresivo aritmético calcule la población para 1990 si se tienen los datos siguientes:

- P₂ = 28 316 habitantes
- P₁ = 15 244 habitantes
- t₂ = 1980
- t₁ = 1970
- t = 1990

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$P_{1990} = 28\,316 + \frac{28\,316 - 15\,244}{1980 - 1970} \times (1990 - 1980)$$

$$P_{1990} = 41\,388 \text{ habitantes}$$

Por lo general este procedimiento proporciona cantidades menores a la realidad, se aplica como una primera apreciación pues dadas las actuales condiciones en que se presentan los crecimientos demográficos, este procedimiento ya no debe utilizarse.

Progresión geométrica.

Se supone que la población crece a semejanza de un capital puesto a interés compuesto. El método da valores generalmente muy altos. La expresión tiene la siguiente forma:

$$\log P = \log P_2 + \frac{\log P_2 - \log P_1}{t_2 - t_1} (t - t_2)$$

Donde:

P = población futura

P₂ = población indicada en el último censo

P₁ = población indicada en el penúltimo censo

t = año para el que se busca la población futura

t₂ = año del último censo

t₁ = año del penúltimo censo

Ejemplo:

Empleando el método progresivo geométrico, calcule la población para 1990 si tiene los datos siguientes:

P₂ = 28 316 habitantes

P₁ = 15 244 habitantes

t₂ = 1980

t₁ = 1970

t = 1990

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$\log P_{1990} = \log (28316) + \frac{\log (28316) - \log (15244)}{1980 - 1970} \times (1990 - 1980)$$

$$\log P_{1990} = 4.721$$

$$P_{1990} = 52\,597 \text{ habitantes}$$

Tasa decreciente de crecimiento.

En este método se acepta una tasa variable de cambio:

$$\frac{dP}{dt} = Kd (Z - P)$$

en el cual Z es el valor de saturación o límite de la población, que se debe estimar.

La expresión que se utiliza es la siguiente:

$$P = P_2 + (Z - P_2) \left[1 - e^{-\left(\frac{-\ln \frac{Z - P_2}{Z - P_1}}{t_2 - t_1}\right) (t - t_2)} \right]$$

Donde:

P = población futura

P₂ = población indicada en el último censo

P₁ = población indicada en el penúltimo censo

t = año para el que se busca la población futura

t₂ = año del último censo

t₁ = año del penúltimo censo

Z = valor límite de la población

Ejemplo:

Empleando el método de tasa decreciente de crecimiento, calcule la población para 1990 si tiene los datos siguientes:

$$P_2 = 28\,316 \text{ habitantes}$$

$$P_1 = 15\,244 \text{ habitantes}$$

$$t_2 = 1980$$

$$t_1 = 1970$$

$$t = 1990$$

$$Z = 80\,000 \text{ habitantes}$$

Aplicando la fórmula se tendrá:

$$P = 28316 + (80,000 - 28,316) \left[1 - e^{-\left(\frac{-\ln \frac{80,000 - 28,316}{80,000 - 15,244}}{1980 - 1970} \right) (1990 - 1980)} \right]$$

P = 38749 habitantes

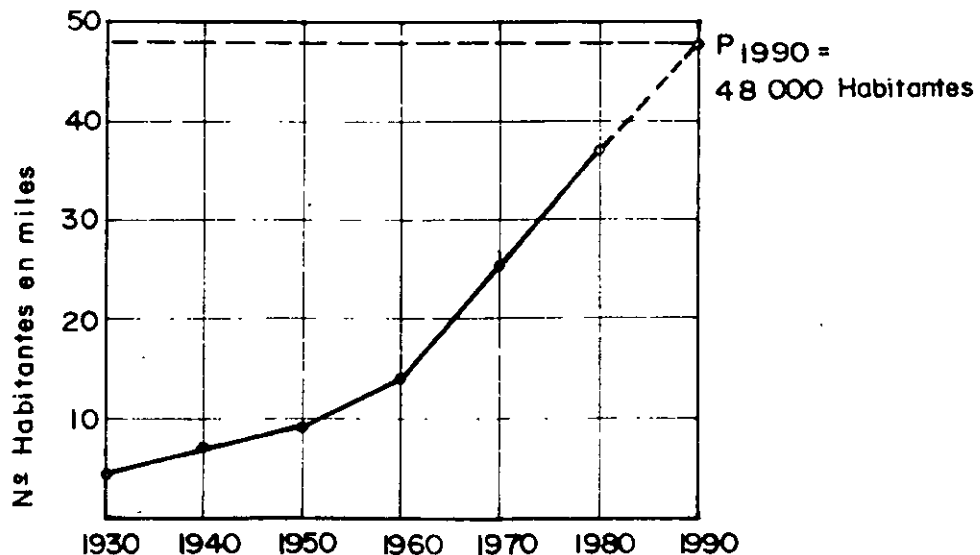
Extensión gráfica.

En este método se utilizan los datos censales disponibles para formar una gráfica en donde las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los años. A partir de la tendencia pasada de crecimiento de la comunidad, se prolonga "a ojo" la traza probable de crecimiento futuro.

Ejemplo:

Para los datos censales indicados prolongue la curva utilizando el método de extensión gráfica.

| Año | Población |
|------|-----------|
| 1930 | 4 716 |
| 1940 | 7 274 |
| 1950 | 9 496 |
| 1960 | 14 245 |
| 1970 | 26 318 |
| 1980 | 37 215 |



Estimación a largo plazo.

Los métodos que se pueden emplear son:

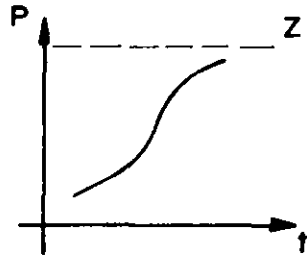
- Ajuste a una curva matemática
- Comparación gráfica con otras comunidades
- Relación y correlación
- Análisis de las componentes

• Ajuste a una curva matemática.

Las curvas de crecimiento, se pueden describir por ecuaciones que definan una base biológica racional.

Una de las curvas más conocida es la logística, que tiene forma de S, y que matemáticamente se escribe en la forma:

$$P = \frac{Z}{1 + me^{bt}}$$



donde:

P población en el tiempo t, a partir de un origen asumido

Z población de saturación o límite

m, b constantes que se calculan a partir de valores observados de P

Para ajustar esta curva, se seleccionan tres años representados por t_0 , t_1 , t_2 , equidistantes uno de otro, se escogen de modo que uno esté cerca de la primera población registrada, otro cerca de la mitad del periodo registrado, y el tercero cerca del final del registro.

La curva ajustada pasará a través de los valores P_0 , P_1 y P_2 , poblaciones correspondientes a los valores t_0 , t_1 y t_2 , respectivamente. La equidistancia entre los años se designa por n. Las constantes se obtienen a partir de:

$$Z = \frac{2 P_0 (P_1 + P_2) - P_1^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{Z - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{n} \operatorname{Ln} \frac{P_0 (Z - P_1)}{P_1 (Z - P_0)}$$

Para trazar una línea recta se puede preparar una escala logística expresando a las poblaciones en términos del valor de saturación.

El porcentaje de saturación es:

$$P = 100 \frac{P}{Z} = \frac{100}{1 + m e^{-bt}}$$

$$\text{y} \quad \operatorname{Ln} \frac{100 - p}{p} = \operatorname{Ln} m + bt$$

ecuación de una línea recta, con ordenada al origen $\operatorname{Ln} m$ y pendiente b .

Ejemplo:

Empleando el método de ajuste a una curva matemática, calcule la población para 1990 si se tienen los siguientes datos:

$$P_0 = 15\,244 \text{ Hab.}$$

$$P_1 = 28\,316 \text{ Hab.}$$

$$t_0 = 1970 \left. \vphantom{t_0} \right\}$$

$$t_1 = 1980 \left. \vphantom{t_1} \right\}$$

$$\rightarrow n = 10 \text{ años}$$

$$Z = 80,000 \text{ Hab. (población de saturación).}$$

Al aplicar la fórmula se tendrá:

$$m = \frac{Z - P_0}{P_0} = \frac{80,000 - 15,244}{15,244} = 4.248$$

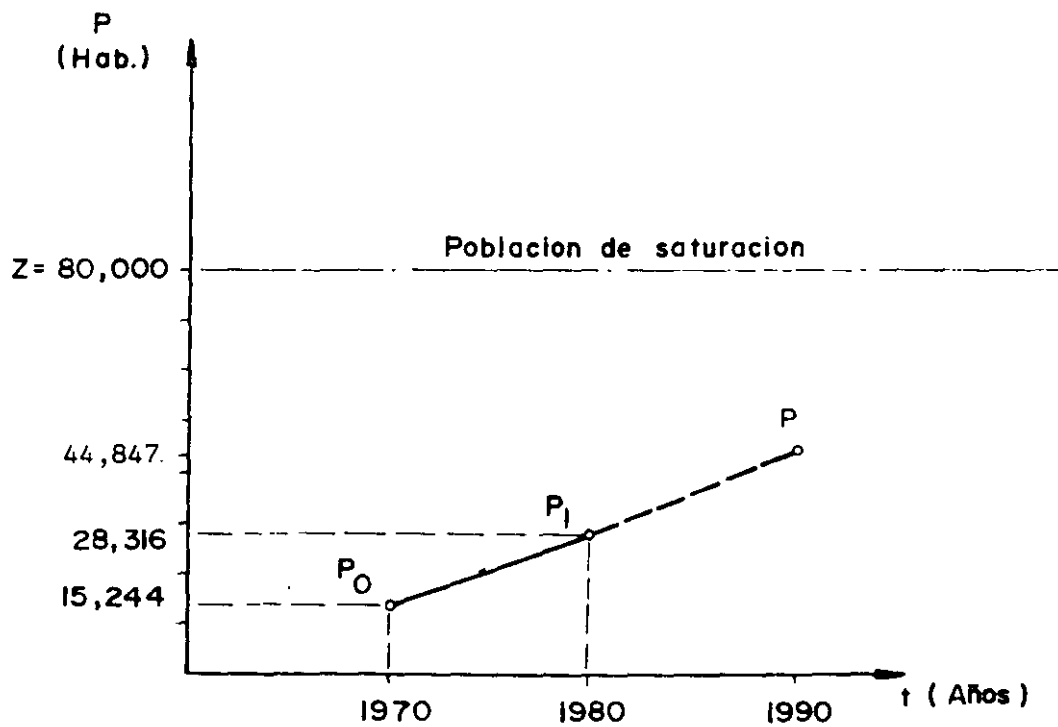
$$b = \frac{1}{10} \operatorname{Ln} \frac{15,244 (80,000 - 28,316)}{28,316 (80,000 - 15,244)} = -0.0845$$

Los valores obtenidos se sustituyen en la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Z}{1 + me^{bt}}$$

$$P_{1990} = \frac{80,000}{1 + 4.248 e^{(-0.0845)(20)}}$$

$$P_{1990} = 44,847 \text{ Hab.}$$



•Comparación gráfica

La curva población-tiempo de la comunidad en estudio se puede extrapolar con base en la tendencia experimentada en comunidades similares pero más grandes. Las tendencias de crecimiento de estas comunidades se grafican de manera que todas las curvas coincidan con el valor de la población presente de la comunidad en estudio. A partir de esa familia de curvas, se traza la curva de proyección de la población de la comunidad problema.

Se debe tener cuidado en analizar las condiciones bajo las cuales crecieron en otra época las comunidades comparadas.

•Relación y correlación

En este método se considera que la tasa de crecimiento de una comunidad se puede relacionar con la de una región más grande, por ejemplo, el estado correspondiente. Si se aplica un factor de escala apropiado, se pueden emplear las estimaciones de población para el estado en la estimación de crecimiento de la comunidad en estudio. Los factores de escala se basan en relaciones simples o se derivan de estudios de correlación. Así,

$$\frac{P_2}{P_{2E}} = \frac{P_1}{P_{1E}} = K_r$$

donde

P_2 población estimada de la comunidad

P_{2E} población estimada del estado

P_1 población del último censo de la comunidad

P_{1E} población del último censo del estado

K_r relación constante

•Análisis de las componentes

Las componentes que conforman el crecimiento de la población son: natalidad, mortalidad y migración. Cada componente se analiza por separado en cuanto a sus tendencias y causas que originaron su comportamiento. Con ésto, se fijan los niveles de inicio y se supone la variación con el tiempo. Las proyecciones de población son el producto de la integración de los resultados parciales de las componentes.

El modelo es probabilístico. Las probabilidades de sobrevivencia representan el proceso de envejecimiento de la población. Las tasas de fecundidad representan el proceso de regeneración. Los saldos migratorios representan la intensidad y movilidad geográfica de la población.

La Comisión del Plan Nacional Hidráulico de la SARH, estableció las proyecciones de población a distintos niveles de división política de la República Mexicana, para el estudio de demandas futuras de agua. El estudio de población se publicó con el rubro de "Proyecciones de Población".

III.1.2 Cálculo de los gastos básicos de proyecto

Los diversos usos del agua en una población, determinan que existen diferentes volúmenes en la aportación de las aguas residuales. Quizá una forma de determinar el gasto que conducirá cada tramo de atarjea sería medir directamente la cantidad de la descarga de cada centro de aportación, como son casas habitación, industrias, escuelas, comercios, etc. Sin embargo esto prácticamente es imposible, además de que no tendría la certeza de que los gastos que se miden no sufrirán variación en el transcurso de los años y por otra parte no se considerarían las aportaciones futuras, esto sin contar la variación que ocurre diariamente. De aquí que resulte muy difícil cuantificar las aportaciones de cada caso particular.

Para facilitar el cálculo del gasto en cada tramo de atarjea, es práctica común en el diseño de alcantarillados, suponer primeramente, que los habitantes de la población se distribuyen uniformemente en la zona de servicio en la red. Esta suposición no está alejada de la realidad, si se considera que el trazo de las atarjeas y en general de la red se hace de acuerdo a la distribución de los centros de aportación. Una segunda suposición es que la aportación de aguas residuales es uniforme en cada zona cuyas características en cantidad y usos del agua potable, sean similares, así se puede esperar que en una zona habitacional no existan variaciones importantes en la descarga de cada casa, de igual manera una zona industrial tendrá una aportación semejante en su zona pero ésta puede ser diferente respecto a la otra. La zonificación mencionada se ilustra con un ejemplo en la Fig. III.1.

Sin embargo, cuando no existe una zonificación bien definida y las fábricas y centros de trabajo están intercaladas dentro de una zona habitacional o bien cuando las actividades de una población no son muy variadas, como sucede en

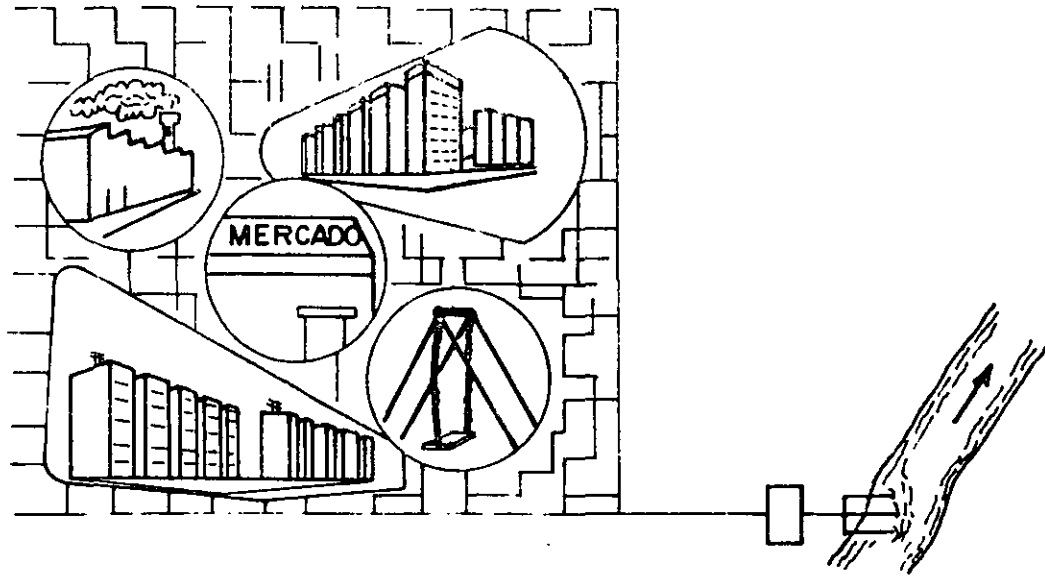


Fig. III.1 - Zonificación de la población de acuerdo al tipo de actividades.

muchas poblaciones rurales, es válido considerar una aportación promedio de toda la población en general.

III.2.1 Cálculo del número de usuarios de un sistema de alcantarillado considerando densidad de población

Con los supuestos anteriores se pueden establecer las siguientes relaciones:

- 1) Considerando longitudes.

$$D_{\ell} = \frac{P}{L}$$

- 2) Considerando áreas.

$$D_a = \frac{P}{A}$$

donde:

- D_{ℓ} = Densidad de población en hab/km o m
- D_a = Densidad de población en hab/km² o Ha
- P = Población. Habitantes.
- L = Longitud de la red de tubería en km o en m
- A = Área de aportación de aguas residuales municipales en km² o Ha.

En las expresiones anteriores tanto P, L y A pueden referirse a los valores totales, es decir, a la población, la longitud de la red o el área de aportación de todo el poblado, respectivamente, o bien a los valores de una zona determinada de éste, en que las características del uso del agua, actividades, etc. son homogéneas y sensiblemente diferentes a otras zonas de la misma población.

La determinación de este número de habitantes es sencilla, pues basta conocer la densidad de población y la longitud o área en la cual se desea conocer la cantidad de habitantes y multiplicar éstos valores.

Por ejemplo, si se tiene una población de 18 594 habitantes y la longitud total de la red de tuberías es de 24.8 km, la densidad lineal de población será de:

$$\frac{18\,594 \text{ hab}}{24.8 \text{ km}} \doteq 750 \text{ hab/km}$$

Ahora, si se quiere conocer el número de habitantes que aportan por ejemplo, en los 3 primeros kilómetros, se determinará como sigue:

$$750 \frac{\text{hab}}{\text{Km.}} \times 3 \text{ km} = 2\,250 \text{ hab.}$$

III.1.2.2 Cálculo del gasto medio diario

La determinación del gasto medio de aguas residuales, corresponde al valor deducido del total del caudal de agua entregado en 24 horas; se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \cdot A_p}{86\,400} \quad \text{donde:}$$

Q_{med} = gasto medio en lts/seg

P = población de proyecto; habitantes

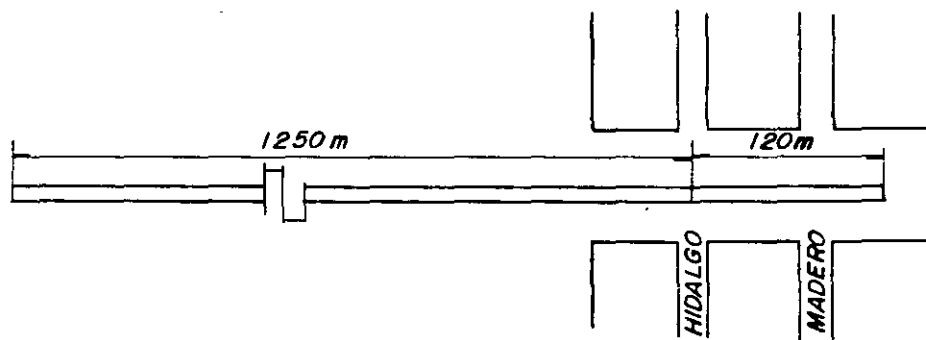
A_p = aportación de aguas residuales en lts/hab/día

86400 = número de segundos que tiene un día

Así, el cálculo del gasto medio en cualquier tramo de la red puede hacerse con base en la densidad de población y la aportación. Para mejor comprensión, veamos el siguiente ejemplo:

Ejemplo III.1

Determinar el gasto medio en el tramo de tubería que se encuentra entre las calles Hidalgo y Madero y que tiene una longitud de 120 m. El tramo considerado es continuación de la línea de tubería, que ha tenido un recorrido anterior al tramo, de 1 250 m. La población total de proyecto es de 24 937 habitantes; con una dotación de agua potable igual a 150 lts/hab/día, la longitud de la red de tubería es de 19.6 km.



Determinando la densidad de población lineal.

$$D = \frac{24\,937 \text{ hab.}}{19.6 \text{ km}} = 1272 \text{ hab/km}$$

Para determinar el número de habitantes que aportan, se considera no sólo la longitud del tramo donde se desea conocer el gasto, sino también la longitud anterior, puesto que la tubería entre las calles Hidalgo y Madero recibirá las aportaciones que se hayan hecho anteriormente, además de las que se hagan en el propio tramo. Así la longitud de red a considerar es

$$1.250 + 0.120 = 1.37 \text{ km}$$

A la cantidad de tubería que contribuye con su caudal a aumentar la aportación en el tramo en estudio, se le llama longitud tributaria.

Por lo cual

$$p = 1272 \frac{\text{hab}}{\text{km}} \times 1.37 \text{ km} = 1\,743 \text{ hab.}$$

Para determinar la aportación consideramos que

$$A_p = 0.75 \text{ dot.}$$

$$A_p = 0.75 (150) = 112.5 \text{ lts/hab/día}$$

De aquí que aplicando la expresión de gasto medio.

$$Q_{\text{med}} = \frac{112.5 \times 1743}{86400} = 2.27 \text{ l/seg.}$$

respuesta: el gasto medio vale 2.27 l/seg.

III.1.2.3 Cálculo del gasto medio considerando densidad de gasto

Otra modalidad en el cálculo del gasto medio en cualquier tramo de la red de alcantarillado es considerar una densidad de gasto en relación a la longitud de tubería que se analiza.

La consideración es que el gasto que existe a lo largo de la tubería es uniforme en toda la población o en una zona determinada de ella y ya se mencionó que esta consideración es corr^orecta en los casos en que sea evidente la uniformidad de las descargas y considerando aparte las descargas especiales.

Entonces bajo esa suposición se hace lo siguiente:

$$Q_{\text{med}} = \frac{P A_p}{86400}$$

$$D_g = \frac{Q_{\text{med}}}{L}$$

Donde P, A_p , Q_{med} tienen el mismo significado dado anteriormente, D_g es la densidad de gasto medio y L es la longitud de la red de tuberías que puede ser de toda la población o de una zona de ella.

Ejemplo III.2

Sabemos que:

$$P = 24\,937 \text{ Hab.}$$

$$A_p = 112.5 \text{ l/hab/día}$$

$$L = 1.25 \text{ km (longitud tributaria)}$$

$$L_t = 0.120 \text{ km (longitud del tramo que se analiza)}$$

De aquí que:

$$Q_{med} = \frac{24\,937 \times 112.5}{86\,400} = 32.47 \text{ l/seg.}$$

Por lo cual la densidad de gasto (D_g) es

$$D_g = \frac{32.47}{19.6} = 1.657 \frac{\text{lts/seg}}{\text{km}}$$

De donde

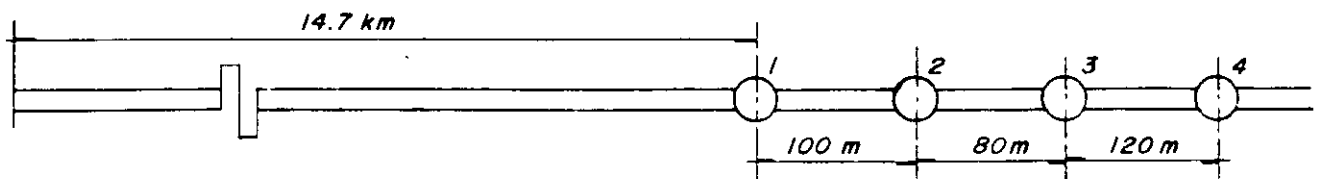
$$Q_{med}_t = 1.657 \times (1.25 + 0.12)$$

$$Q_{med}_t = 2.27 \text{ l/seg}$$

Ambos criterios, considerando densidad de población y considerando densidad de gastos, llegan al mismo resultado, puesto que en los dos intervienen tanto la población como la longitud total de la red y, por lo cual se pueden aplicar indistintamente.

Ejemplo III.3

Determinése, considerando la densidad de población, el gasto medio en cada tramo de la red de alcantarillado que se esquematiza. La población total de proyecto es de 42,594 hab., el clima de la región donde se encuentra la población es templado, la longitud total de la red se ha estimado en 26.8 km y la longitud tributaria es de 14.7 km.



Solución.

La dotación que corresponda a una población de 42,594 hab. y con clima templado es de 200 lts/hab/día. Considerando la aportación como un 75% de la dotación tenemos que

$$A_p = 0.75 (200) = 150 \text{ lts/hab/día}$$

La densidad lineal de población es:

$$D_l = \frac{42\,594}{26.8} = 1589.3 \text{ hab/km}$$

- a) Cálculo del gasto medio en el tramo comprendido entre los pozos 1 y 2.

La longitud de la red será

$$14.7 + 0.1 = 14.8 \text{ km}$$

De aquí que la población que aporta es

$$P = 1589.3 \times 14.8 = 23,521 \text{ hab.} \approx 23,522 \text{ hab.}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,522 \times 150}{86,400} = 40.84 \text{ l/seg}$$

- b) En el tramo entre los pozos 2 y 3.

La longitud de la red será:

$$14.7 + 0.1 + 0.08 = 14.88 \text{ km}$$

Entonces la población que aporta será

$$P = 1589.3 \times 14.88 = 23,648.8 \text{ hab} = 23,649 \text{ hab.}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,649 \times 150}{86,400} = 41.06 \text{ l/seg}$$

- c) En el tramo entre los pozos 3 y 4.

La longitud de la red será:

$$14.7 + 0.1 + 0.08 + 0.12 = 15 \text{ km.}$$

De aquí que la población que aporta es:

$$P = 1589.3 \times 15 = 23,839.5 \text{ hab.} = 23,840 \text{ hab.}$$

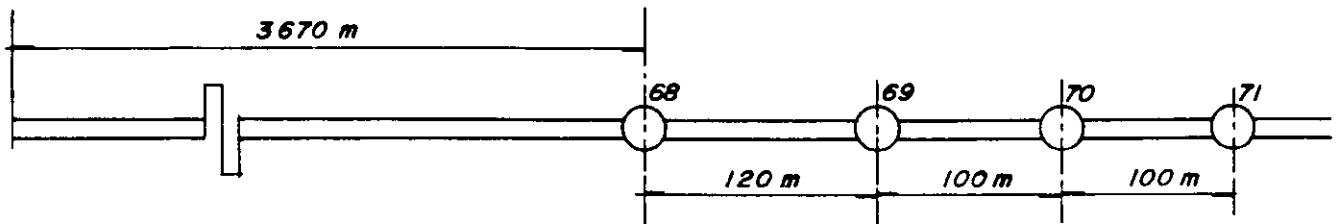
Por lo cual la respuesta es:

$$Q_{\text{med}} = \frac{23,840 \times 150}{86,400} = 41.39 \text{ l/seg.}$$

Ejemplo III.4

Determinese, considerando densidad de gasto, el gasto medio en cada tramo de la red de alcantarillado cuyo croquis se presenta a continuación. La población total de proyecto es 18.936 hab., el clima de la región donde se encuentra la población es cálido, la longitud total de la red medida es de

7500 metros y la longitud tributaria es de 3670 m.



Solución.

La dotación que corresponde a una población de 18,936 hab. y de clima cálido es de 200 lts/hab/día, por lo cual si consideramos una aportación igual al 75% de la dotación, tendremos:

$$A_p = 0.75 (200) = 150 \text{ lts/hab/día}$$

Calculando el gasto medio de toda la población

$$Q_{\text{med}} = \frac{18,936 \times 150}{86,400} = 32.88 \text{ lts/seg}$$

Calculando la densidad del gasto.

$$D_g = \frac{32.88 \text{ lts/seg}}{7.5 \text{ km}} = 4.384 \frac{\text{lts/seg}}{\text{km}}$$

a) Cálculo del gasto medio para el tramo comprendido entre los pozos 68 y 69.

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 = 3.79 \text{ km}$$

Por lo cual

$$Q_{\text{med}} = 4.384 \times 3.79 = 16.62 \text{ l/seg}$$

b) En el tramo entre los pozos 69 y 70

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 + 0.100 = 3.89 \text{ km.}$$

Por lo que

$$Q_{med} = 3.89 (4.384) = 17.05 \text{ lts/seg}$$

c) En el tramo entre los pozos 70 y 71

La longitud de la red será:

$$3.670 + 0.120 + 0.100 + 0.100 = 3.99 \text{ km}$$

De aquí que la respuesta es:

$$Q_{med} = 3.99 (4.384) = 17.49 \text{ lts/seg.}$$

El gasto en las tuberías de ninguna manera es constante; existen fluctuaciones en las aportaciones que dan origen a los distintos caudales a lo largo del año e inclusive a lo largo de un día o de una hora. Los gastos que rigen el funcionamiento hidráulico de las atarjeas son los gastos con valores extremos, es decir, un gasto mínimo y un gasto máximo.

III.1.2.3 Gasto mínimo

El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentará en la conducción. La experiencia ha determinado que para efectos de cálculo, se acepte como criterio que el valor del gasto mínimo en un flujo variable de aguas residuales sea igual a la mitad del gasto medio, es decir:

$$Q_{mín} = \frac{Q_{med}}{2}$$

En la elaboración de proyectos generalmente se acepta como gasto mínimo el calculado con la ecuación anterior. Sin embargo, en los casos en que se tenga gastos muy pequeños, se acepta como cuantificación práctica del gasto mínimo probable de aguas residuales, el número de descargas simultáneas al alcantarillado, aceptando que la descarga de un inodoro es de 1.5 lts/seg y el número de descargas simultáneas al alcantarillado, está de acuerdo al diámetro del conducto receptor. A continuación se transcribe una tabla (III.1) de recomendaciones de la SAHOP¹ en la cual se detallan estos gastos para distintos diámetros.

¹ Normas de proyecto para las obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana.

Tabla III.1

| Diámetro (cm) | No. de descargas simultáneas | Aportación por descarga (lts/seg.) | Gasto mínimo de aguas negras (lts/seg) |
|---------------|------------------------------|------------------------------------|--|
| 20 | 1 | 1.5 | 1.5 |
| 25 | 1 | 1.5 | 1.5 |
| 30 | 2 | 1.5 | 3.0 |
| 38 | 2 | 1.5 | 3.0 |
| 45 | 3 | 1.5 | 4.5 |
| 61 | 5 | 1.5 | 7.5 |
| 76 | 8 | 1.5 | 12.0 |
| 91 | 12 | 1.5 | 18.0 |
| 107 | 17 | 1.5 | 25.5 |
| 122 | 23 | 1.5 | 34.5 |
| 152 | 30 | 1.5 | 45.0 |
| 183 | 38 | 1.5 | 57.0 |
| 213 | 47 | 1.5 | 70.5 |
| 244 | 57 | 1.5 | 85.5 |

Los gastos mínimos que consigna la tabla III.1 son siempre mayores que los calculados con la fórmula expresada anteriormente, de $Q_{\text{mín}}$.

III.1.2.4 Gasto máximo

El gasto máximo es el máximo valor que se considera se puede presentar en un instante dado, por ello también se le conoce como gasto instantáneo. Este valor determina la capacidad requerida en las tuberías, con el fin de que puedan conducir los máximos gastos que se puedan presentar.

El gasto máximo instantáneo resulta de la multiplicación del gasto medio por la suma de dos coeficientes; uno de varia—

ción y otro de previsión. Estos factores en general, con
sideran la variación que existe en las aportaciones.

- **Coefficiente de variación o coeficiente de Harmon (C.V.)**

Este coeficiente trata de cubrir la variabilidad en las aportaciones por descargas domiciliarias durante el año y el día. En México se ha aceptado como un valor bastante aproximado, el propuesto empíricamente por W.G. Harmon y que se expresa de la siguiente manera:

$$c.v. = \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

P = población de proyecto en miles de habitantes

c.v. = coeficiente de variación

Es válido determinar este coeficiente hasta una población de 182,250 habitantes. Para una población mayor, este coeficiente será igual a 0.80, es decir, se acepta que para un valor mayor de 182,250 usuarios, la variación no sigue la ley establecida por Harmon.

- **Coefficiente de previsión (C.P.)**

Este coeficiente trata de prever los excesos de aportación que pueden ocurrir por concepto de aguas pluviales exclusivamente domiciliarias o bien por el producto de un crecimiento demográfico explosivo que aumentaría un consumo no previsto.

Los valores de este coeficiente varían de 1.0 a 2.0, normalmente se toma el valor de 1.5, pero es práctica en nuestro medio considerarlo como la unidad.

La suma de estos dos últimos coeficientes (variación y previsión) dan como resultado el coeficiente designado comúnmente como M del gasto medio diario del día de máxima aportación y se expresa como:

$$M = C.V. + C.P.$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Por lo que el gasto máximo quedaría expresado como:

$$Q_{\text{máx}} = M \cdot Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{med}} \cdot \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right]$$

Ejemplo III.5

Determinar el gasto máximo y mínimo que se presentará en un tramo de una red de alcantarillado de una determinada población que cuenta con 15,936 hab. y cuya región es de clima frío. La longitud total de la red es 24.6 km. El tramo que se analiza está comprendido entre los pozos 60 y 61 con una longitud de 120m. La longitud tributaria es de 4.39 km y el coeficiente de aportación es igual a 0.8.

Solución.

La dotación de agua para una población de entre 15,000 a 30,000 habitantes con clima frío es de 125 lts/hab/día.

La aportación de aguas negras es igual a

$$A_p = 125 \times 0.8 = 100 \text{ lts/hab/día}$$

El gasto medio es igual a

$$Q_{\text{med}} = \frac{P \times A_p}{86,400} = \frac{15,936 (100)}{86,400}$$

$$Q_{\text{med}} = 18.44 \text{ lts/seg}$$

El gasto medio unitario es:

$$q_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{L_{\text{total}}} = \frac{18.44 \text{ lts/seg}}{24.6 \text{ km}}$$

$$q_{\text{med}} = 0.75 \text{ lts/seg/km}$$

El gasto medio que escurre por el tramo considerado será igual a:

$$Q_{\text{med}} = q_{\text{med}} \cdot (\text{Long. del tramo más la longitud tributaria})$$

$$Q_{\text{med}} = 0.75 (0.12 + 4.39)$$

$$Q_{\text{med}} = 3.38 \text{ lts/seg.}$$

El gasto mínimo es igual a:

$$Q_{\text{mín}} = \frac{Q_{\text{med}}}{2} = \frac{3.38}{2}$$

$$Q_{\text{mín}} = 1.69 \text{ lts/seg}$$

El gasto máximo es igual a:

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{med}} \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \right]$$

La población que debemos considerar es la que se tiene para el tramo considerado más la de la longitud tributaria y se determina de la siguiente manera:

$$D_{\ell} = \frac{P}{L_t} = \frac{15,936}{24.6}$$

$$D_{\ell} = 647.805 \text{ hab/km}$$

$$P = D_{\ell} \cdot (\text{Longitud del tramo más la longitud tributaria})$$

$$P = 647.805 (0.12 + 4.39)$$

$$P = 2,922 \text{ hab} = 2.922 \text{ hab expresada en miles.}$$

Sustituyendo

$$Q_{\text{máx}} = 3.38 \left[1 + \frac{14}{4 + \sqrt{2.922}} \right]$$

$$Q_{\text{máx}} = 11.67 \text{ lts/seg}$$

III.1.2.5 Gastos adicionales

Al gasto máximo calculado debe adicionarse las aportaciones que no se hubieran considerado en la determinación del gasto medio, entre estas aportaciones pueden considerarse las debidas a la infiltración.

La infiltración es la filtración de agua al interior de las tuberías. La mayor parte del gasto por infiltración se debe a los escurrimientos a través de las juntas de las tuberías y otra cantidad menor por medio de las paredes o por las obras anexas de éstas y que ven reducida su capacidad efectiva de conducción. La cantidad de agua que se infiltra depende principalmente de los siguientes factores:

- Control de calidad en la construcción de tuberías.
- Impermeabilización interior de las tuberías.
- Calidad de junteo.
- Tipo del suelo.
- Altura del nivel freático.
- Dimensiones de la tubería.

Las experiencias indican que existen variaciones en las cantidades de infiltración, aún para sistemas nuevos, por lo que las especificaciones para la construcción de tuberías establecen un límite de tolerancia para la infiltración, mismo que se usa al proyectar las conducciones. Las unidades más comunes que se emplean para expresar la infiltración de agua subterránea al sistema es: Lts/día/km o Lts/seg/km.

En nuestro medio, para cuantificar el gasto de infiltración se utilizan los siguientes valores. (1): En los casos en que el nivel del manto de aguas freáticas esté muy alto y que sea necesario instalar las tuberías dentro de la zona de influencia de éste, el caudal que por concepto de infiltraciones debe sumarse al de aguas negras para determinar la capacidad que se requiere de las tuberías, puede estimarse de acuerdo a lo siguiente: Los valores de infiltración pueden variar de 11,800 lts/día/km (0.136 lts/seg/km) a 94,400 lts/día/km (1.092 lts/seg/km), pudiendo en la mayoría de los casos en que se considere tomar el valor medio igual a 0.614 lts/seg/km.

III.1.2.6 Determinación del gasto máximo por medio de nomogramas

Para facilitar el cálculo del gasto medio y el gasto máximo utilizando el coeficiente de mayoración

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{p}}$$

se ha elaborado un nomograma que relaciona la longitud de la red de tubería, la población, la aportación y el gasto. En todos los casos los datos de dichas variables pueden ser de toda la población o de una zona de ella.

(1)

Tomados de las normas de proyecto para obras de alcantarillado en localidades urbanas de la República Mexicana, editada por la SAHOP.

El nomograma mencionado se presenta en la Fig. III.2 (pag. 106) En él se explica el significado de la simbología que se utiliza en las diversas escalas y se explica, asimismo, su utilización. El uso del nomograma se ilustra para mayor comprensión con los siguientes ejemplos:

Ejemplo III.6

Se desea determinar el gasto máximo que se presentará en un tramo de la red de alcantarillado de una determinada población que cuenta con 15,936 habitantes y cuya región es de clima frío. La longitud total de la red de alcantarillado es de 24.6 km. El tramo que se analiza está comprendido entre los pozos de visita # 60 y 61 cuya longitud es de 120 m. La longitud tributaria (longitud de la red que aportará su caudal al tramo que se analiza) es de 4.39 km, el coeficiente de aportación es de 0.75.

Solución:

Los datos básicos para utilizar el nomograma de Harmon son: longitud de la red (la longitud tributaria más la longitud del tramo en estudio); densidad de población y; aportación. Valores que enseguida se calcularán.

a) Longitud de la red que contribuye al caudal

$$L = \text{longitud tributaria} + \text{longitud del tramo}$$

$$L = 4.39 + 0.12 = 4.51 \text{ km}$$

b) Densidad de población

$$D = \frac{15,936 \text{ hab.}}{24.6 \text{ km}} = 647.8 \text{ hab/km}$$

$$D = 648 \text{ hab/km.}$$

Nótese que para obtener la densidad de población se utiliza el número total de habitantes y la longitud total de la red de alcantarillado.

c) Aportación

$$A_p = 0.75 (125) = 93.75 \text{ l/hab/día}$$

Con los datos obtenidos se determinarán enseguida por medio del nomograma de Harmon el gasto medio y el gasto máximo para el problema que se plantea.

Localizando en sus respectivas escalas y uniendo los valores de $D = 648$ hab/km (densidad) y $L = 4.510$ km. (longitud tributaria más la longitud del tramo que se analiza).

Del tramo anterior se obtiene:

$$P = 2.84 \quad (\text{población en miles})$$

$$PM = 9.8 \quad (\text{población por el coeficiente de mayoración o de Harmon, en miles})$$

Para obtener el gasto medio (Q_{med}) se une la población $P = 2.84$ con la aportación $A = 93.75$ y se lee el valor de 3.1 en la escala de gasto (Q) por lo cual

$$Q_{med} = 3.1 \text{ l/seg}$$

Para obtener el gasto máximo ($Q_{máx}$) se localiza el valor de $PM = 9.8$ (en la escala de PM) y se une este punto con el valor de $A = 93.75$ localizado en la escala de aportación. Al trazar la línea que une ambos puntos se lee el valor de 10.1 en la escala de gasto (Q), por lo cual la respuesta es:

$$Q_{máx} = 10.1 \text{ l/seg}$$

Ejemplo III.7

Para conocer el diámetro y la pendiente que debe tener un tramo de tubería de una red de alcantarillado, se desea conocer el gasto máximo que se presentará en dicho tramo, considerando los siguientes datos:

$$\text{Población de proyecto} = 27,936 \text{ hab.}$$

$$\text{Longitud total de la red} = 20 \text{ km.}$$

$$\text{Longitud del tramo} = 100 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud tributaria} = 17.6 \text{ km}$$

El clima de la región es templado.

Solución:

Cálculo de los datos básicos para entrar al nomograma de Harmon:

a) Longitud de la red que contribuye al caudal.

$$L = \text{longitud tributaria} + \text{longitud del tramo}$$

$$L = 17.6 + 0.1 = 17.7 \text{ km.}$$

b) Densidad de población

$$D = \frac{27,936 \text{ hab}}{20 \text{ km}} = 1396.8 = 1397 \text{ hab/km}$$

c) Aportación

$$A = 0.75 (150) = 112.5 \text{ l/hab/día}$$

Localizando en sus respectivas escalas y uniendo los valores de $L = 17.7$ y $D = 1397$ se obtiene que:

$$P = 24.5$$

$$P M = 63$$

El gasto medio se obtiene uniendo la población $P = 24.5$ con la dotación $A = 112.5$ con lo cual se obtiene en la escala (Q) el valor de 32.2 por lo cual:

$$Q_{\text{med}} = 32.2 \text{ l/seg}$$

El gasto máximo se obtiene uniendo el valor de la población multiplicada por el coeficiente de mayoración o de Harmon $P M = 63$ el cual se localiza en la escala \underline{P} (no en la escala $P M$) y se une con la aportación $A = 112.5$ obteniendo de esta manera el valor, en la escala (Q) de 82, por lo que la solución es:

$$Q_{\text{máx}} = 82 \text{ l/seg}$$

III.2 REVISIÓN DE LOS CONCEPTOS BÁSICOS DE HIDRAULICA APLICABLES

La eficiencia de una red de alcantarillado para transportar las aguas residuales en general, está determinada en gran medida por la precisión del diseño hidráulico que se realice. La adecuada determinación de velocidades, pendientes y demás parámetros que intervienen en el diseño de las tuberías que integran la red de alcantarillado es de gran importancia para lograr proyectos eficaces y económicos.

En el proyecto de alcantarillado se consideran los mismos principios y fórmulas hidráulicas del agua limpia para las aguas residuales, a pesar de que hidráulicamente, la conducción de éstas difiere a la de las aguas limpias en los siguientes aspectos:

- A excepción de casos muy especiales, los conductos no trabajan bajo presión.

-El escurrimiento es casi siempre inestable y frecuentemente no uniforme, es decir el flujo varía de acuerdo a la época, lugar, hora, etc.

-El escurrimiento transporta generalmente materiales flotantes, suspendidos y solubles.

Los sistemas de alcantarillado se diseñan para que el escurrimiento de las aguas residuales pueda verificarse en conducciones cerradas o en conducciones a cielo abierto.

III.2.1 Escurrimiento en conducciones cerradas.

El escurrimiento bajo estas condiciones puede calcularse utilizando la ley de la conservación de la energía aplicada al movimiento de fluidos, es decir, aplicando la conocida ecuación de Bernoulli considerando dos secciones cualesquiera como se ve en la figura III.3.

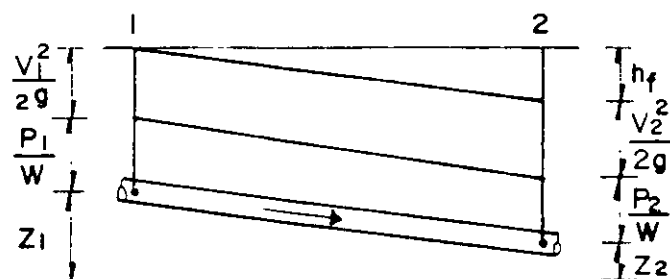


Fig. III. 3

De la figura III.3, se plantea la siguiente ecuación:

$$\frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_f$$

Donde:

$\frac{P_1}{W}$ y $\frac{P_2}{W}$ Son cargas de presión en las secciones 1 y 2 respectivamente.

$\frac{V_1^2}{2g}$ y $\frac{V_2^2}{2g}$ Son las cargas de velocidad en las secciones 1 y 2 respectivamente.

Z_1 y Z_2 Son las cargas de altura en las secciones 1 y 2 respectivamente.

h_f Pérdida de carga entre las secciones 1 y 2.

Por la naturaleza de los cálculos que se requieren en la expresión anterior, varios autores han desarrollado fórmulas empíricas que simplifican estos cálculos. Tal es el caso de la fórmula propuesta por Hazen y Williams, la cual proporciona resultados bastante aproximados de la velocidad del escurrimiento en conducciones cerradas. Esta ecuación se expresa de la siguiente manera:

$$V = 0.402 \cdot C \cdot R_h^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

o

$$V = 0.168 \cdot C \cdot D^{0.63} \cdot S^{0.54}$$

V = Velocidad del escurrimiento en m/seg.

D = Diámetro de la sección transversal del tubo en metros.

R_h = Radio hidráulico en metros.

S = Pendiente hidráulica (adimensional)

C = Coeficiente cuyo valor depende de la rugosidad del conducto.

En la Tabla III.2 se dan valores de C obtenidos experimentalmente para diferentes materiales con que construyen las tuberías.

Tabla III.2

| MATERIAL DEL TUBO | COEFICIENTE C (1/seg) |
|--|-----------------------|
| Acero revestido, juntas soldadas. Nuevo | 140 |
| Acero revestido, juntas soldadas, edad incierta | 100 |
| Acero revestido, juntas remachadas. Nuevo | 110 |
| Acero revestido, juntas remachadas. Edad incierta | 90 |
| Asbesto - cemento. Nuevo | 140 |
| Asbesto - cemento. Edad incierta | 130 |
| Concreto liso. Nuevo | 140 |
| Concreto. Edad incierta | 130 |
| Concreto bien fabricado, de gran diámetro | 150 |
| Fierro fundido. Nuevo, revestido de alquitrán | 135 |
| Fierro fundido. Nuevo, sin revestimiento | 130 |
| Fierro fundido. 5 años de edad | 120 |
| Fierro fundido. 10 años de edad | 110 |
| Fierro fundido. 20 años de edad | 100 |
| Fierro fundido. 30 años de edad | 90 |
| Fierro fundido. 40 años de edad | 80 |
| Madera lisa | 140 |
| P.V.C. Nuevo | 140 |
| P.V.C. Edad incierta | 130 |

Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la carga disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas. Se emplea la siguiente fórmula donde las pérdidas por presión son las siguientes:

Fórmula de Manning

$$S = \frac{H_f}{L}, \quad Q = VA = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{H_f}{L}\right)^{1/2} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

Despejando H_f , se tiene

$$H_f = \left[\frac{10.29 n^2}{D^{16/3}} \right] \cdot Q^2 \cdot L$$

Si se llama

$$K = \frac{10.29 n^2}{D^{16/3}}$$

Se tiene que:

$$H_f = K \cdot L \cdot Q^2$$

Donde:

- H_f = Pérdidas por fricción en metros
- L = Longitud de la conducción en metros
- K = Constante que uniformiza unidades
- Q = Gasto de aguas residuales en m³/s

III.2.2 Conducciones a cielo abierto

A continuación se mencionan algunas fórmulas para la determinación de la velocidad en canales a cielo abierto, las cuales son aplicables en el cálculo hidráulico de los sistemas de alcantarillado, dado que las tuberías se consideran para efectos de conducción, precisamente, como un canal donde únicamente actúa la presión atmosférica.

Fórmula de Chezy

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot S}$$

Su uso está limitado por la evaluación de C que depende del número de Reynolds y del tamaño, forma y rugosidad de la conducción.

Kutter modificó la fórmula de Chezy evaluando el coeficiente C.

Fórmula de Kutter

$$V = \left[\frac{\frac{1}{n} + 23.04 + \frac{0.00155}{S}}{0.552 + \frac{n}{\sqrt{R_h}} \cdot \left(23.04 + \frac{0.00155}{S} \right)} \right] \cdot \sqrt{R_h S}$$

Fórmula de Manning

Manning ha establecido otra fórmula que es aplicable al caso de conducciones a cielo abierto y que en nuestro país, es la expresión que se ha generalizado en su uso, y es la siguiente:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Esta fórmula también calcula la velocidad del agua en tuberías cuando trabajan llenas. La nomenclatura para las ecuaciones anteriores es la siguiente:

V = Velocidad del escurrimiento en m/seg.

R_h = Radio hidráulico de la sección.

S = Pendiente hidráulica.

n = Coeficiente de rugosidad

Como en alcantarillados es usual considerar para la rugosidad del concreto, n = 0.013 o n = 0.015, y tanto en la fórmula de Kutter, como en la de Manning y Chezy se emplean los mismos valores de n, existe cierta concordancia en los resultados que se obtienen de las tres fórmulas anteriores, siendo la de Manning la más fácil de calcular y puede aplicarse a todo tipo de conducciones, independientemente de su forma y para cualquier valor de R_h, V y S. Sin embargo a causa de la naturaleza empírica de la expresión, su empleo debe limitarse a casos en que los valores de R_h sean menores

a 3 m. y los valores de S mayores de 0.0001. Lo mismo sucede en la fórmula de Kutter.

Para facilitar los cálculos y conocer los rangos de los resultados de aplicar la ecuación de Manning en tuberías de sección circular, se han elaborado nomogramas para distintos valores del coeficiente de rugosidad " n " y utilizando más comúnmente el valor de $n = 0.013$, que es el valor usual para tuberías de concreto.

Es conveniente mencionar que el nomograma se utiliza muy poco debido a la facilidad con que actualmente se pueden realizar operaciones aritméticas en calculadoras electrónicas. Sin embargo, para fines de estudio, se repasará un poco de lo que trata el nomograma.

El nomograma de Manning es la representación en escala vertical, de los parámetros que intervienen en la fórmula de Manning, como son: la pendiente hidráulica " S ", la velocidad de escurrimiento " V " y el diámetro de la tubería " D ", además del gasto que se conduce " Q " (ver figura III.4). Con este nomograma es posible determinar cualquiera de los cuatro parámetros anteriores bastando con proponer sólo dos de ellos para determinar los otros dos, es decir, las escalas del nomograma están dispuestas de tal manera que con sólo unir, con una línea recta un punto de una escala con otro de otra escala, se pueden conocer los valores de los otros dos parámetros en la intersección de dicha línea recta con las escalas de los dos parámetros restantes. Por ejemplo, proponiendo la pendiente y el diámetro, se puede conocer la velocidad y el gasto de escurrimiento a tubo leno.

Para entender mejor la forma de determinar algún parámetro, conociendo dos, empleando el nomograma de Manning, se verá el siguiente ejemplo, comparando los resultados así obtenidos con los que se obtienen al aplicar directamente la fórmula de Manning.

Ejemplo III.8

Si la capacidad requerida de una alcantarilla es de 20 lts/seg para una pendiente de 0.00125 ¿Cuál es el diámetro necesario y la velocidad de escurrimiento si el valor del coeficiente de rugosidad es de 0.013.

Solución por medio del nomograma

Localizando en la escala respectiva del gasto el valor de 20 l/seg y en la pendiente, expresada en milésimas, el valor $0.00125 = 1.25$ (en milésimas) y uniendo éstos dos puntos,

por medio de una recta, se puede leer directamente de las escalas del diámetro y la velocidad los siguientes valores:

$$\text{Diámetro: } D = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Velocidad: } V = 0.42 \text{ m/seg}$$

Resolviendo el problema por medio de la ecuación de Manning y la ecuación general para determinar el gasto, se obtienen los siguientes valores:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad \text{---a}$$

$$Q = AV \quad \text{---b}$$

Para un conducto circular que trabaja lleno, se tienen los siguientes valores para el radio hidráulico y área de la sección

$$R_n = \frac{D}{4}$$

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

Sustituyendo en la ecuación b, se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

Despejando el diámetro de la ecuación anterior, queda:

$$D = \left[\frac{3.21(Q)(n)}{(S)^{1/2}} \right]^{3/8} \quad \text{---c}$$

Sustituyendo en la ecuación los valores Q, S y n y realizando las operaciones, se tiene que el valor del diámetro es igual a:

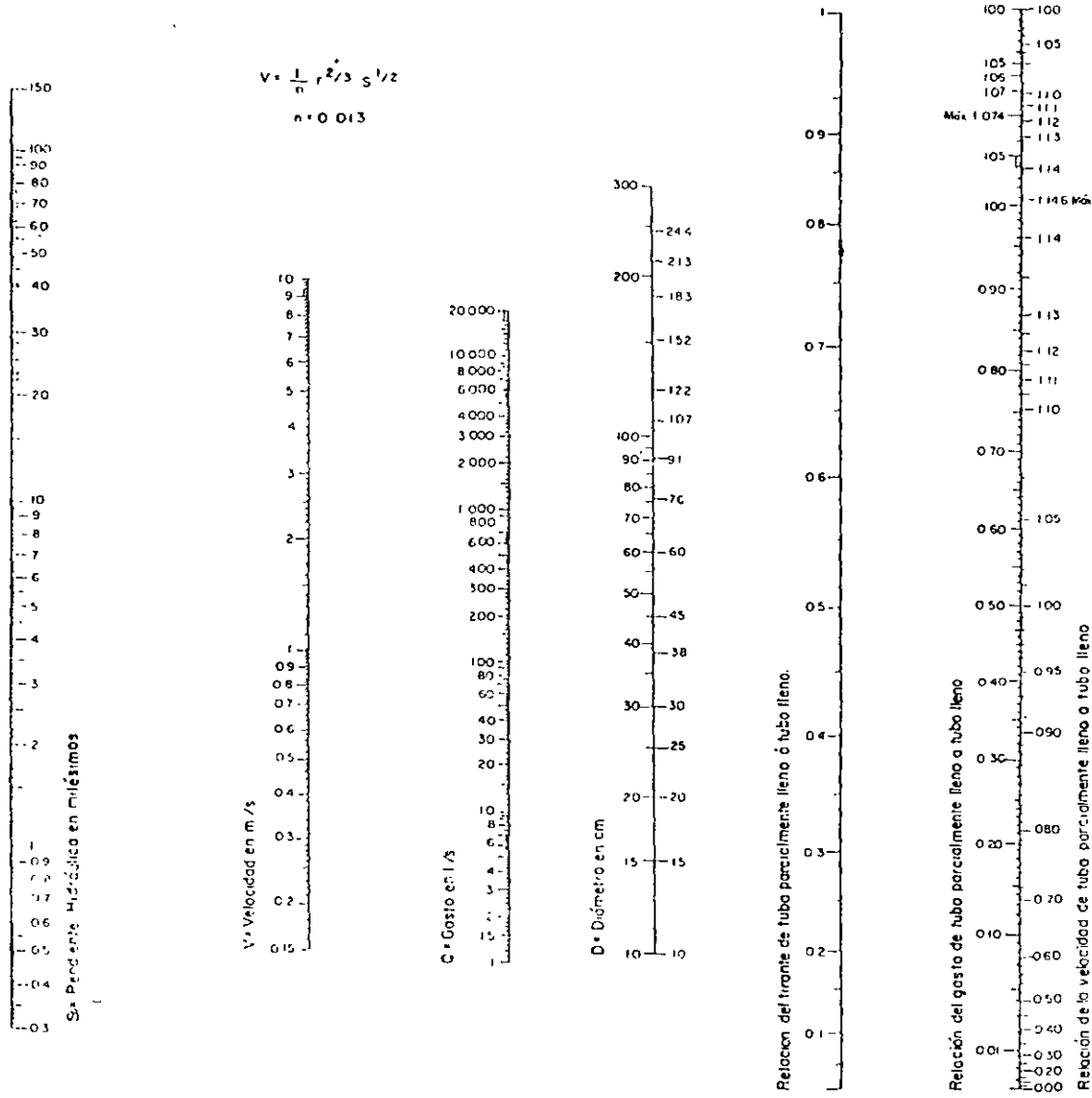
$$D = 0.245 \text{ m} = 24.50 \text{ cm}$$

Sustituyendo el valor de D en la ecuación a, se obtiene que el valor de la velocidad

$$V = \frac{1}{0.013} \left(\frac{0.245}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.00125)^{1/2}$$

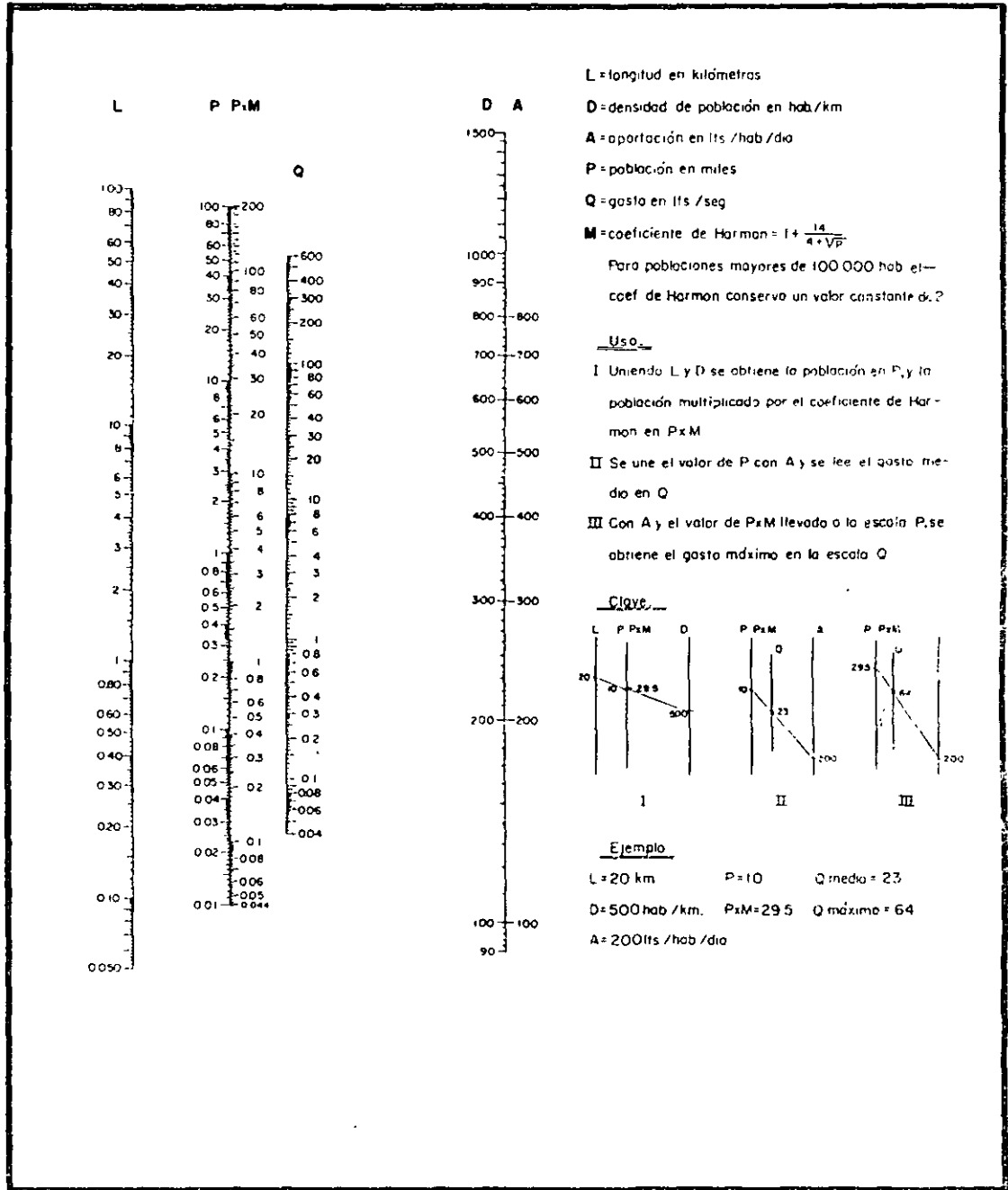
$$V = 0.423 \text{ m/seg}$$

Se observa que los valores obtenidos por el nomograma de Manning se aproximan bastante a los calculados con la fórmula de Manning.



N O M O G R A M A D E M A N N I N G

Figura III. 2



Cabe aclarar que el nomograma está construido considerando que la tubería "trabaja" llena, pero sin estar a presión, es decir, que la pendiente hidráulica del escurrimiento es la misma que la pendiente geométrica de la tubería. Además, en la escala correspondiente al diámetro de la tubería aparecen dos escalas; la del lado izquierdo corresponde al diámetro teórico y la del lado derecho representa los valores de los diámetros de tubería más comunes que existen en el mercado, es decir, corresponde a los diámetros comerciales. En un proyecto, el diámetro teórico debe ser ajustado al valor más próximo al diámetro comercial, tomando generalmente el valor próximo superior.

Ejemplo III.9

Se desea determinar el menor diámetro de tubería y la mínima pendiente que garanticen la conducción de un gasto de 328 lts/seg con una velocidad no menor de 60 cm/seg a tubo lleno. Considere que el coeficiente de rugosidad $n=0.013$.

Solución:

De la ecuación general del gasto

$$Q = AV$$

Donde:

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

$$V = 0.60 \text{ m/seg (velocidad mínima permisible)}$$

$$Q = 0.328 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Sustituyendo:

$$0.328 = \frac{\pi D^2}{4} (0.6)$$

Despejando el diámetro, queda que:

$$D = \sqrt{\frac{4(0.328)}{0.6 (3.1416)}}$$

$$D = 0.83 \text{ m diámetro necesario}$$

El diámetro comercial que se debe adoptar es el de 0.91 m.

La pendiente mínima para este caso se obtiene a partir de

la fórmula de Manning de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Despejando la pendiente

$$S = \left(\frac{V(n)}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

El radio hidráulico es igual a:

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

Sustituyendo:

$$S = \left[\frac{0.6 (0.013)}{\left(\frac{0.91}{4}\right)^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.00044 = 0.44 \text{ milésimas}$$

Desde luego, el pequeño aumento en el diámetro garantiza el paso del gasto por la tubería.

III.2.3 Escurrimiento en tubos que funcionan parcialmente llenos.

En la práctica se puede proyectar las tuberías de tal manera que sean operativas durante su periodo de vida útil sobre la base de un funcionamiento totalmente lleno; sin embargo, las aportaciones de aguas residuales a las atarjeas de la red son sumamente variables, es decir, en ocasiones llevarán volúmenes que llenen toda su sección, y en otras el escurrimiento sólo ocupará parcialmente dicha sección. Y si además se considera que en los ramales iniciales los escurrimientos son menores que en los ramales finales debido a las pocas aportaciones tributarias, originará que el tubo trabaje parcialmente lleno.

Esta variación de escurrimiento representa un problema de funcionamiento, pues las condiciones óptimas que pueden encontrarse para el diseño en escurrimiento a tubo lleno, pueden no serlo para un escurrimiento en condiciones de tubo parcialmente lleno, especialmente en lo referente a la velocidad mínima para evitar el azolvamiento en las tuberías.

En el estudio del funcionamiento de una tubería en la que fluye un gasto variable se distinguen dos clases de datos: unos que se refieren a las condiciones geométricas y de materiales de la tubería y que se les conoce como los elementos de la tubería o del conducto y los otros que se refieren a las condiciones del escurrimiento y que se les conoce como los elementos hidráulicos de la tubería.

Los elementos de la tubería o del conducto son:

- La sección y el perímetro interior.
- La plantilla.
- La clave y el eje.
- La rugosidad y el espesor de la tubería o del conducto.

Los elementos hidráulicos varían con el tirante y se refieren a la sección de la misma, por lo que siendo variable el tirante también dichos elementos lo serán. Bajo tales condiciones, los elementos hidráulicos son:

- El tirante.
- El perímetro mojado.
- El área mojada.
- El radio hidráulico.

En función de estos elementos se encuentra la velocidad y el gasto que son netamente hidráulicos y su variación depende de la variación de aquellos elementos. Así cuando el gasto máximo ($Q_{\text{máx}}$) adopta una área o sección mojada igual a la sección recta de la tubería o del conducto sin ejercer presión, el tirante de la corriente viene a ser la distancia vertical entre plantilla y clave del conducto o su diámetro en algunos casos.

Cuando la corriente no llena la sección del conducto, el área mojada solo es parte de ella, el tirante en una fracción de la anterior altura y las características hidráulicas varían para cada magnitud de tirante, por tanto, el gasto mínimo ($Q_{\text{mín}}$) que pasa por una alcantarilla tendrá una

sección mojada muy pequeña, un tirante mínimo y la velocidad debe ser tal que el escurrimiento tenga capacidad para arrastrar los sólidos usuales que existen en las aguas residuales. La variación de los elementos hidráulicos de una sección circular en función de la variación del tirante, puede expresarse con las siguientes ecuaciones.

Expresiones de los elementos hidráulicos funcionando parcialmente llenos.

Perímetro mojado

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot \theta}{360^\circ} \quad \text{III.2.3.1}$$

Area mojada

$$a = \frac{D^2}{4} \cdot \left(\frac{\pi \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right) \quad \text{III.2.3.2}$$

Radio hidráulico

$$r_h = \left(\frac{1}{4} - \frac{45^\circ \text{ Sen } \theta}{\pi \theta} \right) \cdot D \quad \text{III.2.3.3}$$

Donde:

$$\theta = 2 \text{ Cos}^{-1} (1 - 2t/D) \quad \text{III.2.3.4}$$

t = Tirante de la corriente

D = Diámetro de la sección circular considerada.

Puede determinarse la ecuación de variación de la velocidad y el gasto, que son los elementos netamente hidráulicos, a partir de la fórmula de Manning que permite relacionar cada elemento hidráulico de la sección parcialmente llena, con el elemento correspondiente a la sección totalmente llena, haciéndola depender únicamente de una relación de tirante-diámetro de la tubería, de la siguiente manera:

Para la velocidad

$$\text{A tubo lleno } v = \frac{1}{N} \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

A tubo parcialmente
lleno $v = \frac{1}{n} \cdot r_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$

Considerando que la pendiente es la misma, la relación de velocidades es la siguiente:

$$\frac{v}{V} = \frac{N}{n} \cdot \frac{r_h^{2/3}}{R_h^{2/3}} \quad \text{III.2.3.5}$$

Donde:

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Sustituyendo la ecuación III.2.3.3 en la III.2.3.5, se tiene que:

$$\frac{v}{V} = \frac{\left[\left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta} \right) D \right]^{2/3}}{\left(\frac{D}{4} \right)^{2/3}} \cdot \frac{N}{n}$$

$$\frac{v}{V} = \frac{4^{2/3} \left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta} \right)^{2/3} D^{2/3}}{D^{2/3}} \cdot \frac{N}{n}$$

Si llamamos a $r'_h = 0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta}$, tenemos

$$\frac{v}{V} = (4r'_h)^{2/3} \frac{N}{n} \quad \text{III.2.3.6}$$

Para el gasto, la relación es la siguiente

$$\frac{q}{Q} = \frac{a \cdot v}{A \cdot V} \quad \text{III.2.3.7}$$

Donde

$$A = \frac{\Pi \cdot D^2}{4}$$

y

$$\frac{a}{A} = \frac{D^2 \left(\frac{\Pi \cdot \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right)}{\frac{\Pi \cdot D^2}{4}}$$

$$\frac{a}{A} = \frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \Pi} \quad \text{III.2.3.8}$$

Sustituyendo las ecuaciones III.2.3.6 y III.2.3.8 en la III.2.3.7 tenemos:

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \Pi} \right) (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n} \quad \text{III.2.3.9}$$

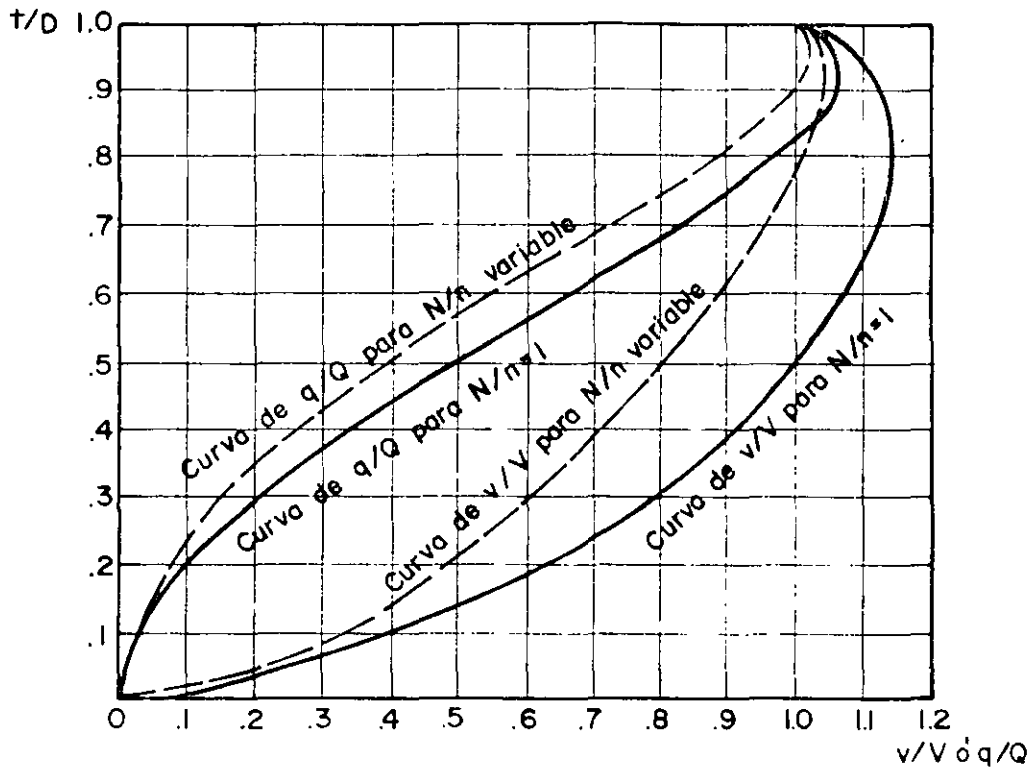
En base a las ecuaciones III.2.3.6 y III.2.3.9 podemos determinar la velocidad y el gasto a tubo parcialmente lleno para cualquier valor de la relación tirante-diámetro de la sección considerada. En la figura III.5 se presenta la variación de estos elementos a diferentes valores de dicha relación (t/D) en donde las dos curvas punteadas marcan la influencia de una relación variable de N/n , y las curvas continuas para una relación $\frac{N}{n} = 1$.

Para fines prácticos comúnmente se considera para el cálculo de los elementos hidráulicos una relación N/n constante igual a 1 a pesar de que el valor de la rugosidad tiende a aumentar al crecer el tirante de la corriente, sin embargo, si se tienen en cuenta debidamente las variaciones de n , los resultados obtenidos en el diagrama de los elementos hidráulicos serán más exactos.

Ejemplo III.10

En una atarjea de 30 cm de diámetro de una red de alcantarillado se midió directamente el tirante máximo que se había presentado teniendo un valor de 23 cm.

Se desea conocer el gasto y la velocidad del escurrimiento para ese tirante. La pendiente de la plantilla es de 14 milésimas y la relación $N/n = 1$; ($N = n = 0.013$).



Variación de los elementos hidráulicos para tubos de sección circular respecto a la relación Tirante-Diámetro

Fig. III.5

Solución

La velocidad y el gasto a tubo lleno son las siguientes:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{(3.1416) \cdot (0.30)^2}{4} = 0.071 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{1}{n} (R_h)^{2/3} \cdot S^{1/2} = \frac{1}{0.013} \left(\frac{0.3}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.014)^{1/2}$$

$$V = 1.619 \text{ m/seg.}$$

$$Q = VA = (1.619) \cdot (0.071)$$

$$Q = 0.115 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Empleando las ecuaciones para los elementos hidráulicos en tubos que funcionan parcialmente llenos, tenemos:

De la ecuación III.2.3.4

$$\theta = 2 \cos^{-1} \cdot (1 - 2 \cdot t/D) = 2 \cos^{-1} \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{.23}{.3}\right)\right)$$

$$\theta = 244.46^\circ$$

de la ecuación III.2.3.6 tenemos que la relación de velocidades a tubo parcialmente lleno - tubo lleno es:

$$\frac{v}{V} = (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n}$$

$$v = (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n} V$$

Donde:

$$r_h' = \left(0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } \theta}{\theta}\right)$$

$$r_h' = 0.25 - 14.3239 \frac{\text{Sen } 244.46^\circ}{244.46^\circ}$$

$$r_h' = 0.30$$

$$\frac{N}{n} = 1$$

$$V = 1.619 \text{ m/seg}$$

Sustituyendo:

$$v = \left[4 (0.30) \right]^{2/3} \cdot (1) \cdot (1.619) = 1.828 \text{ m/seg}$$

Para determinar el gasto emplearemos las siguientes ecuaciones:

De la ecuación III.2.3.2, tenemos:

$$a = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi \theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2} \right)$$

$$a = \frac{(0.3)^2}{4} \left(\frac{3.1416 (244.46^\circ)}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } 244.46^\circ}{2} \right)$$

$$a = 0.058 \text{ m}^2$$

De la ecuación III.2.3.7, calcularemos el gasto a tubo parcialmente lleno:

$$\frac{q}{Q} = \frac{a}{A} \cdot \frac{v}{V}$$

$$q = \frac{a}{A} \cdot \frac{v}{V} \cdot Q$$

Sustituyendo:

$$q = \left(\frac{0.058}{0.071} \right) \cdot \left(\frac{1.828}{1.619} \right) \cdot (0.115)$$

$$q = 0.107 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La velocidad y el gasto para un tirante = 23 cm son:

$$v = 1.828 \text{ m/seg}$$

$$q = 0.107 \text{ m}^3/\text{seg}$$

En el diseño hidráulico de la red de alcantarillado, nosotros consideramos que las aportaciones a la red son variables de acuerdo a lo expuesto al inicio de este inciso, situación que se refleja al considerar los dos gastos de diseño, que son los gastos mínimos y los gastos máximos y para posteriormente revisar si la velocidad mínima y máxima correspondientes cumplen con las velocidades permisibles, tanto en el primer caso para que no exista sedimentación, como en el segundo de que no provoquen desgastes en la superficie de contacto del líquido con la tubería. La ecuación III.2.3.9. nos proporciona la relación de

$$\frac{q}{Q} \cdot \frac{v}{V} \text{ de la siguiente forma:}$$

Tenemos que

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right) \cdot (4 r_h')^{2/3} \cdot \frac{N}{n}$$

Considerando que

$$\frac{N}{n} = 1$$

$$\text{y } \frac{v}{V} = (4 r_h')^{2/3}$$

Sustituyendo

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right) \cdot \frac{v}{V}$$

Despejando $\frac{v}{V}$ de la ecuación anterior tenemos que

$$\frac{v}{V} = \left(\frac{1}{\left(\frac{\theta}{360^\circ} - \frac{\text{Sen } \theta}{2 \cdot \pi} \right)} \right) \cdot \frac{q}{Q} \quad \text{III.2.3.10}$$

Esta expresión nos ayudará a calcular las velocidades mínima y máxima para los gastos mínimo y máximo respectivamente, sin embargo, el problema de determinar dichas velocidades es conocer el ángulo θ que está en función de la relación t/D .

El problema se resuelve tabulando o graficando $\frac{q}{Q} \frac{v}{V}$, haciendo variar θ , es decir, tomando distintos valores de t/D como se muestra en la tabla III.3.

La gráfica que resulta de estos dos elementos hidráulicos nos permite determinar la velocidad mínima y máxima conociendo la relación q/Q . También se puede hacer la determinación en un nomograma como el que se muestra en la figura III.4 a partir de la gráfica de la figura III.6.

Tabla III.3

| t/D | θ | r'_h | q/Q | $\frac{a}{A}$ | $\frac{v}{V} = (4r'_h)^{2/3}$ |
|----------|----------|---------|---------|---------------|-------------------------------|
| 0.01 | 22.9567 | 0.0298 | 0.0018 | 131.3586 | 0.2422 |
| 0.05 | 51.6839 | 0.0326 | 0.0048 | 53.4759 | 0.2569 |
| 0.10 | 73.7398 | 0.0635 | 0.02088 | 19.2160 | 0.4012 |
| 0.15 | 91.1460 | 0.0929 | 0.04861 | 10.6315 | 0.5168 |
| 0.20 | 106.2602 | 0.1206 | 0.08757 | 7.0235 | 0.6151 |
| 0.25 | 120.0000 | 0.1466 | 0.13698 | 5.1151 | 0.7007 |
| 0.30 | 132.8436 | 0.1709 | 0.19583 | 3.9632 | 0.7761 |
| 0.35 | 145.0848 | 0.1935 | 0.26294 | 3.2060 | 0.8430 |
| 0.40 | 156.9261 | 0.2142 | 0.33699 | 2.6772 | 0.9022 |
| 0.45 | 168.5217 | 0.2331 | 0.41653 | 2.2913 | 0.9544 |
| 0.50 | 180.0000 | 0.2500 | 0.5000 | 2.0000 | 1.0000 |
| 0.55 | 191.4783 | 0.2649 | 0.58571 | 1.7776 | 1.0393 |
| 0.60 | 203.0739 | 0.2776 | 0.67184 | 1.5962 | 1.0724 |
| 0.65 | 214.9152 | 0.2881 | 0.75641 | 1.4533 | 1.0993 |
| 0.70 | 227.1564 | 0.2962 | 0.83724 | 1.3375 | 1.1198 |
| 0.75 | 240.0000 | 0.3017 | 0.91188 | 1.2430 | 1.1335 |
| 0.80 | 253.7398 | 0.30419 | 0.97747 | 1.1660 | 1.1397 |
| (*)0.813 | 257.5112 | 0.30431 | 0.99262 | 1.1485 | 1.1400 |
| 0.85 | 268.8540 | 0.3033 | 1.03044 | 1.1038 | 1.1374 |
| 0.90 | 286.2602 | 0.2980 | 1.06580 | 1.0549 | 1.1243 |
| 0.95 | 308.3161 | 0.2865 | 1.07451 | 1.0190 | 1.0950 |
| 1.00 | 360.0000 | 0.2500 | 1.0000 | 1.0000 | 1.0000 |

(*) El valor de 0.813 representa el máximo valor de la velocidad.

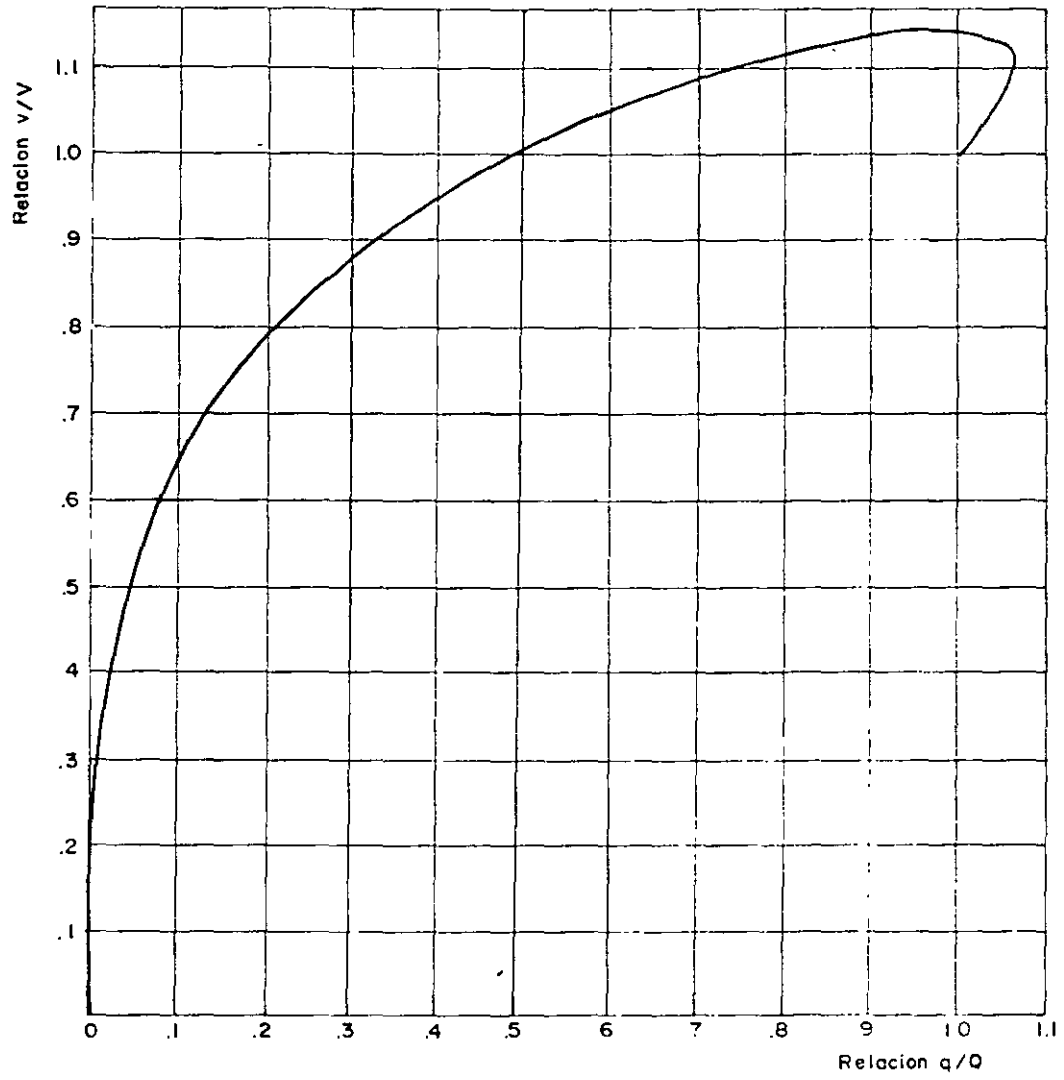


FIGURA . III . 6

Ejemplo III.11

Para el ejemplo 3.10 anterior, calcule la velocidad y el gasto empleando la gráfica de la figura III.5.

La relación tirante-diámetro de tubería es igual a:

$$\frac{t}{D} = \frac{0.23}{0.3} = 0.767$$

Con este valor y entrando a la gráfica de la figura III.5 leemos los siguientes valores de

$$\frac{v}{V} \text{ y } \frac{q}{Q}$$

$$\frac{v}{V} = 1.132 \quad ; \quad v = 1.132 V$$

Para $V = 1.619 \text{ m/s.}$

$$v = 1.132 (1.619) = 1.829 \text{ m/seg}$$

$$\frac{q}{Q} = 0.926 \quad ; \quad q = 0.926 Q$$

Para $Q = 0.115 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$q = 0.926 (0.115) = 0.106 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Puede observarse que los resultados obtenidos para la velocidad y el gasto a partir de las fórmulas así como de la gráfica, son muy parecidos.

Es importante notar que las velocidades en secciones parcialmente llenas igualan o exceden a las de sección totalmente llenas, siempre que las tuberías escurran llenas hasta más de la mitad y no se considere la variación de la rugosidad con la profundidad como se observa en la figura III.5, para la curva de v/V de línea continua. Las velocidades mayores o iguales que las que tienen las secciones totalmente llenas, considerando la variación de la rugosidad, se encuentran confinados al 20% de la profundidad solamente. Por lo tanto no será necesario colocar las tuberías a mayor pendiente cuando éstas escurran llenas a más de medio tubo para evitar problemas de sedimentación.

También podemos observar de la figura III.5, que existe un valor máximo de la velocidad para una relación t/D determinada, valor que podemos deducir de la siguiente manera:

Por la relación de proporcionalidad que tienen el radio hidráulico y la pendiente con respecto a la velocidad, se desprende que para obtener su máximo valor, es necesario tomar los más altos valores de R_h y S para un conducto de un material determinado.

Para una determinada condición de funcionamiento, la pendiente la podemos fijar de acuerdo a las condiciones topográficas. Por lo que sólo nos queda el radio hidráulico para determinar el valor máximo de la velocidad, y mientras mayor sea el valor del radio hidráulico, mayor será el valor de la velocidad.

Debemos entonces encontrar la forma de la sección que nos proporcione la mayor área en el menor contorno interior y de todas las figuras conocidas el círculo es el que mejor cumple estas características y es la que más se emplea en el diseño de los sistemas de alcantarillado.

La velocidad máxima y los restantes elementos hidráulicos en un tubo de sección circular pueden calcularse para un valor máximo del radio hidráulico de la siguiente manera:

A partir de la ecuación III.2.3.3 podemos determinar el valor máximo del radio hidráulico procediendo por tangentes y encontrar el valor de t/D que nos dé el valor máximo de r_h .

Haciendo ésto, encontramos que para una relación $t/D = 0.813$, la relación r_h/D es máxima; los elementos hidráulicos correspondientes serán:

El ángulo θ máximo es igual a:

$$\theta = 2 \text{Cos}^{-1} (1 - 2(0.813))$$

Sustituyendo

$$\theta = 257.5113^\circ \hat{=} 257^\circ 29'$$

Sustituyendo en las ecuaciones III.2.3.1, III.2.3.2, III.2.3.3 y III.2.3.6. y haciendo operaciones tenemos:

Perímetro mojado:

$$p' \approx 2.24721 \cdot D$$

Area mojada:

$$a = 0.68384 \cdot D^2$$

Radio hidráulico máximo:

$$r_{h \text{ máx}} = \frac{0.68384 \cdot D^2}{2.24721 \cdot D} = 0.30431 \cdot D$$

Velocidad máxima:

$$v_{\text{máx}} = (0.30431 \cdot D)^{2/3} \cdot \frac{S^{1/2}}{n}$$

Ejemplo III.12

En un proyecto de alcantarillado se tendrá una línea de conducción con tuberías de 45 cm de diámetro y una pendiente de 18 milésimas. Se sabe que los tirantes varían desde 0.1D hasta D y se pregunta si la pendiente que se considera es adecuada para que la velocidad máxima del escurrimiento que pueda presentarse, no sea mayor de 2.5 m/seg. En caso de que la pendiente no sea adecuada, indicar el valor máximo de la pendiente que satisfaga las condiciones del problema.

Consíderese que el coeficiente de rugosidad $n = 0.013$.

Solución:

Sabemos que la velocidad máxima se presenta para un tirante igual a 0.813D aproximadamente y que la ecuación que nos determina la velocidad máxima es la siguiente:

$$V_{\text{máx}} = (0.30431 \cdot D)^{2/3} \cdot \frac{S^{1/2}}{n}$$

Sustituyendo:

$$V_{\text{máx}} = \left[(0.30431) (0.45) \right]^{2/3} \cdot \frac{(0.018)^{1/2}}{0.013}$$

$$V_{\text{máx}} = 2.74 \text{ m/seg}$$

La velocidad máxima no satisface la condición del problema, por lo que calcularemos la pendiente que nos permita obtener la velocidad de 2.5 m/seg, despejando de la ecuación de la velocidad máxima la pendiente.

Entonces :

$$S = \left[\frac{(V_{\text{máx}}) \cdot n}{(0.30431 (D))^{2/3}} \right]^2$$

Sustituyendo:

$$S = \left[\frac{(2.5) \cdot 0.013}{(0.30431 \cdot 45)^{2/3}} \right]^2$$

$$S = 0.015$$

La pendiente máxima para obtener el valor de la velocidad de 2.5 m/seg. para un diámetro de tubería de 45 cm es de 15 milésimas.

Si hubiésemos considerado que la velocidad máxima se presentara a tubo lleno, obtendríamos el siguiente valor de la velocidad..

$$V = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.45}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.018)^{1/2}$$

$$V = 2.41 \text{ m/seg}$$

Por lo tanto la pendiente propuesta es la apropiada.

III.3 VELOCIDADES DE ESCURRIMIENTO PERMISIBLES. PENDIENTES DE DISEÑO. MATERIALES Y DIAMETROS COMERCIALES DE TUBERIAS. DIAMETROS MAXIMO Y MINIMO PERMITIDO (RECOMENDACIONES)

Un diseño hidráulico que considere la reducción de distancias entre los puntos de captación de las aguas residuales y los sitios de vertido, que evite la utilización de equipo de bombeo, que dé las pendientes necesarias para proporcionar velocidades tales que eviten el azolvamiento o la erosión de las tuberías, que logre excavaciones con profundidades mínimas y que en general, tienda a obtener una conducción por gravedad a una cierta velocidad que generalmente reduce el costo del proyecto.

Sin embargo, no en todos los casos es posible encontrar condiciones topográficas propicias para tener un escurrimiento con las ventajas antes mencionadas. De aquí, que sea necesario el estudio de diversas alternativas en base al conocimiento de las condiciones mínimas o máximas del funcionamiento hidráulico de la red de alcantarillado, con objeto de proporcionar el funcionamiento óptimo tanto de las tuberías, como de las estructuras accesorias y así poder determinar el proyecto adecuado, en cuanto a funcionalidad y economía. Las condiciones de funcionamiento óptimo son:

- Velocidad de escurrimiento permisible.
- Pendientes máximas y mínimas.
- Profundidades máximas y mínimas de excavación.

Para cumplir con tales lineamientos, la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, ahora Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, que era una de las dependencias oficiales, que por ley participa directa o indirectamente en el proyecto de los sistemas de alcantarillado, elaboró las "Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana", que en su oportunidad han sido referidas en el transcurso de estas notas. Sin embargo aunque estas normas no tienen obligatoriedad desde el punto de vista legal, representan recomendaciones de diseño que se aplican ampliamente en la práctica.

III.3.1 Velocidades de escurrimiento permisibles.

La velocidad de escurrimiento en una tubería, debe ser suficiente para impedir la sedimentación de limos y materiales orgánicos o mineral ligero. Tal velocidad es aproximadamente de 30 cm/seg. que debe ser la existente para escurrimiento en tiempo seco. La experiencia ha demostrado que cuando las velocidades están abajo de este nivel, puede ocurrir la decantación de los sólidos. Bajo estas condiciones la velocidad mínima tolerable de 30 cm/seg, se registra cuando el conducto lleva aproximadamente un 17% de su capacidad total.

La velocidad mínima cuando el tubo sea calculado como totalmente lleno, será de unos 60 cm/seg, que es equivalente a los 30 cm/seg con gasto mínimo.

La máxima velocidad tolerable es aproximadamente de 3 m/seg con el objeto de evitar una erosión en la base del conducto. No es conveniente que las velocidades sean mayores que la velocidad crítica hidráulica, con el objeto de evitar el

salto hidráulico y otros fenómenos desfavorables en los escurrimientos no uniformes. En general, una velocidad de cuando menos 90 cm/seg es la deseable, siempre que se lo—gre a un costo razonable.

III.3.2 Pendiente de diseño

Un concepto asociado a las velocidades de escurrimiento per misible y consecuentemente de los gastos que fluyen en las tuberías, lo constituyen las pendientes que deba tener la plantilla para que el sistema funcione con eficiencia, ya que ésta depende de la capacidad de evacuación de las aguas residuales y de las dimensiones que presente la tubería para el desalojo de dichas aguas.

Para estudiar los rangos que deba tener la pendiente para que el sistema funcione con eficiencia, podemos suponer que varían de 0° a 90° (ver figura III.7) considerando que la pendiente es la inclinación que tiene la tubería respecto a una horizontal imaginaria (1), resulta obvio que la mayor descarga se presenta para el ángulo de 90° , sin embargo las pendientes se limitan a un pequeño rango de variación que está determinado por las velocidades máxima y mínima permisibles.

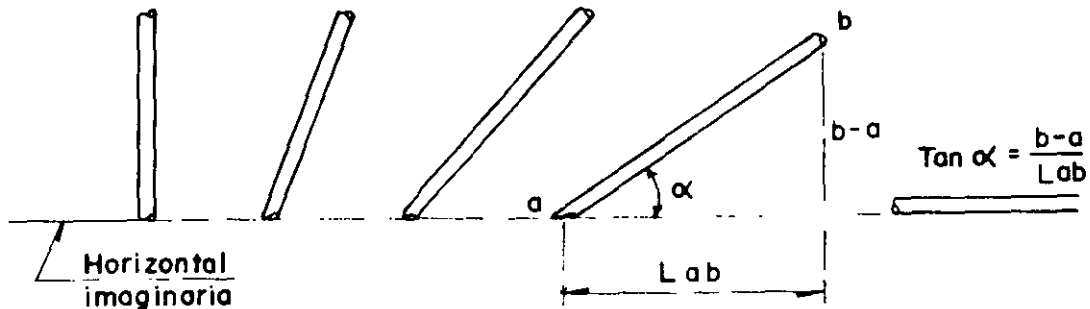


Fig. III. 7

- (1) considerando un tramo a-b con una longitud entre ambos L_{ab} (ver figura III.7) la pendiente se define como el desnivel que existe entre ambos puntos (b-a) entre la longitud L_{ab} , este coeficiente nos presenta la tangente del ángulo que forma dicha tubería con la línea horizontal imaginaria.

Desde luego la especificación de la velocidad límite superior establece que para una tubería dada existe una pendiente determinada que proporciona dicha velocidad. El aprovechamiento de pendientes mayores resulta inútil; por el contrario cuando se construyen alcantarillas en calles de fuertes pendientes debe recurrirse a la nulificación de parte del desnivel por medio de pozos de caída o algún otro dispositivo.

En general en las poblaciones, salvo las situadas en topografía accidentada, no se dispone sino de pendientes muy pequeñas, por lo cual más bien se está en el caso de obtener pequeñas velocidades. En igual forma, no siendo conveniente bajar el valor mínimo de éstas, existirá para cada dimensión de tubo una pendiente determinada que proporcione la velocidad mínima.

En resumen, el objeto de establecer ciertos lineamientos para la determinación de la pendiente, es evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras de caída, pozos de visita y de lavado, cárcamos de bombeo, etc., que encaren notablemente el proyecto, para tal objetivo las normas de proyecto (1) proponen los límites de operación de las pendientes y son los siguientes:

"Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno con objeto de tener excavaciones mínimas; pero tomando en cuenta lo siguiente:"...

III.3.2.1 Pendientes mínimas

- a) Casos normales: Son aquellos en que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/seg a tubo lleno.
- b) Casos excepcionales: Comprenden los casos en que contando con un desnivel muy pobre, es preciso sacrificar un poco de eficiencia del tramo de la alcantarilla a cambio de evitar la construcción de una planta de bombeo. Se acepta como pendiente mínima lo que hace el gasto mínimo consignado en la tabla III.4 con una velocidad de 30 cm/seg con un tirante igual o mayor de 1.5 cm.

(1) Normas de proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, editadas por la SAHOP.

III.3.2.2 Pendientes Máximas

- a) Casos normales: Se presentan cuando existe el desnivel topográfico necesario que permite una máxima reducción del diámetro de la tubería. Se acepta como pendiente máxima, aquélla que produce una velocidad máxima de 3.0 m/seg a tubo lleno.
- b) Casos excepcionales: También producen un correcto funcionamiento hidráulico, pero el conducto nunca trabaja lleno por ser excesivo el desnivel topográfico, pero logrando la máxima velocidad permitida sin erosionar las paredes del tubo. Bajo estas condiciones se tienen dos casos para pendiente máxima:

Para gasto mínimo:

La pendiente Máxima es aquella que produzca el citado gasto consignado en la tabla III.1 con una velocidad siempre menor de los 3.0m/seg con un tirante igual o mayor de 1cm, por lo cual, solo podrán conducirse como máximo el gasto que escurra con esa pendiente a una velocidad máxima de 3.0 m/seg.

Para gasto máximo:

La pendiente máxima es la que hace escurrir este gasto, a tubo parcialmente lleno con una velocidad que alcanza el máximo permitido de 3.0 m/seg.

Ejemplo III.13

En un proyecto de un sistema de alcantarillado se está revisando un tramo de tubería que transportará 167.59 lts/seg como gasto máximo, 65.72 lts/seg. de gasto medio y 32.86 lts/seg de gasto mínimo.

El proyectista propone un diámetro de 61 cm y por razones de proyecto se fija una pendiente de plantilla de 0.001. Revisar si el diámetro propuesto cumple con las velocidades permisibles.

Solución:

Revisemos primero si para el diámetro y pendiente propuesto se cumple la velocidad mínima a tubo lleno.

$$v = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.61}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.001)^{1/2}$$

$v = 0.694$ m/s cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno.

$$Q = 0.694 \cdot \frac{3.1416 \cdot (0.61)^2}{4}$$

$$Q = 0.203 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para revisar las velocidades máxima y mínima que se presenten para el gasto máximo y mínimo respectivamente, tenemos:

Relacionando

$$\frac{q_{\text{máx}}}{Q} = \frac{0.1676}{0.203} = 0.826$$

de la curva de la gráfica III.6 tenemos que para un valor de 0.826 de q/Q

$$\frac{v}{V} = 1.125$$

$$v = 1.125 \cdot V = 1.125 \cdot (0.694)$$

$$v = 0.781 \text{ m/seg (para el gasto máximo)}$$

Velocidad dentro de las velocidades permisibles.

Para el gasto mínimo, tenemos lo siguiente:

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q} = \frac{0.033}{0.203} = 0.163$$

Para este valor de $\frac{q}{Q}$, de la figura III.6 tenemos que:

$$\frac{v}{V} = 0.75$$

$$v = 0.75 \cdot V = 0.75 \cdot (0.694)$$

$$v = 0.521 \text{ m/seg}$$

Para el gasto mínimo, la pendiente propuesta no cumple con...

la velocidad mínima permisible de .60 m/seg a tubo lleno.

Considerando que por razones de proyecto debemos fijar una pendiente determinada, podríamos entonces estar en el caso excepcional de pendiente mínima. Entonces:

Para el diámetro de 61 cm, de la Tabla III.1

$$q_{\text{mín}} = 7.5 \text{ lts/seg} = 0.0075 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q} = \frac{0.0075}{0.203} = 0.0369$$

De la figura III.6, tenemos:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V} = 0.477 \quad ; \quad v_{\text{mín}} = 0.477 \cdot (0.694)$$

$v_{\text{mín}} = 0.33 \text{ m/seg}$ para un tirante de:

$$\frac{d}{D} = 0.132 \quad ; \quad d = 0.132 \cdot (0.61)$$

$$d = 8.05 \text{ cm} > 1.5 \text{ cm}$$

Cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Del ejemplo anterior es fácil preguntarse que uno no puede hablar de pendiente mínima o máxima como se habla de velocidad mínima o máxima en virtud de que estos valores son específicos y que adoptamos como condiciones de funcionamiento del sistema. En cambio, existen infinidad de pendientes que proporcionan la velocidad mínima permisible, por ejemplo, dependiendo de las dimensiones de la tubería principalmente.

Sin embargo, una vez establecidas las dimensiones de las tuberías que se pueden disponer, sí es factible fijar los valores de las pendientes que proporcionan los límites de velocidad, procurando hasta donde sea posible seguir con la pendiente del terreno y obtener pendientes mayores que aquellas que produzcan la velocidad límite inferior. A pesar de que en la mayoría de los casos, están definidos por las condiciones locales de la población y disponibles en muy estrechos límites.

La determinación de la profundidad máxima de instalación debe hacerse mediante un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes y el de atarjea o atarjeas laterales incluyendo los albañales respectivos. No obstante la experiencia ha demostrado que hasta 4.0 m de profundidad el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas domiciliarias y que a profundidades mayores (en aquellos casos en que técnicamente sea indispensable una mayor profundidad) resulta más económico el empleo de atarjeas laterales.

III.4.2 Anchos de zanjas

Los anchos de zanjas destinados a los conductos deben excavarse lo más estrechos posible, pero permitiendo a su vez la correcta colocación de la tubería y sea suficiente para poder hacer e inspeccionar las juntas, además de que disminuye el material de excavación y facilita que el relleno pueda quedar bien consolidado.

Una anchura mayor que la indispensable aumenta la carga que se trasmite a la tubería y aumenta el volumen de excavación.

En general todas las tuberías deben de instalarse en zanjas cuyas paredes como mínimo deban ser verticales hasta el lomo del tubo. En zanjas profundas las paredes laterales se hacen con un cierto talud para aminorar la posibilidad de un deslave y en algunos casos para facilitar la construcción de las obras especiales. Para los casos en la cual la excavación se haga en lugares donde el material del terreno sea muy suelto como en arena o limo-arenoso, será necesario recurrir a un ademe.

La dimensión mínima del ancho de la zanja⁽¹⁾ para facilitar maniobras se muestran en la Tabla III.5 y que cumple con lo especificado por la teoría de Marston.⁽²⁾

(1) Datos tomados de las normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario, elaborados por la SAHOP.

(2) La Teoría de Marston para anchos de zanjas nos dice:
Para tuberías con diámetros de hasta 45 cm. la fórmula para calcular el ancho de la zanja es $B = \emptyset + 50$ cm. Para tuberías con diámetros mayores de 45 cm la fórmula a emplear será la siguiente: $B = \emptyset + 60$ cm. Donde:
B = ancho de la zanja
 \emptyset = el diámetro de la tubería en cm

TABLA III.5

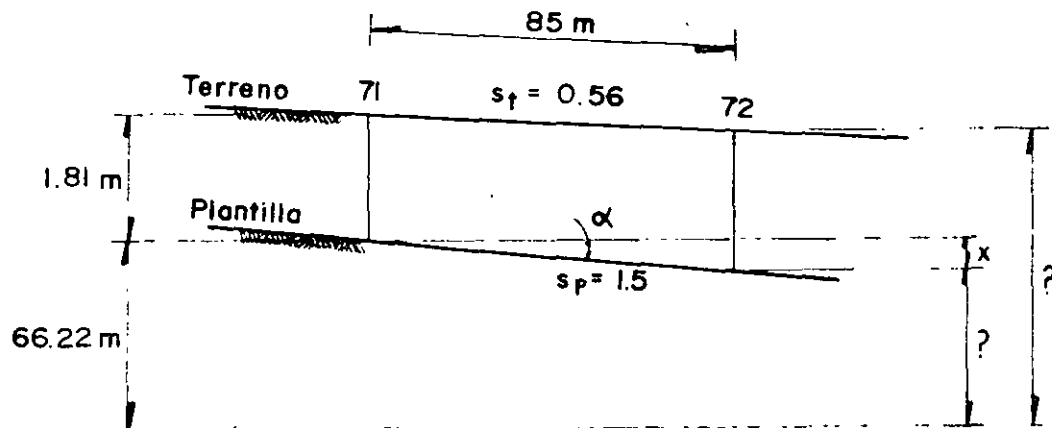
| DIAMETRO DEL TUBO | ANCHO DE LA ZANJA (cm) |
|-------------------|------------------------|
| 20 | 65 |
| 25 | 70 |
| 30 | 80 |
| 38 | 90 |
| 45 | 100 |
| 61 | 120 |
| 76 | 140 |
| 91 | 175 |
| 107 | 195 |
| 122 | 215 |
| 152 | 250 |
| 183 | 285 |
| 213 | 320 |
| 244 | 355 |

Ejemplo III.14

Para el tramo 71 - 72 que tiene una longitud de 85 m y la elevación de la plantilla en el punto 71 es de 66.22m cuál será la elevación de la plantilla y del terreno en el punto 72 si el colchón mínimo en el punto 71 es de 1.20 m.

Solución:

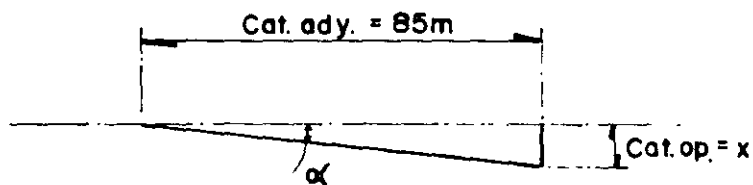
El planteamiento gráfico será el siguiente:



El problema se resuelve determinando la profundidad x , en virtud de que la elevación de la plantilla en el punto 72 vale:

$$\text{Elevación de la plantilla } 72 = 66.22 - x$$

Sabemos que la pendiente es igual a la tangente del ángulo que forma una horizontal imaginaria con la línea de conducción.



$$\text{Tan } \alpha = \frac{\text{Cat op}}{\text{Cat ady}} = \frac{x}{85\text{m}}$$

Despejando

$$x = 85 \cdot \text{Tan } \alpha$$

$$\text{Tan } \alpha = 0.0015$$

$$x = 85 \cdot (0.0015)$$

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

La elevación de la plantilla en el punto 72 es igual a:

$$66.22 - 0.13 = 66.09 \text{ m}$$

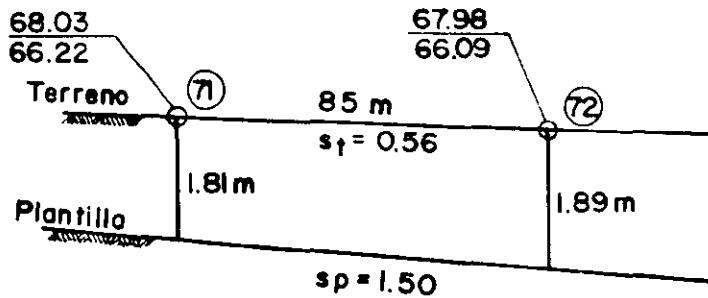
De la misma manera la elevación del terreno en el mismo punto es igual a:

$$68.03 - 85 \cdot (0.00056) = 67.98 \text{ m}$$

La profundidad de excavación es por tanto igual a:

$$67.98 - 66.09 = 1.89 \text{ m}$$

Gráficamente tendríamos:



III.4.3 Cargas sobre tuberías

Las cargas o las condiciones que determinan los esfuerzos en las tuberías de los sistemas de alcantarillado son: las cargas externas, la temperatura y las presiones internas. La primera es la más importante y puede ser el único esfuerzo que se tenga en cuenta en los proyectos, pues suelen regular el diseño de las tuberías.

Cualquier tubo en una zanja está sujeto a la carga debida al relleno que la cubre; ordinariamente esto no es un problema para las tuberías debido a que no están tendidos muy profundamente y los materiales de que están hechos (concreto y acero de refuerzo) son resistentes a la falla producida por la carga del relleno. Sin embargo existen ciertos factores que influyen en las cargas que actúan en las tuberías y son los siguientes:

- Ancho de la zanja en el nivel de la parte superior del tubo.
- Peso del relleno.
- Profundidad de instalación del conducto.

Para calcular la carga que soportan las tuberías debido al peso del material de relleno, Marston desarrolló una serie de fórmulas empíricas, de las cuales la fórmula general es la siguiente:

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

Donde:

W : Carga vertical total sobre el tubo.

C₁ : Un coeficiente que varía de acuerdo al material de relleno y con la relación h/B (profundidad de la zanja entre el ancho de la misma).

ω : Peso volumétrico del material del relleno.

B : Ancho de la zanja (el ancho de la zanja no debe ser mayor de una y media veces el diámetro del tubo).

Para poder aplicar la fórmula de Marston se necesita garantizar la verticalidad de las paredes de la zanja por lo menos hasta el lomo de la tubería. A continuación aparecen las tablas para conocer los valores de ω y C₁ (tablas III.6 y III.7 respectivamente), para distintos materiales de terreno.

Tabla III.6

PESO VOLUMÉTRICO APROXIMADO DEL MATERIAL DE RELLENO

| <u>Tipos de material</u> | <u>ω (kg/ m³)</u> |
|--------------------------|------------------------------|
| Arena seca | 1,600.0 |
| Arena húmeda | 1,920.0 |
| Arcilla húmeda | 1,600.0 |
| Arcilla saturada | 2,080.0 |
| Tierra vegetal húmeda | 1,440.0 |
| Tierra vegetal saturada | 1,760.0 |

TABLA. III.7

Valores del coeficiente "C₁" para cargas sobre tubos, debido al material de relleno, para diferentes valores de H/B.

| H/B | Arena seca o tierra vegetal húmeda | Arena húmeda o tierra vegetal saturada | Arcilla húmeda | Arcilla Saturada |
|------|------------------------------------|--|----------------|------------------|
| 0.5 | 0.46 | 0.47 | 0.47 | 0.48 |
| 1.0 | 0.85 | 0.86 | 0.88 | 0.90 |
| 1.5 | 1.18 | 1.21 | 1.25 | 1.27 |
| 2.0 | 1.47 | 1.51 | 1.56 | 1.62 |
| 2.5 | 1.70 | 1.77 | 1.83 | 1.91 |
| 3.0 | 1.90 | 1.99 | 2.08 | 2.19 |
| 3.5 | 2.08 | 2.18 | 2.28 | 2.43 |
| 4.0 | 2.22 | 2.35 | 2.47 | 2.65 |
| 4.5 | 2.34 | 2.49 | 2.63 | 2.85 |
| 5.0 | 2.45 | 2.61 | 2.78 | 3.02 |
| 5.5 | 2.54 | 2.72 | 2.90 | 3.18 |
| 6.0 | 2.61 | 2.81 | 3.01 | 3.32 |
| 6.5 | 2.68 | 2.89 | 3.11 | 3.44 |
| 7.0 | 2.73 | 2.95 | 3.19 | 3.55 |
| 7.5 | 2.78 | 3.01 | 3.27 | 3.65 |
| 8.0 | 2.82 | 3.06 | 3.33 | 3.74 |
| 8.5 | 2.85 | 3.10 | 3.39 | 3.82 |
| 9.0 | 2.88 | 3.14 | 3.44 | 3.89 |
| 9.5 | 2.90 | 3.18 | 3.48 | 3.96 |
| 10.0 | 2.92 | 3.20 | 3.52 | 4.01 |
| 11.0 | 2.95 | 3.25 | 3.58 | 4.11 |
| 12.0 | 2.97 | 3.28 | 3.63 | 4.19 |
| 13.0 | 2.99 | 3.31 | 3.67 | 4.25 |
| 14.0 | 3.00 | 3.33 | 3.70 | 4.30 |
| 15.0 | 3.01 | 3.34 | 3.72 | 4.34 |

Ejemplo III.15

Una tubería está tendida en una zanja de 90 cm de ancho y la altura del relleno sobre la parte superior del tubo es de 2.10 m. Cuál será la carga sobre el tubo si el relleno es:

- a) Arcilla saturada
- b) Arcilla húmeda

Solución:

A partir de la fórmula tenemos:

- a) Para arcilla saturada

El peso volumétrico de la arcilla saturada es:

$$\omega = 2,080 \text{ kg/m}^3 \text{ (de la tabla III.6)}$$

El coeficiente C_1 se determina de la Tabla III.7 para una relación h/B que se determina de la siguiente forma:

Según las normas de proyecto para un ancho de zanja de 90 cm corresponde a una tubería de 38 cm de diámetro (ver Tabla III.5). La profundidad de la zanja será igual a:

$$h = 2.10 + 0.38 = 2.48 \text{ m}$$

$$\text{La relación } \frac{h}{B} = \frac{2.48}{0.9} = 2.76$$

Con este valor de la relación h/B podemos encontrar el valor del coeficiente C_1 de la Tabla III.7. Sin embargo para este caso hay necesidad de hacer una interpolación para conocer el valor exacto de C_1 , de esta manera, $C_1 = 2.05$ para arcilla saturada.

Sustituyendo los valores encontrados en la fórmula de Marston tenemos:

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

$$W = 2.05 (2,080) (0.9)^2$$

$$W = 3,453.84 \text{ kg/m}$$

- b) Para arena húmeda

De la misma manera procedemos a calcular la carga sobre la tubería para un material de relleno de arena húmeda.

$$\omega = 1,920 \text{ kg/m}^3$$

Para una relación $h/B = 2.76$, tenemos que de la tabla III.7 y haciendo una interpolación obtenemos el valor de $C_1 = 1.88$.

Sustituyendo en la fórmula de Marston, tenemos:

$$W = 1.88 (1,920)(.9)^2$$

$$W = 1,923.77 \text{ kg/m}$$

III.4.4 Clases de encamado o plantilla.

Según el tipo de plantilla aumenta o disminuye la capacidad de carga de un tubo independientemente de su calidad, es decir, que cuando el fondo de la zanja no ofrezca las condiciones necesarias para mantener el conducto en forma estable y que tenga un asiento correcto en toda su longitud, es necesario la construcción de un encamado para satisfacer estas condiciones de estabilidad y asiento.

A continuación se describen las clases de encamado que se emplean comúnmente.

III.4.4.1 Plantilla clase "A"

En este método de encamado la zona externa inferior de la tubería debe apoyarse en concreto simple, que teniendo un espesor mínimo de un cuarto de diámetro interior en la parte más baja del tubo, se extiende hacia arriba por ambos lados hasta una altura que puede ser mayor o menor que el diámetro exterior y mínima de un cuarto de éste (ver fig. III.8).

El factor de carga varía de 2.25 a 3.0 tomándose normalmente el valor de 2.25. La plantilla de arena húmeda compactada, produce a las tuberías efectos comparables al que se obtiene con la de concreto simple y en consecuencia se clasifica como clase "A".

III.4.4.2 Plantilla clase "B"

Es el encamado en el que la tubería se apoya en un piso de material fino, colocado sobre el fondo de la zanja, que previamente ha sido arreglado con la concavidad necesaria para ajustarse a la superficie externa inferior de la tubería, en un ancho cuando menos igual al 60% de su diámetro

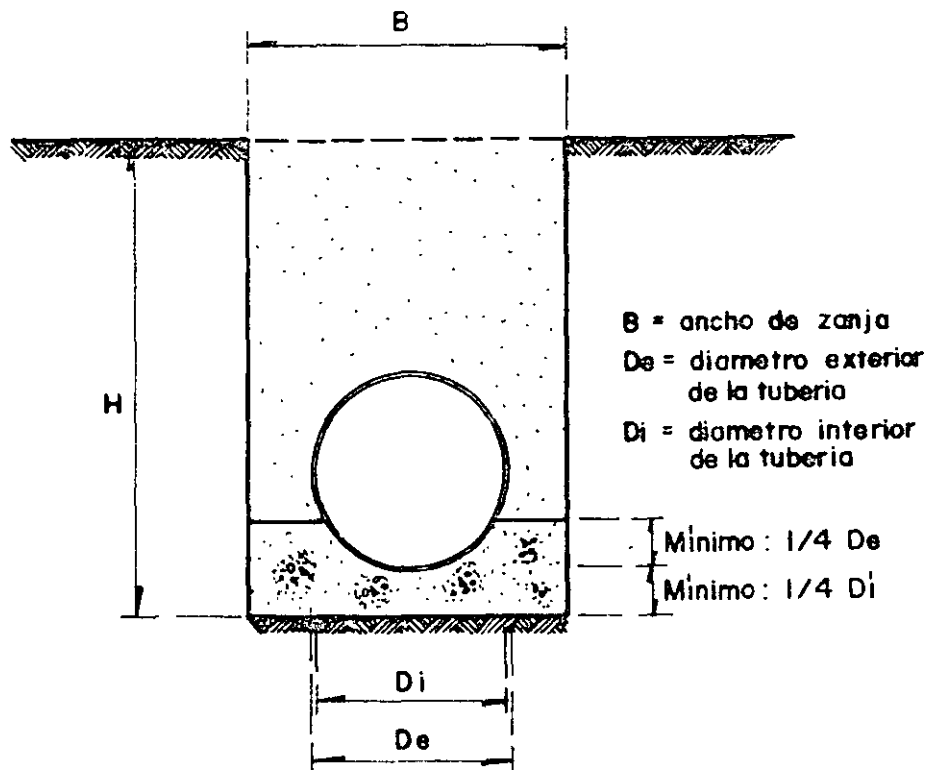


Fig. III. 8

exterior. El resto de la tubería deberá ser cubierto hasta una altura de cuando menos 30 cm arriba de su lomo con material granular fino colocado cuidadosamente a mano y perfectamente compactado, llenando todos los espacios libres abajo y adyacentes a la tubería. (ver figura III.9). Este relleno se hará en capas que no excedan de 15 cm de espesor. El factor de carga de esta clase de plantilla es de 1.90.

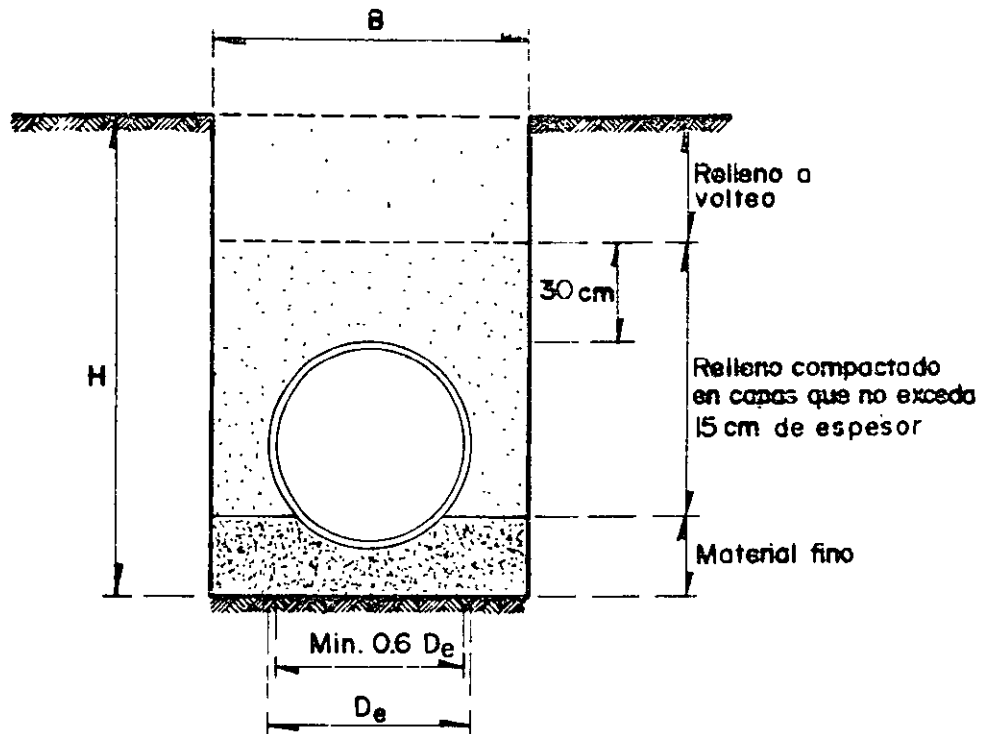


FIG. III.9

III.4.4.3 Plantilla clase "C"

La constituye el encamado en el que el fondo de la zanja ha sido previamente arreglado para ajustarse a la parte inferior de la tubería en un ancho aproximado al 50% de su diámetro exterior. El resto de la tubería, será cubierta hasta una altura de cuando menos 15 cm, por encima de su lomo, con material granular fino colocado y compactado a pala hasta llenar completamente los espacios de abajo y adyacentes a la tubería (ver figura III.10). El factor de carga en esta clase de plantilla es de 1.50.

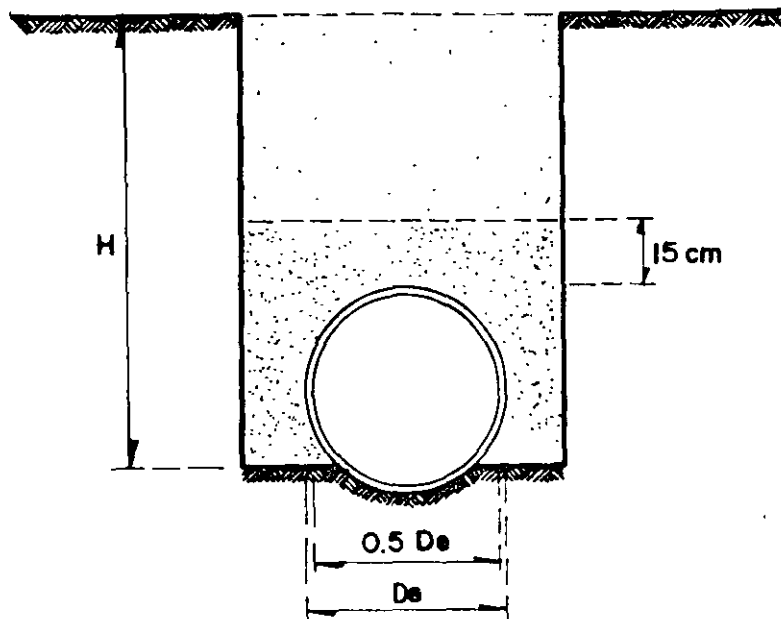


FIG. III . 10

III.4.4.4 Plantilla clase "D"

Es el encamado en el cual no se toma ningún cuidado especial para conformar el fondo de la zanja a la parte inferior de la tubería, ni en lo que respecta al relleno de los espacios por debajo y adyacentes a la misma (ver figura III.11). Su factor de carga es de 1.10 pero éste procedimiento es inadmisibles para la instalación de las tuberías.

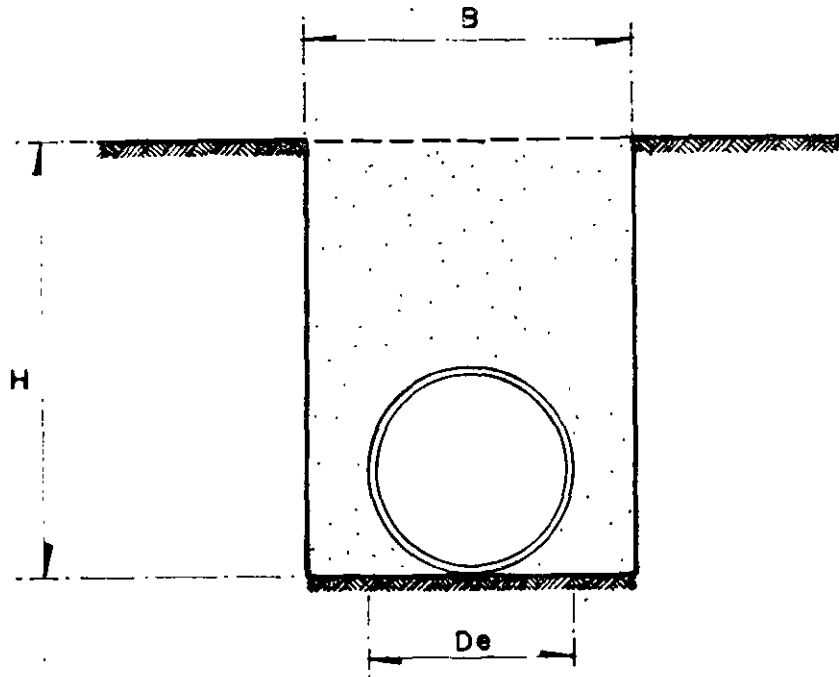


FIG . III . II

Ejemplo III.16

Calcular qué tipo de tubería de 107 cm de diámetro necesitamos en una zanja, a la cual se va a rellenar con material de las siguientes características:

| | |
|--------------------------|-----|
| Arcilla saturada: | 35% |
| Tierra vegetal saturada: | 15% |
| Arena húmeda: | 50% |

La profundidad de la plantilla es de 5.4 m, tomando en cuenta que se va a colocar un encamado tipo "C".

Solución:

1. Obtención del peso volumétrico del relleno (ω)

Peso volumétrico (kg/m^3)

$$\text{Arcilla saturada: } 0.35 \times 2080.0 = 728.00$$

$$\text{Tierra vegetal saturada : } 0.15 \times 1760.0 = 264.0$$

$$\text{Arena húmeda : } 0.50 \times 1920.0 = 960.0$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 1952.0 \text{ kg/m}^3$$

$$\omega = \text{peso volumétrico total } 1952.0 \text{ kg/m}^3$$

2. Obtención del valor de " C_1 "

$$\text{Relación } \frac{H}{B} = \frac{\text{Profundidad de la zanja}}{\text{Ancho de la zanja}^{(1)}} = \frac{5.40 \text{ m}}{1.95 \text{ m}}$$

$$\frac{H}{B} = 2.77$$

El valor del coeficiente " C_1 " se obtiene promediando los valores obtenidos para C_1 para los tres tipos de material. Para este caso es necesario interpolar dado que la tabla no tiene valores de C_1 para la relación $\frac{H}{B} = 2.77$

$$C_1 \text{ promedio} = 0.35 \times 2.08 + 0.15 \times 1.90 + 0.50 \times 1.90$$

$$C_1 \text{ promedio} = 1.96$$

3. Obtención de la capacidad de carga, según la fórmula de Marston.

$$W = C_1 \cdot \omega \cdot B^2$$

$$W = 1.96 \times 1952.0 \times (1.95)^2$$

$$W = 14,548.06 \text{ kg/m}$$

(1) El valor del ancho de la zanja se obtiene de la Tabla III.5 para anchos de zanjas.

C_1 para materiales de relleno de nuestro problema y calculamos el valor C_1 promedio de la siguiente forma:

$$C_1 \text{ promedio} = 0.17 \times 2.08 + 0.15 \times 2.08 + 0.68 \times 2.28$$

$$C_1 \text{ promedio} = 2.22$$

La capacidad de carga del tubo es la siguiente:

$$W = 2.22 \times 1576.0 (1.0)^2$$

$$W = 3,498.72 \text{ kg/m}$$

La resistencia del tubo de concreto simple del tipo normal para un diámetro de 45 cm es de:

$$R = 2,976.0 \text{ kg/m}$$

El factor de carga se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$F.C. = \frac{W}{R} = \frac{3,498.72 \text{ kg/m}}{2,976.00 \text{ kg/m}}$$

$$F.C. = 1.18$$

Para este caso se recomienda el uso de la plantilla tipo "C" en virtud de que la de tipo "D" no es recomendable.

III.5 ELABORACION DE UN PROYECTO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES

El cálculo de la red tiene por objeto determinar el diámetro de las atarjeas y de los colectores para que el agua residual tenga las velocidades recomendables que están en función de las pendientes de la tubería.

Para efectuar los cálculos, se debe tener previamente el trazo de la red, con la numeración de los pozos con objeto de hacer referencia a cualquier tramo comprendido entre ellos.

Por facilidad se consignan en forma tabular tanto los datos como los resultados, para obtener el buen funcionamiento hidráulico de cada tramo.

La tabla de cálculo puede ser la que mejor convenga, pero se sugiere usar la siguiente:

- Columna 1 Tramo.
Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente quedará indicado por la numeración de los pozos, en el cual, el primer número representa al pozo inicial y el segundo número representa al pozo final.
- Columna 2 Longitud propia
Representa la distancia horizontal del tramo.
- Columna 3 Longitud tributaria
Se obtiene sumando progresivamente la longitud de los tramos anteriores.
- Columna 4 Longitud acumulada
Es la longitud de diseño y se obtiene sumando las columnas 2 y 3.
- Columna 5 Densidad (Hab/m)
Se obtiene dividiendo la población de proyecto en tre la longitud total de la red.
- Columna 6 Población (Hab.)
Es la población de proyecto en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 4 y 5.
- Columna 7 Coeficiente de Harmon
Representa al coeficiente de variación instantánea y se obtiene mediante la fórmula

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

- Columna 8 Gasto de infiltración (l/s)
Es el gasto que se introduce a las tuberías de la red de alcantarillado cuando se encuentran debajo del nivel freático.
- Columna 9 Gasto mínimo (l/s)
Se obtiene dividiendo el resultado de la columna 10 entre dos y sumando el valor de la columna 8.
- Columna 10 Gasto medio (l/s)
Se obtiene utilizando la fórmula

$$\frac{\text{Aportación} \times \text{Habitantes}}{86400}$$

- Columna 11 Gasto máximo instantáneo (l/s)
Se obtiene multiplicando las columnas 7 y 10.
- Columna 12 Gasto máximo extraordinario (l/s)
Se obtiene multiplicando la columna 11 por 1.5 y sumando el valor de la columna 8.
- Columna 13 Cota de terreno inicial
Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.
- Columna 14 Cota de terreno final
Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.
- Columna 15 Pendiente del terreno
Se calcula restando el valor de la columna 14 menos el valor de la columna 13 y el resultado se divide entre el valor de la columna 2. Generalmente se da en milésimos, es decir, el resultado obtenido se multiplica por mil.
- Columna 16 Pendiente de plantilla
El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla y representa a la pendiente de proyecto.
- Columna 17 Diámetro comercial (cm)
Representa el diámetro de la tubería, en los primeros tramos se colocan tubos con diámetro de 20 cm; en los tramos subsecuentes se coloca el diámetro que resulte adecuado para conducir el gasto máximo.
- Columna 18 Velocidad a tubo lleno (m/s)
Es la velocidad del agua cuando la tubería trabaja llena. Se obtiene mediante la fórmula
- $$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$
- Columna 19 Gasto a tubo lleno (l/s)
Es el caudal que puede conducir la tubería con el diámetro y la pendiente anotados en las columnas 17 y 16 respectivamente.

- Columna 20 Velocidad mínima (m/s)
Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto mínimo.
- Columna 21 Velocidad Máxima (m/s)
Es la velocidad con la cual se transporta el agua en la tubería cuando está pasando por ella el gasto máximo.
- Columna 22 Cota de plantilla inicial
Representa la cota de plantilla en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.
- Columna 23 Cota de plantilla final
Representa la cota de plantilla en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.
- Columna 24 Ancho de zanja (m)
Es el ancho que tiene la zanja y está en función del diámetro de tubería utilizada en el tramo.
- Columna 25 Profundidad del pozo (m)
Es la profundidad que tiene el pozo de visita inicial y se obtiene restando las columnas 13 menos 22.
- Columna 26 Profundidad media (m)
Es la profundidad media en el tramo y se obtiene sumando la profundidad del pozo inicial más la profundidad del pozo final dividida entre dos.
- Columna 27 Volumen de excavación (m³)
Es el volumen del material producto de excavación en el tramo y se obtiene multiplicando las columnas 2 por 24 por 26.
- Columna 28 Volumen de plantilla (m³)
Es el volumen del material utilizado en la plantilla de la tubería y se obtiene multiplicando el espesor de la plantilla que está en función del tipo de plantilla utilizado, por las columnas 2 y 24.
- Columna 29 Volumen de relleno (m³)
Se obtiene restando a la columna 27 el valor de

la columna 28 y el valor del volumen de tubería utilizada en el tramo.

Columna 30 Observaciones

En esta columna se hacen comentarios para aclarar algunos conceptos.

III.5.1 Cálculo hidráulico de la red

Para poder calcular hidráulicamente el sistema de alcantarillado, es necesario contar con el plano topográfico de la localidad en el cual se pueda observar la planimetría (figura III.12) a continuación se localizan en el plano topográfico los puntos relevantes (figura III.13) para después obtener las cotas del terreno (figura III.14).

Teniendo las cotas de terreno en los puntos relevantes se procede a trazar geoméricamente la red de tuberías, tratando de tener una configuración en peine o en bayoneta, siguiendo el escurrimiento natural del terreno, es decir, se traza la red de tuberías a partir de los puntos altos y llegando a los puntos bajos (figura III.15)

III.5.2 Memoria descriptiva

El fraccionamiento está formado por 16 manzanas donde se ubican 739 lotes, además de una manzana de área de donación (zona verde).

El uso del suelo se destinará a casas habitación unifamiliares resueltas en dos niveles.

El plano de las curvas de nivel obtenidas se encuentran en la figura III.12 donde predominan zonas con pendientes suaves y partes con cambios bruscos de pendiente.

El funcionamiento del sistema de alcantarillado estará basado en el aprovechamiento de las condiciones topográficas favorables, por lo que se seguirá el escurrimiento de los cauces naturales, proponiéndose para tal fin, un sistema de red colección de peine, que permitirá hacer las descargas rápidas de las atarjeas a los subcolectores, como se observa en la figura III.15.

Las pendientes de las plantillas se propoñdrán de tal manera que respeten las velocidades mínima y máxima permisible, pero siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, tratand-

do de llevar un paralelismo que evite excavaciones profundas.

Se utilizará como material para las tuberías el concreto simple, con los diámetros comerciales necesarios resultantes del cálculo.

DATOS DE PROYECTO

| | |
|-------------------------------------|------------------|
| Número de lotes (7.5 x 30 m) ----- | 739 lotes |
| Número de habitantes por lote ----- | 5 Hab/lote |
| Población de proyecto ----- | 3695 Hab. |
| Densidad de población lineal ----- | 0.867 Hab/m |
| Dotación ----- | 300 lts/Hab/día |
| Coefficiente de aportación ----- | 0.80 |
| Aportación ----- | 240 lts/Hab/día |
| Longitud total de la red ----- | 4260 m |
| Sistema de eliminación ----- | Separado |
| Velocidad mínima ----- | 0.6 m/s |
| Velocidad máxima ----- | 3.0 m/s |
| Fórmulas ----- | Manning y Harmon |

Gastos de proyecto:

$$Q_{\text{medio}} = \frac{300 * 0.8 * 3695}{86\,400} = \text{-----} \quad 10.26 \text{ l/s}$$

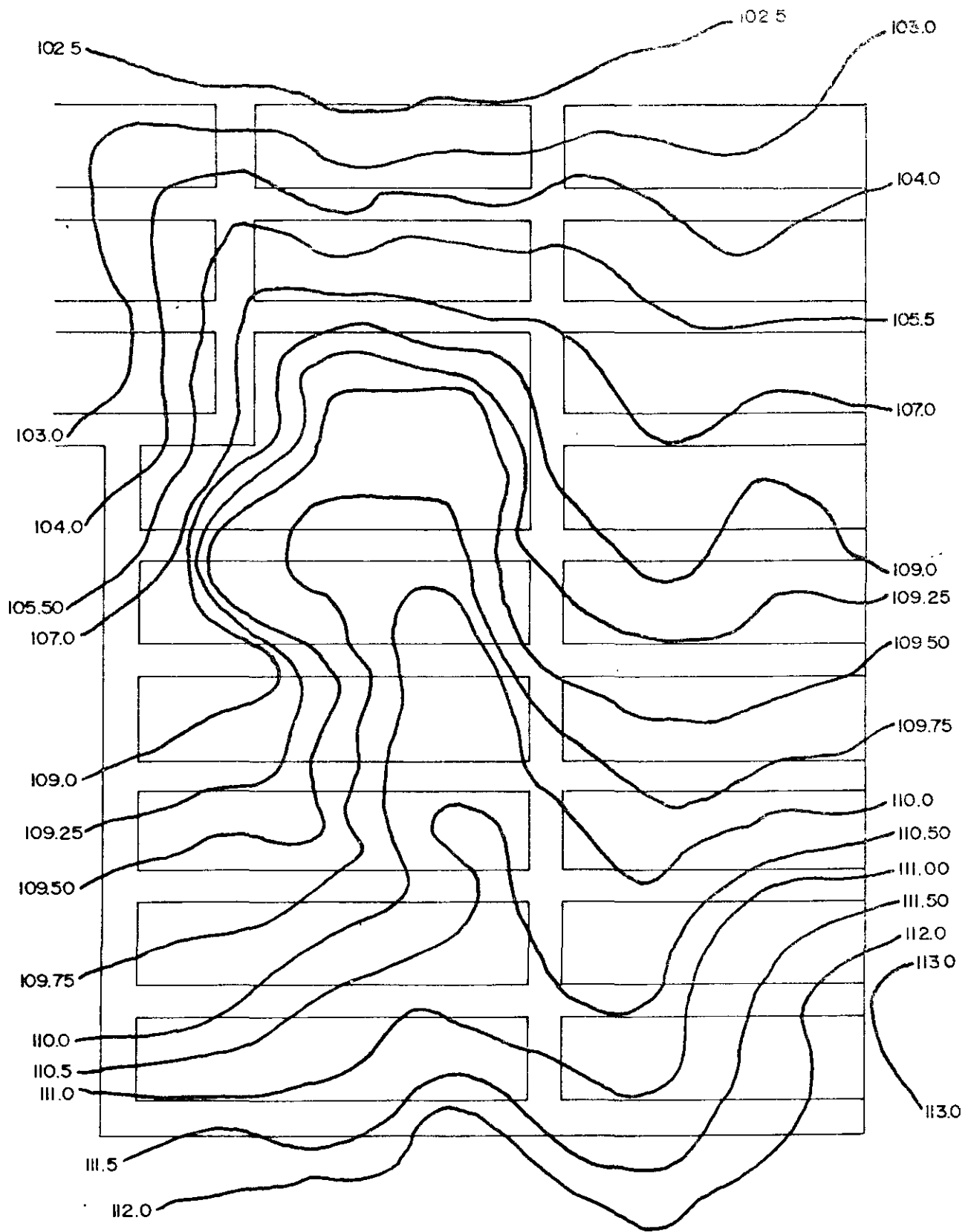
$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{10.26}{2} = \text{-----} \quad 5.13 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máximo inst.}} = 1 + \left[\frac{14}{4 + \sqrt{3.695}} \right] * 10.26 = \quad 34.53 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máx. extraor.}} = 1.5 * 34.53 = \text{-----} \quad 51.79 \text{ l/s}$$

$$\text{Coeficiente de previsión o seguridad ---} \quad 1.5$$

El cálculo hidráulico de la red se realiza empleando la fórmula de Manning, revisando que las velocidades reales que se presentan con el gasto calculado para el tramo en estudio esté dentro del rango permisible para la pendiente y el diámetro propuesto.



16
38
38
8
.0
94
32
39
5
0r
1

FIG. III.12

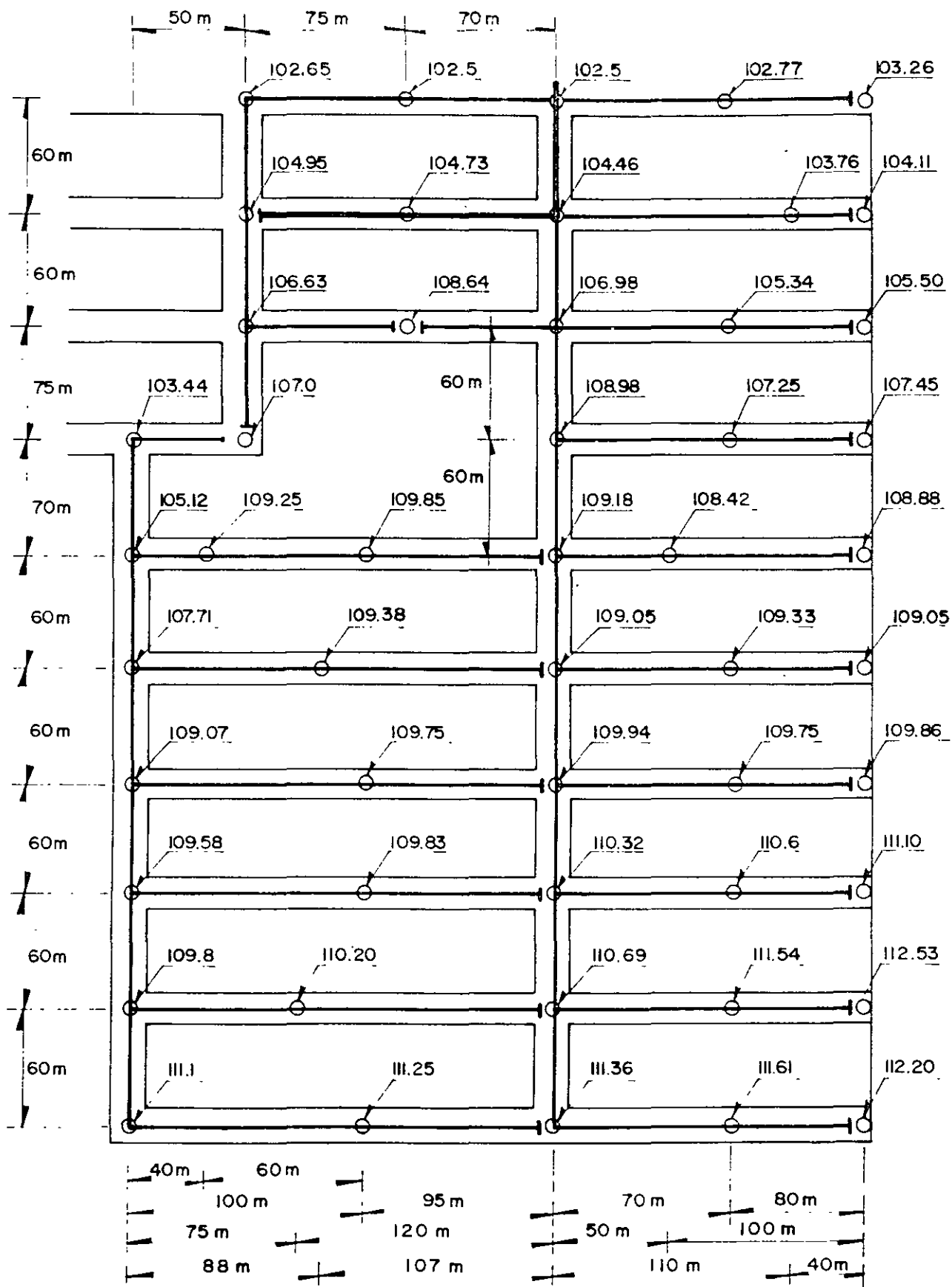


FIG. III. 15

Tabla 1B. Factores de Ajustamiento Salarios

Figura 2 de 6

| Categoría | Subcategoría | Código | Salario Base | Salario Ajustado | Factor | Categorías de Salarios | | Factores de Ajustamiento | | Categoría | Subcategoría | Código | Salario Base | Salario Ajustado | Factor |
|-------------|----------------|----------|--------------|------------------|--------|------------------------|------------------|--------------------------|--------|-------------|----------------|----------|--------------|------------------|--------|
| | | | | | | Salario Base | Salario Ajustado | Factor | Factor | | | | | | |
| Categoría 1 | Subcategoría 1 | Código 1 | 100.00 | 100.00 | 1.00 | 100.00 | 100.00 | 1.00 | 1.00 | Categoría 2 | Subcategoría 2 | Código 2 | 100.00 | 100.00 | 1.00 |
| | | | 105.00 | 105.00 | 1.05 | 105.00 | 105.00 | 1.05 | 1.05 | | | | | | |
| | | | 110.00 | 110.00 | 1.10 | 110.00 | 110.00 | 1.10 | 1.10 | | | | | | |
| | | | 115.00 | 115.00 | 1.15 | 115.00 | 115.00 | 1.15 | 1.15 | | | | | | |
| | | | 120.00 | 120.00 | 1.20 | 120.00 | 120.00 | 1.20 | 1.20 | | | | | | |
| | | | 125.00 | 125.00 | 1.25 | 125.00 | 125.00 | 1.25 | 1.25 | | | | | | |
| | | | 130.00 | 130.00 | 1.30 | 130.00 | 130.00 | 1.30 | 1.30 | | | | | | |
| | | | 135.00 | 135.00 | 1.35 | 135.00 | 135.00 | 1.35 | 1.35 | | | | | | |
| | | | 140.00 | 140.00 | 1.40 | 140.00 | 140.00 | 1.40 | 1.40 | | | | | | |
| | | | 145.00 | 145.00 | 1.45 | 145.00 | 145.00 | 1.45 | 1.45 | | | | | | |
| Categoría 2 | Subcategoría 1 | Código 1 | 150.00 | 150.00 | 1.50 | 150.00 | 150.00 | 1.50 | 1.50 | Categoría 3 | Subcategoría 1 | Código 1 | 150.00 | 150.00 | 1.50 |
| | | | 155.00 | 155.00 | 1.55 | 155.00 | 155.00 | 1.55 | 1.55 | | | | | | |
| | | | 160.00 | 160.00 | 1.60 | 160.00 | 160.00 | 1.60 | 1.60 | | | | | | |
| | | | 165.00 | 165.00 | 1.65 | 165.00 | 165.00 | 1.65 | 1.65 | | | | | | |
| | | | 170.00 | 170.00 | 1.70 | 170.00 | 170.00 | 1.70 | 1.70 | | | | | | |
| | | | 175.00 | 175.00 | 1.75 | 175.00 | 175.00 | 1.75 | 1.75 | | | | | | |
| | | | 180.00 | 180.00 | 1.80 | 180.00 | 180.00 | 1.80 | 1.80 | | | | | | |
| | | | 185.00 | 185.00 | 1.85 | 185.00 | 185.00 | 1.85 | 1.85 | | | | | | |
| | | | 190.00 | 190.00 | 1.90 | 190.00 | 190.00 | 1.90 | 1.90 | | | | | | |
| | | | 195.00 | 195.00 | 1.95 | 195.00 | 195.00 | 1.95 | 1.95 | | | | | | |
| Categoría 3 | Subcategoría 1 | Código 1 | 200.00 | 200.00 | 2.00 | 200.00 | 200.00 | 2.00 | 2.00 | Categoría 4 | Subcategoría 1 | Código 1 | 200.00 | 200.00 | 2.00 |
| | | | 205.00 | 205.00 | 2.05 | 205.00 | 205.00 | 2.05 | 2.05 | | | | | | |
| | | | 210.00 | 210.00 | 2.10 | 210.00 | 210.00 | 2.10 | 2.10 | | | | | | |
| | | | 215.00 | 215.00 | 2.15 | 215.00 | 215.00 | 2.15 | 2.15 | | | | | | |
| | | | 220.00 | 220.00 | 2.20 | 220.00 | 220.00 | 2.20 | 2.20 | | | | | | |
| | | | 225.00 | 225.00 | 2.25 | 225.00 | 225.00 | 2.25 | 2.25 | | | | | | |
| | | | 230.00 | 230.00 | 2.30 | 230.00 | 230.00 | 2.30 | 2.30 | | | | | | |
| | | | 235.00 | 235.00 | 2.35 | 235.00 | 235.00 | 2.35 | 2.35 | | | | | | |
| | | | 240.00 | 240.00 | 2.40 | 240.00 | 240.00 | 2.40 | 2.40 | | | | | | |
| | | | 245.00 | 245.00 | 2.45 | 245.00 | 245.00 | 2.45 | 2.45 | | | | | | |

Para poder resolver el sistema, es necesario numerar los pozos y la solución total de la red se detalla en la tabla III.8. En la solución de la red se distinguen los siguientes casos:

Caso 1: Tramo inicial con gasto mínimo

Tramo 1-2

Longitud del tramo = 80 m
Longitud tributaria = 0
Longitud acumulada = 80 m
Densidad de población = 0.867 hab/m
Población en el tramo = 69 hab.

Cálculo de los gastos de proyecto

$$Q_{med} = \frac{69 \text{ hab} * 360 \text{ lts/hab/día} * 0.8}{86400}$$

$$Q_{med} = 0.192 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.192}{2} = 0.096 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla III.1 por lo que se considera que el gasto mínimo será igual a la descarga de un inodoro, es decir igual a 1.5 lts/seg.

$$Q_{mín} \text{ por norma} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Sin embargo el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio por lo tanto se considera igual al mínimo, es decir:

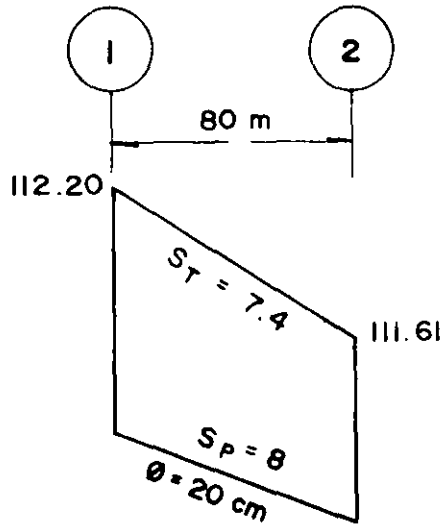
$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Por norma el coeficiente de Harmon se aplica en tramos que tienen 1000 o más habitantes, en caso contrario se considera constante e igual a 3.8.

$$Q_{máx. \text{ inst.}} = 3.8 * 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{máx. \text{ extrao.}} = 1.5 * 5.7 \text{ l/seg} = 8.55 \text{ l/seg}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO CON LA PENDIENTE Y DIAMETRO PROPUESTOS.



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{112.20 - 111.61}{80} \cdot 1000$$

$$S_T = 7.4 \text{ milésimas}$$

Se propone:

$$S_P = 8 \text{ milésimas}$$

Normalmente las pendientes de plantilla propuestas para el cálculo hidráulico de la red, se expresan en enteros, debido a que en la práctica es difícil dar en el campo pendientes con aproximaciones a la décima.

Por tratarse de un tramo inicial se propone el diámetro mínimo, que basado en la experiencia en la conservación y operación de los sistemas, atendiendo a evitar las frecuentes obstrucciones, es el de 20 centímetros.

Velocidad a tubo lleno:

$$V_{T.L.L.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.008)^{1/2}$$

$$V_{T.L.L.} = 0.93 \text{ m/s, que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

Gasto a tubo lleno

$$Q_{T.L.L.} = \frac{\pi (0.20)^2}{4} \cdot 0.93 \text{ m/s} \cdot 1000$$

$$Q_{T.L.L.} = 29.34 \text{ l/s que es mayor al gasto máximo extraordinario.}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

Las velocidades reales máxima y mínima se determinan en función de las relaciones

$$\frac{q}{Q}, \frac{v}{V}$$

vista en el inciso 2.3 del capítulo III correspondiente al funcionamiento de los tubos parcialmente llenos de la siguiente manera:

Para la velocidad máxima:

$$\frac{Q_{\text{máx ext.}}}{Q} = \frac{8.55 \text{ l/s}}{29.34 \text{ l/s}} = 0.29$$

Con este valor se consulta el nomograma de la figura III.3 para determinar el valor correspondiente de $\frac{v}{V}$ que es el siguiente:

$$\frac{v_{\text{máx.}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.87$$

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a:

$$v_{\text{máx}} = 0.87 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.87 \cdot 0.93$$

$$v_{\text{máx}} = 0.81 \text{ m/s} \quad \text{que está dentro del rango permisible a tubo lleno.}$$

Para la velocidad mínima se procede de manera similar a la utilizada para determinar la velocidad máxima

$$\frac{q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5 \text{ l/s}}{29.34 \text{ l/s}} = 0.05$$

del nomograma de la figura III.2 se tiene

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.53$$

$$v_{\text{mín}} = 0.53 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.53 \cdot 0.93$$

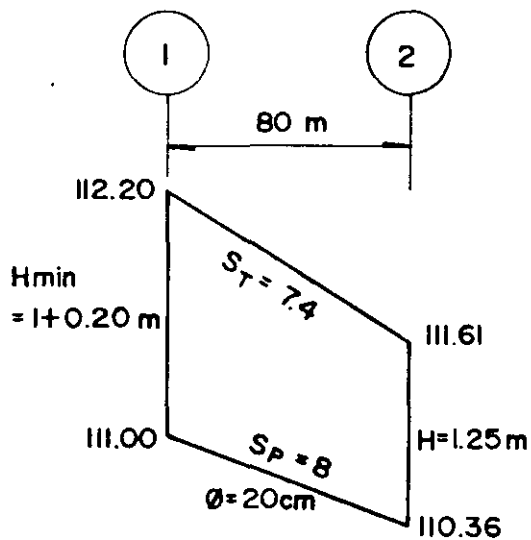
$$v_{\text{mín}} = 0.49 \text{ m/s} \quad \text{que cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.}$$

Se concluye que el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE LAS COTAS DE PLANTILLA

De acuerdo al inciso 4.1.1 del capítulo III, la profundidad mínima será de 90 cm. más el diámetro más la plantilla por lo que si se considera en promedio 10 cm de espesor de plantilla se tendrá que la profundidad mínima será 1.0 m. más el diámetro.

Por tratarse de un tramo inicial se propone la profundidad mínima.



Cota de plantilla final

$$111.0 - 0.008 \cdot 80 = 110.36$$

Profundidad en el pozo 2

$$111.61 - 110.36 = 1.25 \text{ m}$$

tramo 2-3

longitud del tramo = 70 m

longitud tributaria = 80 m

longitud acumulada = 150 m

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 130 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{130 \cdot 300 \cdot 0.8}{86400} = 0.361 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\min} = \frac{0.361}{2} = 0.181 \text{ lts/seg}$$

Por norma:

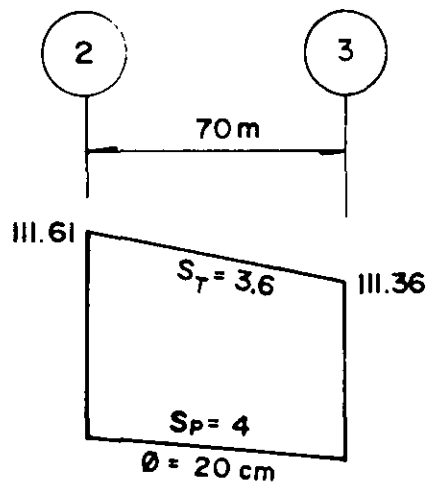
$$Q_{\min} = 1.5 \text{ lts/seg} \quad \text{por lo tanto}$$

$$Q_{\text{med}} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 1.5 \cdot 5.7 = 8.55 \text{ l/s}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO CON LA PENDIENTE Y DIAMETRO PROPUESTOS



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.61 - 111.36}{70} \cdot 1000$$

$$S_T = 3.6 \text{ milésimas}$$

Se propone

$$S_P = 4 \text{ milésimas}$$

Considerando el diámetro del tramo anterior se calcula la velocidad y gasto a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 0.66 \text{ m/s} \quad \text{que cumple con la mínima permisible a tubo lleno}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 20.74 \text{ l/s} \quad \text{que es mayor al gasto máximo extraordinario}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

$$\frac{Q_{\text{máx. extraordinario}}}{Q_{\text{T.L.L.}}} = \frac{8.55}{20.74} = 0.41$$

$$\frac{v_{\text{máx.}}}{V_{\text{T.L.L.}}} = 0.95$$

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s}$, está dentro del rango

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{\text{T.L.L.}}} = \frac{1.5}{20.74} = 0.07$$

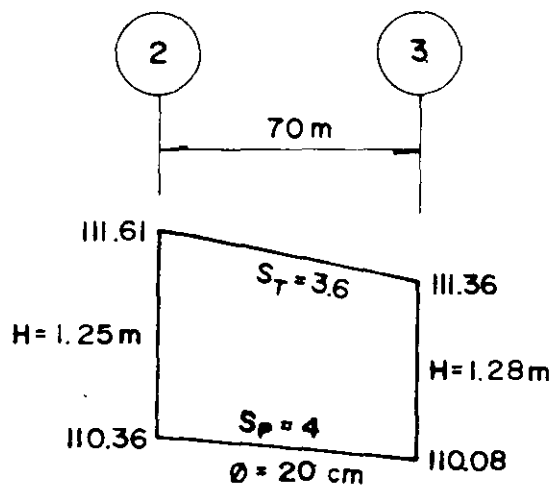
$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.L.L.}}} = 0.58$$

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s}$ cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Se concluye que el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE COTAS DE PLANTILLA



Cota de plantilla final

$$110.36 - 0.004 \cdot 70 = 110.08$$

Profundidad en el pozo 3

$$111.36 - 110.08 = 1.28 \text{ m}$$

Caso II: Tramo con pendiente mínima.

Tramo 3-4

Longitud del tramo = 95 m

Longitud tributaria = 0 m

Longitud acumulada = 95 m

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 83 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{med} = \frac{83 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400}$$

$$Q_{med} = 0.231 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.231 \text{ lts/seg}}{2} = 0.116 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla II.1 que considera como gasto mínimo la descarga de un inodoro, es decir, 1.5 lts/seg.

Por lo tanto:

$$Q_{mín} \text{ por norma} = 1.5 \text{ l/seg}$$

Sin embargo como anteriormente se mencionó, el gasto mínimo no puede ser mayor que el gasto medio por lo tanto se considera igual al mínimo, es decir:

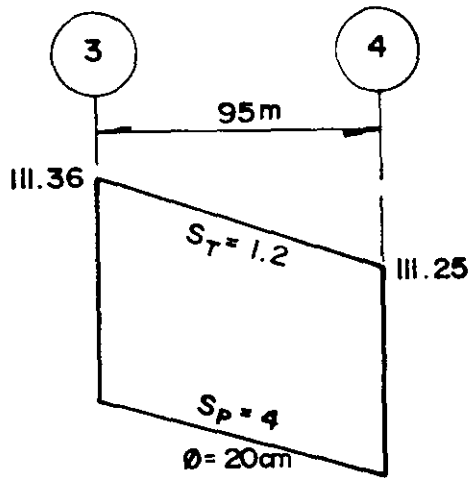
$$Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$$

Como la población en el tramo es menor a 1000 se considera que $M = 3.8$

$$Q_{Máx. \text{ instan.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$$

$$Q_{Máx. \text{ extraor.}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ l/s}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.36 - 111.25}{95} \cdot 1000$$

$$S_T = 1.2 \text{ milésimas}$$

En este caso no se puede proponer que la pendiente de terreno sea la de plantilla debido a que producirá una velocidad a tubo lleno menor de 0.6 m/s por lo que se adopta la mínima que produce la velocidad anterior, es decir para un diámetro de 20 cm se acepta que S_p mínima sea igual a 4 milésimas.

Velocidad a tubo lleno:

$$V_{T.L.L.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.L.L.} = 0.66 \text{ m/s, que como se ve, cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

Gasto a tubo lleno:

$$Q_{T.L.L.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.L.L.} = 20.74 \text{ l/s, que es mayor al gasto máximo extraordinario.}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

Velocidad máxima

$$\frac{q_{\text{máx extraordinario}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{8.55 \text{ l/s}}{20.74 \text{ l/s}} = 0.41$$

Consultando el nomograma de la figura III.3 se tiene que:

$$\frac{v_{\text{máx}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.95$$

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.95 \cdot 0.66$$

$$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s} \text{ que está dentro del rango permisible a tubo lleno}$$

Velocidad mínima

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5 \text{ l/s}}{20.74 \text{ l/s}} = 0.07$$

Consultando el nomograma de la figura III.3 se tiene que:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.58$$

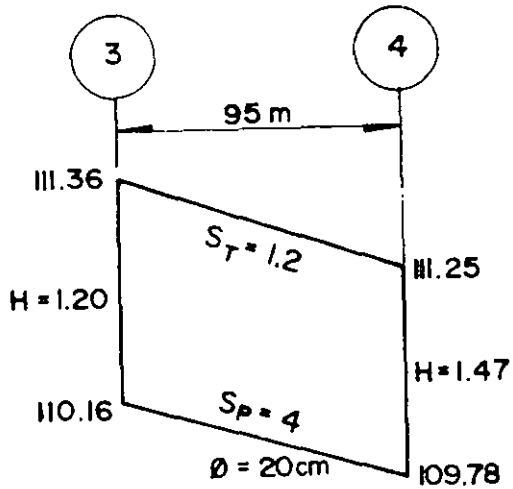
Por lo tanto la velocidad mínima será igual a:

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot V_{\text{T.LL.}} = 0.58 \cdot 0.66$$

$$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s} \text{ que es mayor a la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.}$$

CALCULO DE LAS COTAS DE PLANTILLA

Por tratarse de un tramo inicial se propone la profundidad mínima ($H = 1.0 + \emptyset$).



Cota de plantilla final

$$110.16 - 0.004 \cdot 95 = 109.78$$

Profundidad en el pozo 4

$$111.25 - 109.78 = 1.47 \text{ m}$$

Tramo 4-5

Longitud del tramo = 100

Longitud tributaria = 95

Longitud acumulada = 195

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 169 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{169 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}} = 0.469 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{mín}} = \frac{0.469}{2} = 0.235 \text{ lts/seg}$$

Por norma:

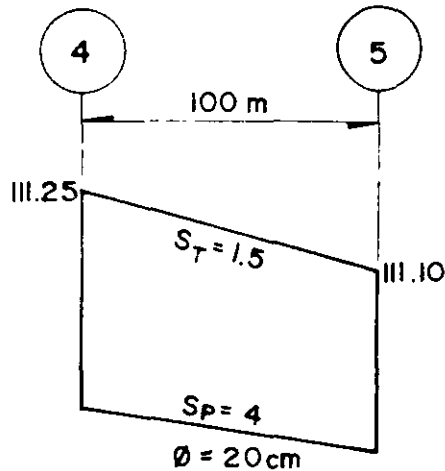
$Q_{\text{mín}} = 1.5 \text{ lts/seg}$; por lo tanto:

$Q_{\text{med}} = 1.5 \text{ lts/seg}$

$Q_{\text{Máx. instant.}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/s}$

$Q_{\text{Máx. extraord.}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ l/s}$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{111.25 - 111.10}{100} \cdot 1000$$

$$S_T = 1.5 \text{ milésimas}$$

Por norma se propone $S_P = 4$ milésimas

Considerando el diámetro del tramo anterior se calcula la velocidad y gasto a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 0.66 \text{ m/s que cumple con la mínima permisible a tubo lleno.}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 20.74 \text{ lts/seg que es mayor al gasto máximo extraordinario}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

$$\frac{q_{\text{máx extraordinario}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.55}{20.74} = 0.41$$

$$\frac{v_{\text{máx}}}{V_{T.LL.}} = 0.95$$

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s}$, está dentro del rango

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{1.5}{20.74} = 0.07$$

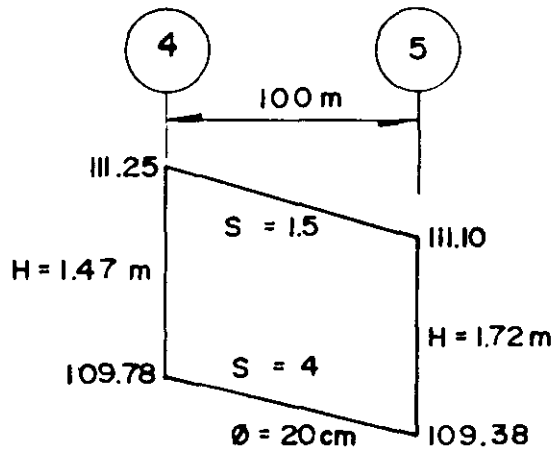
$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.58$$

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s}$, cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.

Por lo tanto el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE COTAS DE PLANTILLA



Cota de plantilla final

$$109.78 - 0.004 \cdot 100 = 109.38$$

Profundidad en el pozo 5

$$110.10 - 109.38 = 1.72 \text{ m}$$

Caso III: Tramo en contra pendiente.

Tramo 19-18

Longitud del tramo = 70 m

Longitud tributaria = 80 m

Longitud acumulada = 150 m

Densidad de población = 0.867 hab/m

Población en el tramo = 130 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{med} = \frac{130 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{med} = 0.361 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.361 \text{ lts/seg}}{2} = 0.181 \text{ lts/seg}$$

Por norma el gasto mínimo no puede ser menor al consignado en la tabla III.1, que considera como gasto mínimo la descarga de un inodoro, es decir, 1.5 lts/seg.

Por lo tanto: $Q_{mín}$ por norma = 1.5 lts/seg

en consecuencia $Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$

Como la población en el tramo es menor a 1000 se considera que $M = 3.8$.

$$Q_{Máx. \text{ instantáneo}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ l/s} = 5.7 \text{ l/seg}$$

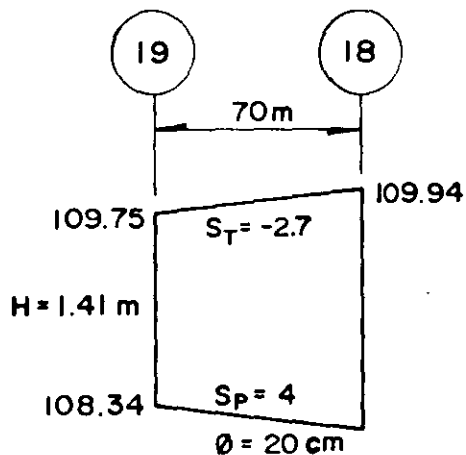
$$Q_{Máx. \text{ extraordinario}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ l/s} = 8.55 \text{ lts/seg}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO A TUBO LLENO

Pendiente del terreno

$$ST = \frac{109.75 - 109.94}{70} \cdot 1000$$

$$ST = -2.7 \text{ milésimas}$$



En este caso no se puede proponer la pendiente de terreno como pendiente de plantilla debido a que su valor es negativo. Para calcular la pendiente de plantilla es necesario utilizar la ecuación de continuidad ($Q = VA$).

Donde: Q = Gasto máximo extraordinario.

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

$$V = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \cdot (S_p)^{1/2}$$

d = diámetro comercial de la tubería

Despejando S_p de la ecuación de continuidad queda:

$$S_p = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times n}{\pi d^{8/3}} \right]^2 \times 1000$$

Sustituyendo los valores respectivos en la ecuación anterior queda:

$$S_p = \left[\frac{4^{5/3} \times Q \times n}{\pi d^{8/3}} \right]^2 \times 1000$$

$$S_p = 0.68 \text{ milésimas}$$

Como la pendiente de plantilla calculada es menor que la pendiente mínima por norma, entonces se utiliza la pendiente mínima por norma, es decir $S_{p\text{mínima}} = 4$ milésimas.

Velocidad a tubo lleno:

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.004)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 0.66 \text{ m/s, cumple con la velocidad mínima permisible a tubo lleno.}$$

Gasto a tubo llenc:

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 0.66 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 20.74 \text{ lts/seg} \text{ que es mayor al gasto máximo extraordinario.}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

$$\frac{q_{\text{máx extraordinario}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.55}{20.74} = 0.41$$

$$\frac{v_{\text{máx}}}{V_{T.LL.}} = 0.95$$

$$v_{\text{máx}} = 0.95 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{máx}} = 0.63 \text{ m/s} \text{ está dentro del rango}$$

$$\frac{q_{\text{mín}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{1.5}{20.74} = 0.07$$

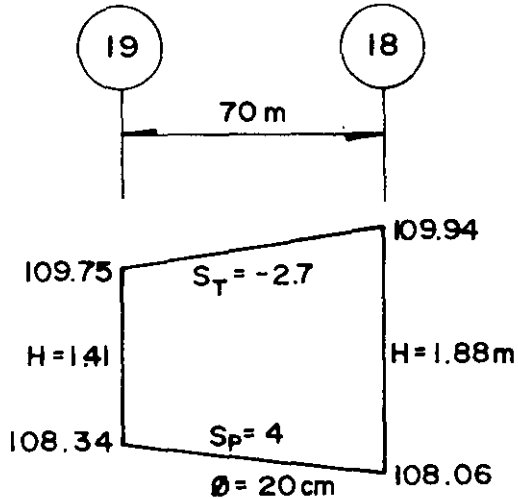
$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{T.LL.}} = 0.58$$

$$v_{\text{mín}} = 0.58 \cdot 0.66 \text{ m/s}$$

$$v_{\text{mín}} = 0.38 \text{ m/s} \text{ cumple con la velocidad mínima permisible para casos excepcionales.}$$

Por lo tanto el diámetro y la pendiente propuestos son adecuados.

CALCULO DE COTAS DE PLANTILLA



Cota de plantilla final

$$108.34 - 0.004 \cdot 70 = 108.06$$

Profundidad en el pozo 18

$$109.94 - 108.06 = 1.88 \text{ m}$$

Caso IV: Tramo con pozo de caída

Cuando la pendiente del terreno es excesiva, no se puede proponer como pendiente de plantilla debido a que ocasiona velocidades mayores a 3 m/s por lo tanto se requiere colocar la máxima que produzca 3 m/s y se coloca en forma escalonada.

Para resolver este problema es común el empleo de los pozos de caída.

Tramo 27-26

Longitud del tramo = 40 m
 Longitud tributaria = 155 m
 Longitud acumulada = 195 m
 Densidad de población = 0.867 hab/m
 Población en el tramo = 169 hab.

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{169 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{med} = 0.469 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{mín} = \frac{0.469 \text{ lts/seg}}{2} = 0.235 \text{ lts/seg}$$

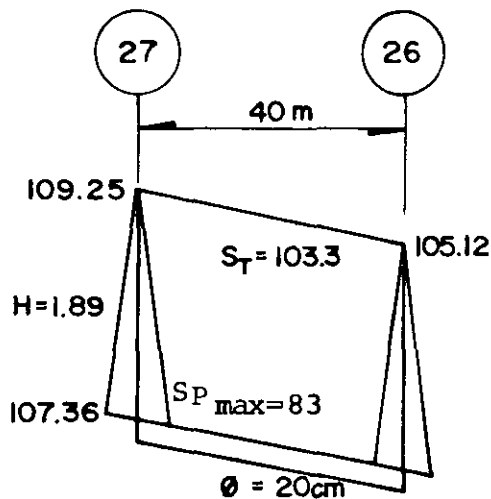
Por norma $Q_{mín} = 1.5 \text{ lts/seg}$

Por consiguiente $Q_{med} = 1.5 \text{ lts/seg}$

$$Q_{\text{máx. instantáneo}} = 3.8 \cdot 1.5 \text{ lts/seg} = 5.7 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. instantáneo}} = 1.5 \cdot 5.7 \text{ lts/seg} = 8.55 \text{ lts/seg}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y GASTO A TUBO LLENO



En el croquis se puede observar que la pendiente de terreno es de 103.3 milésimas, en tanto que la pendiente máxima de la plantilla es de 83 milésimas.

En estos casos especiales se procede de la siguiente manera:

1. Se propone que el diámetro del tramo anterior se utilice en el tramo actual y enseguida se ve cuál es la pendiente máxima que soporta la tubería, es decir, aquella pendiente que le proporcione al caudal de aguas residuales una velocidad a tubo lleno de 3.0 m/s.
2. Se revisan las condiciones hidráulicas de la tubería con el diámetro y pendiente propuestos, es decir, que la velocidad a tubo lleno está en el rango de 0.6 m/s hasta 3.0 m/s y que el gasto a tubo lleno sea mayor que el gasto máximo extraordinario.
3. Se calcula geoméricamente el tramo problema; es decir,

se calculan las cotas de plantilla final e inicial con la pendiente máxima del tubo y se determinan el número de pozos de caída necesarios para solucionar el problema.

A continuación se utiliza la secuencia anterior:

1. En el tramo anterior se utilizó un diámetro de 20 cm, para ese diámetro la máxima pendiente de plantilla que se puede utilizar es la de 83 milésimas.
2. Velocidad a tubo lleno

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.20}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.083)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 3.00 \text{ m/s que está en el rango deseado}$$

Gasto a tubo lleno

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.20)^2}{4} \cdot 3.00 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 94.49 \text{ lts/seg que es mucho mayor que el gasto máximo extraordinario.}$$

CALCULO DE LAS VELOCIDADES REALES

Velocidad máxima

$$\frac{q_{\text{máximo extraordinario}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.55 \text{ lts/seg}}{94.49 \text{ lts/seg}} = 0.09$$

consultando el nomograma de Manning se tiene que:

$$\frac{v_{\text{máx}}}{V_{T.LL.}} = 0.62$$

Por lo tanto la velocidad máxima será igual a:

$$v_{\text{máx}} = 0.62 \cdot V_{T,LL} = 0.62 \cdot 3.0$$

$v_{\text{máx}} = 1.86 \text{ m/s}$, que está dentro del rango permisible a tubo lleno.

Velocidad mínima

$$\frac{Q_{\text{mínimo}}}{Q_{T,LL}} = \frac{1.5 \text{ lts/seg}}{94.49 \text{ lts/seg}} = 0.016$$

Consultando el nomograma de Manning se tiene:

$$\frac{v_{\text{mín}}}{V_{T,LL}} \doteq 0.35$$

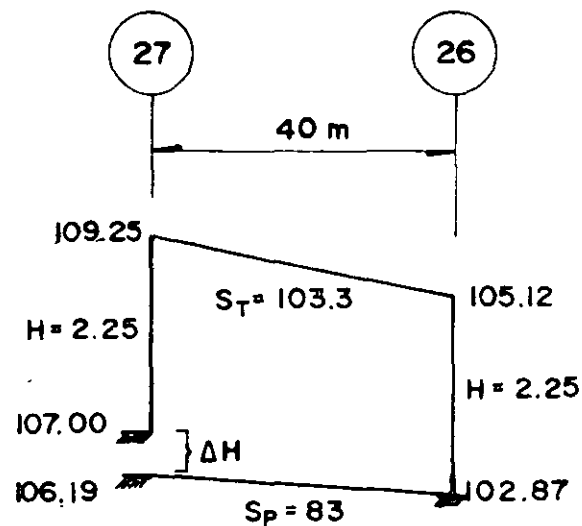
$$v_{\text{mín}} = 0.35 \cdot V_{T,LL} = 0.35 \cdot 3.0$$

$v_{\text{mín}} = 1.05 \text{ m/s}$, que está dentro del rango permisible a tubo lleno.

Por lo tanto la pendiente y el diámetro cumplen las condiciones.

3. Cálculo de las cotas de plantilla.

- a) El cálculo geométrico se inicia en el pozo final proponiendo la profundidad que tiene el pozo inicial y se resta a la cota de terreno.



Se calcula la cota de plantilla inicial a partir de la cota de plantilla final y la pendiente de plantilla utilizada.

$$102.87 + 0.083 \cdot 40 = 106.19$$

La cota de plantilla calculada se resta a la cota de plantilla calculada en el tramo anterior.

$$107.00 - 106.19 \quad \Delta H = 0.81 \text{ m}$$

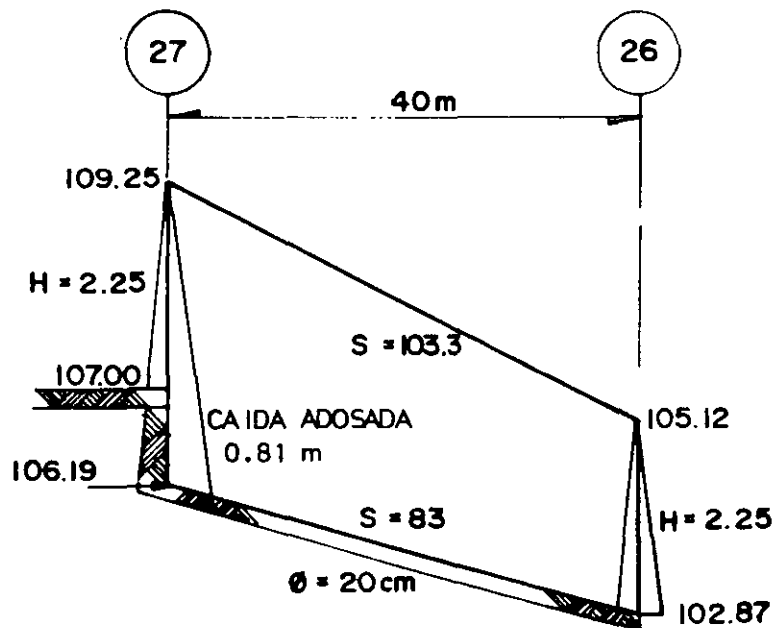
El ΔH representa la caída del agua en el pozo para conocer el número de pozos necesarios. Para cubrir la caída se obtiene dividiendo ΔH entre la caída máxima permitida, en el ejemplo la caída máxima es de 2.0 m por lo tanto:

$$\text{Número de pozos} = \frac{\Delta H}{\text{caída máxima}}$$

$$\text{Número de pozos} = \frac{0.81 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0.41 \text{ pozos}$$

es decir, con un sólo pozo se cubre el ΔH .

Finalmente el tramo queda como se ilustra a continuación.



Caso V: Tramo que recibe la descarga de un cárcamo de bombeo.

Para este caso se considera como longitud tributaria la longitud acumulada en el cárcamo de bombeo.

Tramo 34-36

Longitud en el tramo = 75 m
 Longitud tributaria = 1590 m
 Longitud acumulada = 1665 m
 Densidad de población = 0.867 hab/m
 Población en el tramo = 1,444 hab

CALCULO DE LOS GASTOS DE PROYECTO

$$Q_{\text{med}} = \frac{1,444 \text{ hab} \cdot 300 \text{ lts/hab/día} \cdot 0.8}{86\,400 \text{ seg/día}}$$

$$Q_{\text{med}} = 4.01 \text{ lts/seg}$$

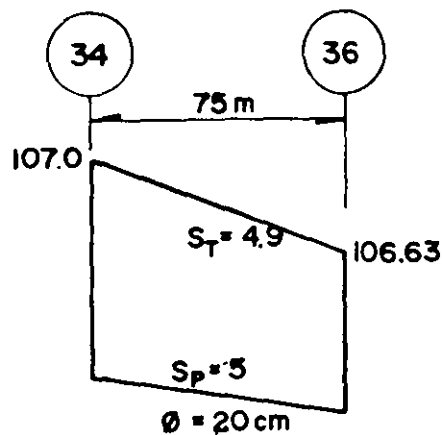
$$Q_{\text{mín}} = \frac{4.01 \text{ lts/seg}}{2} = 2.01 \text{ lts/seg}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{1.444}} = 3.69$$

$$Q_{\text{máximo instantáneo}} = 3.69 \cdot 4.01 = 14.80 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máximo extraordinario}} = 1.5 \cdot 14.80 = 22.20 \text{ lts/seg}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD Y GASTO A TUBO LLENO



Pendiente del terreno

$$S_T = \frac{107.00 - 106.63}{75} \cdot 1000$$

$$S_T = 4.9 \text{ milésimas}$$

Se propone como $S_P = 5$ milésimas y un diámetro de 20 cm.

$$Q_{\text{máximo instantáneo}} = 3.71 \cdot 3.83 \text{ lts/seg} = 14.27 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máximo extraordinario}} = 1.5 \cdot 14.21 \text{ lts/seg} = 21.32 \text{ lts/seg}$$

En este caso las aguas se recolectan en un cárcamo y de ahí son elevadas hasta el pozo 34 a una altura de 3.56 m.

Para resolver el problema de la determinación de la capacidad del cárcamo, es necesario contar con un diagrama de flujos horarios. Para hacer los diagramas de flujo se deben efectuar mediciones en períodos de 24 horas, que sean representativos y que cubran varios días de la semana, con el objeto de determinar el día crítico de flujo de aguas residuales.

Para el ejemplo se supone que el diagrama de flujo durante un día completo es el que se representa en la figura III.16.

La capacidad del cárcamo y las capacidades de las bombas, cuando sólo se conozca la variación del flujo de las aguas residuales (diagrama de flujo) se determinan por medio de tanteos, trazando un diagrama de masas a partir del diagrama de flujo del escurrimiento de las aguas residuales como se ve en la figura III.17 y haciendo combinaciones de tamaños de cárcamos y rendimientos de bombas, de tal manera que se ajusten a la línea de escurrimiento y hasta lograr que se tenga el cárcamo más pequeño posible con la menor frecuencia de puestas en marcha y paradas de bombas.

El tamaño del cárcamo determinará la frecuencia de arranque y la capacidad de las bombas y el flujo de entrada determinará el tiempo en que las bombas deben esperar en cada ciclo.

Teniendo en cuenta las condiciones anteriores se pueden iniciar los tanteos proponiendo como la capacidad del cárcamo aquella en que no permita que el tiempo entre el arranque y la parada de una bomba sea menor de 15 minutos, es decir, que tenga una capacidad de almacenar cuando menos 15 minutos de gasto máximo extraordinario.

De esta manera se tiene:

$$Q_{\text{mín}} = 1.92 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{med}} = 3.83 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. inst.}} = 14.19 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{máx. extr.}} = 21.29 \text{ lts/seg}$$

La capacidad del cárcamo será igual a:

$$(21.29 \text{ lts/seg}) \cdot (15 \text{ min}) \cdot (60 \text{ seg/min})$$

$$\text{Volumen} = 19.161 \text{ litros}$$

La capacidad del cárcamo en número redondos es igual a 20,000 litros.

Para dar una idea de la capacidad de las bombas requeridas se puede suponer que trabajan como mínimo 45 minutos para vaciar el cárcamo.

Si se llama Q_s al gasto que saca la bomba y Q_e , el gasto que entra al cárcamo en litros por segundo, se tendrá la siguiente relación:

$$\frac{20\,000}{Q_s - Q_e} = (45) \cdot (60)$$

$$Q_s = \frac{20\,000}{(45) \cdot (60)} + Q_e$$

Para el gasto mínimo:

$$Q_s = \frac{20\,000}{45 \cdot 60} + 1.92$$

$$Q_s = 9.33 \text{ lts/seg}$$

Para el gasto medio:

$$Q_s = \frac{20\,000}{45 \cdot 60} + 3.83$$

$$Q_s = 11.24 \text{ lts/seg}$$

Para el gasto máximo instantáneo

$$Q_s = \frac{20\,000}{45 \cdot 60} = 14.19$$

$$Q_s = 21.60 \text{ lts/seg}$$

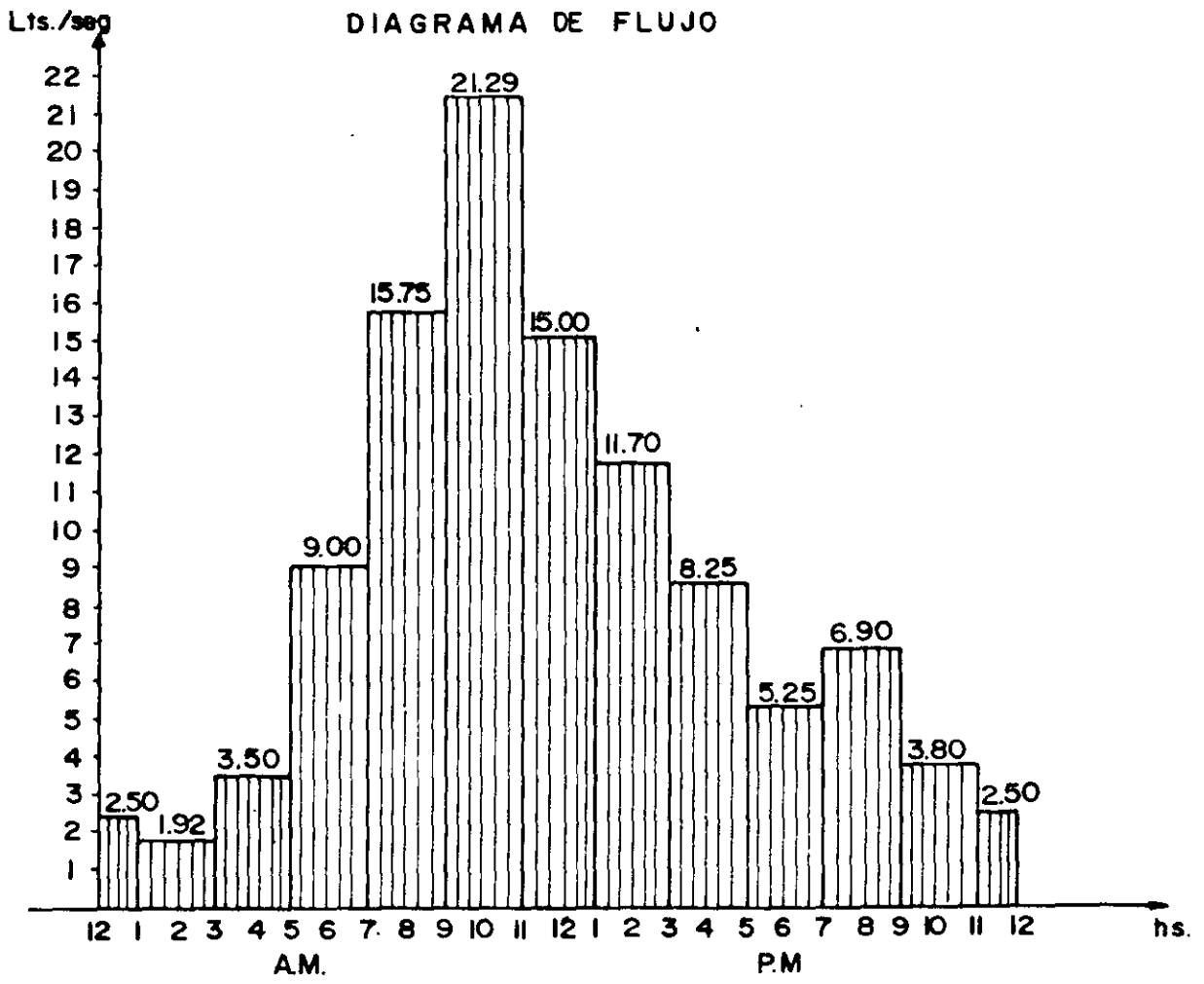


FIGURA III . 16

GASTOS ACUMULADOS

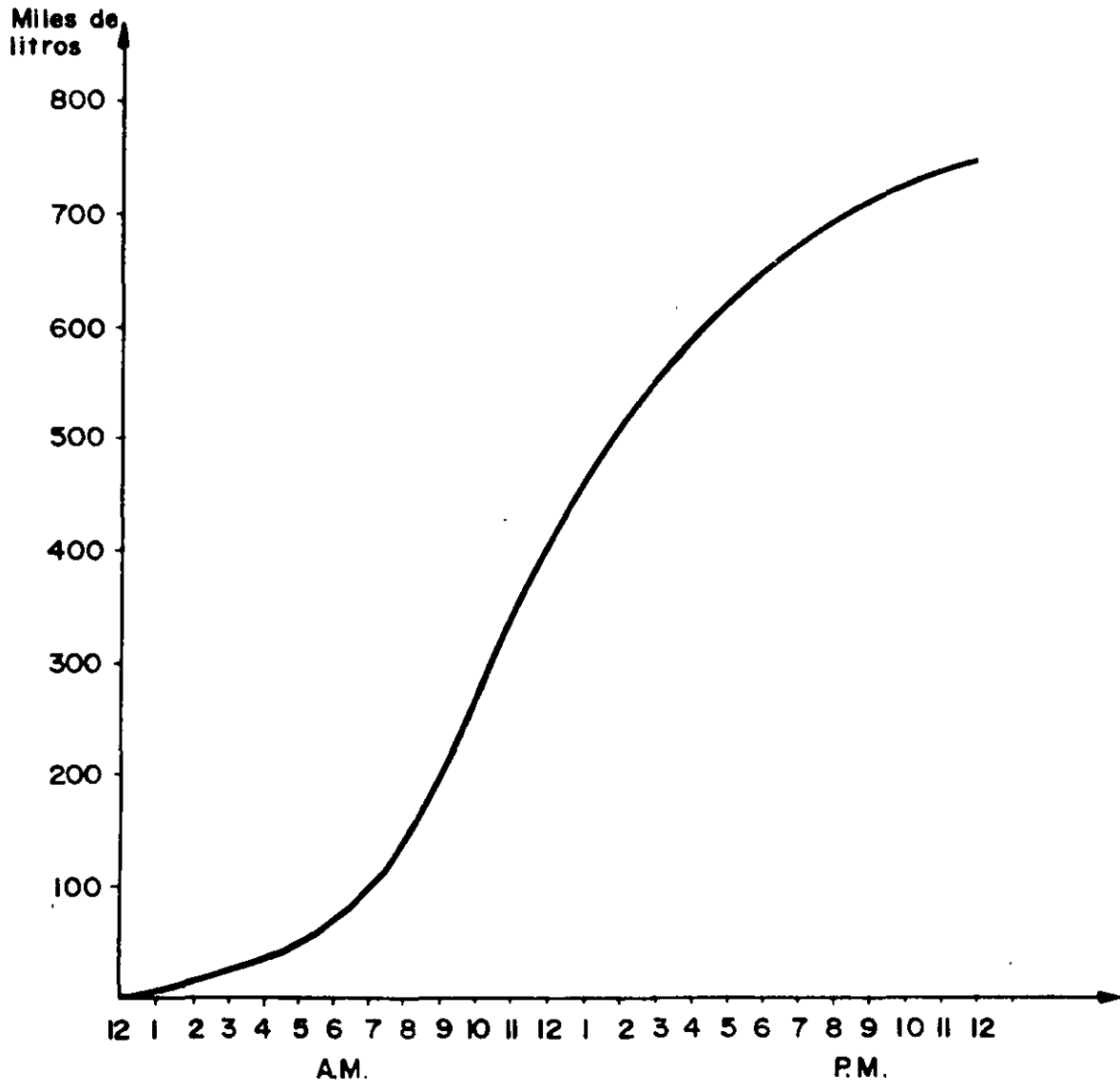


FIGURA III. 17

Para el gasto máximo extraordinario

$$Q_s = \frac{20\,000}{45 \cdot 60} = 21.29$$

$$Q_s = 28.70 \text{ lts/seg}$$

Se puede observar que como mínimo se usará una bomba de 10 lts/seg y como máximo una bomba de 30 lts/seg de capacidad.

Esta opción de capacidades de bombas puede ser útil pero también se pueden buscar dos bombas de tal suerte que la primera sea capaz de evacuar el gasto mínimo y el gasto medio, y otra que en combinación con la primera, evacúe el gasto máximo.

Para el ejemplo se supone fija la capacidad del cárcamo y se proponen las siguientes alternativas de capacidades de bombas.

Primera opción:

Dos bombas eléctricas, una con capacidad de 15 lts/seg y otra con capacidad de 30 lts/seg con una capacidad combinada de 45 lts/seg.

Segunda opción:

Dos bombas eléctricas, una con capacidad de 10 lts/seg y otra con capacidad de 20 lts/seg con una capacidad combinada de 30 lts/seg.

A continuación se explica el procedimiento para trazar la curva de llenado y vaciado de la segunda opción.

Suponga que el cárcamo se encuentra vacío a medianoche y en ese momento está entrando un gasto de 2.5 lts/seg, por consiguiente a la una de la mañana el cárcamo tendrá almacenados 9000 litros.

$$V_{\text{almacenado}} = 2.5 \text{ lts/seg} \cdot 60 \text{ seg/min} \cdot 60 \text{ min/hr} \cdot 1 \text{ hora}$$

$$V_{\text{almacenado}} = 9000 \text{ litros.}$$

Si a la 1 A.M. se pone en marcha la bomba de 10 lts/seg, estará entrando un gasto de 1.92 lts/seg de acuerdo con el diagrama de flujo, figura III.16.

El tiempo en que se vaciará el cárcamo se calcula empleando la siguiente relación:

$$t = \frac{\text{Volumen del cárcamo (lts)}}{(Q_s - Q_e) \cdot (\text{lts/seg}) \cdot 60 (\text{seg/min})}$$

Para las condiciones anteriores el tiempo en minutos será de:

$$t = \frac{9000 \text{ lts}}{(10 - 1.92) \text{ lts/seg} \cdot 60 \text{ seg/min}} \doteq 19 \text{ minutos}$$

Es decir, a la 1:19 A.M. el cárcamo estará vacío y la bomba se detiene.

El cárcamo se volverá a llenar en el tiempo

$$t_0 + \frac{\frac{\text{Volumen del cárcamo}}{60} - Q_{e1} \cdot t_1}{Q_{e2}}$$

Para nuestro ejemplo $t_0 = 3 \text{ A.M.}$

Q_e = Gasto de entrada en el período comprendido entre la 1 A.M. y las 3 A.M. (1.92 lts/seg, de acuerdo con el diagrama de flujo, de la figura III.16).

t_1 = Tiempo transcurrido desde que el cárcamo se vació (1:19 A.M.) hasta las 3 A.M.

Q_{e2} = Gasto de entrada en el período comprendido entre las 3 A.M. y las 5 A.M. (9.00 lts/seg, de acuerdo con el diagrama de flujo de la figura III.16).

Sustituyendo los valores respectivos se tendrá:

$$3 \text{ A.M.} + \frac{\frac{20\,000 \text{ lts}}{60 \text{ seg/min}} - 1.92 \text{ lts/seg} \cdot 101 \text{ min}}{3.50 \text{ lts/seg}} =$$

$$3 \text{ A.M.} + 40 \text{ minutos}$$

Es decir, el cárcamo se llenará a las 3:40 A.M. y nuevamente se pone en marcha la bomba de 10 lts/seg, de acuerdo con el diagrama de flujo en ese momento está entrando un gasto de 3.50 lts/seg.

Para estas nuevas condiciones el tiempo en el cual se vaciará el cárcamo será:

$$t = \frac{20\,000 \text{ lts}}{(10-3.50) \text{ lts/seg} \cdot 60 \text{ seg/min}} \doteq 51 \text{ minutos}$$

y la bomba se detendrá en 3:40 A.M. + 51 minutos.

Es decir, el cárcamo estará vacío a las 4:31 A.M.

El cárcamo se volverá a llenar en el tiempo

$$5 + \frac{\frac{20,000 \text{ lts}}{60 \text{ seg/min}} - 3.50 \text{ lts/seg} \cdot 29 \text{ min}}{9.00 \text{ lts/seg}} =$$

5 A.M. + 26 min.

El cárcamo se llenará a las 5:26 A.M.

En ese momento entra en acción la bomba de 20 lts/seg ya que le está llegando al cárcamo un gasto de 9.0 lts/seg y la bomba de 10 lts/seg no tiene la capacidad suficiente para sacar el agua del cárcamo.

El cárcamo se vuelve a vaciar a las

$$t = \frac{20\,000 \text{ lts}}{(20-9.0) \text{ lts/seg} \cdot 60 \text{ seg/min}} \doteq 30 \text{ minutos}$$

Continuando con el procedimiento explicado anteriormente, se elaboró la tabla de llenado y vaciado del cárcamo de bombeo.

En resumen y recordando que la solución al problema es encontrar el cárcamo más pequeño, con la menor frecuencia de puestas en marcha y paradas de bombas, el que cumple mejor este requisito es la segunda.

como conclusión se propone para elevar las aguas captadas en el pozo 35 y elevarlas al pozo 34, un cárcamo de 20 000 litros de capacidad, dos bombas eléctricas; una de 10 lts/seg y otra de 20 lts/seg y una bomba de emergencia con motor de combustión interna de 30 lts/seg para el caso

| NUMERO DE ARRANQUES | VOLUMEN EN EL CARCAMO (L/S) | GASTO DE LA BOMBA (L/S) | GASTO DE ENTRADA (L/S) | TIEMPO DE LLENADO (min) | HORARIO DE LLENADO | TIEMPO DE VACIADO (min) | HORARIO DE VACIADO |
|---------------------|-----------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--------------------|
| | | | 2.50 | 60 | 1:00 | | |
| 1 | 9,000 | 10 | 1.92 | | | 19 | 1:19 |
| | | | 1.92 | 101 | | | |
| | | | 3.50 | 40 * | 3:40 | | |
| 2 | 20,000 | 10 | 3.50 | | | 51 | 4:31 |
| | | | 3.50 | 29 | | | |
| | | | 9.00 | 26 * | 5:26 | | |
| 3 | 20,000 | 20 | 9.00 | | | 30 | 5:56 |
| | | | 9.00 | 37 | 6:33 | | |
| | | | 9.00 | | | 27 | |
| 4 | 20,000 | 20 | 15.75 | | | 29 * | 7:29 |
| | | | 15.75 | 21 | 7:50 | | |
| 5 | 20,000 | 20 | 15.75 | | | 23 | 8:13 |
| | | | 15.75 | 21 | 8:34 | | |
| 6 | 20,000 | 20 | 15.75 | | | 23 | 8:57 |
| | | | 15.75 | 3 | | | |
| | | | 21.29 | 13 * | 9:13 | | |
| 7 | 20,000 | 30 | 21.29 | | | 38 | 9:51 |
| | | | 21.29 | 16 | 10:07 | | |
| 8 | 20,000 | 30 | 21.29 | | | 38 | 10:45 |
| | | | 21.29 | 15 | | | |
| | | | 15.00 | 1 * | 11:01 | | |
| 9 | 20,000 | 30 | 15.00 | | | 22 | 11:23 |
| | | | 15.00 | 22 | 11:45 | | |
| 10 | 20,000 | 30 | 15.00 | | | 22 | 12:07 |
| | | | 15.00 | 22 | 12:29 | | |
| 11 | 20,000 | 30 | 15.00 | | | 22 | 12:51 |
| | | | 15.00 | 9 | | | |
| | | | 11.70 | 17 * | 13:17 | | |
| 12 | 20,000 | 20 | 11.70 | | | 40 | 13:57 |
| | | | 11.70 | 28 | 14:25 | | |
| | | | 11.70 | | | 35 | |
| 13 | 20,000 | 20 | 8.25 | | | 4 * | 15:04 |
| | | | 8.25 | 40 | 15:44 | | |
| 14 | 20,000 | 20 | 8.25 | | | 28 | 16:12 |
| | | | 8.25 | 40 | 16:52 | | |
| | | | 8.25 | | | 8 * | |
| 15 | 20,000 | 20 | 5.25 | | | 16 | 17:16 |
| | | | 5.25 | 63 | 18:19 | | |
| 16 | 20,000 | 20 | 5.25 | | | 23 | 18:42 |
| | | | 5.25 | 18 | | | |
| | | | 6.90 | 35 * | 19:35 | | |
| 17 | 20,000 | 20 | 6.90 | | | 25 | 20:00 |
| | | | 6.90 | 48 | 20:48 | | |
| | | | 6.90 | | | 12 | |
| 18 | 20,000 | 10 | 3.80 | | | 48 * | 21:48 |
| | | | 3.80 | 72 | | | |
| | | | 2.50 | 24 * | 23:24 | | |
| 19 | 20,000 | 10 | 2.50 | | | 44 | 12:08 |
| | | | 2.50 | 52 | 1:00 | | |
| | 7,800 | | | | | | |

* cambia de gasto

de que fallen las bombas eléctricas.

Para finalizar el capítulo se presenta el plano de la figura 11.8 donde se indican las cotas de terreno y plantilla, pendiente de plantilla, diámetro utilizado y la simbología empleada en este tipo de planos.

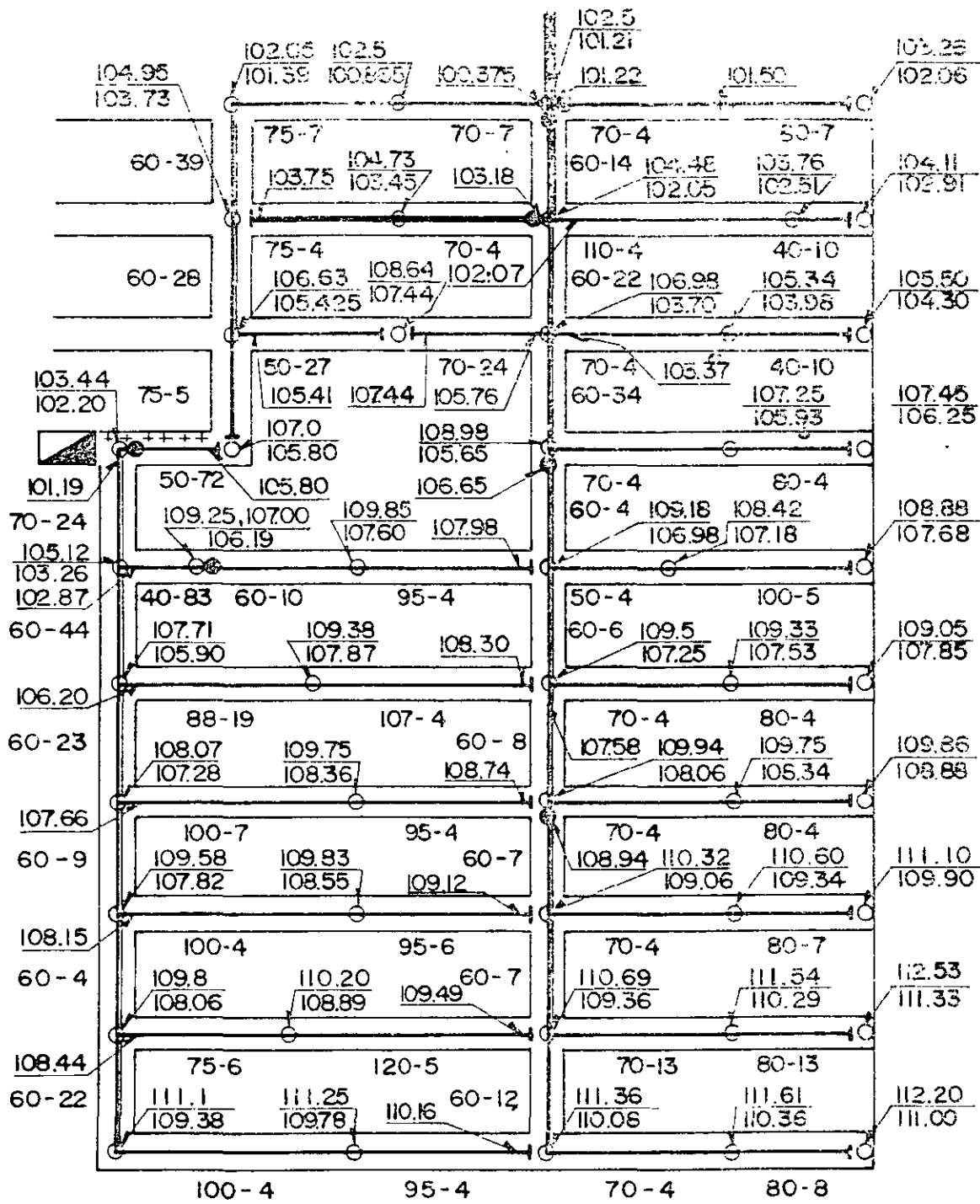


FIGURA . I . 18

SIMBOLOGIA

- | | | | |
|--|----------------------|--|------------------------|
| | COLECTOR | | POZO CON CAIDA ADOSADA |
| | SUBCOLECTOR | | CARCAMO DE BOMBEO |
| | ATARJEA | | LINEA DE PRESION |
| | CABEZA DE ATARJEA | | COTA DE TERRENO |
| | POZO DE VISITA COMUN | | COTA DE PLANTILLA |
- LONGITUD EN m, PENDIENTE EN MILES

TEMA IV

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES

IV.1 DESCRIPCION Y APLICACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS Y PLUVIOGRAFICOS

La función de un sistema de alcantarillado para aguas pluviales es la remoción del agua de lluvia que se capta en calles y áreas verdes para prevenir daños e inundaciones. El ingeniero sanitario se encuentra ante el problema de elegir la tormenta adecuada para poder diseñar el sistema de alcantarillado pluvial ya que no es común proyectar para la tormenta más severa, considerándose más económico el aceptar los daños y molestias que resulten de vez en cuando. Además el problema de proyecto se complica por el hecho de que a medida que una ciudad se edifica, las áreas impermeables se incrementan y el escurrimiento de las lluvias futuras también aumenta.

Para conocer la cantidad de agua de lluvia se utilizan los pluviómetros o los pluviógrafos.

El pluviómetro en su forma usual consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una

aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas por lo cual sus datos no se pueden relacionar con el tiempo de lluvia.

Por medio del pluviógrafo se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. La gráfica trazada por un pluviógrafo se llama pluviograma.

IV.2.1 Intensidad de lluvia

La cantidad promedio de lluvia que cae en una tormenta, se mide al dividir el volumen total de lluvia precipitada entre el tiempo de duración de la tormenta, pero no proporciona la información necesaria para proyectar un sistema de alcantarillado pluvial, para poder proyectar el sistema se requiere la rapidez de la variación de la altura de lluvia con respecto al tiempo que se le suele llamar intensidad de lluvia. En general, la intensidad de una lluvia se refiere al valor medio de la misma y corresponde a la relación entre la altura total de precipitación ocurrida y el tiempo de duración de la tormenta, es decir:

$$I = \frac{h}{t}$$

en donde

I = intensidad de lluvia en mm/hora

h = altura de lluvia (cm)

t = tiempo de duración de la lluvia (min)

IV.2.2 Coeficientes de escurrimiento

No toda el agua que cae en una lluvia escurre por la superficie. Primeramente en los lugares donde hay vegetación, es detenida por las hojas, después se evapora de acuerdo a la temperatura ambiente. Enseguida se satura el suelo y por

Último escurrirá por la superficie. A esta parte de la lluvia se le llama lluvia en exceso y representa sólo una parte del total de lluvia que cae.

El coeficiente de escurrimiento es la relación que hay entre el volumen de agua que escurre por la superficie y el volumen llovido, y se le representa por la letra "C".

$$C = \frac{\text{Agua que escurre}}{\text{Agua llovida}}$$

Los principales factores que determinan el coeficiente de escurrimiento son: la permeabilidad, evaporación, vegetación y la distribución no uniforme de la lluvia.

Existen fórmulas para determinar el coeficiente de escurrimiento en función del tiempo de duración de la lluvia, entre las que se mencionan las siguientes:

a) Fórmula de Gregory $C = 0.175 \sqrt[3]{t}$

b) Fórmula de McGee:

Superficies impermeables $C = \frac{t}{8 + t}$

Superficies permeables $C = \frac{t}{15 + t}$

Superficies muy permeables $C = \frac{t}{20 + t}$

Para fines prácticos se le han asignado valores a C, puesto que para alcantarillado, no es necesaria tanta precisión como las que dan las fórmulas anteriores.

En la tabla IV.1 se observan los valores de "C" para diferentes superficies:

TABLA IV.1

| | | |
|-----|--|-------------|
| 1. | Techos impermeables | 0.75 a 0.95 |
| 2. | Pavimentos de asfalto en buen estado | 0.85 a 0.90 |
| 3. | Pavimentos empedrados o de adoquín <u>juntea</u> dos con cemento | 0.75 a 0.85 |
| 4. | Pavimentos de adoquín sin cemento | 0.50 a 0.70 |
| 5. | Pavimentos de terracería | 0.25 a 0.60 |
| 6. | Pavimentos de grava | 0.15 a 0.30 |
| 7. | Superficies sin pavimentar como patios de ferrocarril y terrenos sin construir..... | 0.10 a 0.30 |
| 8. | Parques, jardines y prados dependiendo de su superficie, de su pendiente y caracte- rísticas del suelo | 0.05 a 0.25 |
| 9. | Áreas boscosas dependiendo de su pendien- te y del suelo | 0.10 a 0.20 |
| 10. | Zonas citadinas densamente pobladas | 0.70 a 0.90 |

En algunas poblaciones, es difícil determinar el tipo de superficies, por lo que se recomienda utilizar la tabla IV.2 en donde se observan valores de "C" para diferentes zonas.

TABLA IV.2

| | | |
|----|------------------------------------|-------------|
| 1. | Zonas mercantiles | 0.70 a 0.90 |
| 2. | Zonas comerciales | 0.60 a 0.85 |
| 3. | Zonas industriales | 0.55 a 0.80 |
| 4. | Zonas residenciales: | |
| | a) Departamentos | 0.50 a 0.70 |
| | b) Casas de tipo residencial | 0.25 a 0.50 |
| | c) Parques | 0.05 a 0.25 |
| | d) Áreas no desarrolladas | 0.10 a 0.25 |

IV.3 ESTUDIO ESTADISTICO DE LAS INTENSIDADES DE LLUVIA

Con los datos que se obtienen de los pluviógrafos, durante períodos de muchos años, se forman registros que permiten llegar al conocimiento de las lluvias y la frecuencia con que acontecen.

En una lluvia lo que interesa es conocer las intensidades máximas ya que son las que tienen influencia en el diseño, los tiempos para los cuales se calculan las intensidades máximas conviene sistematizarlos para efectos estadísticos. Se acostumbra tomar únicamente los datos correspondientes a los siguientes tiempos en minutos: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, 120, 150, 180.

Para obtener las intensidades máximas de cualquier lluvia ordinaria se utiliza un método analítico dado que la precipitación pluvial es, frecuentemente, más intensa al principio de las tormentas y que por convención, las intensidades de las tormentas se expresan como gastos aritméticos medios de la precipitación durante períodos especificados.

El método analítico para ordenar las lluvias máximas se puede resumir en los pasos siguientes:

- a) Para una lluvia dada, separe en intervalos de 5 en 5 minutos y sus múltiplos, enseguida obtenga la altura de lluvia para los intervalos de tiempo encontrados.

Ejemplo IV.1

Dada la siguiente lluvia separe sus intervalos de tiempo y sus alturas de lluvia respectivas.

TABLA IV.3

| t (min) | h (cm) | Δt (min) | Δh (cm) |
|------------|-----------|---------------------|--------------------|
| 5 | 0.8 | 5 | 0.8 |
| 10 | 1.5 | 5 | 0.7 |
| 15 | 2.2 | 5 | 0.7 |
| 20 | 3.4 | 5 | 1.2 |
| 25 | 4.0 | 5 | 0.6 |
| 30 | 5.3 | 5 | 1.3 |
| 35 | 6.7 | 5 | 1.4 |
| 40 | 8.0 | 5 | 1.3 |
| 45 | 8.7 | 5 | 0.7 |
| 50 | 9.2 | 5 | 0.5 |
| 60 | 9.7 | 10 | 0.5 |
| 80 | 10.4 | 20 | 0.7 |
| 100 | 11.1 | 20 | 0.7 |
| 120 | 11.5 | 20 | 0.4 |

Para mostrar la variación de la lluvia respecto a los intervalos de tiempo, en la tabla IV.3 se hace el análisis para intervalos de 5 y 10 minutos, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso respectivamente.

Para obtener la altura de lluvia en cada intervalo se requiere restar al valor que se desea calcular, el valor anterior, es decir, en el ejemplo si se requiere calcular el Δh , para el tiempo de 5 minutos se toma $h_1 = 0.8$ y $h_0 = 0$ cm por lo que $\Delta h_1 = 0.8 - 0 = 0.8$ cm para calcular Δh_2 en el tiempo de 10 minutos $h_2 = 1.5$ cm y $h_1 = 0.8$ cm por lo tanto $\Delta h_2 = 1.5 - 0.8 = 0.7$ cm.

Así se continúa con este procedimiento hasta calcular todos los valores de Δh .

- b) Cuando ya se conoce la altura de lluvia para cada intervalo se procede a obtener las máximas alturas para los tiempos elegidos.

Como el análisis es de maximización, se deben buscar las condiciones más desfavorables: La máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo se procura el máximo incremento, para una duración de dos intervalos se busca la máxima combinación de dos alturas de lluvia consecutivas y así sucesivamente hasta terminar con los tiempos elegidos.

Ejemplo IV.2

Tomando los datos de la tabla IV.3 proceda a obtener la lluvia máxima.

TABLA IV.3

| t (min) | h (cm) | Δt (min) | Δh (cm) |
|------------|-----------|---------------------|--------------------|
| 5 | 0.8 | 5 | 0.8 |
| 10 | 1.5 | 5 | 0.7 |
| 15 | 2.2 | 5 | 0.7 |
| 20 | 3.4 | 5 | 1.2 |
| 25 | 4.0 | 5 | 0.6 |
| 30 | 5.3 | 5 | 1.3 |
| 35 | 6.7 | 5 | 1.4 |
| 40 | 8.0 | 5 | 1.3 |
| 45 | 8.7 | 5 | 0.7 |
| 50 | 9.2 | 5 | 0.5 |
| 60 | 9.7 | 10 | 0.5 |
| 80 | 10.4 | 20 | 0.7 |
| 100 | 11.1 | 20 | 0.7 |
| 120 | 11.5 | 20 | 0.4 |

Dado que la lluvia es de 120 minutos se tomarán los siguientes tiempos para calcular la lluvia máxima: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

Para calcular la máxima altura pluvial para el tiempo de 5 minutos se tomará de la tabla IV.3 el valor para el tiempo de 35 minutos que corresponde a 1.4 cm de lluvia en un intervalo de 5 minutos, este punto representa el pivote a partir del cual se procederá a la acumulación de alturas de lluvia consecutivas.

Para calcular el valor de 10 minutos, se toma el anterior y el mayor de los consecutivos; en el ejemplo los consecutivos tienen igual valor por lo que se puede tomar cualquiera. Suponga que se toma el anterior a 1.4 cm por lo tanto el valor para 10 minutos será $1.4 + 1.3 = 2.7$ cm.

Para 15 minutos se toma el mayor consecutivo al bloque ya calculado; en este punto se tienen dos valores, uno de 0.7 cm y otro de 1.3 cm por lo que se toma el valor de 1.3 cm, por lo tanto el valor para 15 minutos será $2.7 \text{ cm} + 1.3 \text{ cm} = 4.0$ cm. Continuando con el procedimiento anterior se llega a la tabla IV.4.

TABLA IV.4

| t (min) | hmáx (cm) | i mm/hora |
|---------|-----------|-----------|
| 5 | 1.4 | 168 |
| 10 | 2.7 | 162 |
| 15 | 4.0 | 160 |
| 20 | 4.7 | 141 |
| 30 | 6.5 | 130 |
| 45 | 8.7 | 116 |
| 60 | 9.7 | 97 |
| 80 | 10.4 | 78 |
| 100 | 11.1 | 66.6 |
| 120 | 11.5 | 57.5 |

La columna 3 ($i = \text{mm/hora}$) de la tabla IV.4 se obtiene dividiendo la altura máxima acumulada entre el tiempo respectivo y de acuerdo a las unidades que se utilicen se obtiene la intensidad en mm/hora para el caso de $t = 5 \text{ min}$ y $hmáx = 1.4 \text{ CM}$

$$i = \frac{1.4 \text{ cm}}{5 \text{ min}} \cdot 600 = 168 \text{ mm/hora}$$

para $t = 30 \text{ min}$ y $h_{\text{máx}} = 6.5 \text{ cm}$

$$i = \frac{6.5 \text{ cm}}{30 \text{ min}} \cdot 600 = 130 \text{ mm/hora, etc.}$$

Calculadas las intensidades para cada lluvia interesa conocer la frecuencia de las intensidades más grandes, para ello se recomienda hacer el siguiente análisis que se resume como sigue:

- a) De acuerdo con las condiciones particulares de la lluvia de la población en estudio, pueden descartarse aquellas de baja intensidad, para lo cual se emplea la siguiente relación empírica:

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

Donde:

i = intensidad en mm/hora

t = tiempo en minutos

- b) Con los datos restantes se puede hacer una tabulación de lluvias de una duración-intensidad dadas.

La elección de los intervalos de la intensidad depende de las variaciones de intensidad obtenidas.

Ejemplo IV.3

Tabule las máximas intensidades para la lluvia obtenida en la tabla IV.4.

Para lograr la tabulación es necesario descartar las lluvias de baja intensidad utilizando la relación

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

La resolución de las ecuaciones correspondientes a estas curvas, pueden servir en lugar de ellas. Como se ha visto anteriormente, a mayores intensidades menor es la duración con que se presentan y viceversa, para tiempos mayores, la intensidad es menor, por lo que se puede decir que:

La relación entre la intensidad y el tiempo queda expresada por la función:

$$I = f(t)$$

IV.4 METODOS PARA DETERMINAR LAS CURVAS DE FRECUENCIA E INTENSIDAD DE LLUVIA

IV.4.1 Método aproximado

Aproximadamente las intensidades de lluvia más altas de duración establecida que se han consignado en un registro pluviográfico de \underline{n} años, tiene una frecuencia de una vez en \underline{n} años y se llama lluvia de \underline{n} años.

El valor más próximo de intensidad tiene una frecuencia de 2 veces en \underline{n} años o una vez en $\underline{n}/2$ años y se llama lluvia de $\underline{n}/2$ años, etc.

Sin embargo, esta aproximación, no toma en cuenta variaciones en las magnitudes observadas.

Si se dispone de \underline{m} registros igualmente seguros de \underline{n} años, el valor promedio de la magnitud más grande sería la media de las \underline{m} magnitudes más grandes observadas en cada registro de \underline{n} años. De esta forma se llega a la conclusión que la intensidad más alta asociada a una duración establecida en un registro de \underline{n} años puede probablemente ser excedida en promedio únicamente una vez, en $\underline{n}/(1-0.5) = 2\underline{n}$ años y el valor más próximo a la mayor intensidad una vez en $\underline{n}/(2-0.5) = 0.67\underline{n}$ años. Por lo tanto, generalizando, la observación de \underline{K} ésima magnitud más grande de un arreglo es probable que sea igualada o excedida pero sólo una vez en $\underline{n}/(\underline{K}-0.5)$ años, donde \underline{K} es el número de observaciones que igualan o exceden esa magnitud en el arreglo del registro. Este método de cálculo de frecuencias, estadísticamente es lógico, pero los resultados obtenidos son más conservadores que los de la primera aproximación descrita.

IV.4.2 Método estadístico

Este método consiste en formar con los datos de intensidades

la lluvia de un número n de años, una distribución de frecuencia. El intervalo de clase que se utiliza son los valores de las intensidades mm/h 0-4.9, 5-9.9, 10-14.9, etc., y el número de grupos está determinado por los tiempos en los cuales se considera uniforme la intensidad de lluvia es decir, 5, 10, 15, 20 ..., 120 minutos.

La distribución de frecuencia se forma, anotando para cada grupo e intervalo de clase, el número de lluvias correspondiente, obtenido del conteo realizado en el registro. Esto se puede tabular como se muestra en la tabla IV.6.

La tabla de distribución de frecuencia que se forma es:

| t (duración In- terva- lo de cla- se i (mm/hr) | 5 | 10 | 15 | 20 | ... | 120 |
|--|-------|--------|---------|----------|-----|---------|
| 0 - 4.9 | X_1 | X_1' | X_1'' | X_1''' | ... | X_1^n |
| 5.0 - 9.9 | X_2 | X_2' | X_2'' | X_2''' | ... | X_2^n |
| 10.0 - 14.9 | X_3 | X_3' | X_3'' | X_3''' | ... | X_3^n |
| 15.0 - 19.9 | X_4 | X_4' | X_4'' | X_4''' | ... | X_4^n |
| 20 - 24.9 | X_5 | X_5' | X_5'' | X_5''' | ... | X_5^n |
| · · · | · | · | · | · | ... | · |
| 200 ó más | X_n | X_n' | X_n'' | X_n''' | ... | X_n^n |

TABLA IV.6

Al dividir el número n de años que abarca el registro entre el número de lluvias correspondientes a cada grupo e intervalo de clase, se obtiene la frecuencia de esas lluvias para un tiempo de duración t y una intensidad de lluvia i .

Si se dibuja en un sistema coordenado de ejes, en el cual el eje de las abscisas es el tiempo de duración t en minutos y el eje de las ordenadas es la intensidad i de la lluvia, los datos correspondientes para una frecuencia de lluvia determinada. Se unen dichos puntos por medio de una curva, de esta manera se obtiene la curva de frecuencia de las lluvias para una frecuencia establecida.

IV.4.3 Curvas teóricas de probabilidad.

Los registros de precipitación forman distribuciones de frecuencia de desviación derecha, que pueden generalizarse en forma aproximada como series normales geométricas; pero que son ajustadas mejor por ecuaciones que contienen gran número de coeficientes. El tipo de curva de frecuencia identificada por Pearson, ha sido puesta en forma conveniente por H. A. Foster y Allen Hazen, para ser usada con ventaja en estudios hidrológicos. La ecuación a seguir depende del tamaño e importancia de la localidad.

Ejemplo IV.4

El número de tormentas de intensidad y duración variable registradas en 45 años figuran en la tabla IV.7. Determínese los valores tiempo-intensidad para la tormenta de 5 años.

Para poder calcular los valores de la tormenta de 5 años, es necesario conocer la frecuencia F .

Se entiende por frecuencia el número de veces que se repite un evento en un período determinado.

Si durante un período de observación de "n" años, se ha registrado "m" veces un determinado tipo de lluvia, la frecuencia estará dada por:

$$F = \frac{n}{m} = F = \frac{\text{Registro de 45 años}}{\text{Tormenta de 5 años}} = 9$$

En la tabla IV.7 se debe de localizar el número 9, en caso de no encontrarlo se pueden interpolar los valores de tiempo-intensidad tomando en cuenta lo siguiente:

- a) Para cada intensidad especificada, la duración que es igualada o excedida por nueve tormentas.

TABLA IV.7

| t (min) | INTENSIDADES (mm/hora) | | | | | | | | |
|------------|------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 25 | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 | 175 | 200 | 225 |
| 5 | | | 123 | 47 | 22 | 14 | 4 | 2 | 1 |
| 10 | | 122 | 48 | 15 | 7 | 4 | 2 | 1 | |
| 15 | | 83 | 21 | 10 | 3 | 2 | 1 | | |
| 20 | | 44 | 13 | 5 | 2 | 2 | | | |
| 30 | 99 | 21 | 6 | 3 | 2 | | | | |
| 45 | 69 | 11 | 3 | 1 | | | | | |
| 60 | 52 | 4 | 2 | | | | | | |
| 80 | 18 | 2 | 1 | | | | | | |
| 100 | 13 | 1 | | | | | | | |
| 120 | 8 | | | | | | | | |

- b) Para cada duración especificada, la intensidad que es igualada o excedida por nueve tormentas.

La interpolación prosigue a lo largo de una línea diagonal quebrada, tanto horizontal como verticalmente.

Como en nuestro ejemplo no se encuentra el valor nueve en la tabla IV.7 es necesario interpolar iniciando por las intensidades:

Para $t = 5$ minutos:

Generalmente se obtienen buenos ajustes mediante una ecuación de la forma:

$$i = \frac{c T^m}{(t+d)^n}$$

en donde:

i = intensidad en mm/hora

T = frecuencia de acontecimientos en años

C, d, m, n = coeficientes y exponentes regionales

Existen dos formas de ecuaciones para valuar la intensidad de lluvia.

La primera para tormentas ordinarias que son las que se presentan una vez cada 10 años y tiene la forma

$$i = \frac{a}{t + b}$$

en donde

i = intensidad de lluvia, en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta, en min.

a, b = constantes regionales

La segunda para tormentas extraordinarias que son aquellas que se presentan una vez cada 20 años y tiene la forma:

$$i = \frac{a}{t^k}$$

en donde

i = intensidad de lluvia en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta en min

a, k = constantes regionales

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas ordinarias se procede a obtener el recíproco de la ecuación

$$i = \frac{a}{b + t}$$

es decir

$$\frac{1}{i} + \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y b.

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas extraordinarias se saca el logaritmo de base diez a la ecuación

$$i = \frac{a}{t^k}$$

obteniéndose:

$$\log i = \log a - K \log t$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y k.

Ejemplo IV.5

Determine las ecuaciones para tormentas ordinarias y tormentas extraordinarias empleando los valores de la tabla IV.1.

Solución:

Ecuación para tormentas ordinarias.

Utilizando las fórmulas para el ajuste por mínimos cuadrados y efectuando las operaciones necesarias se tiene

$$a = \frac{n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}{n \sum (t \cdot 1/i) - (\sum t) \cdot (\sum 1/i)}$$

en donde:

n = número de datos utilizados

i = intensidad de lluvia, en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta, en minutos

| t (min) | i ($\frac{\text{mm}}{\text{Hora}}$) | 1/i | (t)(1/i) | t ² |
|----------|---------------------------------------|--------|----------|----------------|
| 5.00 | 162.50 | 0.0062 | 0.0308 | 25.00 |
| 7.50 | 150.00 | 0.0067 | 0.0500 | 56.25 |
| 9.33 | 125.00 | 0.0080 | 0.0746 | 87.05 |
| 10.00 | 118.75 | 0.0084 | 0.0842 | 100.00 |
| 15.00 | 103.53 | 0.0097 | 0.1449 | 225.00 |
| 16.00 | 100.00 | 0.0100 | 0.1600 | 256.00 |
| 20.00 | 87.50 | 0.0114 | 0.2286 | 400.00 |
| 25.71 | 75.00 | 0.0133 | 0.3428 | 661.00 |
| 30.00 | 70.00 | 0.0143 | 0.4286 | 900.00 |
| 45.00 | 56.25 | 0.0178 | 0.8000 | 2025.00 |
| 49.29 | 50.00 | 0.0200 | 0.9858 | 2429.50 |
| 60.00 | 47.40 | 0.0211 | 1.2658 | 3600.00 |
| 80.00 | 39.06 | 0.0256 | 2.0481 | 6400.00 |
| 100.00 | 33.33 | 0.0300 | 3.0003 | 10,000.00 |
| 116.00 | 25.00 | 0.0400 | 4.640 | 13456.00 |
| Σ 588.83 | ---- | 0.2425 | 14.2872 | 40620.80 |

n = 15

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$a = \frac{15 \cdot (40\,620.80) - (588.83)^2}{15 \cdot (14.2872) - (588.83) \cdot (0.2425)}$$

$$a = 3671.75$$

Para calcular el valor de b

$$b = a \cdot \frac{(\sum 1/i) \cdot (\sum t^2) - (\sum t) \cdot \sum(t \cdot 1/i)}{n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}$$

$$b = 3671.75 \cdot \frac{(0.2425) \cdot (40620.80) - (588.83) \cdot (14.2872)}{15 \cdot (40620.80) - (588.83)^2}$$

$$b = 20.10$$

Finalmente sustituyendo los valores en la ecuación para tormentas ordinarias se tiene

$$i = \frac{3671.75}{20.10 + t}$$

que representa los valores de intensidad para la curva de 5 años.

- b) En zonas comerciales con pendientes suaves y distancias grandes entre soladeras.
 $T_i =$ de 10 a 15 minutos
- c) En áreas residenciales planas $T_i =$ 20 hasta 30 minutos en casos excepcionales.

El tiempo de escurrimiento (t_e) se define como el tiempo que tarda en escurrir la gota de agua dentro de la atarjea, generalmente se toma el tiempo entre dos pozos de visita consecutivos (figura IV.2).

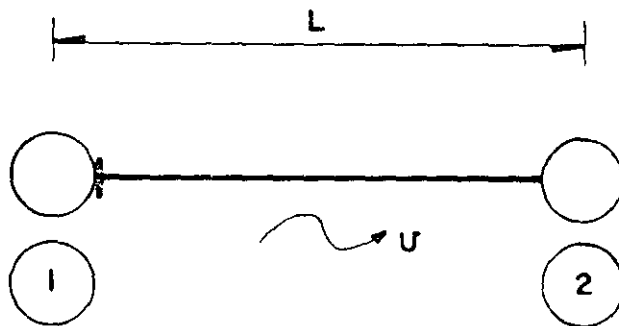


Fig. IV.2

El tiempo de escurrimiento (t_e) se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_e = \frac{L}{60 v}$$

en donde

t_e = tiempo de escurrimiento en la tubería en minutos.

L = longitud del tramo de tubería en metros

v = velocidad media del agua en la tubería (m seg).

Como la velocidad media del agua no se puede establecer a priori se pueden hacer tanteos y suponerla de acuerdo a la pendiente del terreno, la cual está sujeta a revisión.

Teniendo el tiempo de concentración (t) se sustituye el valor en las ecuaciones de intensidad obtenidas con anterioridad.

Para el caso de la ciudad de México, se utiliza la fórmula para tormentas ordinarias del ingeniero Roberto Gayol.

$$i = \frac{448}{t + 22} \text{ en mm/hora}$$

o bien, la fórmula para tormentas extraordinarias del Ing. Raúl E. Ochoa.

$$i = \frac{500}{t^{0.5}} \text{ en mm/hora}$$

Fórmulas empíricas

Algunos autores han propuesto expresiones en función de C, i, S y A para evaluar el gasto pluvial.

Entre otros se tienen a:

$$\text{Havskley} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A}$$

$$\text{Adams} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A^2 i^2}$$

$$\text{Mc Math} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S}{A}$$

$$\text{Hering} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S^{0.27}}{A^{0.15}}$$

$$\text{Parmley} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S^{0.15}}{A}$$

$$\text{Gregory} \text{ ----- } Q = CAi \frac{S^{0.186}}{A^{0.14}}$$

IV.5 METODO RACIONAL AMERICANO

El método consiste en aplicar la fórmula axiomática expresada como sigue:

$$Q = 2.778 CiA$$

en donde:

Q = Gasto pluvial en lts/seg

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Area por drenar en hectáreas

2.778 = Constante que uniformiza las unidades utilizadas para obtener el gasto en litros/segundo.

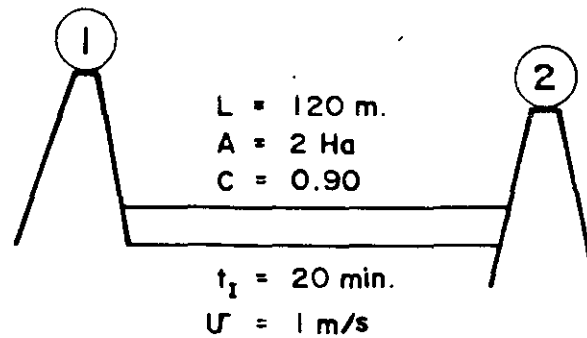
De la expresión se deduce que Q es máximo cuando la totalidad del área por drenar es tributaria al punto de concentración, de los factores incluidos en la ecuación C se estima con base en las características del área por drenar, i se determina para una tormenta de duración igual al tiempo de concentración y "A" se obtiene a partir de un plano regional topográfico.

Para obtener el tiempo de concentración se procede como se explicó anteriormente a encontrar el tiempo de ingreso y después el tiempo de escurrimiento y se suman

$$t = t_i + t_e$$

Ejemplo IV.6

Determine el gasto pluvial i en el tramo que tiene las siguientes características.



Para poder determinar el gasto es necesario calcular el tiempo de concentración en el tramo para lo cual se calcula el tiempo de escurrimiento.

$$t_e = \frac{L}{v}$$

$$t_e = \frac{120 \text{ m}}{1 \text{ m/s}} = 120 \text{ seg} = 2 \text{ minutos}$$

tiempo de concentración

$$t = t_i + t_e = 20 + 2 = 22 \text{ minutos}$$

Si utilizamos la ecuación de intensidades para tormentas ordinarias en la ciudad de México se tendrá:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{22 + 22} = 10.18 \text{ mm/hora}$$

Ahora con los datos del problema se puede calcular el gasto pluvial

$$Q = 2.778 \text{ CiA}$$

$$Q = 2.778 \cdot 0.90 \cdot 10.18 \cdot 2 = 50.90 \text{ l/s}$$

$$Q = 50.90 \text{ l/s}$$

Método Gráfico Alemán

Fundamentos del método.-

Este método se fundamenta en la expresión axiomática:

$$Q = CiA$$

La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento de los distintos tramos de la red de alcantarillado.

Considere un área A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, sobre la que lloverá; un tiempo t_d mayor que el tiempo de concentración T_c . Observando los gastos que pasan por el desfogue, se nota lo siguiente: al empezar la lluvia, comienza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total $Q = CiA$, si el tiempo de duración de lluvia (T_d) es igual al tiempo de concentración T_c del área.

Si como se ha supuesto, el tiempo de duración de lluvia (T_d) es mayor que el tiempo de concentración (T_c), el gasto máximo $Q = CiA$ se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia del tiempo de duración (T_d) y el tiempo de concentración (T_c). Cuando la lluvia termina el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurra el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

La representación gráfica de los gastos que pasan por el punto de salida o sea el hidrograma de los escurrimientos, sería como el que se muestra en la figura IV.3. En la figura IV.4 se registrarían los gastos cuando la lluvia tuviera una duración igual al tiempo de concentración.

En el caso que el tiempo de duración de lluvia (T_d) fuera menor que el tiempo de concentración (T_c), es un caso hipotético puesto que el mayor caudal que se acumula es menor que el máximo que puede ocurrir en el área, esto se representa en la figura IV.5.

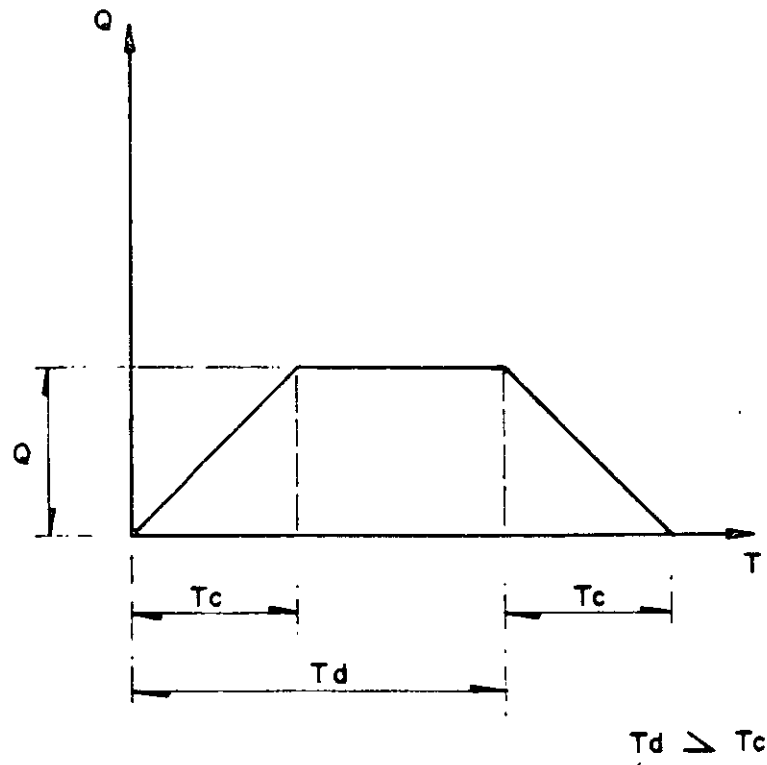


Figura IV.3.

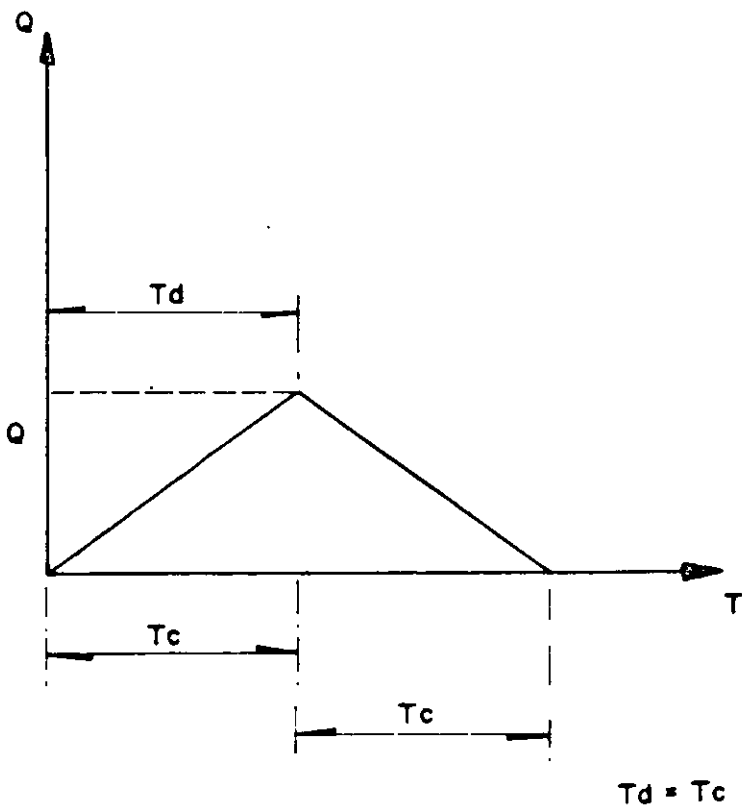


Figura IV.4

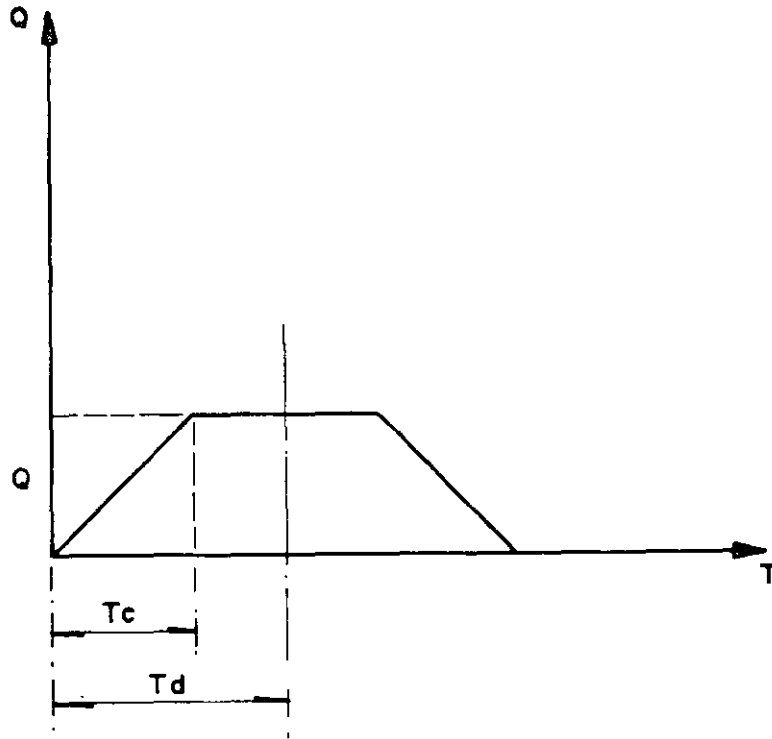
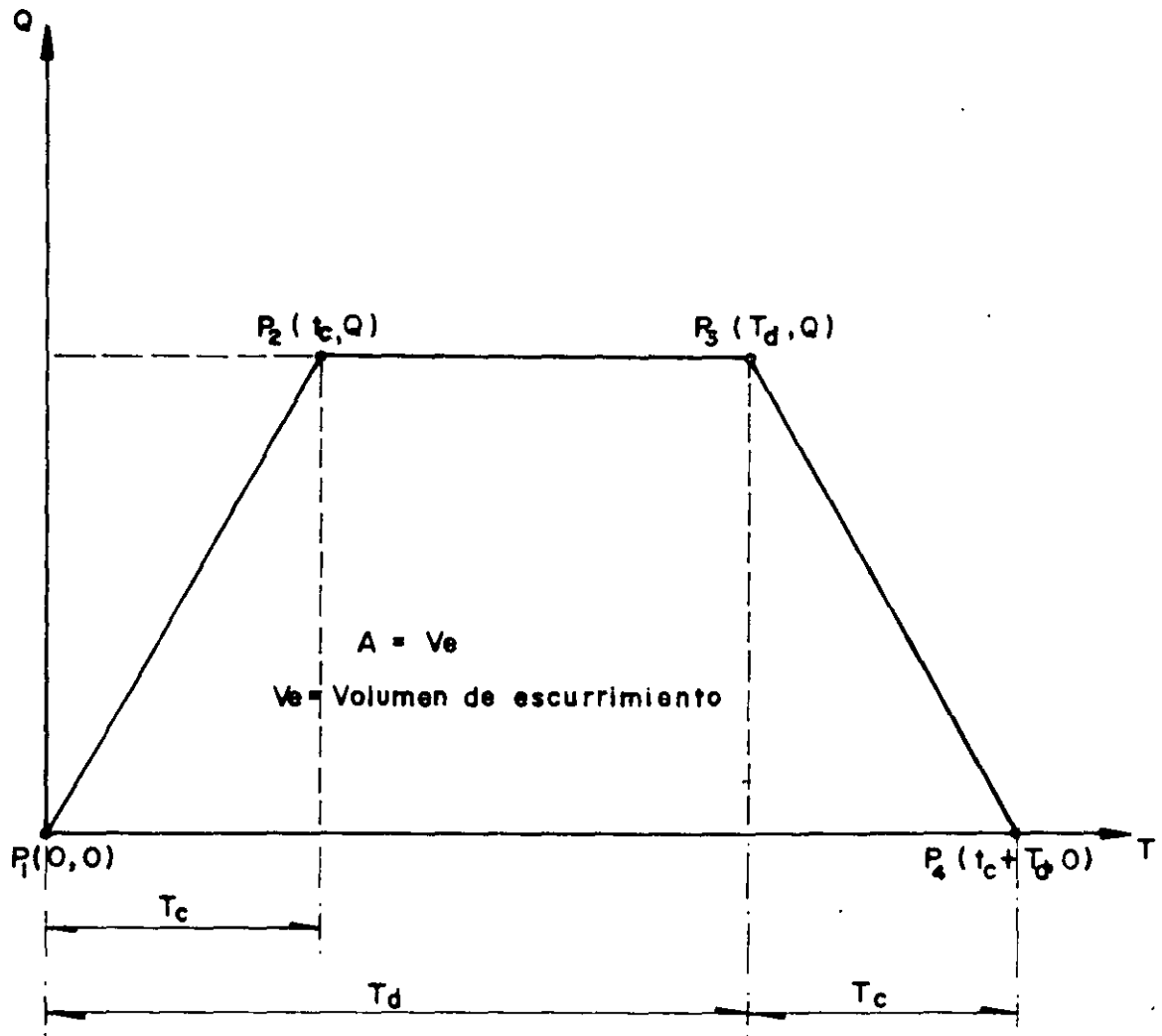


Figura IV.5

El método se basa en la representación gráfica del escurrimiento del agua en el tramo, la figura típica que resulta es un trapecio formado de la siguiente manera:

1. En un sistema de ejes coordenados, en el eje de las abscisas se llevan los tiempos y en el eje de las ordenadas se llevan los gastos.
2. El gasto se determina empleando la fórmula $Q = CiA$, considerando la intensidad de lluvia constante para toda la población.
3. Se determina el tiempo de concentración y el tiempo de duración de la lluvia.
4. Para el primer tramo se localizan cuatro puntos formados por: el primero por el origen de los ejes coordenados, el segundo por el tiempo de concentración y el gasto; el ter cero por el tiempo de duración de la tormenta y el gasto y el cu arto por la suma del tiempo de duración y el tiem po de concentración para $Q = \text{cero}$.



Al unir los cuatro puntos anteriores se obtiene un trapecio cuya figura nos indica que al inicio se efectúa la acumulación de agua escurrida hasta llegar al máximo en el tiempo de concentración, a partir de ese punto se mantiene constante hasta el tiempo de duración de la tormenta para disminuir hasta agotarse, en un tiempo igual al de concentración.

El área del trapecio representa el volumen de escurrimiento.

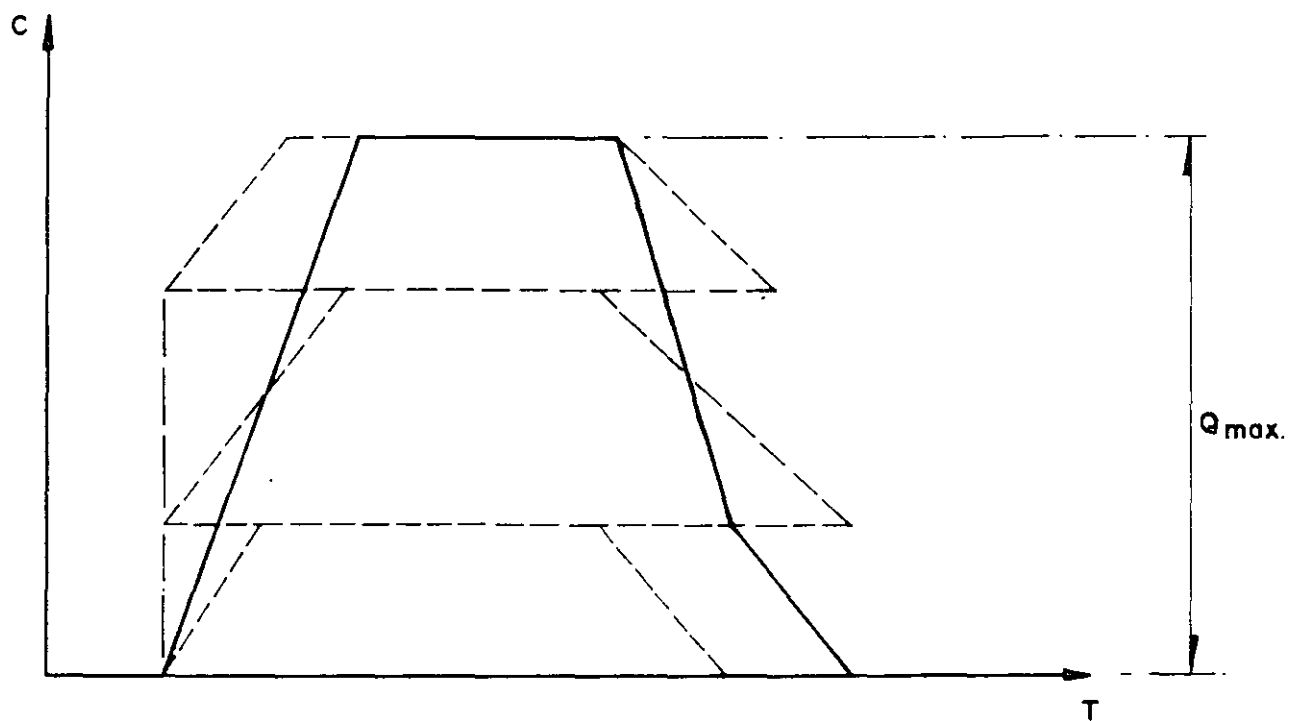
Cuando se estudia una red de alcantarillado, se presentan dos situaciones:

1. Que los tramos sean consecutivos.
2. Que los tramos sean concurrentes.

Para acumular los gastos según el caso, el procedimiento es el siguiente:

Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a

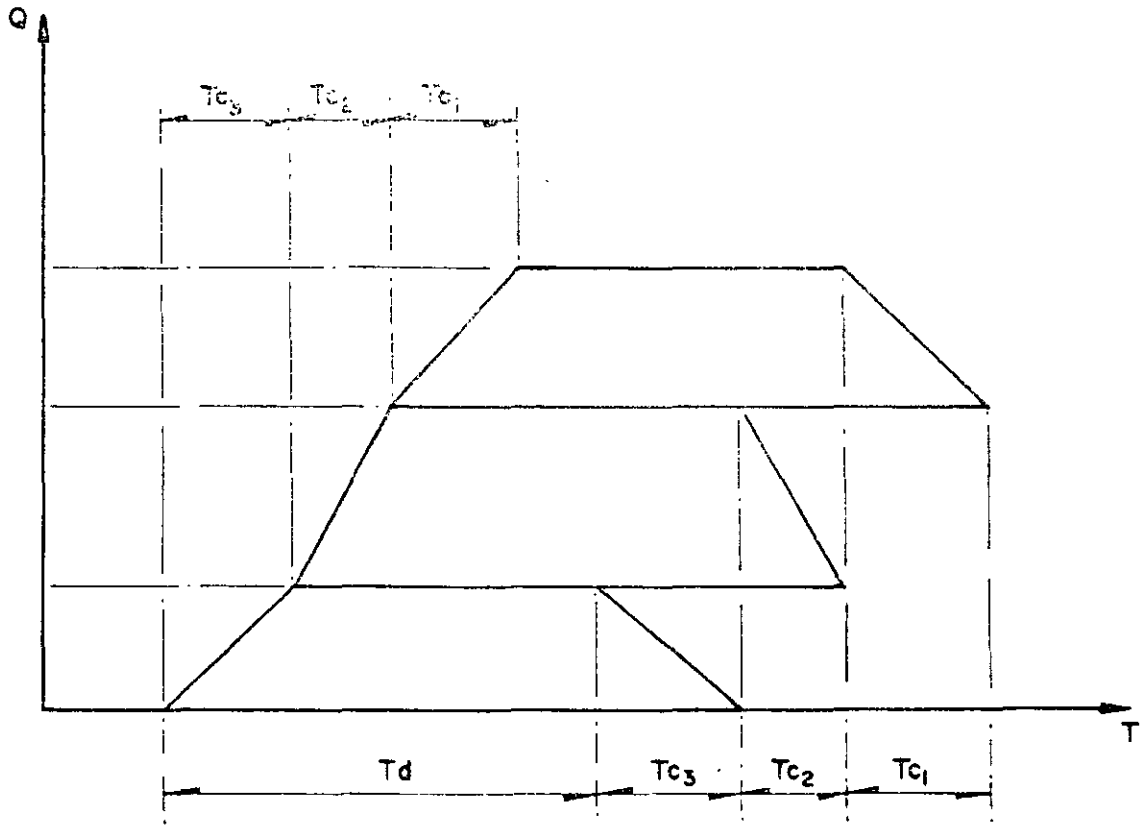
Procedimiento para sumar hidrogramas en colectores concurrentes.



Continua Figura IV.6

Ejemplo tramos consecutivos

| | | |
|---------------------|----------------|----------------|
| A_3, T_{C_3}, Q_3 | A_2, T_{C_2} | A_1, T_{C_1} |
| | Q_2 | Q_1 |



Procedimiento para sumar Hidrogramas en colectores consecutivos.

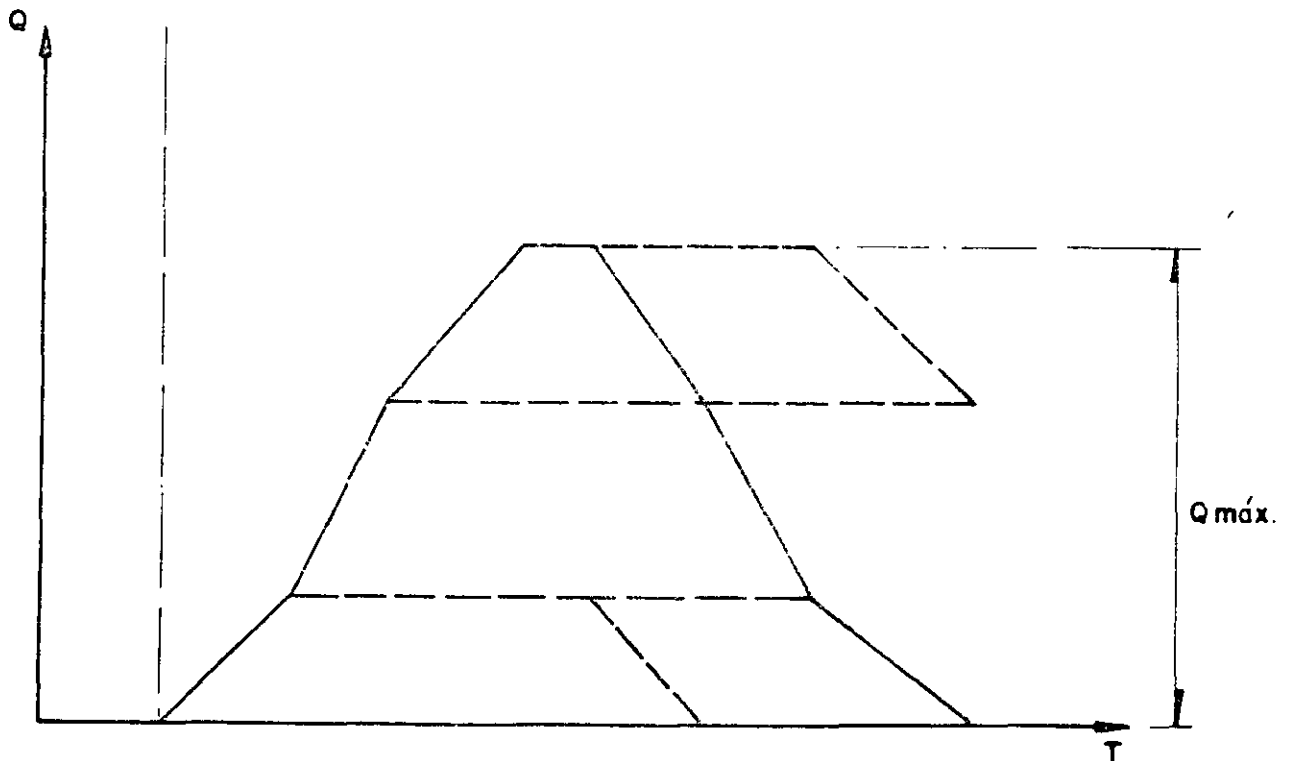


Figura IV.7

$$T = \frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^2} \quad \text{por lo tanto}$$

$$i = \frac{K}{\frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^2}}$$

Ordenando los términos de la última ecuación y sustituyendo a i en la expresión axiomática queda:

$$Q = C A^{1-n/2} K K_1^{n/2} K_2^2 S^{n/2}$$

Como K es igual a la lluvia en la unidad de tiempo $K = 1$, haciendo

$$C = C K_1^{n/2} K_2^n \quad \text{queda}$$

$$Q = C i A^{1-n/2} S^{n/2}$$

La fórmula de Burkli-Ziegler consideró $n = 1/2$

$$\text{Obteniendo: } Q = C i A^{3/4} S^{1/4}$$

La fórmula fue establecida por el autor para el sistema métrico; consideró la unidad de superficie a la hectárea y un milésimo de pendiente como entero.

Las unidades de gasto Q dependen del producto Ai , puesto que la pendiente y el coeficiente de escurrimiento son números abstractos, por tanto si se toma el área en hectáreas y la intensidad de lluvia en mm/hora, se obtiene el gasto en litros por segundo, quedando como sigue:

$$Q = 2.778 C i A^{3/4} S^{1/4}$$

donde

Q = Gasto pluvial en litros por segundo

C = Coeficiente de escurrimiento calculado como en el Método Racional Americano.

I = Intensidad de lluvia para el tiempo de concentración (T_c) en mm/hora.

A = Area de la cuenca en ha.

S = Pendiente media de la cuenca en milésimas.

IV.6 ELABORACION DE UN PROYECTO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

El cálculo de la red tiene por objeto determinar el diámetro de las tuberías que conducirán el agua pluvial a los diversos sitios de vertido.

Al efectuar los cálculos se requiere consignar en forma tabular los datos y los resultados y para ello se proporciona la tabla de cálculo siguiente:

Columna 1 Tramo.-

Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente que dará indicado por la numeración de los pozos, en el cual el primer número representa el pozo inicial.

Columna 2 Longitud (m).-

Representa la distancia horizontal del tramo.

Columna 3 Area propia (Ha).-

Es el área que se encuentra comprendida en el tramo y se recolecta en el pozo inicial.

Columna 4 Area tributaria (Ha).-

Es el área que se obtiene sumando progresivamente las áreas anteriores.

Columna 5 Area acumulada (Ha).-

Es el área a la cual da servicio el tramo en estudio, se obtiene sumando las columnas 4 y 5.

| LINE | ITEM | QTY | UNIT | PRICE | AMOUNT | TAXES | TOTAL | DISC | NET | DATE | DESCRIPTION |
|-------|------|-----|------|-------|--------|-------|-------|------|-----|------|-------------|
| 1 | | | | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | | |
| 21 | | | | | | | | | | | |
| 22 | | | | | | | | | | | |
| 23 | | | | | | | | | | | |
| 24 | | | | | | | | | | | |
| 25 | | | | | | | | | | | |
| 26 | | | | | | | | | | | |
| 27 | | | | | | | | | | | |
| 28 | | | | | | | | | | | |
| 29 | | | | | | | | | | | |
| TOTAL | | | | | | | | | | | 10 |

- Columna 6 Coeficiente de escurrimiento.-
Es el valor promedio del coeficiente de escurrimiento y se obtiene multiplicando las áreas por el valor correspondiente del factor de escurrimiento y al resultado dividiéndolo por el valor de la columna 5.
- Columna 7 Tiempo de ingreso (minutos).-
Es el tiempo requerido por el agua para escurrir superficialmente hasta llegar a una coladera pluvial.
- Columna 8 Tiempo de escurrimiento (minutos).-
Es el tiempo que tarda el agua en escurrir dentro del tubo entre los dos pozos de visita.
- Columna 9 Tiempo de concentración (minutos).-
Es el tiempo que tarda la gota más alejada que cae en el área de captación, en llegar al punto de concentración.
Se obtiene sumando los valores de las columnas 7 y 8.
- Columna 10 Intensidad (mm/hora)
Es la intensidad de proyecto, se calcula mediante la fórmula
$$i = \frac{a}{1+b} \quad \text{o bien} \quad i = \frac{a}{t^k}$$
 en donde t es el valor de la columna 9.
- Columna 11 Gasto pluvial (l/s).-
Es el gasto que se obtiene utilizando alguno de los métodos explicados con anterioridad. generalmente se utiliza el Método Racional Americano multiplicando las columnas 5, 6 y 10 por el valor de la constante k .
$$K \left(2.778 \text{ si } i = \frac{\text{mm}}{\text{hora}} \text{ o } 27.78 \text{ si } i = \frac{\text{cm}}{\text{hora}} \right)$$
- Columna 12 Gasto de diseño (l/s).-
Es el gasto para el cual se determinarán los diámetros de las tuberías y está en función del tirante que se desea manejar las tuberías.

Columna 13 Cota de terreno inicial.-

Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.

Columna 14 Cota de terreno final.-

Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.

Columna 15 Pendiente del terreno (milésimas)

Se calcula restando el valor de la columna 14 al valor de la columna 13 el resultado se divide entre el valor de la columna 2 y se multiplica por mil.

Columna 16 Pendiente de plantilla (milésimas)

El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla, debe ser lo suficientemente grande para que el gasto a tubo lleno sea mayor que el gasto de diseño.

Columna 17 Diámetro de la tubería (cm).-

Representa al diámetro comercial de la tubería, el mínimo para este tipo de sistemas es de 30 cm.

Columna 18 Velocidad a tubo lleno (m/s)

Es la velocidad que tendría el agua cuando la ocupe completamente el área hidráulica del tubo, se calcula utilizando la fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$
 en donde D es el valor de la

columna 17 y S el valor de la columna 16.

Columna 19 Gasto a tubo lleno (l/s)

Es el caudal que puede transportar la tubería cuando se tiene el valor de velocidad de la columna 18 se obtiene multiplicando el área del tubo por la columna 18.

Columna 20 Velocidad real (m/s)

Es la velocidad a la cual se conducirá el agua pluvial para el diámetro y pendientes propuestos en las columnas 17 y 16 respectivamente.

Columna 21 Velocidad propuesta (m/s).-

Es la velocidad que se propone para calcular el tiempo de escurrimiento de la columna 8 y debe de ser igual al valor de la columna 20.

Columna 22 Cota de plantilla inicial.-

Es el valor de la elevación de plantilla del pozo inicial. Para calcularla, en tramos iniciales se resta al valor de la columna 13 la profundidad mínima.

Columna 23 Cota de plantilla final.-

Es el valor de la elevación de plantilla del pozo final, se obtiene restando al valor de la columna 22 el producto de las columnas 16 y 2.

Columna 24 Ancho de zanja.-

Es el ancho de la zanja y está en función del diámetro de la tubería utilizada en el tramo.

Columna 25 Profundidad del pozo (m).-

Es la profundidad que tiene el pozo de visita inicial y se obtiene al restar los valores de las columnas 13 y 22.

Columna 26 Profundidad media (m)

Es la profundidad media del tramo y se obtiene sumando los valores de dos tramos consecutivos de la columna 25 y después dividirla entre 2.

Columna 27 Volumen de excavación (m³)

Es el volumen del material producto de la excavación en el tramo y se obtiene multiplicando los valores de las columnas 2, 24 y 26.

Columna 28 Volumen de plantilla (m³).-

Es el volumen del material que se utilizará como plantilla, se obtiene multiplicando el espesor de la plantilla por los valores de las columnas 2 y 24.

Columna 29 Volumen de relleno (m³).-

Se obtiene restando al valor de la columna 27 el valor de la columna 28 y el valor del volumen de

la tubería utilizada en el tramo.

Columna 30 Observaciones.-

En esta columna se anotan los comentarios pertinentes para realizar aclaraciones.

IV.6.1 Cálculo hidráulico de la red

Para poder calcular hidráulicamente el sistema de alcantarillado pluvial se requiere del plano topográfico de la localidad (figura IV.8) y sobre este plano localizar los puntos relevantes (figura IV.9) para después obtener las elevaciones del terreno.

Para trazar la distribución de áreas se tomará una manzana y de acuerdo con el escurrimiento natural del terreno se divide de tal manera que se logran los recorridos mínimos de agua, es decir, que se obtengan los mejores tiempos de ingreso (figura IV.10).

Una vez que se obtienen las áreas de aportación se señala el sentido de escurrimiento del área, figura IV.11.

Finalmente conocidos los puntos en los que se captará el agua se traza geométricamente la red para después diseñar hidráulicamente las tuberías, figura IV.12.

Para el cálculo hidráulico de la red se utiliza la fórmula de Manning revisando que la velocidad que se presenta para el gasto pluvial en el tramo calculado está dentro del rango permisible para la pendiente y el diámetro propuesto.

Cálculo de las áreas de aportación

Del plano IV.11 se observa que las áreas de aportación son figuras geométricas conocidas (triángulos y trapecios) por lo tanto se procede a obtener el valor de dichas áreas.

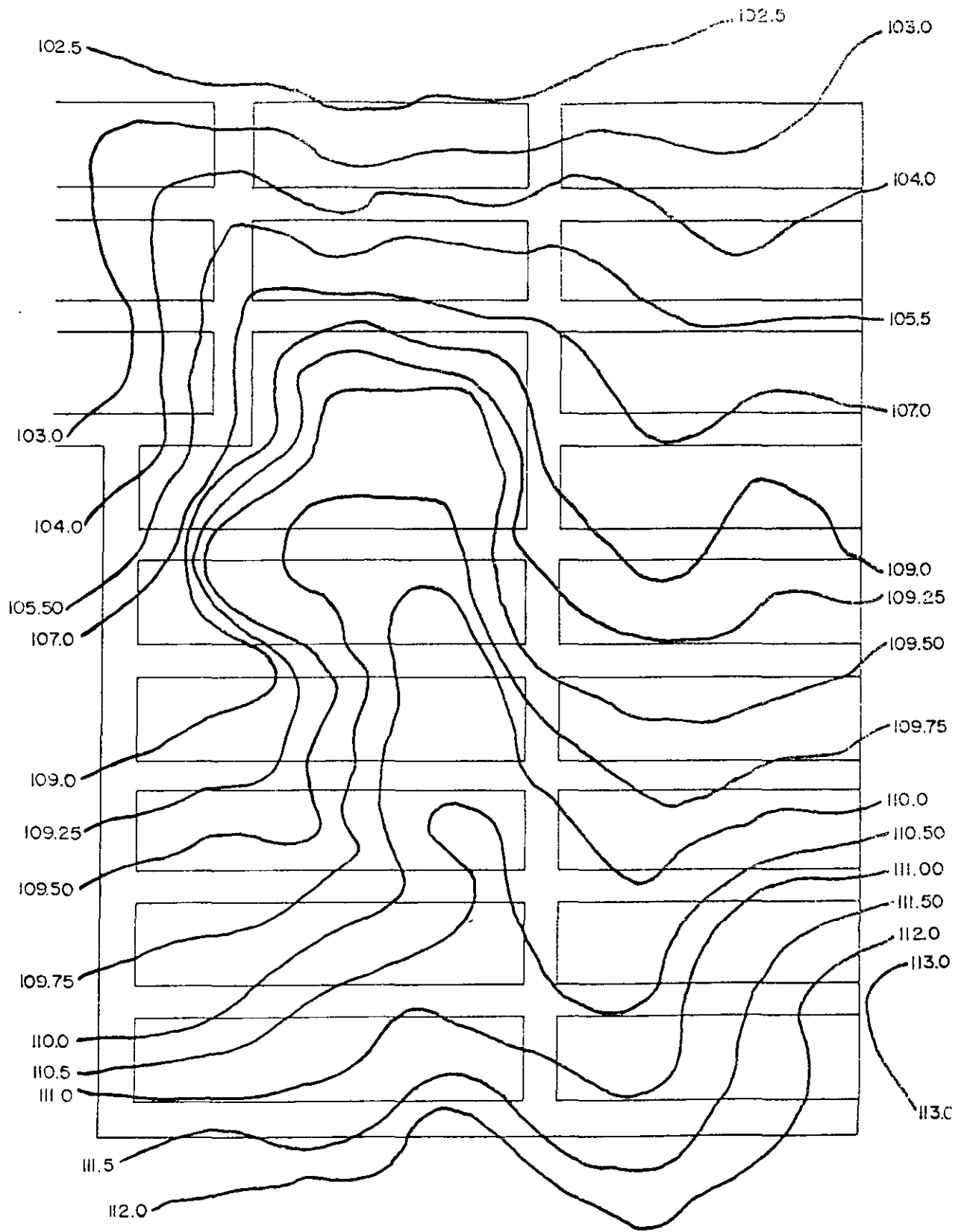


Fig. IV.8

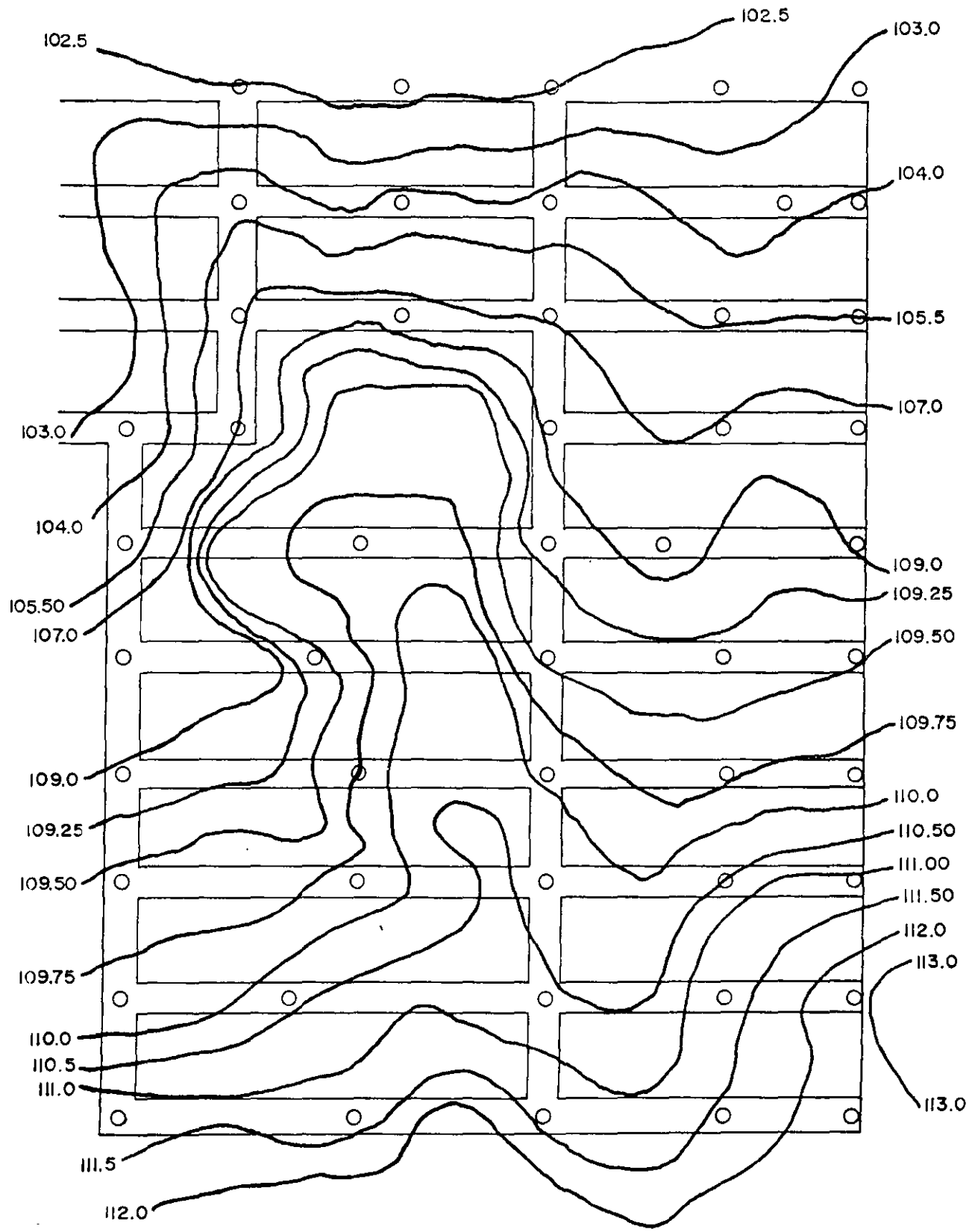
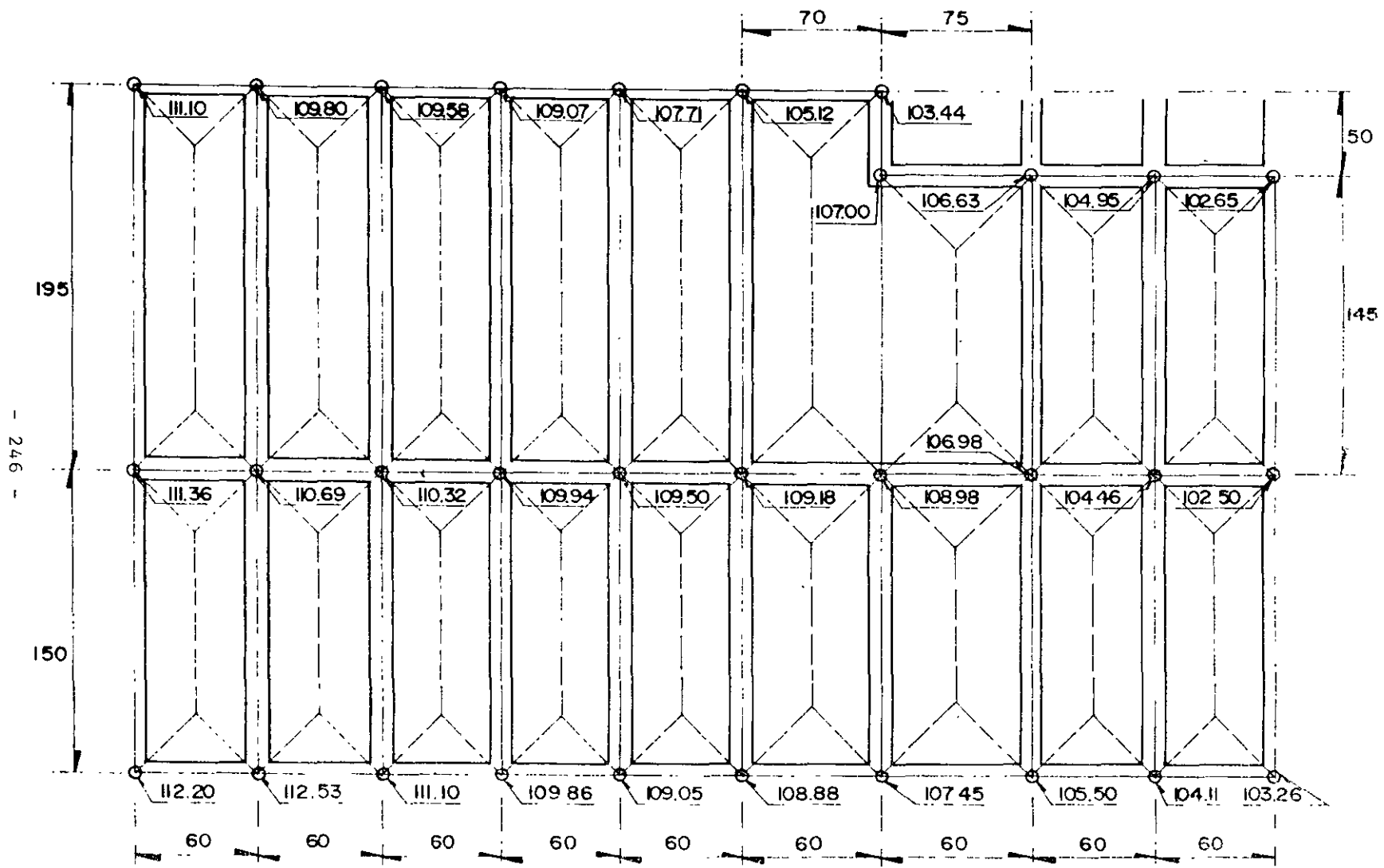


Fig. IV.9



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA IV

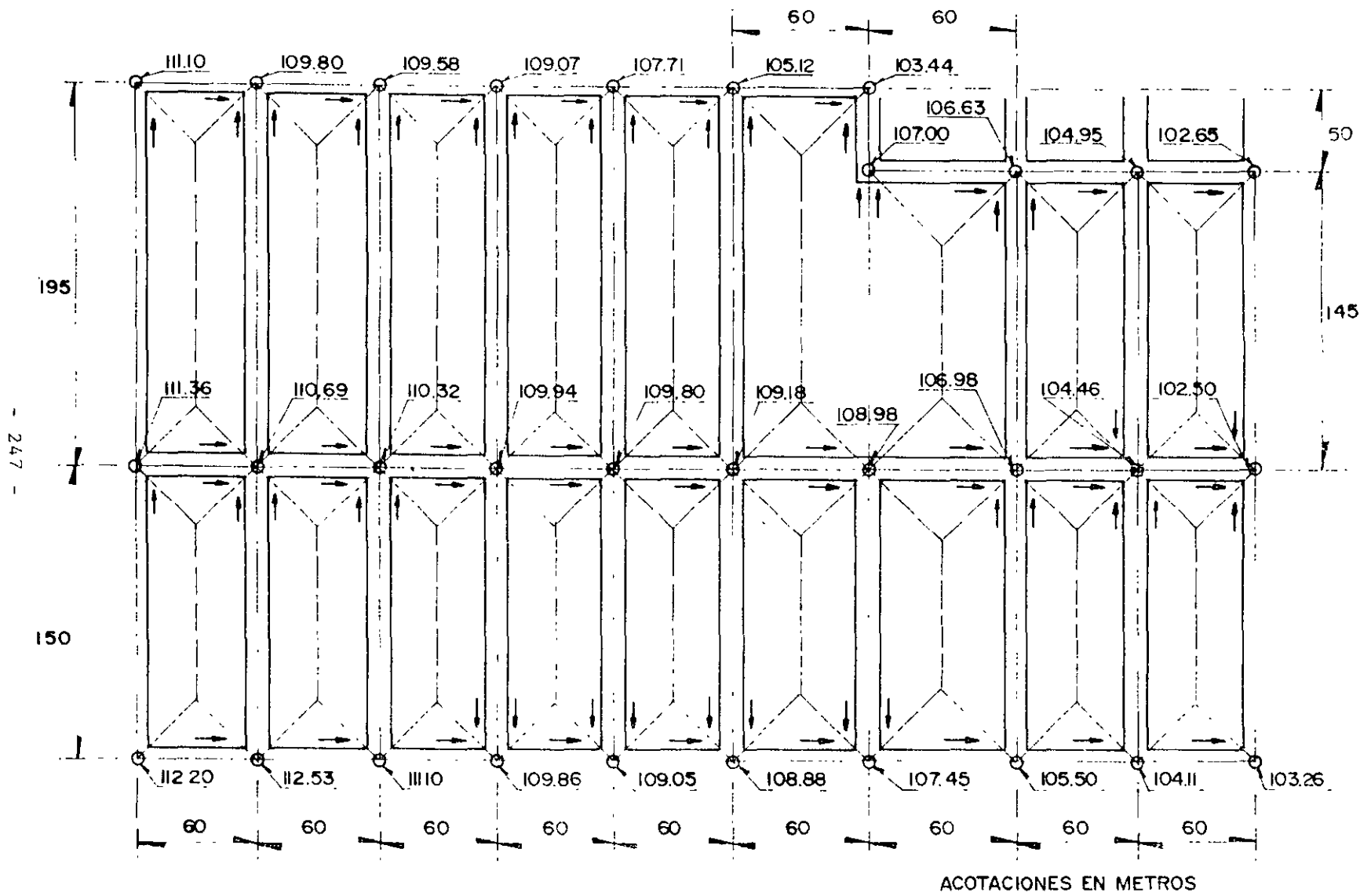
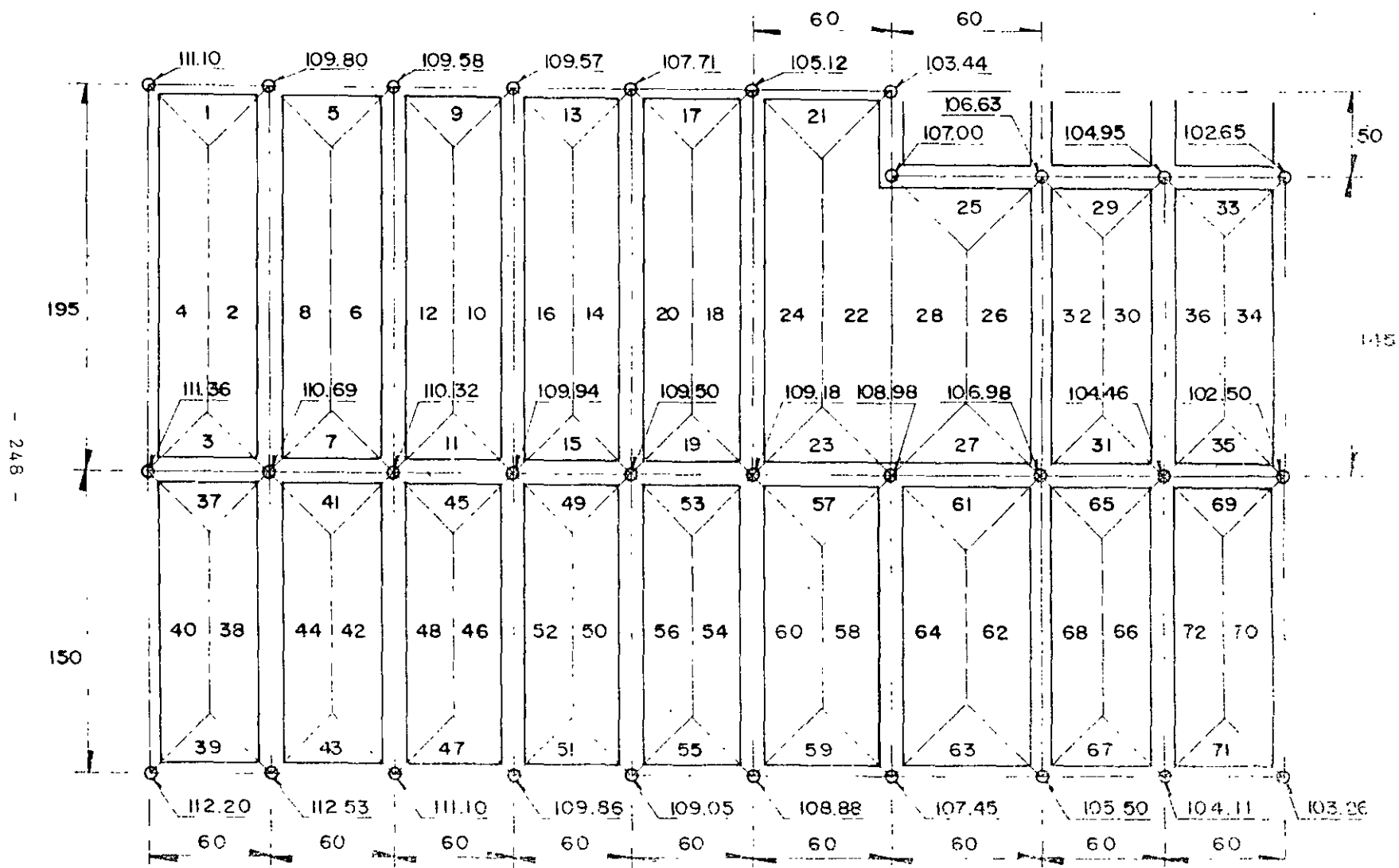
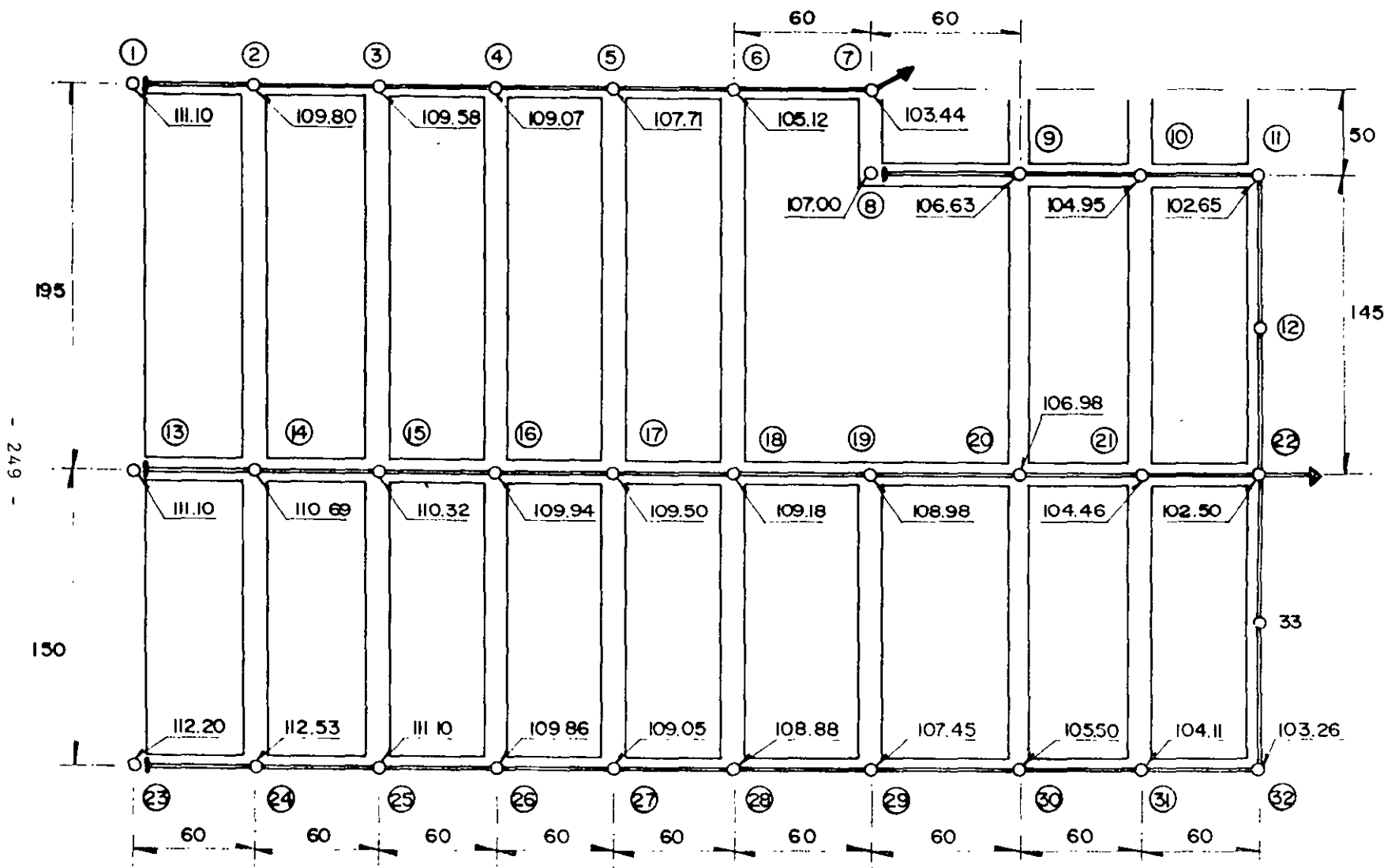


FIGURA. IV.



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA IV.12



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA IV.13

| Numeración | Area (Ha) |
|------------|-----------|
| 1 | 0.0900 |
| 2 | 0.4950 |
| 3 | 0.0900 |
| 4 | 0.4950 |
| 5 | 0.0900 |
| 6 | 0.4950 |
| 7 | 0.0900 |
| 8 | 0.4950 |
| 9 | 0.0900 |
| 10 | 0.4950 |
| 11 | 0.0900 |
| 12 | 0.4950 |
| 13 | 0.0900 |
| 14 | 0.4950 |
| 15 | 0.0900 |
| 16 | 0.4950 |
| 17 | 0.0900 |
| 18 | 0.4950 |
| 19 | 0.0900 |
| 20 | 0.4950 |
| 21 | 0.0900 |
| 22 | 0.4950 |
| 23 | 0.0900 |
| 24 | 0.4950 |
| 25 | 0.0900 |
| 26 | 0.3450 |
| 27 | 0.0900 |
| 28 | 0.3450 |
| 29 | 0.0900 |
| 30 | 0.3450 |
| 31 | 0.0900 |
| 32 | 0.3450 |
| 33 | 0.0900 |
| 34 | 0.3450 |
| 35 | 0.0900 |
| 36 | 0.3450 |

| Numeración | Area (Ha) |
|------------|-----------|
| 37 | 0.0900 |
| 38 | 0.3600 |
| 39 | 0.0900 |
| 40 | 0.3600 |
| 41 | 0.0900 |
| 42 | 0.3600 |
| 43 | 0.0900 |
| 44 | 0.3600 |
| 45 | 0.0900 |
| 46 | 0.3600 |
| 47 | 0.0900 |
| 48 | 0.3600 |
| 49 | 0.0900 |
| 50 | 0.3600 |
| 51 | 0.0900 |
| 52 | 0.3600 |
| 53 | 0.0900 |
| 54 | 0.3600 |
| 55 | 0.0900 |
| 56 | 0.3600 |
| 57 | 0.0900 |
| 58 | 0.3600 |
| 59 | 0.0900 |
| 60 | 0.3600 |
| 61 | 0.0900 |
| 62 | 0.3600 |
| 63 | 0.0900 |
| 64 | 0.3600 |
| 65 | 0.0900 |
| 66 | 0.3600 |
| 67 | 0.0900 |
| 68 | 0.3600 |
| 69 | 0.0900 |
| 70 | 0.3600 |
| 71 | 0.0900 |
| 72 | 0.3600 |

4.6.2 Memoria descriptiva

El funcionamiento del sistema de alcantarillado pluvial está basado en el aprovechamiento de las condiciones topográficas favorables logrando el escurrimiento superficial en la parte más larga de la cuadra, se propone recolectar las aguas superficiales en los cruceos y evacuar el agua en las dos partes bajas del fraccionamiento.

Las pendientes de las plantillas se propondrán de tal manera que se respeten las velocidades mínima y máxima permisibles, pero siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, tratando de llevar un paralelismo que evite excavaciones profundas y tratando además de que el gasto pluvial ocupe solamente la mitad de la sección de la tubería.

Se utilizará como material para las tuberías el concreto simple, con los diámetros comerciales necesarios resultantes del cálculo.

Datos de proyecto

| | |
|---|------------|
| Número de lotes (7.5 · 30 m) ----- | 739 lotes |
| Número de habitantes por lote ----- | 5 Hab/lote |
| Población de proyecto ----- | 3695 Hab. |
| Area por drenar ----- | 17.73 Ha |
| Coefficiente de escurrimiento ----- | 0.80 |
| Tiempo de concentración en calles ----- | 20 minutos |
| Sistema de eliminación ----- | separado |
| Velocidad mínima ----- | 0.60 m/s |
| Velocidad máxima ----- | 3.00 m/s |

Fórmulas:

$$\text{Intensidad} \text{ ----- } i = \frac{488}{t+22} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

$$\text{Tiempo escurrimiento} \text{ ---- } t_e = \frac{L_i}{\text{Vel real}} \text{ min}$$

$$\text{Manning} \text{ ----- } v = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_p^{1/2} \text{ m/s}$$

$$\text{Continuidad} \text{ ----- } Q = AV \text{ lts/seg}$$

diámetro del tubo, es decir

$$\frac{Y}{D} = \frac{\sigma}{\%}$$

Para este ejemplo se considera que el tirante del agua solo ocupará el 50% del diámetro del tubo.

$$\frac{Y}{D} = 0.50 \quad \text{con esta relación, del nomograma de}$$

Manning se tiene que

$$\frac{Q_P}{Q_{\text{DISEÑO}}} = 0.5$$

en donde

Q_P = gasto pluvial

Q_D = gasto de diseño

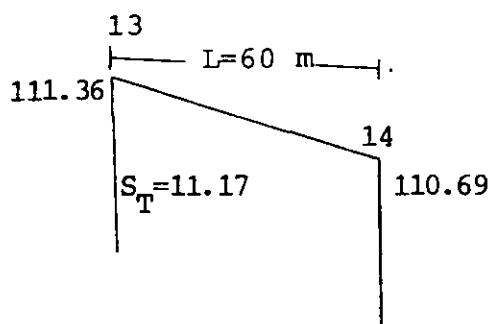
de tal manera que

$$Q_D = \frac{Q_P}{0.5} \quad Q_D = 2 Q_P$$

Tomando en cuenta la consideración anterior se tiene:

$$Q = 2 \cdot (8.34) = 16.67 \text{ l/s}$$

Para determinar la pendiente de la tubería se tomará en cuenta lo siguiente:



$$S_T = \frac{111.36 - 110.69}{60} \cdot 1000$$

$$S_T = 11.17$$

Por lo tanto se propone que la pendiente de la plantilla sea de 12 milésimas

$$Sp = 12$$

y se utiliza el diámetro mínimo para este tipo de sistema.

$$\phi_{\text{mínimo}} = 30 \text{ cm}$$

Teniendo el diámetro y la pendiente de plantilla se obtiene las condiciones a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.012)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.50 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.30)^2}{4} \cdot 1.50 \text{ m/s} \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 105.93 \text{ l/s}$$

Se compara el gasto a tubo lleno y el gasto de diseño y se ve que

$$Q_{T.LL.} \gg Q_{\text{DISEÑO}}$$

Por lo tanto se procede a obtener la velocidad real en la tubería

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.34}{105.93} = 0.08$$

Para 0.08 la relación de velocidades será:

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.60 \quad V_{\text{real}} = 0.60 \cdot V_{T.LL.}$$

$$V_{\text{real}} = 0.60 \cdot 1.50 = 0.90 \text{ m/s}$$

Se compara la velocidad real con la velocidad propuesta

$$0.90 \neq 1.0 \text{ m/s}$$

y como no son iguales se propone la velocidad real y se corri-
ge lo siguiente:

$$T_l = \frac{60 \text{ m}}{90 \text{ m/s}} = 66.7 \text{ seg} \approx 1.11 \text{ minutos}$$

$$T_e = 20 + 1.11 = 21.11 \text{ minutos}$$

$$I = \frac{448}{21.11 + 22} = 10.39 \text{ mm/hora}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 10.39 \cdot 0.360$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 8.31 \text{ l/s}$$

Nuevamente se revisa la velocidad real y se tiene que

$$\frac{Q_{\text{pluvial}} 8.31}{Q_{T.LL.} 105.93} = 0.08 \rightarrow \frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.60$$

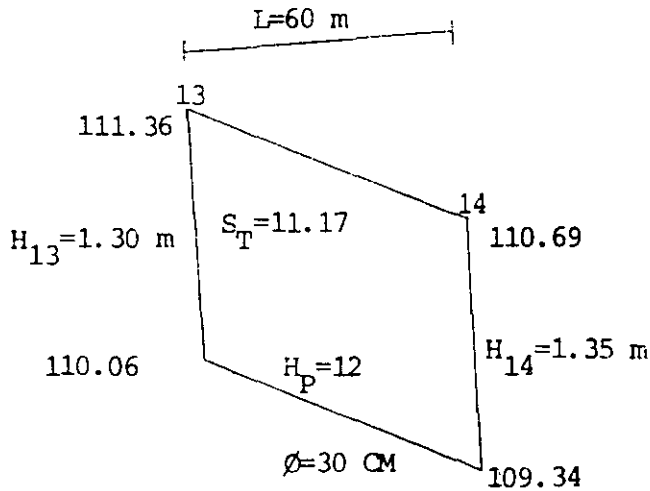
$$V_{\text{real}} = 0.60 \cdot 1.50 \text{ m/s} = 0.90 \text{ m/s}$$

al comparar la velocidad propuesta con la velocidad real se
tiene

$$0.90 \text{ m/s} = 0.90 \text{ m/s}$$

por lo tanto el tiempo de concentración del tramo 13-14 es
de 21.11 minutos.

A continuación se obtienen las cotas de plantilla.



Por tratarse de un pozo inicial se obtendrá la cota de plantilla restando a la cota de terreno la profundidad mínima

$$H_{min} = 1 + \phi = 1 + 0.30 = 1.30 \text{ m}$$

Cota de plantilla final = cota de plantilla inicial menos el producto de la longitud del tramo por su respectiva pendiente

$$C.P.F. = 110.06 - 60 \cdot 0.012 = 109.34$$

$$H_{14} = 110.69 - 109.34 = 1.35 \text{ m}$$

Tramo 14-15

- Longitud = 60 m
- Area propia = 0.900 Ha
- Area tributaria = 0.360 Ha
- Area acumulada = 1.260 Ha

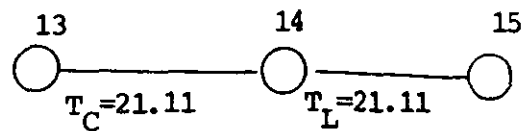
Cálculo del coeficiente de escurrimiento

$$C_{promedio} = \frac{\text{Coficiente promedio del tramo anterior} \cdot \text{Area acumulada del tramo anterior} + \text{Coficiente de escurrimiento en el tramo} \cdot \text{Area propia del tramo}}{\text{Area acumulada del tramo anterior} + \text{Area propia del tramo}} = 0.8$$

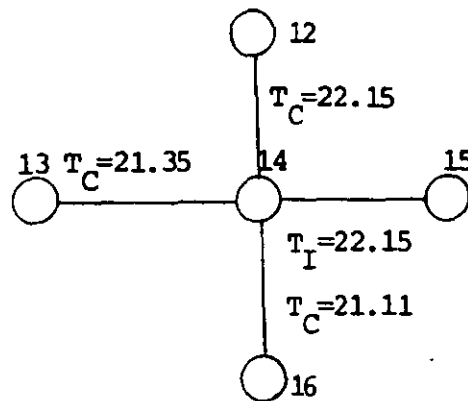
Tiempo de ingreso.-

En el caso de tramos consecutivos se tomará como tiempo de

ingreso el tiempo de concentración del tramo anterior.



Para el caso de tramos concurrentes se tomará el mayor de los tiempos de concentración.



En nuestro caso se trata de tramos consecutivos por lo tanto $T_I = 21.11$ min.

Tiempo de escurrimiento

$$T_e = \frac{L}{V_p} = \frac{60 \text{ m}}{1.0 \text{ m/s}} = 60 \text{ seg} = 1 \text{ minuto}$$

V_p = velocidad propuesta

Tiempo de concentración:

$$T_c = T_I + T_e = 21.11 + 1 \text{ min} = 22.11 \text{ minutos}$$

Intensidad:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{22.11 + 22} = 10.16 \text{ mm/hora}$$

Gasto pluvial:

$$Q_p = K C i A = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 10.16 \cdot 1.260$$

$$Q_p = 28.44 \text{ l/s}$$

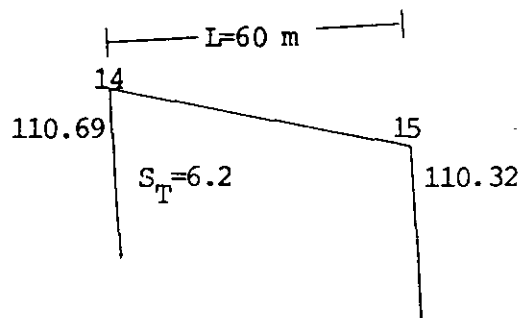
Gasto de diseño:

$$Q_D = 2 Q_p$$

$$Q_D = 2 \cdot 28.44 \text{ l/s}$$

$$Q_D = 56.88 \text{ l/s}$$

Pendiente del terreno



$$S_T = \frac{110.69 - 110.32}{60}$$

$$S_T = 6.2 \text{ milésimas}$$

Se propone que la pendiente de plantilla sea de 7 milésimas

$$S_p = 7$$

y el diámetro utilizado en el tramo anterior.

Condiciones a tubo lleno

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.007)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.14 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot 1.14 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 80.91 \text{ l/s}$$

$$Q_{T.LL.} \gg Q_{DISEÑO}$$

Cálculo de la velocidad real

$$\frac{Q_{pluvial}}{Q_{T.LL.}} = \frac{28.44}{80.91} = 0.35$$

Para 0.35 la relación de velocidades es:

$$\frac{V_{real}}{V_{T.LL.}} = 0.91 \quad V_{real} = 0.91 V_{T.LL.}$$

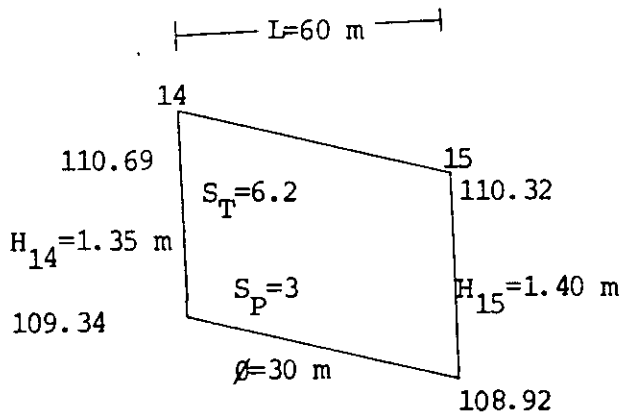
$$V_{real} = 0.91 \cdot 1.14 = 1.04 \text{ m/s}$$

que es aproximadamente igual a la velocidad propuesta

$$1.04 \cong 1.0 \text{ m/s}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración del tramo 14-15 es de 22.11 minutos.

Finalmente se obtienen las cotas de plantilla.



Las condiciones del pozo 14 se calcularon en el tramo anterior, por lo tanto sólo hace falta determinar el valor de la cota de plantilla del pozo 15.

$$\text{Cota de plantilla final} = 109.34 - 60 \cdot 0.007 = 108.92$$

$$H_{15} = 110.32 - 108.92 = 1.40 \text{ m}$$

Tramo 15-16

$$\text{Longitud} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Area propia} = 0.900 \text{ Ha}$$

$$\text{Area tributaria} = 1.260 \text{ Ha}$$

$$\text{Area acumulada} = 2.160 \text{ Ha}$$

Coefficiente de escurrimiento:

$$C_{\text{promedio}} = \frac{0.80 \cdot 1.260 \text{ Ha} + 0.80 \cdot 0.900 \text{ Ha}}{1.260 + 0.900}$$

$$C_{\text{promedio}} = 0.80$$

Tiempo de ingreso:

$$T_{c_{14-15}} = 22.11 = T_{l_{15-16}}$$

Tiempo de escurrimiento

$$T_e = \frac{L}{V_p} = \frac{60 \text{ m}}{1 \text{ m/s}} = 60 \text{ seg} \approx 1 \text{ minuto}$$

Tiempo de concentración:

$$T_c = T_{l_{15-16}} + T_e = 22.11 + 1 = 23.11 \text{ minutos}$$

Intensidad:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{23.11 + 22} = 9.93 \text{ mm/hora}$$

Gasto pluvial

$$Q_p = K C i A = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 9.93 \cdot 2.160$$

$$Q_p = 47.67 \text{ l/s}$$

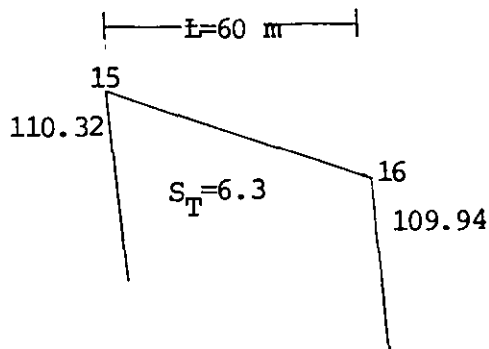
Gasto de diseño

$$Q_D = 2 Q_p$$

$$Q_D = 2 \cdot 47.67$$

$$Q_D = 93.35 \text{ l/s}$$

Pendiente del terreno:



$$S_T = \frac{110.32 - 109.94}{60} = 1000$$

$$S_T = 6.3 \text{ milésimas}$$

Se propone como pendiente de plantilla 7 milésimas y el diámetro utilizado en el tramo anterior.

Condición a tubo lleno:

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.007)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.14 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.30)^2}{4} \cdot 1.14 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 80.91 \text{ l/s}$$

Al comparar el gasto de diseño con el gasto a tubo lleno se ve que la tubería no tiene la suficiente capacidad para transportar el gasto de diseño, por lo tanto se debe aumentar la pendiente de plantilla.

$$80.91 \text{ l/s} \ll 95.35 \text{ l/s}$$

Para calcular la pendiente de plantilla necesaria para transportar 95.35 l/s se utiliza la siguiente relación

$$S_p = \left[\frac{Q_n}{A R^{2/3}} \right]^2$$

$$S_p = \left[\frac{0.09535 \cdot 0.013}{\frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3}} \right]^2 \cdot 1000$$

$$S_p = 9.7 \text{ milésimas}$$

Ahora se propone como pendiente de plantilla 10 milésimas.

Condición a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.010)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.37 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot 1.37 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 96.70 \text{ l/s}$$

Comparando el gasto a tubo lleno con el gasto de diseño se tiene que

$$96.70 \text{ l/s} > 95.35 \text{ l/s}$$

Calculo de la velocidad real .

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{47.67}{96.70} = 0.49$$

Para 0.49 la relación de velocidad es

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{\text{T.LL.}}} = 0.99 \rightarrow V_{\text{real}} = 0.99 V_{\text{T.LL.}}$$

$$V_{\text{real}} = 0.99 \cdot 1.37 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

Al comparar la velocidad real con la velocidad propuesta nos damos cuenta de que son diferentes

$$1.36 \text{ m/s} \neq 1.0 \text{ m/s}$$

Por lo tanto la velocidad real se propone para calcular nuevamente lo siguiente:

$$T_1 = \frac{60 \text{ m}}{1.36 \text{ m/s}} = 44 \text{ seg} = 0.74 \text{ minutos}$$

$$T_c = 22.11 + 0.74 = 22.85 \text{ minutos}$$

$$I = \frac{448}{22.85 + 22} = 9.99 \text{ mm/hora}$$

$$Q_p = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 9.99 \cdot 2.160$$

$$Q_p = 47.95 \text{ l/s}$$

Calculando nuevamente la velocidad real se tendrá:

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{\text{T.LL.}}} = \frac{47.95 \text{ l/s}}{96.70 \text{ l/s}} = 0.49$$

Para 0.49 la relación de velocidades es

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.99 \quad V_{\text{real}} = 0.99 V_{T.LL.}$$

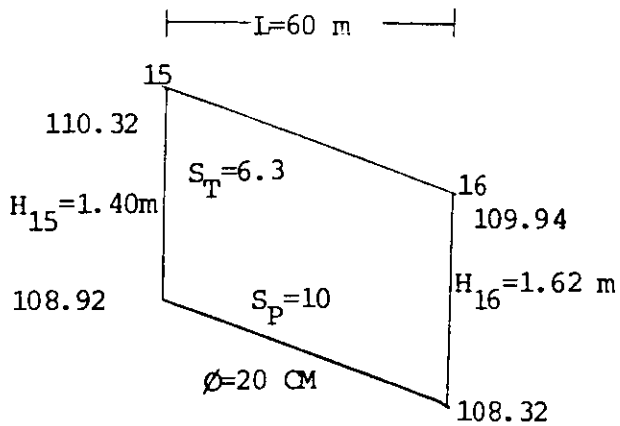
$$V_{\text{real}} = 0.99 \cdot 1.37 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

que es igual a la velocidad propuesta

$$1.36 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración para el tramo 15-16 es de 22.85 minutos.

Obtención de las cotas de plantilla.



Las condiciones del pozo 15 se calcularon en el tramo anterior.

$$C.P.F. = 108.92 - 60 \cdot 0.010 = 108.32$$

$$H = 109.94 - 108.32 = 1.62 \text{ m}$$

Continuando con el procedimiento anteriormente descrito se obtienen las tablas de cálculo para sistemas de alcantarillado pluvial que a continuación se presentan.

| TRAMO | TIPO | ÁREAS (m ²) | | | C | TIEMPOS (min.) | | | INTERVALO (min.) | GASTO PLANT. (l/m ²) | GASTO DE TERRENO | | PENDIENTE DE TERRENO (ST) | PROM. DE PLANTILLA (m) | DIAM. TUBO (cm) | CONDICIÓN DE TUBO (m/s) | | VELOCIDADES (m/s) | | COTAS DE PLANTILLA | | ÁREAS DE ZANJA (m ²) | PROFUNDIDAD (m) | | VOLUMENES (m ³) | | | OBSERVACIONES | | |
|-------|------|-------------------------|------------|-----------|------|----------------|--------|-------|------------------|----------------------------------|------------------|---------|---------------------------|------------------------|-----------------|-------------------------|----------------|---------------------|---------|--------------------|--------|----------------------------------|-----------------|------------|-----------------------------|---------|---------|---------------|-------|------|
| | | PROPIA | TUBO-TABLA | ACUMULADA | | PUNTO | INICIO | FIN | | | CONC. TUBO | INICIAL | | | | FINAL | VELOCIDAD REAL | VELOCIDAD PROPUESTA | INICIAL | FINAL | POZO | | MEDIA | EXCAVACION | PLANTILLA | RELIEVO | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | INICIAL | | FINAL | POZO |
| 21-22 | 60 | 1.500 | 3.700 | 5.370 | 0.80 | 25.02 | 1.0 | 26.02 | 9.10 | 109.51 | 210.03 | 104.48 | 102.50 | 32.7 | 32 | 30 | 2.06 | 374.02 | 2.57 | 1.0 | 102.04 | 101.32 | 0.80 | 1.42 | 1.40 | 87.20 | 5.40 | 35.00 | | |
| | | | | | | 0.39 | 26.21 | 9.28 | 110.90 | | | | | | | | | | 2.57 | 2.57 | | | 1.28 | | | | | | | |
| 23-24 | 60 | 0.090 | - | 0.090 | 0.80 | 30 | 1.0 | 21.0 | 10.42 | 2.08 | 4.17 | 112.20 | 112.53 | - 5.5 | 2 | 30 | 0.61 | 42.25 | 0.32 | 1.0 | 110.90 | 110.78 | 0.80 | 1.30 | 1.53 | 73.44 | 4.80 | 84.40 | | |
| | | | | | | 3.13 | 23.13 | 9.93 | 1.99 | | | | | | | | | | 0.32 | 0.32 | | | | | | | | | | |
| 24-25 | 60 | - | 0.090 | 0.090 | 0.80 | 23.13 | 1.0 | 24.13 | 9.71 | 1.94 | 3.09 | 112.53 | 111.30 | 23.8 | 17 | 30 | 1.78 | 126.08 | 0.82 | 1.0 | 110.78 | 109.78 | 0.80 | 1.75 | 1.55 | 74.40 | 4.80 | 85.38 | | |
| | | | | | | 1.81 | 24.24 | 9.58 | 1.97 | | | | | | | | | | 0.82 | 0.82 | | | | | | | | | | |
| 25-26 | 60 | 0.090 | 0.090 | 0.180 | 0.80 | 24.24 | 1.0 | 25.24 | 9.38 | 3.75 | 7.51 | 111.30 | 109.88 | 20.7 | 20 | 30 | 1.91 | 134.76 | 0.87 | 1.0 | 109.78 | 108.96 | 0.80 | 1.34 | 1.32 | 83.36 | 4.80 | 94.32 | | |
| | | | | | | 1.15 | 25.89 | 9.35 | 3.24 | | | | | | | | | | 0.87 | 0.87 | | | | | | | | | | |
| 26-27 | 60 | 0.810 | 0.180 | 0.990 | 0.80 | 25.89 | 1.0 | 26.89 | 9.16 | 20.16 | 40.32 | 109.88 | 109.05 | 11.5 | 14 | 30 | 1.82 | 111.42 | 1.23 | 1.0 | 108.96 | 107.72 | 0.80 | 1.30 | 1.32 | 83.36 | 4.80 | 94.32 | | |
| | | | | | | 0.81 | 26.70 | 9.20 | 20.24 | | | | | | | | | | 1.23 | 1.23 | | | | | | | | | | |
| 27-28 | 60 | 0.810 | 0.980 | 1.800 | 0.80 | 26.70 | 1.0 | 27.70 | 9.03 | 38.06 | 72.12 | 109.05 | 108.00 | 7.8 | 6 | 30 | 1.06 | 74.90 | 1.05 | 1.0 | 107.72 | 107.36 | 0.80 | 1.32 | 1.43 | 88.64 | 4.80 | 99.60 | | |
| | | | | | | 0.95 | 27.65 | 9.02 | 36.10 | | | | | | | | | | 1.05 | 1.05 | | | | | | | | | | |
| 28-29 | 60 | 0.810 | 1.800 | 2.610 | 0.80 | 27.65 | 1.0 | 28.65 | 8.85 | 51.31 | 102.61 | 1108.00 | 107.45 | 23.8 | 23 | 30 | 1.88 | 146.12 | 1.84 | 1.0 | 107.36 | 106.10 | 0.80 | 1.52 | 1.44 | 89.12 | 4.80 | 90.08 | | |
| | | | | | | 0.54 | 28.18 | 8.93 | 51.78 | | | | | | | | | | 1.84 | 1.84 | | | | | | | | | | |

208

| TRAMO | LONGITUD (m) | A R R I S (km.) | | | | TIEMPOS (min.) | | | | INTERVALO (min) | GASTO PLUVIAL (l/s) | GASTO DE DISCRO (l/s) | COTAS DE TERRENO | | PENDIENTE DE TERRENO (%) | PERO. DE PLANTILLA (SP) | PANELO # (CR) | CONDICION DE LINDERO | | VELOCIDADES (m/s) | | COTAS DE PLANTILLA | | ANCHO DE ZARJA (m) | PROFUNDIDAD (m) | | VOLUMENES (m ³) | | | OBSERVACIONES |
|-------|--------------|-----------------|----------|-----------|------------|----------------|--------|------------------|---------|-----------------|---------------------|-----------------------|------------------|----------------------|--------------------------|-------------------------|---------------|---------------------------|---------|-------------------|----------------------|--------------------|------------|--------------------|-----------------|---------|-----------------------------|-----------|---------|---------------|
| | | PROPIA | TRIBUNAL | ACUMULADA | PROYECTADO | INGRESO | EGRESO | CONCEN. TRACCION | INICIAL | | | | FINAL | VELOCIDAD REAL (m/s) | | | | VELOCIDAD PROPUESTA (m/s) | INICIAL | FINAL | PROFUNDIDAD PROFUNDA | MEDIA | EXCAVACION | | PLANTILLA | RELLENO | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | REAL | PROPUESTA | INICIAL | |
| 24-30 | 60 | 0.010 | 2 810 | 3 470 | 0 80 | 28.19 | 1.0 | 29.19 | 8.74 | 66.52 | 133.04 | 107.45 | 105.50 | 32.5 | 32 | 30 | 2.45 | 172.90 | 2.28 | 1.0 | 106.36 | 104.18 | 0.80 | 1.35 | 1.34 | 54.37 | 4.80 | 55.79 | | |
| | | | | | | 0.44 | 28.63 | 8.95 | 77.25 | | | | | | | | | | 2.30 | 2.28 | | | | | | | | | | |
| 30-31 | 80 | 0.090 | 3 470 | 3 510 | 0 80 | 28.63 | 1.0 | 29.63 | 8.68 | 67.89 | 135.37 | 105.50 | 104.11 | 23.7 | 25 | 30 | 2.18 | 152.90 | 2.10 | 1.0 | 104.18 | 102.98 | 0.80 | 1.37 | 1.38 | 64.24 | 4.80 | 57.20 | | |
| | | | | | | 0.48 | 29.11 | 8.77 | 66.38 | | | | | | | | | | 2.10 | 2.10 | | | | | | | | | | |
| 31-37 | 80 | 0.090 | 3 510 | 3 600 | 0 80 | 29.11 | 1.0 | 30.11 | 8.60 | 68.79 | 137.57 | 104.21 | 103.26 | 14.2 | 15 | 38 | 1.90 | 114.91 | 1.69 | 1.0 | 102.68 | 101.84 | 0.90 | 1.43 | 1.43 | 68.64 | 5.40 | 56.44 | | |
| | | | | | | 0.58 | 29.70 | 8.67 | 69.33 | | | | | | | | | | 1.69 | 1.69 | | | | | | | | | | |
| 37-37 | 80 | 0.090 | 3 600 | 3 690 | 0 80 | 29.70 | 1.0 | 30.70 | 8.50 | 69.71 | 139.43 | 103.26 | 102.77 | 7.1 | 6 | 38 | 1.24 | 140.69 | 1.24 | 1.0 | 101.84 | 101.36 | 0.90 | 1.42 | 1.42 | 102.24 | 7.20 | 85.44 | | |
| | | | | | | 1.08 | 30.78 | 8.49 | 69.61 | | | | | | | | | | 1.24 | 1.24 | | | | | | | | | | |
| 33-22 | 70 | 0.396 | 3 690 | 2 370 | 0 60 | 31.78 | 1.0 | 31.78 | 9.37 | 71.87 | 143.74 | 102.77 | 102.50 | 3.9 | 8 | 38 | 1.24 | 140.69 | 1.24 | 1.0 | 101.36 | 100.94 | 0.90 | 1.41 | 1.49 | 83.87 | 6.30 | 79.63 | | |
| | | | | | | 0.94 | 31.77 | 8.34 | 71.95 | | | | | | | | | | 1.24 | 1.24 | | | | | | | | | | |

| TRAMO | LONGITUD (m) | AREA (m ²) | | | C | TIEMPOS (min.) | | | ESTRUC. (cm/hora) | GASTO PUNTAJAL (l/s) | GASTO DE DISEÑO (l/s) | COTAS DE TERRENO | | PENDIENTE DE TERRENO (%) | PERO. DE PLANTILLA (SP) | DIAMETRO (cm) | CORRECCION DE VELOCIDAD (m/s) | DELLINO DE TERRENO (l/s) | VELOCIDADES (m/s) | | COTAS DE PLANTILLA | | LARGO DE ZAFAS (m) | PROFUNDIDAD (m) | | VOLUMENES (m ³) | | | OBSERVACIONES | |
|-------|--------------|------------------------|--------------|------------|------|----------------|--------|---------|-------------------|----------------------|-----------------------|------------------|---------|--------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------|------|--------------------|---------|--------------------|-----------------|------|-----------------------------|------------|-----------|---------------|---------|
| | | PROPJA | TRIBU-TARIFA | ACUMU-LADA | | PROVE-DIR | EMPEZO | TERMINO | | | | CONCE-SION | INICIAL | | | | | | FINAL | REAL | PROPUESTA | INICIAL | | FINAL | POZO | RETA | EXCAVACION | PLANTILLA | | PELLEDO |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1-2 | 80 | 0.485 | - | 0.485 | 0.80 | 20 | 1.00 | 21 | 10.42 | 11.48 | 22.92 | 111.10 | 109.80 | 21.3 | 27 | 30 | 2.03 | 143.43 | 1.22 | 1.0 | 109.80 | 108.48 | 0.80 | 1.30 | 1.31 | 62.88 | 4.80 | 53.84 | | |
| | | | | | | | | 0.82 | 20.82 | 11.51 | 23.02 | | | | | | | | 1.22 | 1.22 | | | | | | | | | | |
| 2-3 | 80 | 1.040 | 0.485 | 1.525 | 0.80 | 20.82 | 1.00 | 21.82 | 10.22 | 35.78 | 71.57 | 109.90 | 109.58 | 3.7 | 8 | 30 | 1.08 | 74.90 | 2.05 | 1.0 | 108.48 | 108.12 | 0.80 | 1.32 | 1.38 | 66.72 | 4.80 | 57.82 | | |
| | | | | | | | | 0.80 | 22.42 | 10.09 | 59.51 | 109.58 | 109.07 | 8.5 | 15 | 30 | 1.08 | 118.43 | 1.88 | 1.0 | 108.12 | 107.22 | 0.80 | 1.48 | 1.64 | 78.88 | 4.80 | 72.44 | | |
| | | | | | | | | 0.80 | 22.42 | 10.09 | 59.51 | 109.07 | 107.15 | 22.7 | 28 | 30 | 2.33 | 164.88 | 2.33 | 2.5 | 107.22 | 105.48 | 0.80 | 1.83 | 2.04 | 87.92 | 4.80 | 88.88 | | |
| 4-5 | 80 | 1.080 | 2.555 | 1.715 | 0.80 | 22.42 | 0.80 | 22.82 | 10.00 | 82.82 | 185.24 | 109.07 | 107.15 | 22.7 | 28 | 30 | 2.33 | 164.88 | 2.33 | 2.5 | 107.22 | 105.48 | 0.80 | 1.83 | 2.04 | 87.92 | 4.80 | 88.88 | | |
| | | | | | | | | 0.43 | 22.85 | 8.99 | 87.93 | 185.24 | | | | | | | 2.33 | 2.33 | | | | | | | | | | |
| 5-6 | 80 | 1.080 | 3.735 | 4.815 | 0.80 | 22.85 | 0.33 | 23.18 | 9.82 | 104.10 | 212.20 | 107.71 | 105.12 | 43.2 | 48 | 30 | 3.00 | 211.86 | 3.00 | 3.0 | 105.48 | 102.80 | 0.80 | 2.23 | 2.38 | 114.24 | 4.80 | 105.20 | | |
| 6-7 | 80 | 1.080 | 4.815 | 5.895 | 0.75 | 23.18 | 0.40 | 23.58 | 9.82 | 120.22 | 241.44 | 105.12 | 103.44 | 28.0 | 28 | 38 | 2.29 | 258.62 | 2.24 | 2.5 | 102.80 | 100.82 | 0.80 | 2.52 | 2.52 | 134.08 | 5.40 | 123.88 | | |
| | | | | | | | | 0.45 | 23.83 | 8.82 | 120.58 | 241.18 | | | | | | | 2.24 | 2.24 | | | | | | | | | | |

270

| TRAMO | LINDA TOD (m) | A R C A S (m) | | | | C | TIEMPOS (min.) | | | INTERES DAG m/hora | GASTO PLUMBA (l/a) | GASTO DE OISERO (l/a) | COTAS DE TERRENO | | PENDIENTE DE TERRENO (%) | PISO. DE PLANTI- LLA (SP) | DIBRE- TOS # (CP) | CONDICION DE TUBO LLEDO | | VELOCIDADES (m/s) | | COTAS DE PLANTILLA | | ARCHO DE ZARZA (m) | PROFUNDIDAD (m) | | VOLUMENES (m ³) | | | OBSERVACIONES |
|-------|------------------|---------------|----------------|---------------|--------------|-------|----------------|--------------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------|-------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------|-------------------|--------|--------------------|-----------|-----------------------------|-----------------|-------|-----------------------------|-----------|---------|---------------|
| | | PROPIA | TRIN- TABLA | ACUM- LANO | PROH- DIO | | IMPRESO | ESCRIBI- BIENTO | CONCE- TRACION | | | | INICIAL | FINAL | | | | VELOCIDAD (m/s) | GASTO (l/a) | INICIAL | FINAL | REAL | PROPUESTA | | POZO | MEDIA | EXCAVACION | PLANTILLA | RELLENO | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8-9 | 60 | 0.840 | - | 0.840 | 0.75 | 70.00 | 1.0 | 21.00 | 10.42 | 6.08 | 12.16 | 102.00 | 106.83 | 8.2 | 7 | 30 | 1.14 | 80.81 | 0.68 | 1.00 | 105.70 | 105.78 | 0.80 | 1.80 | 1.33 | 83.84 | 4.80 | 54.80 | | |
| | | | | | | | 1.47 | 21.47 | 10.31 | 6.01 | 12.07 | | | | | | | | | 0.68 | 0.68 | | | | | | | | | |
| 9-10 | 80 | 0.780 | 0.840 | 1.620 | 0.37 | 21.47 | 1.0 | 22.47 | 10.07 | 16.77 | 33.55 | -108.83 | 104.95 | 28 | 28 | 30 | 2.29 | 18.81 | 1.47 | 1.00 | 105.28 | 103.60 | 0.80 | 1.35 | 1.35 | 84.80 | 4.80 | 55.78 | | |
| | | | | | | | 0.68 | 22.15 | 10.15 | 16.90 | 33.79 | | | | | | | | | 1.47 | 1.47 | | | | | | | | | |
| 10-11 | 80 | 0.090 | 1.620 | 1.710 | 0.38 | 22.15 | 1.0 | 23.15 | 9.92 | 18.38 | 36.71 | 104.95 | 102.65 | 38.3 | 38 | 30 | 2.67 | 188.50 | 1.71 | 1.00 | 103.80 | 101.32 | 0.80 | 1.35 | 1.34 | 84.32 | 4.80 | 55.28 | | |
| | | | | | | | 0.58 | 22.73 | 10.02 | 18.56 | 37.11 | | | | | | | | | 1.71 | 1.71 | | | | | | | | | |
| 11-12 | 75 | 0.090 | 1.710 | 1.800 | 0.42 | 22.73 | 1.25 | 23.80 | 9.74 | 19.88 | 39.95 | 102.65 | 102.50 | 7.0 | 2 | 30 | 0.61 | 42.25 | 0.58 | 1.00 | 101.32 | 101.37 | 0.80 | 1.33 | 1.33 | 79.80 | 6.00 | 88.50 | | |
| | | | | | | | 2.08 | 24.81 | 8.57 | 19.87 | 39.24 | | | | | | | | | 0.58 | 0.58 | | | | | | | | | |
| 12-22 | 70 | 0.175 | 1.800 | 1.975 | 0.45 | 24.81 | 1.17 | 25.98 | 8.34 | 23.60 | 46.20 | 102.50 | 102.50 | 0 | 3 | 30 | 0.75 | 52.97 | 0.73 | 1.00 | 101.17 | 100.98 | 0.80 | 1.33 | 1.44 | 80.84 | 5.00 | 70.08 | | |
| | | | | | | | 1.82 | 26.42 | 9.25 | 22.89 | 45.77 | | | | | | | | | 0.73 | 0.73 | | | | 1.54 | | | | | |

Para finalizar el capítulo se presenta el plano de la figura IV.14, donde se indican las cotas de terreno y plantilla, pendiente de plantilla, diámetro utilizado y la simbología empleada en este tipo de planos.

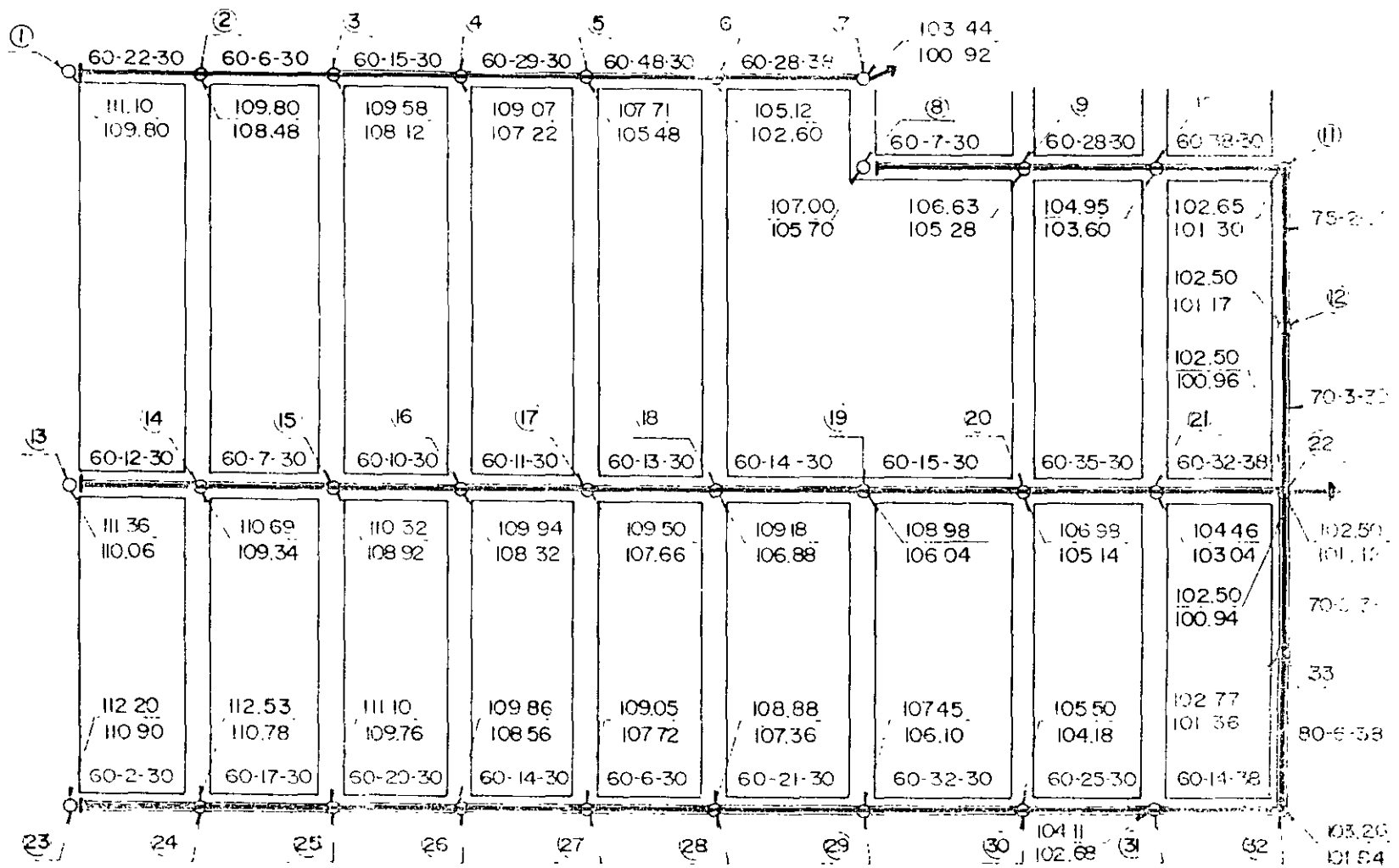


FIGURA IV 14

SIMBOLOGIA

| | | | |
|--|-------------------|----------------------|-------------------|
| | COLECTOR | | POZO DE VISITA |
| | SUBCOLECTOR | 106.63 | COTA DE TERRENO |
| | ATARJEA | 105.28 | COTA DE PLANTILLA |
| | CABEZA DE ATARJEA | LONG. - PEND. - DIAM | 60 - 35 - 30 |
| | | (m) (miles) (cm.) | |

CAPÍTULO V

OBRAS COMPLEMENTARIAS.

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS Y DE OPERACION

5.1 CONEXIONES DOMICILIARIAS

La conexión domiciliaria es una tubería que permite la descarga de las aguas servidas de las casas o edificios a las atarjeas.

La conexión domiciliaria sale de un registro principal, localizado en el interior del predio, provisto de una tapa de cierre hermético que impida la salida de malos olores, con un diámetro mínimo de 15 cm que se conectará al sistema de alcantarillado como se ve en la figura V.1.

La pendiente de los albañales debe ser del 2% como mínimo porque los caudales son pequeños y con grandes variaciones.

Las conexiones a la atarjea cuando son de diámetro pequeño, se hacen con una "Y" o "T" seguida de un codo de 22.5°. Cuando se trata de atarjeas mayores, en que la relación del diámetro del albañal al diámetro de la atarjea sea de 1/3, se usa una pieza que consiste en un tramo de tubo cortado diagonalmente y con una campana, a esta pieza se le denomina "slant".

Tanto las "Y", "T" o "slant", se colocan al mismo tiempo que la atarjea, dejándose cerrados con un tapón de lámina o barro

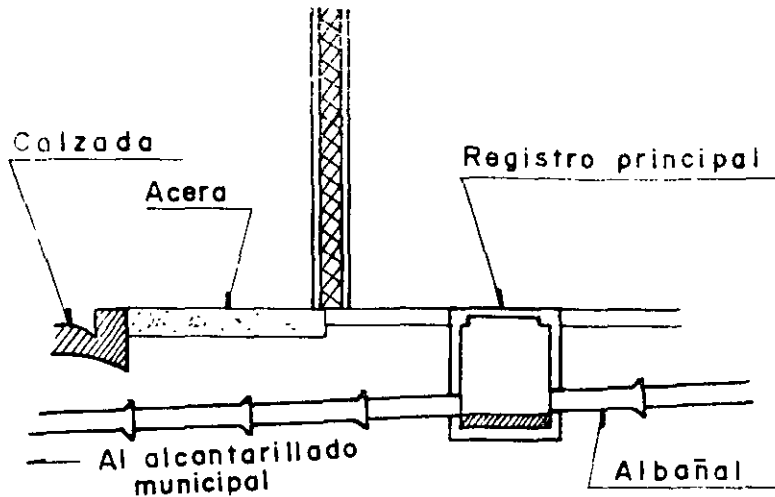


Figura V.1 Conexión domiciliaria

y mortero, mientras se hace la colocación final.

El albañal se deberá colocar normal al eje de la atarjea, por lo mismo se debe conocer con precisión el sitio por donde se hará la descarga del lote por drenar.

Se debe colocar en línea recta tanto en planta como en perfil como se ilustra en la figura V.2.

5.2 SIFON INVERTIDO

En ocasiones a lo largo del trazo de una línea de tubería se presentan obstáculos como corrientes de agua, depresiones del terreno, estructuras, conductos o vías de comunicación subterráneas, etc., que deben salvarse haciendo pasar la línea de conducción por debajo de estos obstáculos por medios de cambios de dirección verticales de tal manera que la tubería vuelva a alcanzar, después de cruzar el obstáculo, el nivel que tenía anteriormente como se indica en la figura V.3.

A este tramo de tubería se le conoce como "sifón invertido", tiene la característica de funcionar totalmente lleno bajo la acción de la gravedad y bajo presión, debido a que se encuentra en un nivel inferior al del gradiente hidráulico.

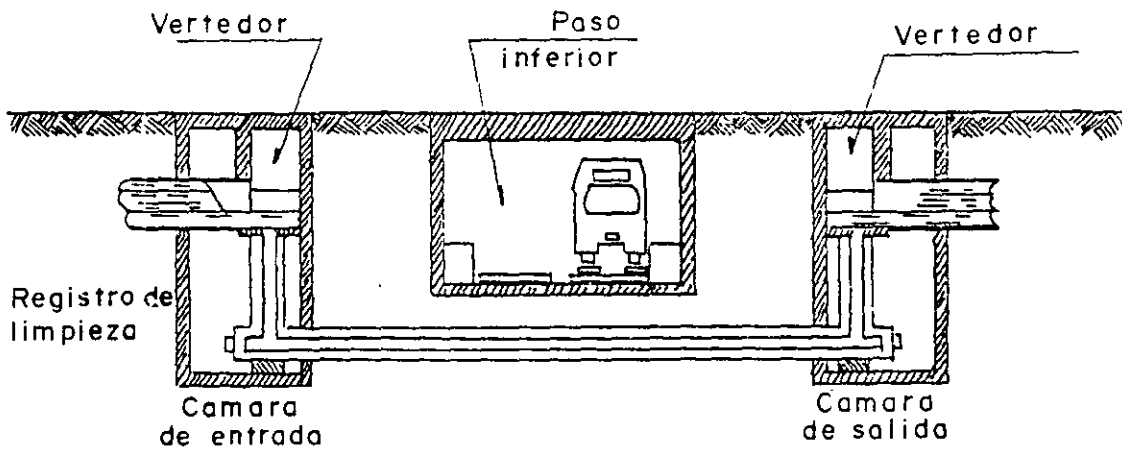


Figura V.2

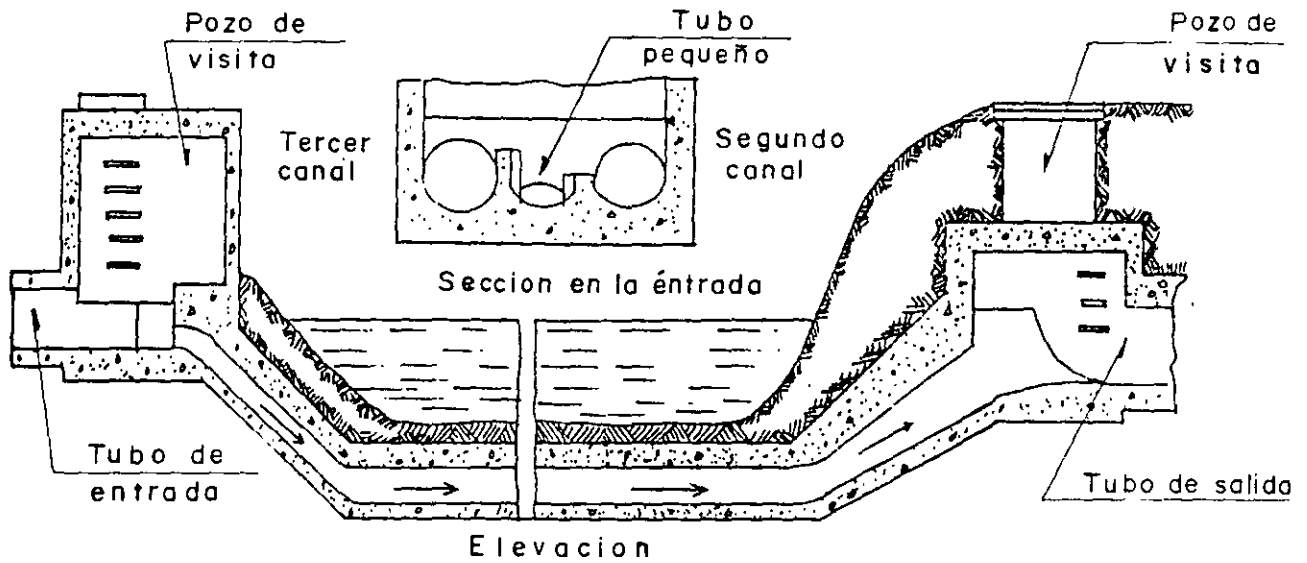


Figura V.3

Sifón invertido

En el diseño de los sifones invertidos se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) La velocidad mínima de escurrimiento en el sifón será de 1.20 m/seg para evitar obstrucciones en él.

En el caso de que el gasto requiera un solo tubo de diámetro mínimo permitido de 20 cm, se acepta como velocidad mínima de escurrimiento la de 60 cm/seg.

- b) Se emplearán varios conductos para que de acuerdo con los caudales por manejar, se obtengan siempre velocidades convenientes.
- c) Se pueden emplear tuberías de asbesto cemento, acero o PVC.
- d) Se proyectarán estructuras adecuadas, tanto en la entrada como a la salida del sifón, que permitan separar y encauzar los caudales de diseño asignados a cada tubería.
- e) Se colocarán rejillas en una estructura adecuada, aguas arriba del sifón, para detener maderas y objetos flotantes que puedan obstruir las tuberías del sifón.

Ejemplo V.1

En una alcantarilla de 76 cm de diámetro se conectará un sifón invertido de 45 metros de longitud. La cota de plantilla en la entrada del sifón es de 36.82 m. ¿cuáles serán los diámetros mínimos de tubería a emplear en fierro fundido?

Si la velocidad mínima permisible de escurrimiento es de 1.20 m/s y los gastos mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario son 86.80 l/s, 173.60 l/s, 393.15 l/s y 589.73 l/s respectivamente, considere como coeficiente de rugosidad $n = 0.014$, la pérdida de carga en la entrada del sifón es de 13 cm.

Solución:

El primer paso consiste en determinar el gasto que escurrirá por cada uno de los tubos del sifón.

El gasto mínimo escurrirá en el primer tubo por lo tanto el gasto de diseño será 86.80 l/s.

En el segundo tubo escurrirá el gasto medio menos el gasto que escurre en el primer tubo, por lo que el gasto de diseño será $173.60 - 86.80$ igual a 86.80 l/s.

En el tercer tubo escurrirá el gasto máximo instantáneo menos lo que escurre en los dos primeros tubos, es decir $393.15 - 173.60 = 219.55$ l/s que será el gasto de diseño.

Finalmente en el cuarto tubo escurrirá el gasto máximo extraordinario menos el gasto máximo instantáneo $589.73 - 393.15 = 196.58$ l/s, que será el gasto de diseño para el cuarto tubo.

De lo anterior se observa que en el primer y segundo tubo escurre el mismo gasto por lo que serán de igual diámetro.

Como el tubo funcionará lleno se utiliza la ecuación de continuidad y se despeja el diámetro.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V \rightarrow D = \frac{4 \cdot Q}{\pi V}$$

donde

D = diámetro teórico del sifón

Q = gasto que escurre por el sifón

V = velocidad mínima en el sifón

empleando la fórmula anterior se obtienen los diámetros del sifón.

$$D_2 = \frac{4 \times 0.08680}{\pi \times 1.20} = 0.3035 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$D_3 = \frac{4 \times 0.21955}{\pi \times 1.20} = 0.4826 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

$$D_4 = \frac{4 \times 0.19658}{\pi \times 1.20} = 0.4567 \text{ m} = 45 \text{ cm}$$

Los diámetros teóricos se ajustan a diámetros comerciales inferiores al calculado para garantizar la velocidad mínima en el sifón.

Utilizando nuevamente la ecuación de continuidad y de Manning, se calcula la pendiente hidráulica para después de-

terminar la pérdida por fricción en los tubos.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad S = \left[\frac{4^{5/3} \cdot Q \cdot n}{\pi D^{8/3}} \right]^2$$

donde

- S = pendiente hidráulica
- Q = gasto que escurre por el sifón
- D = diámetro comercial
- R = coeficiente de rugosidad

$$S_{1,2} = \left[\frac{4^{5/3} \times 0.08680 \times 0.014}{\pi \times (0.30)^{8/3}} \right]^2 = 0.0093$$

$$S_3 = \left[\frac{4^{5/3} \times 0.21955 \times 0.014}{\pi \cdot (0.45)^{8/3}} \right]^2 = 0.0069$$

$$S_4 = \left[\frac{4^{5/3} \times 0.19658 \times 0.014}{\pi \times (0.45)^{8/3}} \right]^2 = 0.0055$$

Pérdida por fricción = $H_f = SL$

$$H_{f_{1,2}} = 0.0093 \times 45 = 0.42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

$$H_{f_3} = 0.0069 \times 45 = 0.31 \text{ m} = 31 \text{ cm}$$

$$H_{f_4} = 0.0055 \times 45 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

Se utiliza la pérdida por fricción mayor.

Cota de plantilla en la salida del sifón igual a cota de plantilla en la entrada del sifón menos pérdida de carga en la entrada del sifón menos pérdida por fricción en el sifón

$$36.82 - 0.13 - 0.42 = 36.27 \text{ m}$$

En la figura V.4 se muestran los resultados obtenidos.

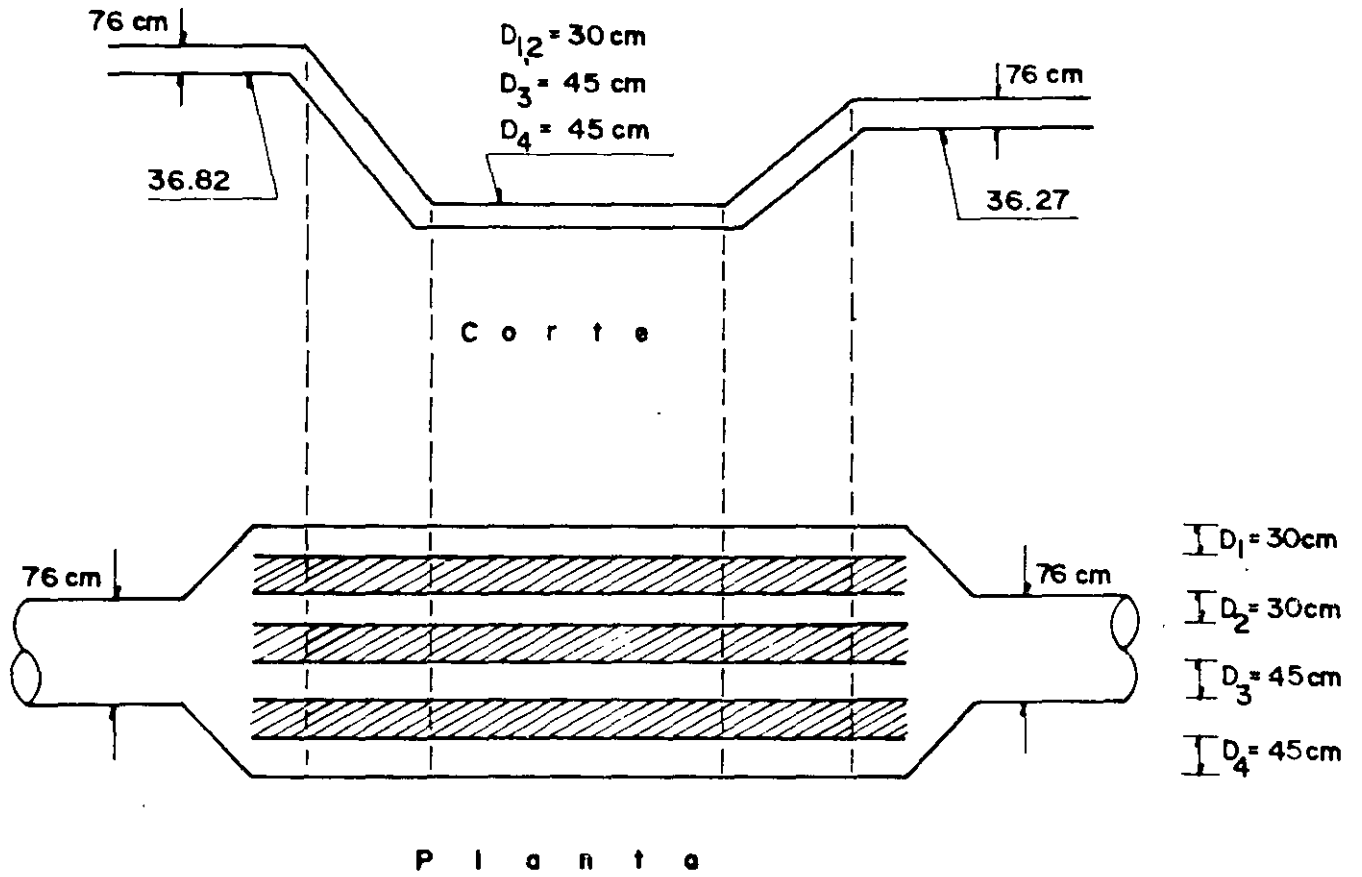


Figura V.4 Resultados sifón

5.3 CRUCES ELEVADOS

Cuando por necesidad del trazo se tiene que cruzar una depresión profunda como es el caso de algunos cañones o bañancas de poca anchura, generalmente se logra por medio de una estructura que soporta la tubería. La estructura por construir puede ser un puente ligero, que puede ser de acero, de concreto o de madera, según el caso, como se indica en la figura V.5.

No obstante es posible aprovechar para cruzar tales depresiones, estructuras ya existentes como es el caso de los puentes carreteros o ferroviarios.

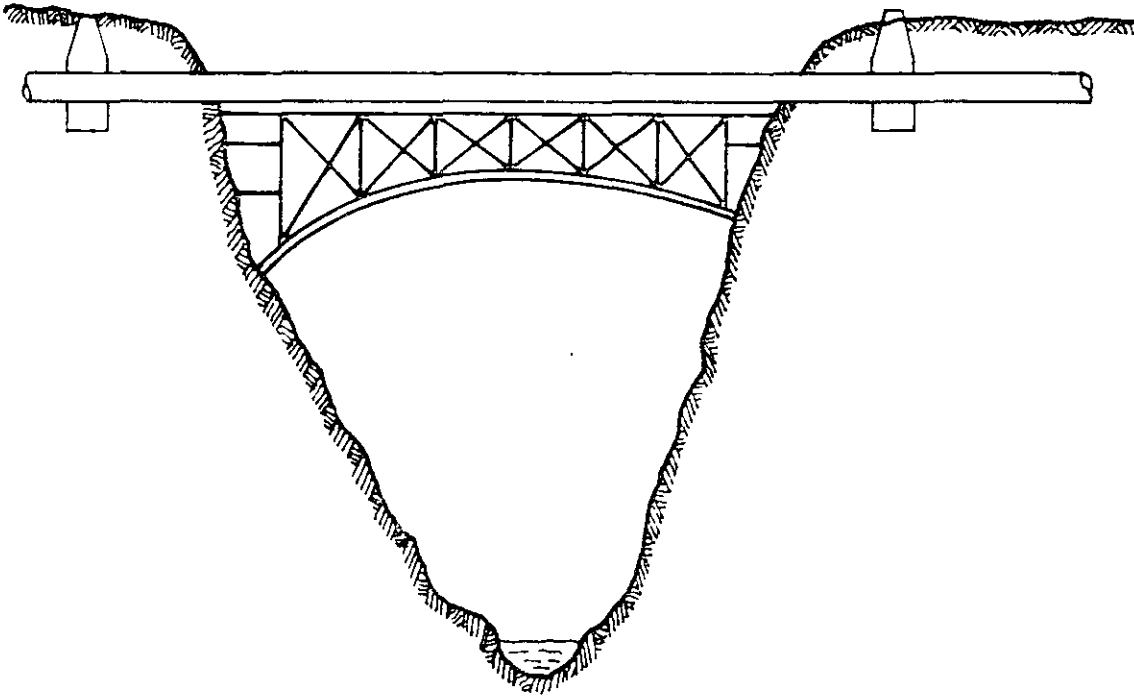


Figura V.5
Cruce elevado

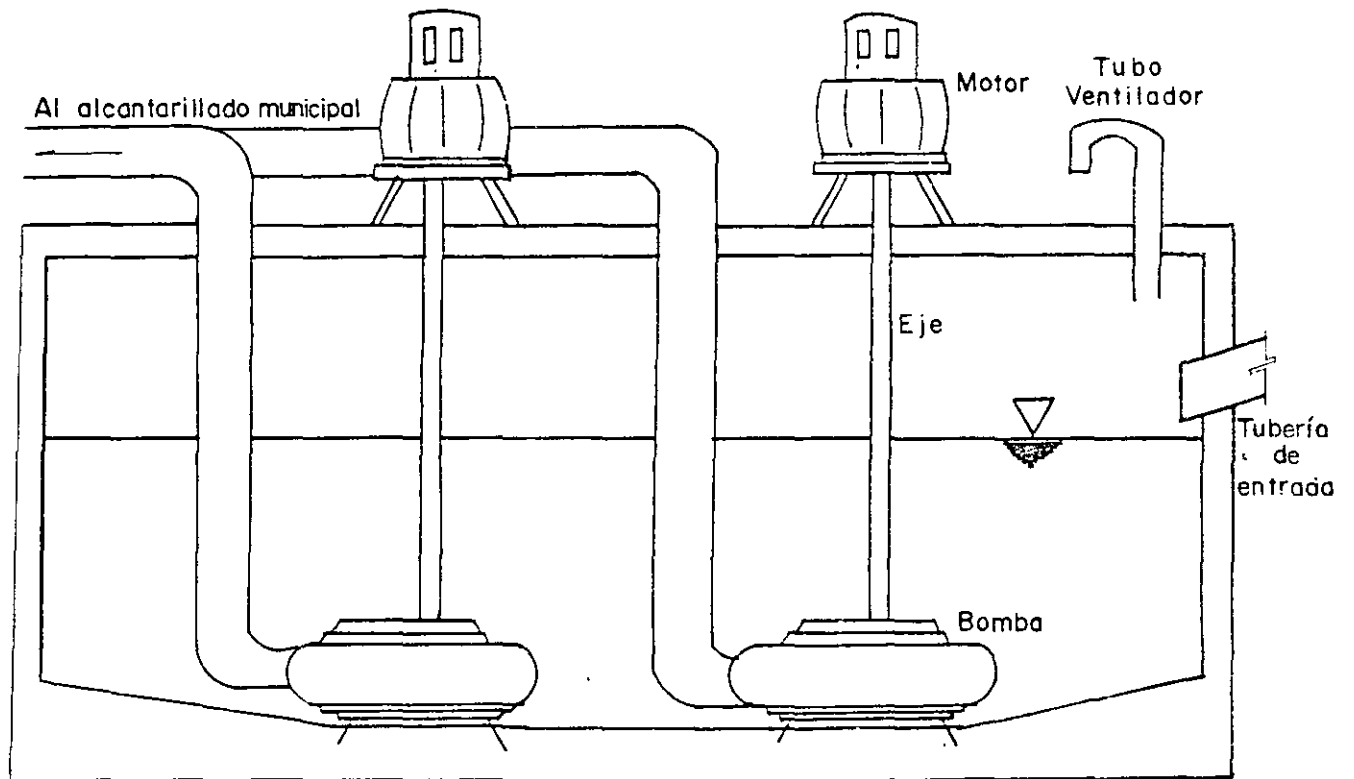


Figura V.7
Sistema de cárcamo húmedo

van acompañadas de un equipo de cebado automático que es principalmente una bomba de vacío montada sobre el mismo eje que la bomba principal.

El número de bombas por instalar depende de la altura a la que se desee elevar el agua y al volumen o gasto de estas aguas que transporta nuestro colector, sin embargo, suele ser conveniente instalar en las estaciones de bombeo un mínimo de cuatro bombas, diviendo sus capacidades de tal modo que una tenga capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto mínimo, otra que tenga una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto medio y otra que tenga una capacidad igual o ligeramente mayor que el gasto máximo. Siendo las capacidades combinadas de las dos bombas más pequeñas igual a la capacidad de la bomba más grande. Además, se instalará una bomba de seguridad, con energía independiente y con capacidad igual a la unidad de mayor capacidad o la de capacidad necesaria según las condiciones locales.

Se recomienda que el ciclo de operación, es decir, el tiempo entre dos arranques sucesivos, sea de cuando menos de 15 minutos.

Un aspecto importante en el mantenimiento de las unidades de bombeo se refiere a la previsión de las obstrucciones en ellas, aún si bien las bombas que se emplean son del tipo centrífugas que están diseñadas de modo que no puedan sufrir obstrucciones. Es recomendable instalar a la entrada del cárcamo una rejilla que detenga todo el material voluminoso como son, por ejemplo; palos, trapos, papel, etc., que traen consigo las aguas residuales.

5.5 COLADERAS PLUVIALES

Una coladera o sumidero, en un sistema de alcantarillado pluvial o combinado, es la boca por donde pasa el agua de la superficie del terreno al sistema de atarjeas. En general interceptan el agua que escurre por las cunetas del arroyo de la calle.

Se les denomina de piso y de banqueteta. Las de piso quedan en la superficie del pavimento formando parte del mismo. Las de banqueteta se alojan en la guarnición formando parte de ella.

La instalación de un tipo u otro, o la combinación de ambos, depende exclusivamente de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por colectar. Las de banqueteta se ins

talan en calles con pendientes menores de 2%; con pendiente entre 2 y 5% se instalan de piso y banquetta y para pendientes mayores del 5% se instalan únicamente de piso.

Cuando las pendientes de las calles son fuertes, mayores de 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banquetta o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera. Estas depresiones son molestas al tránsito y por lo mismo se procura hacerlas lo más pequeñas posible.

5.5.1 Localización

La separación de las coladeras se procura que no exceda de 100 mts. dependiendo de la zona de la población de que se trate.

Se procura colocarlas cercanas a las esquinas, en los cruces de las calles. En zonas comerciales y para pavimentos de concreto, se especifica que no deben quedar a una distancia mayor de 25 mts. con objeto de no hacer muy pronunciadas las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes hacia la coladera. En pavimentos de macadam o empedrados, en que se tengan velocidades bajas de tránsito, y que además permiten más fácilmente dar las pendientes de las cunetas, se permite una separación de 50 mts. En cualquier circunstancia se debe tratar de ponerlas cercanas a las esquinas como se ilustra en la fig. V.8 para calles de pendiente muy pequeña (caso Ciudad de México).

En calles con pendiente mayor de 5% se instalan como se indica en la fig. V.9.

5.5.2 Hidráulica de las coladeras o sumideros.

A.- Escurrimientos superficiales.

Existe muy poca información sobre la hidráulica de las coladeras, porque se ha hecho muy poco trabajo experimental al respecto y el que se ha hecho, sólo cubre casos y tipos particulares de coladeras.

Lo que en seguida se presenta es un trabajo teórico, pero que sirve para normar el criterio respecto a la aportación de caudales y funcionamiento de las coladeras.

Si se toman valores de h , se obtienen los gastos para distintas pendientes longitudinales de las calles.

Los valores se muestran en la tabla V.1.

TABLA V.1

VELOCIDADES Y GASTOS EN CUNETAS PARA DISTINTAS PENDIENTES LONGITUDINALES DE LAS CALLES

| h | A | $r^{2/3}$ | PENDIENTE LONGITUDINAL DE LA CALLE | | | | | | | | | | | |
|----|-------|-----------|------------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|-------|------|-------|
| | | | 0.0005 | | 0.001 | | 0.005 | | 0.01 | | 0.02 | | 0.05 | |
| | | | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q | V | Q |
| 2 | 0.002 | 0.043 | 0.05 | 0.10 | 0.07 | 0.14 | 0.15 | 0.31 | 0.22 | 0.43 | 0.31 | 0.61 | 0.49 | 0.97 |
| 3 | 0.005 | 0.057 | 0.06 | 0.29 | 0.09 | 0.41 | 0.20 | 0.91 | 0.29 | 1.28 | 0.40 | 1.81 | 0.64 | 2.86 |
| 4 | 0.008 | 0.069 | 0.08 | 0.62 | 0.11 | 0.87 | 0.24 | 1.95 | 0.35 | 2.76 | 0.49 | 3.90 | 0.77 | 6.17 |
| 5 | 0.013 | 0.080 | 0.09 | 1.12 | 0.13 | 1.58 | 0.28 | 3.54 | 0.40 | 5.00 | 0.57 | 7.07 | 0.89 | 11.18 |
| 8 | 0.032 | 0.109 | 0.12 | 3.92 | 0.17 | 5.54 | 0.39 | 12.38 | 0.55 | 17.51 | 0.77 | 24.76 | 1.22 | 39.15 |
| 10 | 0.050 | 0.127 | 0.14 | 7.10 | 0.20 | 10.04 | 0.45 | 22.45 | 0.64 | 31.75 | 0.90 | 44.90 | 1.42 | 70.99 |

En donde

h en centímetros

A en metros cuadrados

V en metros por segundo

Q en litros por segundo

Un análisis semejante se puede hacer para distintas formas de cunetas con diferentes pendientes transversales del arroyo y pendientes longitudinales de la calle como se muestra en la figura V.11, que se pueden resolver para tirantes de 2, 3, 4 y 5 cms y así poder determinar su capacidad hidráulica.

Los escurrimientos dependerán del área de aportación a la coladera y de la intensidad de la precipitación. Se pueden estimar con la fórmula de Burkli, Ziegler.

El tramo de la tubería que pasa por el puente deberá ser de acero y estar suspendido del piso del mismo por medio de soportes que eviten la transmisión de las vibraciones a la tubería, además deberá colocarse en un sitio que permita su fácil inspección o reparación.

5.4 ESTACIONES DE BOMBEO. CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS CARCAMOS Y EQUIPOS DE BOMBEO

5.4.1 Estaciones de bombeo.

Las condiciones topográficas obligan en ocasiones a utilizar estaciones de bombeo para solucionar el desalojo de las aguas residuales de la población, o de una determinada zona de la misma.

Una estación de bombeo para aguas residuales consiste en una obra de ingeniería donde se acondicionan ciertas instalaciones especiales, como son: cárcamos, generadores y motores eléctricos y de combustión interna, transformadores, medidores de agua y electricidad, dispositivos de regulación automática, tableros de mandos, etc., cuyo fin específico en conjunto es recibir un cierto volumen de agua y que mediante un equipo de bombeo, se lleva a cierta altura por encima del nivel donde se localiza la estación. Generalmente se requiere proyectar una estación de bombeo en cualquiera de los casos siguientes:

- a) Cuando se deba dar una cierta carga hidráulica a las aguas residuales a fin de que puedan manejarse adecuadamente en una planta de tratamiento.
- b) Cuando las cotas topográficas del área por servir son más bajas que la corriente natural del drenaje o del colector existente o de proyecto.
- c) Cuando no es posible drenar por gravedad el área por servir, hacia el colector principal, porque dicha área se encuentra fuera del parteaguas de la zona que drena el colector.
- d) Cuando los costos de construcción sean muy elevados debido a la profundidad a la que habría que instalar los colectores o el emisor, a fin de que trabajen por gravedad.

No obstante lo anterior, por razones de economía debe procurarse siempre que sea posible evitar la construcción de este

arranque, un interruptor eléctrico accionado por un flotador pone en marcha el motor de la bomba. Las aguas son suc
cionadas por las bombas que se encuentran en la cámara seca por medio del tubo de succión para ser impulsadas y conduc
idas por otra tubería de salida hacia la tubería del alcantar
rillado municipal.

El segundo sistema consiste en sólo una cámara para almacenar el agua residual y alojar la bomba. Estas bombas son del tipo sumergibles y quedan en el fondo del cárcamo, mientras que los motores quedan a un nivel más alto como se observa en la figura V.7.

Esta instalación es más barata, al no necesitar de cámara seca, pero tiene el gran inconveniente de que cualquier reparación obliga a subir la instalación de las bombas al piso superior donde están los motores. Este sistema trabaja bajo las mismas condiciones que en el sistema de cárcamo seco.

Las bombas que se emplean para impulsar las aguas residuales son casi exclusivamente bombas centrífugas(1) pues se adaptan muy bien al servicio, sea en unidades grandes o pequeñas, al control automático y remoto así como por el diseño especial de su impulsor que permite el paso de sólidos a través de la bomba sin obstruirse.

En los sistemas de cárcamo seco y cárcamo húmedo, es común el emplear bombas centrífugas de eje vertical, donde la bomba siempre queda situada por debajo del nivel de las aguas, lo que permite mantener su succión ahogada y queda enlazada por un vástago o eje vertical con el motor situado en un local a más altura (ver figuras V.6 y V.7).

También existen bombas centrífugas de eje horizontal que se instalan generalmente en el sistema de cárcamo seco, porque se requiere la cámara seca para alojar la bomba y el motor. El empleo de esta clase de equipo puede requerir mayor gasto para la construcción, pero el costo de instalación de la bomba será menor y el funcionamiento y la conservación más económica debiéndose evitar, desde luego, el riesgo de inundaciones de la cámara seca y proporcionar una buena ventilación para eliminar la humedad y los gases. Estas bombas

(1) Existen distintos tipos de bombas centrífugas y sólo se mencionarán algunas de ellas como son: las de voluta, difusor, turbina regenerativa, turbina vertical, de flujo mixto, flujo axial, etc.

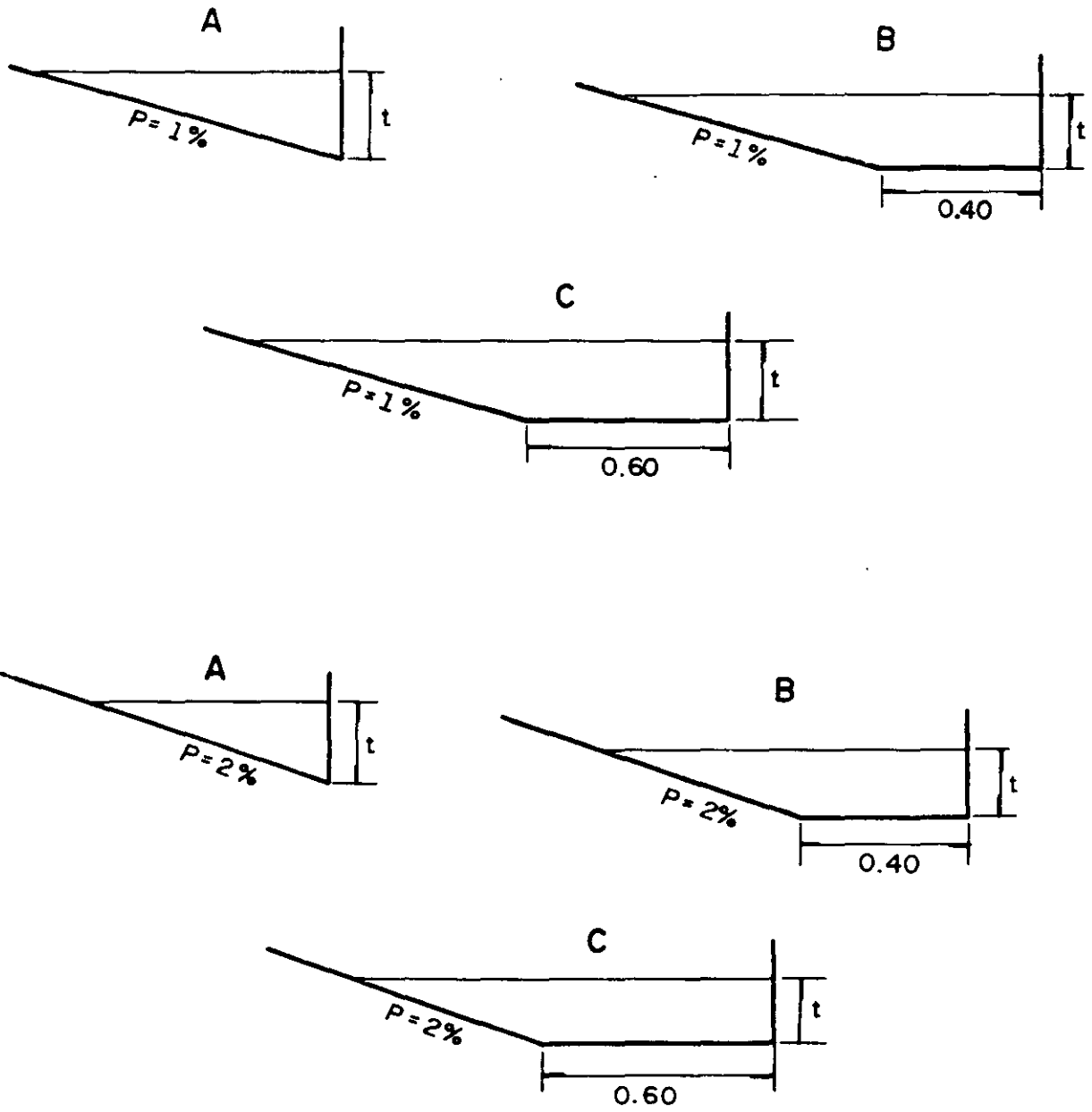


Figura V.II Distintas formas de cunetas

Los perfiles longitudinales y transversales de las calles, quedarían como se muestra en la fig. V.12.

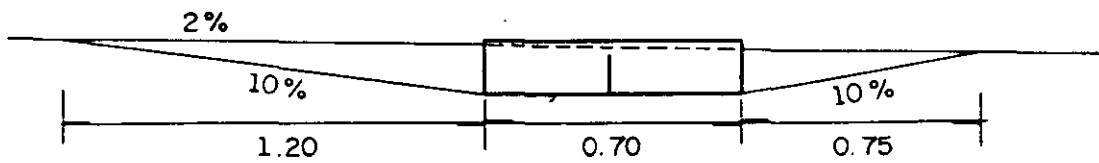
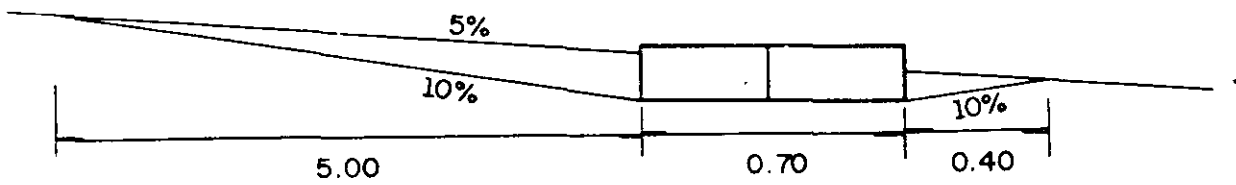
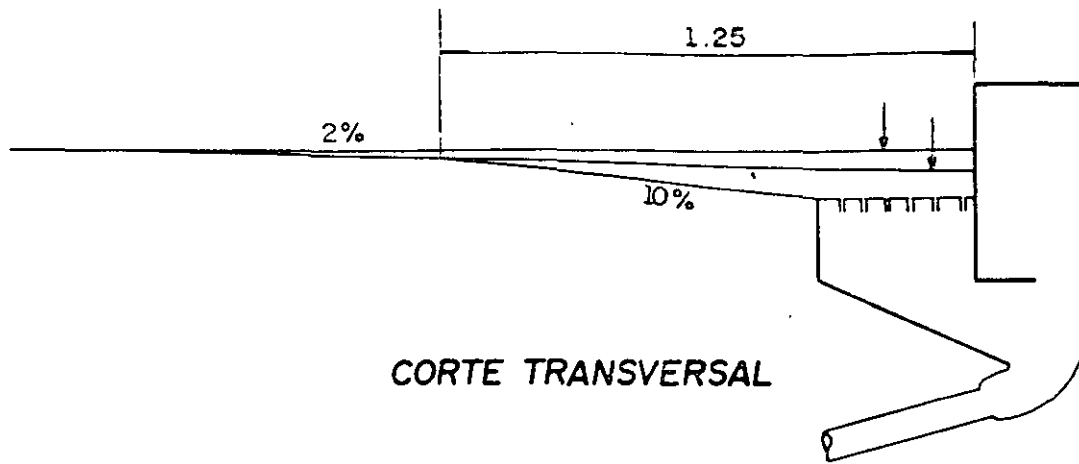


Figura V.12 Perfiles de los pavimentos en las coladeras

B.- CAPACIDAD DE LAS COLADERAS

1.- Coladeras de piso

Poco trabajo experimental se ha hecho al respecto como ya se explicó antes; sin embargo, haciendo análisis semejantes al empleado para el escurrimiento en la superficie podemos llegar a resultados aunque sean aproximados.

Suponga una coladera como se ilustra en la figura V.13 que es una coladera de piso.

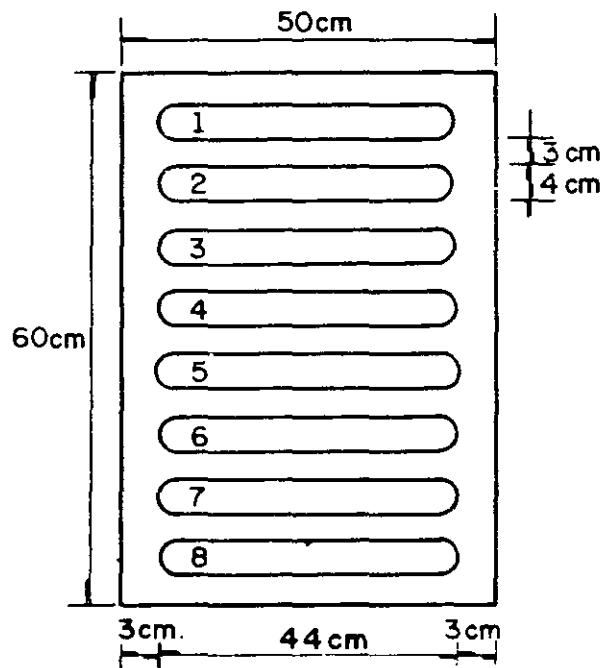
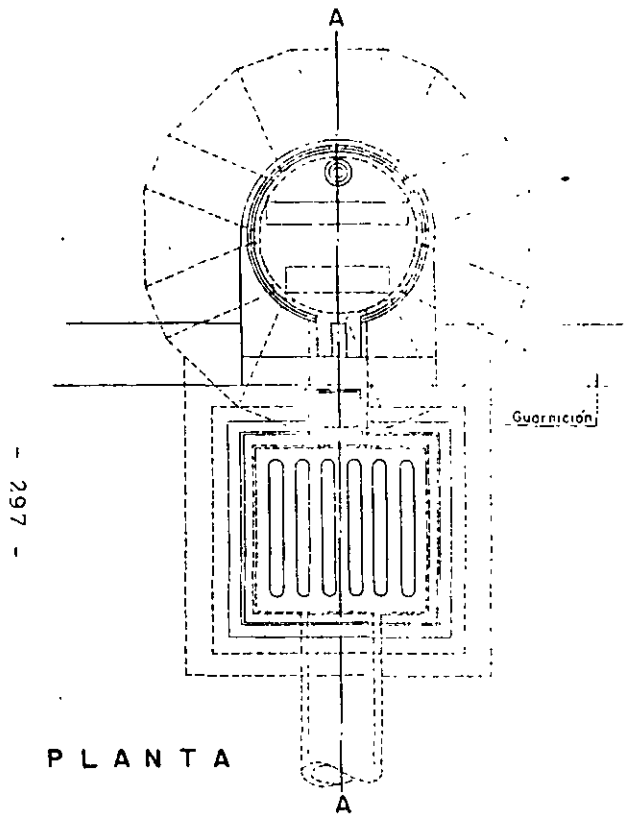
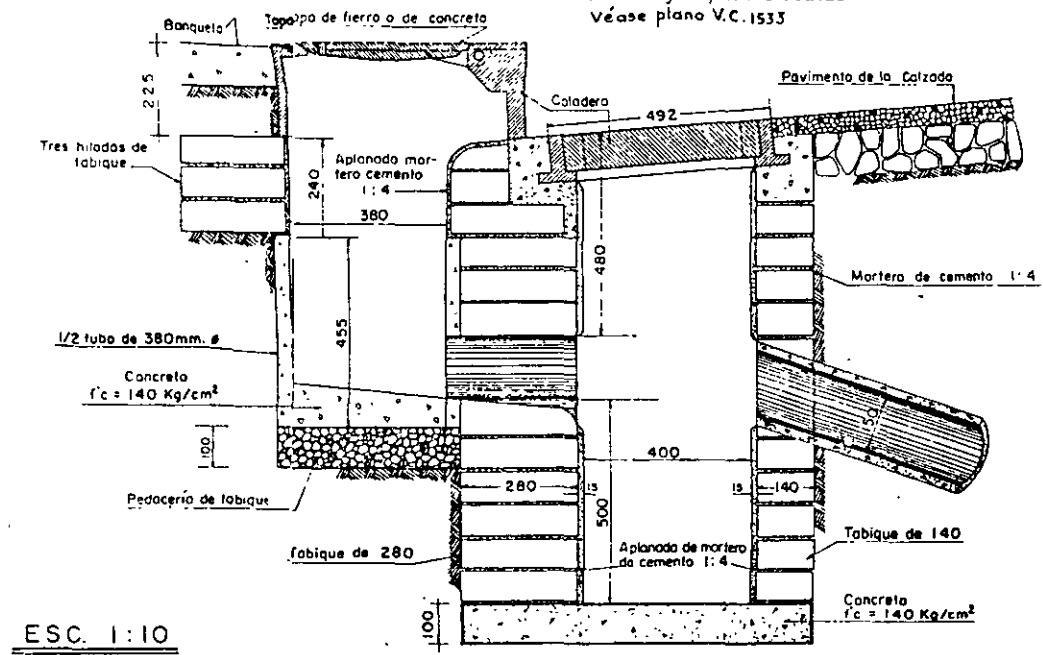


Fig. V.13.-Coladera de piso



PLANTA

NOTAS:
 Acolaciones en mm
 Para la rejilla y los brocales
 Véase plano V.C. 1533



ESC. 1:10

CORTE A-A

TIPOS DE COLADERAS PLUVIALES

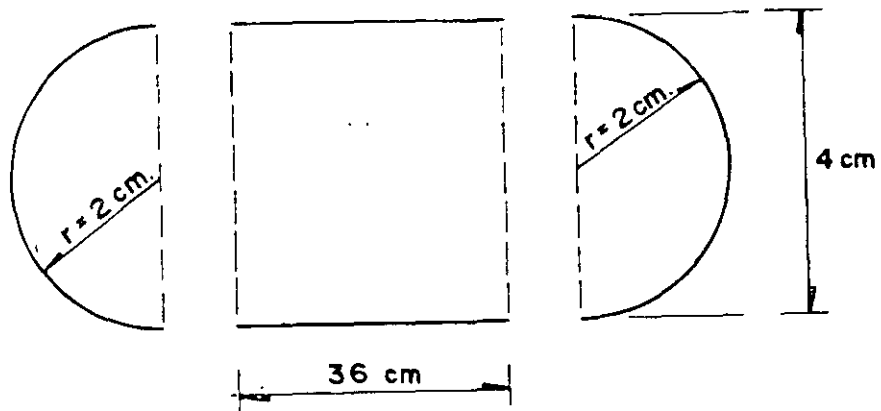
- Tipo A - Coladera de piso y banquetta con brocal de ff en banquetta y rejilla de f.f. en piso
- Tipo B - Coladera de piso y banquetta con brocal de concreto y rejilla frontal de f.f. en banquetta y rejilla de ff en piso.
- Tipo C - Coladera de piso con rejilla de f.f. - Esta coladera es igual a las de tipo A y B, suprimiéndoles en su totalidad la coladera de banquetta.
- Tipo D - Coladera de banquetta con brocal de f*f ó concreto. - Véase plano correspondiente

COLADERAS PLUVIALES
 DE PISO Y BANQUETA
 Y DE PISO

FIG. V. 15 A

- 297 -

U
 ne
 ue
 /s
 co
 de
 m/s
 en
 ón
 5
 am
 3
 der
 col
 ita
 r



$$\text{Area del círculo} = \frac{\pi (0.04)^2}{4} = 0.0013 \text{ m}^2$$

$$\text{Area del rectángulo} = 0.04 \times 0.36 = 0.0144 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total} = 0.0157 \text{ m}^2$$

Como son ocho aberturas el área neta de entrada será

$$8 \times 0.0157 = 0.1253 \text{ m}^2$$

$$A = 0.1253 \text{ m}^2$$

El segundo paso consiste en utilizar la ecuación $Q = 1328 A \sqrt{h}$ pues ya se conoce el valor de A y sólo se cambiará el valor de h .

| h (cm) | Q (l/s) |
|--------|---------|
| 1 | 16.63 |
| 2 | 23.52 |
| 3 | 28.81 |
| 4 | 33.27 |
| 5 | 37.19 |
| 6 | 40.74 |
| 7 | 44.01 |
| 8 | 47.05 |
| 9 | 49.90 |
| 10 | 52.60 |

2.- Coladeras de banqueta.

Las coladeras de banqueta como se muestra en las figuras V.14, V.15, varían en longitud de 0.50 a 1.35 mts. y con una abertura de 15 cm de altura que corresponde en general a la altura normal de una banqueta.

W.W. Horner hizo experiencias en San Luis Missouri para determinar la capacidad y el efecto que tenían la pendiente longitudinal de la calle.

El mejor tipo de coladera probado, fue la que tenían 1.35 m de longitud y 0.15 m de alto, no se tenía rejilla en la abertura, y la capacidad fue de 35 lts/seg.

5.6 DESCRIPCION DE OBRAS DE DESCARGA

Las aguas que se recolectan en una red de alcantarillado es tán contaminadas, se requiere de un estudio profundo para fijar el sitio de vertido tomando en cuenta el grado de con taminación y el caudal de aguas por eliminar, o bien, pro yectar la estructura de descarga que liga la salida de la planta de tratamiento con el sitio de vertido.

La estructura de descarga consiste en la obra de ingeniería que permite el vertido final de las aguas residuales en el cuerpo receptor.

En términos generales las estructuras de descarga pueden verter las aguas a la presión atmosférica o en forma sume rida. En forma general pueden considerarse dos tipos de es tructura para las descargas a la presión atmosférica, una para las emisiones entubadas y otra para las de superficie libre o canales.

Cuando el emisor está entubado, para poder verter o descar gar sus aguas en una corriente receptora que tenga cierta velocidad y dirección, se requiere el empleo de una estructura que permita el cambio de dirección del flujo del emisor para facilitar la descarga del tubo a la corriente. Para ello se emplean estructuras especiales de descarga que gene ralmente son de sección rectangular, recomendándose que su eje forme un ángulo de 45° con el eje de la corriente receptora como se indica en las figuras V.16 y V.17.

Cuando el emisor sea un canal a cielo abierto, la estructura de descarga consistirá simplemente en la ampliación gradual

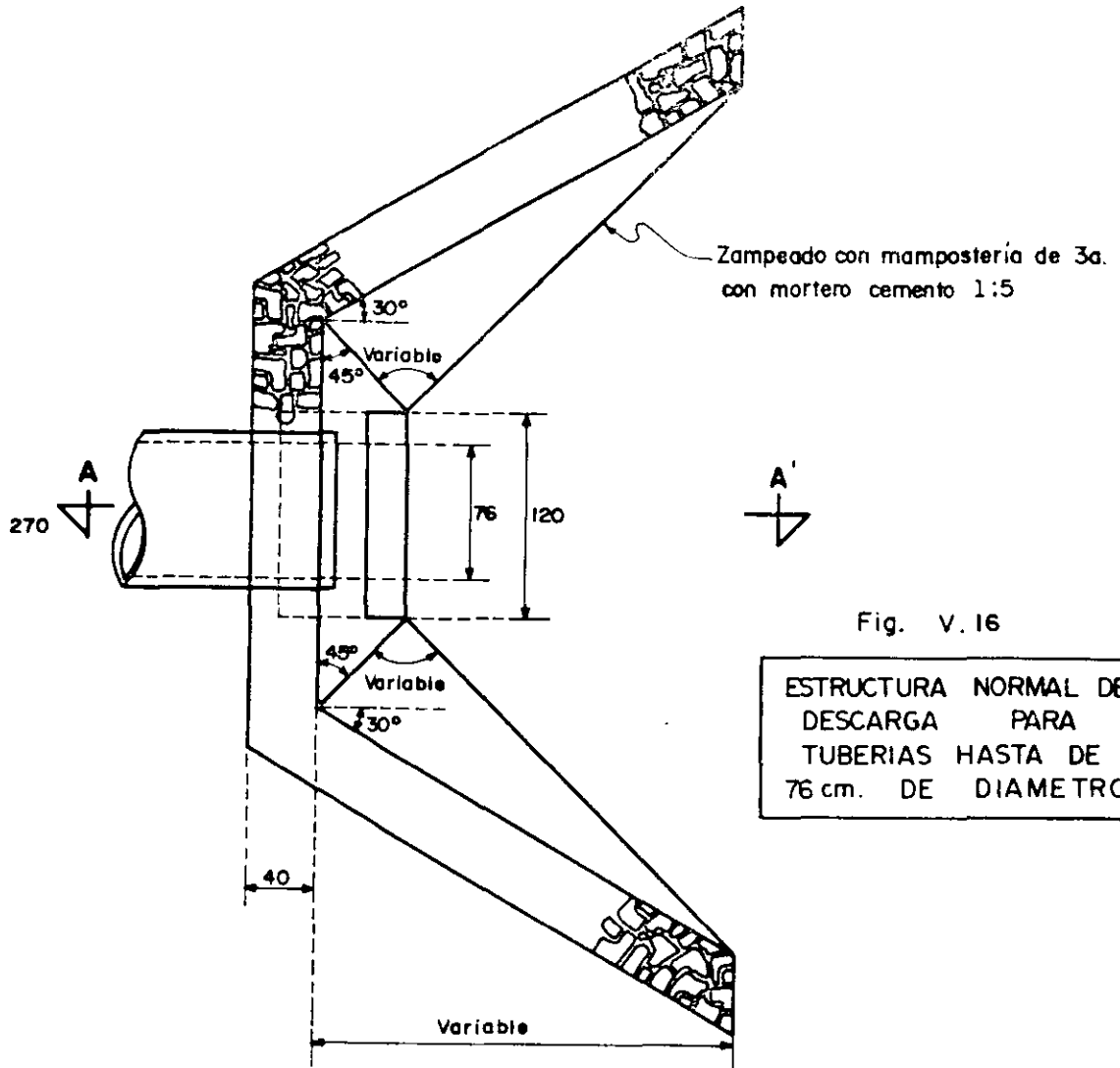
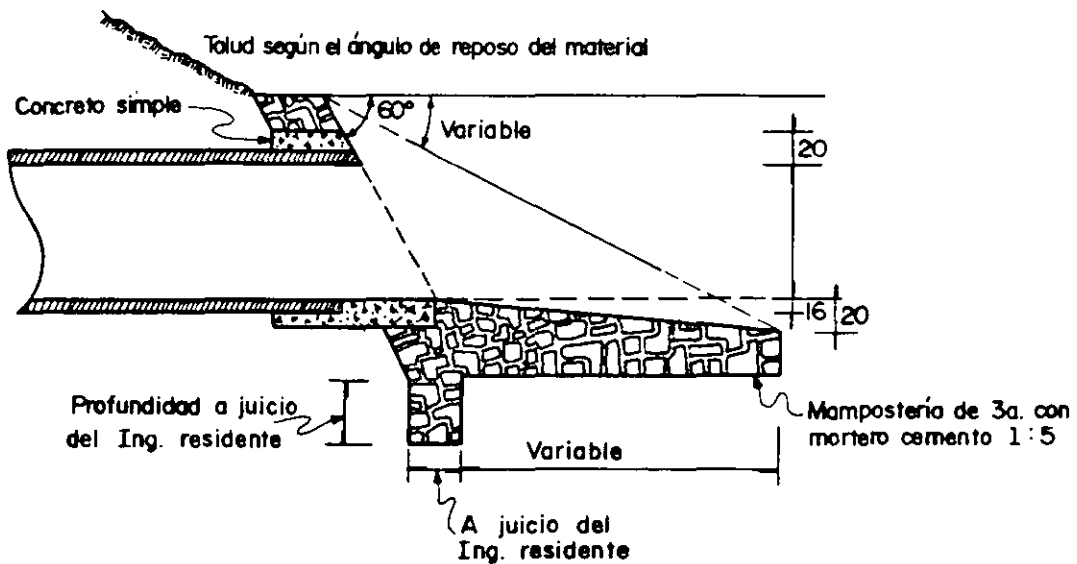
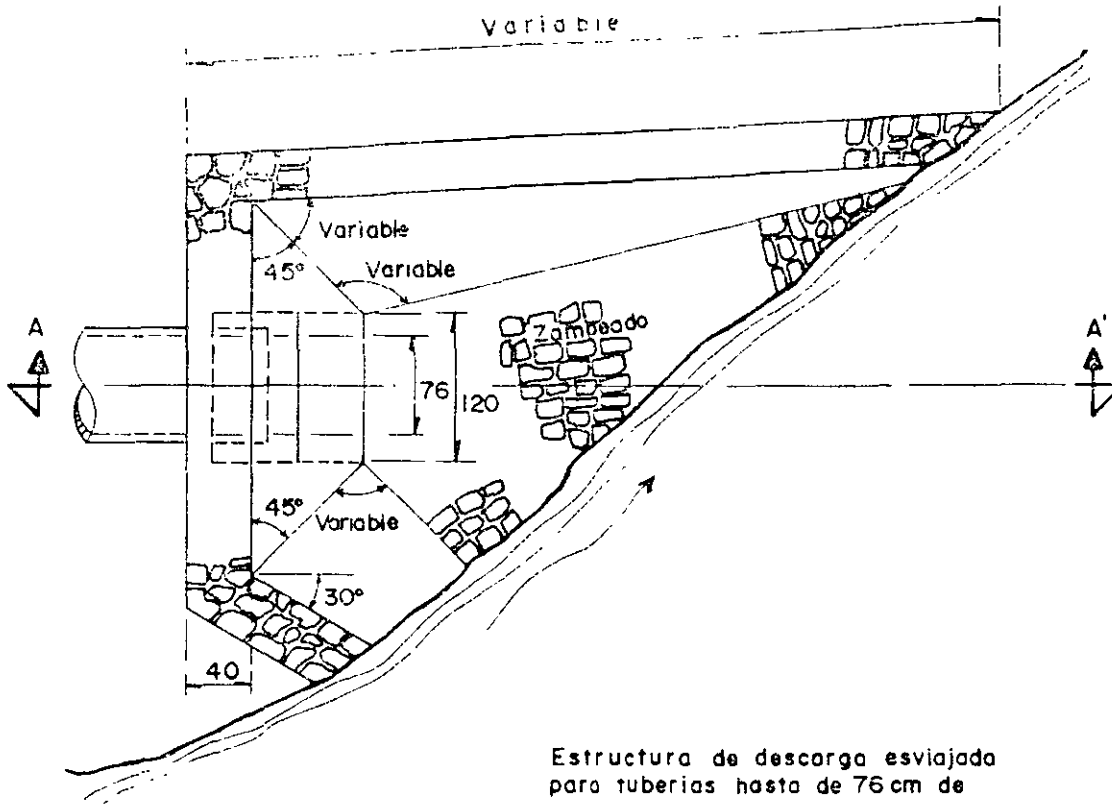


Fig. V. 16

ESTRUCTURA NORMAL DE
DESCARGA PARA
TUBERIAS HASTA DE
76 cm. DE DIAMETRO



SECCION A-A'



Estructura de descarga esviada para tuberías hasta de 76 cm de diámetro

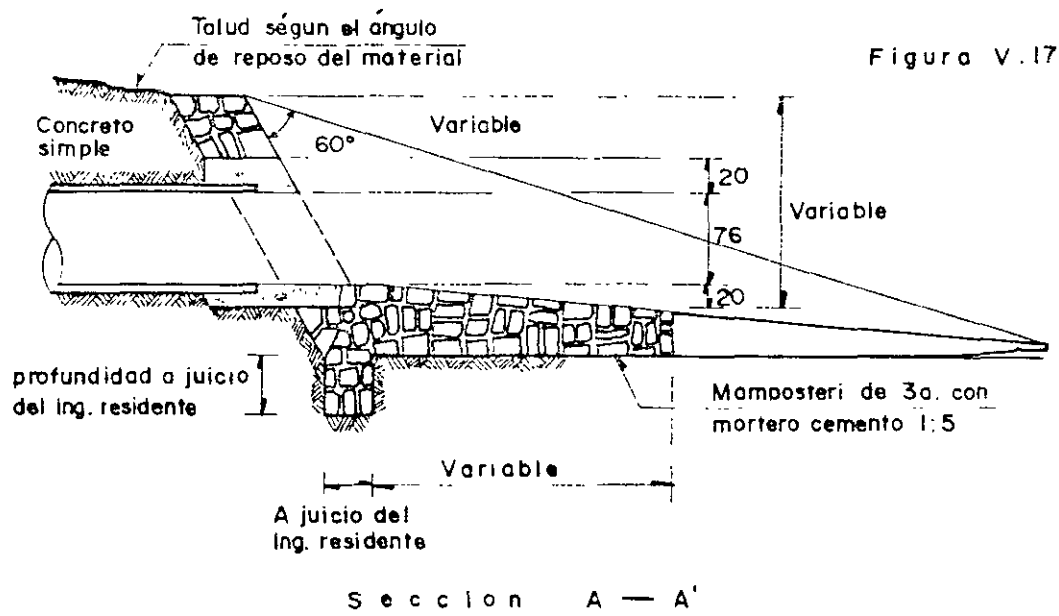
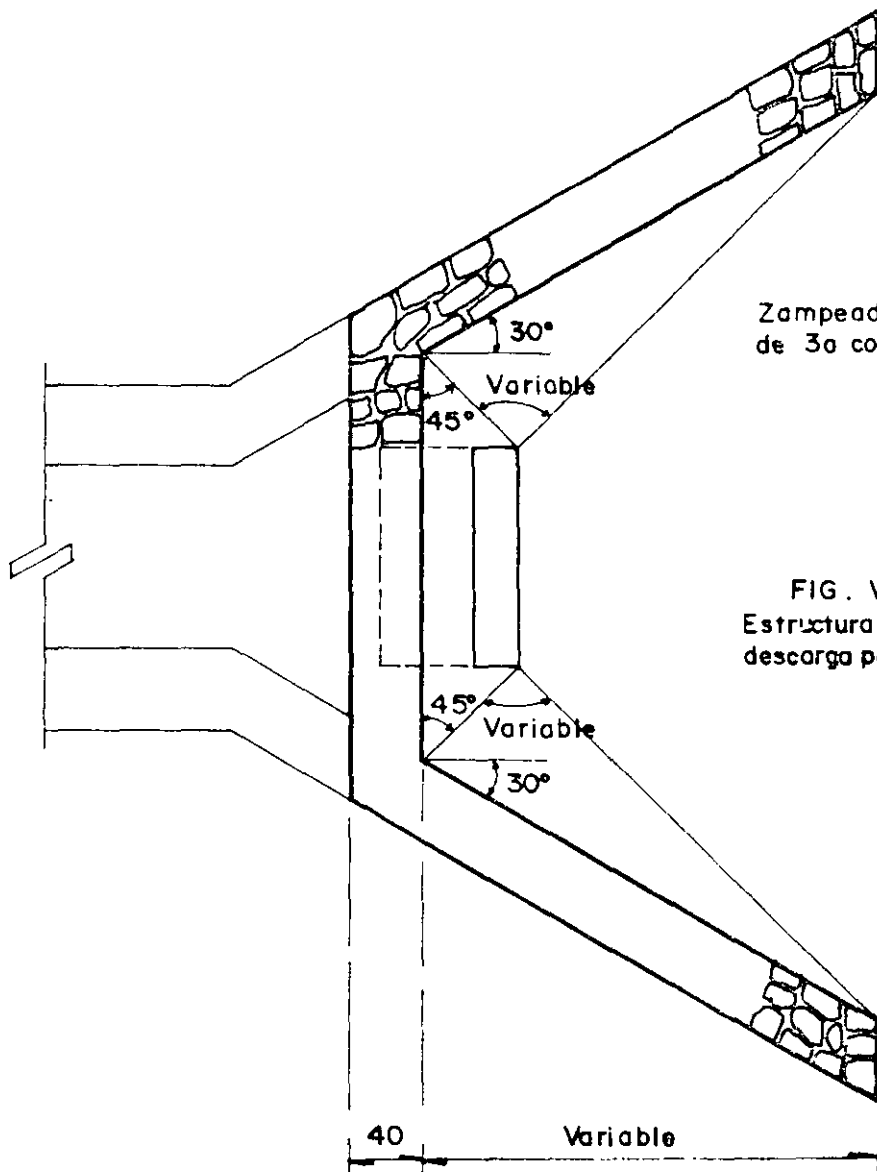


Figura V.17



Zampeado con mampostería de 3a con mortero cemento 1:5

FIG. V.18
Estructura normal de descarga para canales .

de su sección, conservando los mismos taludes en los bordos, hasta conseguir la igualdad de velocidades de escurrimiento entre el emisor y la corriente receptora como se indica en la figura V.18.

5.7 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS DE LA RED DE ALCANTARILLADO

La construcción de los sistemas de alcantarillado se puede agrupar en los siguientes pasos:

1. Limpieza y trazo de la red.

En los sitios donde no exista pavimento deberán quitarse las piedras y con cal se trazará el ancho de la zanja.

2. Ruptura del pavimento.

En ocasiones se tendrá que hacer por reparaciones del sistema o bien porque apenas se inicia el servicio, para ésto se utilizan cortadoras de concreto y luego marro, también se puede usar pico pero el corte es menos limpio.

3. Excavación de la zanja.

La excavación de la zanja se puede efectuar utilizando maquinaria o a mano, si se utiliza maquinaria se cuenta con tres equipos:

a) Retroexcavadoras

Se utilizan para excavar zanjas de 60 cm de ancho como mínimo y una profundidad de 8 metros máximo, aunque tienen aditamentos para alargar el brazo.

b) Dragas

Tienen gran versatilidad en el avance, se utilizan para excavar zanjas de 60 cm de ancho como mínimo y la profundidad máxima varía entre 10 y 12 metros.

c) Zanjadoras

Son equipos muy rápidos pero solo excavan zanjas de 60 cm de ancho por un metro de profundidad.

La excavación a mano se utiliza cuando el terreno es blando y conviene utilizar la mano de obra.

4. Protección de las paredes de la zanja.

Para la protección de las paredes de la zanja se utiliza el ademe que tiene por objeto evitar la socavación de las paredes.

5. Extracción del agua en las zanjas.

Cuando se excava a profundidades mayores del nivel freático

se tendrá que utilizar varias bombas para drenar las zanjas.

6. Instalación de la tubería.

Cuando la excavación de la zanja ha avanzado lo suficiente se instala un teodolito y se nivela la plantilla de la zanja por medio de las niveletas o fichas y entonces se coloca la tubería realizando buenas uniones para evitar las fugas en las juntas.

7. Relleno de la zanja.

Una vez instalada la tubería se pone el relleno en capas de 10 cm apisonado hasta el lomo de la tubería, después se compacta en capas de 15, 20 ó 25 cm de espesor hasta llegar a la superficie. Antes de pavimentar deberá esperarse como mínimo tres días o una semana si es posible para que el relleno alcance su compactación natural, esto es para evitar asentamientos posteriores.

8. Reconstrucción del pavimento.

Finalmente se repone el pavimento que se destruyó o en su defecto se pavimenta toda la calle, según lo especifique el proyecto.

Cuando se trata de alcantarillas de grandes dimensiones, especialmente en el caso de conducciones suficientemente grandes para que pueda penetrar un hombre, se requiere construir en el lugar mismo de la instalación ciertas tuberías distintas de la circular llamadas tuberías construidas "in situ", suelen utilizarse cuando no se dispone de tubería comercial o bien para aprovechar las ventajas que ofrecen las formas no circulares.

En forma general el procedimiento constructivo de este tipo de estructuras construidas "in situ" es el siguiente:

El primer paso en la construcción se refiere a la preparación de la cimentación del conducto. Si el terreno es consistente, se le da a la zanja la forma de la parte exterior del conducto y se vierte el concreto directamente sobre ella. En materiales blandos se corta horizontalmente el fondo de la zanja, quedando en forma de cajón y se vierte sobre el terreno blando una base de concreto pobre y enseguida se forma el conducto.

Para dar la forma interior al conducto, se utilizan cimbras de madera o de acero que se mantienen en su posición mediante cuñas ajustadas contra la pared de la zanja. Cuando se

trata de cimbras de acero, la forma interior se cuelga por medio de cadenas de púncas colocadas a través de la zanja y después se le ponen cuñas para impedir cualquier desplazamiento hacia los lados o hacia arriba cuando se vierta el concreto.

La sección de los conductos se puede construir como un monolito, en dos o en tres partes.

Si se va a construir como un monolito, se termina todo el cimbrado de la forma del conducto hasta donde sea posible, dejando espacios para permitir la colocación y compactación del concreto. El concreto se vierte por la parte superior, procurando que vaya alcanzado la misma altura por ambos lados del conducto y se vibra al mismo tiempo que se va vertiendo. Los paneles de los espacios restantes de la cimbra exterior se van colocando a medida que sube el concreto.

En la figura V.19 se ven las diversas secciones de estructuras construidas "in situ" con su acabado final.

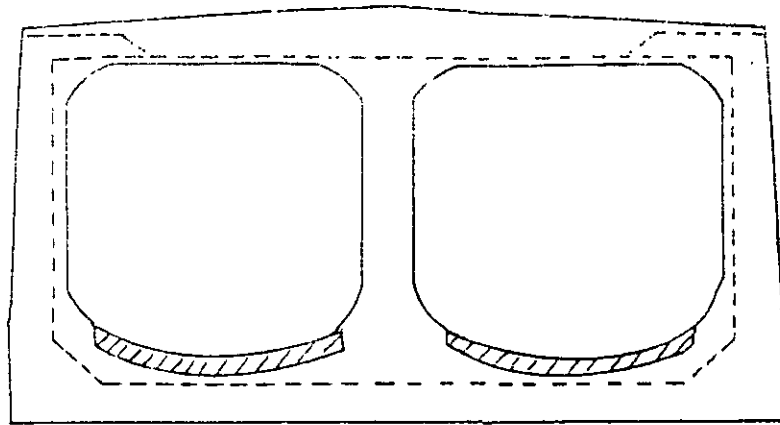
5.8 ASPECTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO

El ingeniero proyectista tiene como obligación final, proporcionar al organismo encargado de la operación, toda la información sobre el funcionamiento del sistema completo. Sin embargo corresponde a las autoridades asumir la responsabilidad para la operación y mantenimiento del sistema.

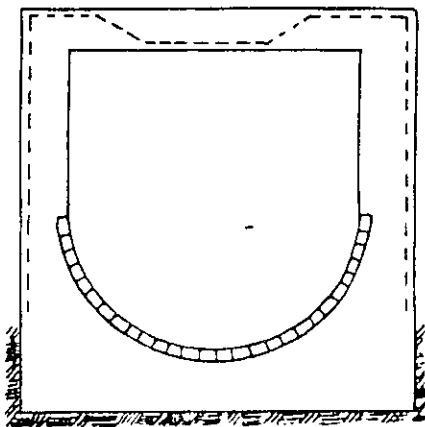
Los principales problemas que crea la conservación de las alcantarillas son la eliminación de obstrucciones o el modo de evitarlas, algunos trabajos de reparación y la limpieza de las coladeras, si existen. Una buena operación requiere el apropiado conocimiento de la localización de las alcantarillas y una competente brigada de operarios que se halle debidamente equipada y en servicio permanente.

El equipo necesario dependerá del tamaño y tipo de las alcantarillas. Si se trata de conservarlas, los problemas con que habrá de enfrentarse serán principalmente taponamientos de raíces, basuras, grasas y azolves.

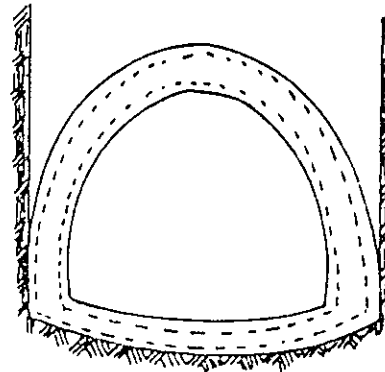
La relación del equipo que lleva una brigada de conservación de servicio permanente en una gran ciudad que trabaja con diversos diámetros es:



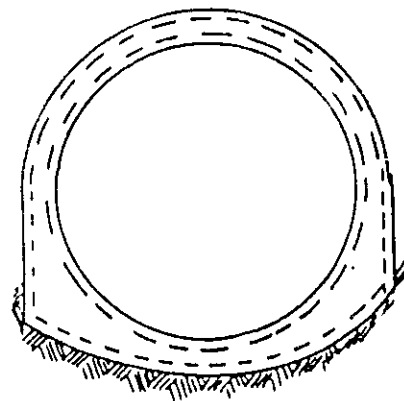
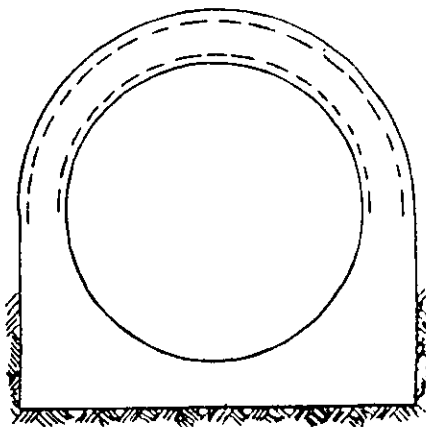
SECCION RECTANGULAR



SECCION EN "U"

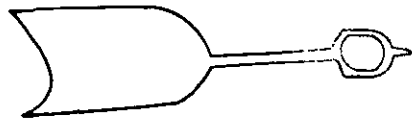


SECCION SEMIELIPTICA

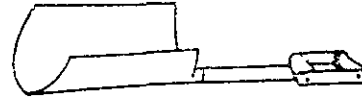


SECCIONES CIRCULARES

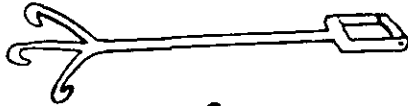
Fig. V.19 Secciones de estructuras construidas " IN SITU "



A



B



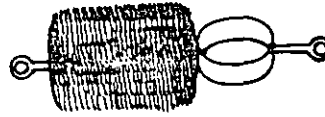
C



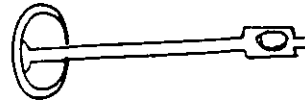
D



E

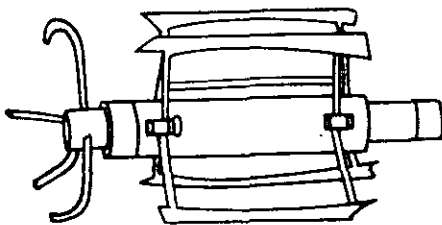


F



G

- A.- Gubia para el corte de obstrucciones
- B.- Cuchara para eliminar arenas
- C y D.- Garfio y Espiral para sacar papeles. y trapos
- E.- Cortador de raíces.
- F.- Cepillo de alambre para desengrasar.
- G.- Rasqueta.



TURBINA PARA LA LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS

FIG. V.20 HERRAMIENTAS UTILIZADAS EN EL MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS

CAPÍTULO VI

NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

VI.1 CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES

A medida que una ciudad progresa, crece y se densifica, el volumen de aguas residuales que produce es mayor y su calidad se vuelve más nociva, por eso interesa conocer esta calidad para facilitar la elección del tipo de tratamiento más conveniente y eliminar así, aquellos constituyentes de las mismas que puedan causar dificultades en su disposición o eliminación.

Como ya se vio en el capítulo II, existen distintas clases de aguas residuales las cuales se clasifican de acuerdo a su uso, es decir, en usos domésticos, industriales, etc. y que llevan en su seno toda clase de materia de desecho que se ha derivado de esos usos, sea en solución o en suspensión.

La calidad de las aguas residuales se determina mediante distintos métodos de análisis, que se agrupan en; métodos físicos, métodos químicos y métodos biológicos. Para poder realizar el análisis del agua se requiere de una serie de muestras representativas de distintos puntos de la red y en la propia planta de tratamiento, pero se presenta el problema de la obtención de la muestra. Ya que las aguas que es-

curren en las tuberías no son constantes y tienen lugar cambios en la calidad porque el nivel del agua varía constantemente, como por la posición, pues en la superficie hay un exceso de materiales flotantes, cerca del fondo hay una gran proporción de sólidos en sedimentación y en un punto intermedio, es considerablemente reducida la proporción, tanto de materiales flotantes como de sedimentables. También la calidad por la mañana es diferente de la calidad por la tarde, por lo tanto es difícil recoger una muestra que pueda considerarse ideal para tomar una muestra.

Para evitar interpretaciones erróneas basadas en muestras al azar, puede tomarse una muestra compuesta. Tal muestra estará formada por una mezcla de muestras parciales tomadas en diferentes momentos, las que se toman a intervalos regulares, generalmente de hora en hora durante 24 horas en los puntos elegidos para el muestreo.

Como la calidad de las aguas residuales puede alterarse durante las horas que dura la formación de la muestra compuesta, es necesario conservar las muestras parciales en un lugar refrigerado o agregarles alguna solución para inhibir los procesos biológicos que en otro caso, se reproducirán, procurando que las soluciones empleadas no afecten los resultados del análisis.

VI. 2. PARAMETROS BASICOS

VI. 2.1. Análisis físicos

Temperatura: La temperatura normal de las aguas residuales es ligeramente mayor que la del agua de abastecimiento a causa del calor agregado durante la utilización del agua, es útil la observación de dicha temperatura porque puede indicar los antecedentes de las aguas residuales, es decir, temperaturas superiores a la normal, indican residuos industriales. Las temperaturas inferiores a las normales indican la incorporación de aguas subterráneas o superficiales.

El color y el olor son otras dos determinaciones físicas que se realizan en el lugar y que al igual que la temperatura, indican la calidad de las aguas residuales, así, si el color de las aguas es negro o muy oscuro y su olor es picante como el olor del ácido sulfhídrico, puede indicar que las aguas residuales están alteradas o son sépticas. Cuando las aguas residuales de tipo doméstico son recientes presentan un color gris y son prácticamente inodoras.

Otros colores y olores suelen indicar la presencia de desechos industriales característicos.

La turbiedad es otro análisis físico de las aguas residuales sin mucha importancia debido a que estas aguas normalmente son turbias, por su alto contenido de materia sólida.

VI.2.2 Análisis químicos

Un análisis químico de las aguas residuales proporciona datos útiles y específicos con respecto a su estado de descomposición y contaminación, lo cual es útil para regular el funcionamiento de las instalaciones de tratamiento y para otros fines en el tratamiento y evacuación. Sin embargo, al hacer un análisis químico de aguas residuales con fines de tratamiento, sólo se determinan aquellos compuestos químicos, radicales, elementos, densidades, etc. que pueden indicar características de contaminación específicas.

Sólidos totales: Un índice del grado de concentración de las aguas residuales lo representa los sólidos totales, los cuales se determinan por peso después de evaporar un cierto volumen de estas aguas. Los sólidos totales están compuestos por sólidos en suspensión y sólidos en dilución, dividiéndose cada uno a su vez en sólidos volátiles y sólidos fijos.

Los sólidos fijos, son el material que queda al incinerar los sólidos totales a una temperatura de hasta 550°C.

Los sólidos volátiles son el material que se obtiene por diferencia de pesos entre los sólidos totales y los sólidos fijos. Esta porción volátil representa la materia orgánica y es la que más tiene significación porque es la parte de las aguas residuales que puede entrar en putrefacción y son los más difíciles de eliminar.

Los sólidos sedimentables son, como su nombre lo indica, una indicación directa de los materiales que se pueden separar por simple sedimentación al dejar en reposo un volumen de aguas residuales. Esta porción constituye una indicación de la facilidad para formación de lodo, y para poder comparar resultados con otras aguas se fija un tiempo de sedimentación y se miden los sólidos en mililitros por litro (ml/l).

Oxígeno: El oxígeno se da en los análisis de las aguas residuales en forma de oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno.

Oxígeno disuelto (OD).

El oxígeno disuelto es el oxígeno que se encuentra soluble en el agua, dicha solubilidad es afectada por la turbulencia en la superficie, por la velocidad de la corriente, por la temperatura, por la presión atmosférica y por otras características. También el oxígeno es menos soluble en el agua salina que en el agua dulce y su solubilidad en las aguas residuales es aproximadamente el 95% de la solubilidad en el agua dulce.

La concentración del oxígeno disuelto en una muestra puede expresarse en miligramos por litro (mg/l); en partes por millón (ppm); o como porcentaje de saturación. El agua superficial no contaminada debe tener un grado de saturación de 9.17 mg/l a 20°C de temperatura a nivel del mar, pudiendo haber una sobresaturación como resultado de la presencia de organismos vivos, como algas, que consumen anhídrido carbónico y desprenden oxígeno en sus procesos metabólicos.

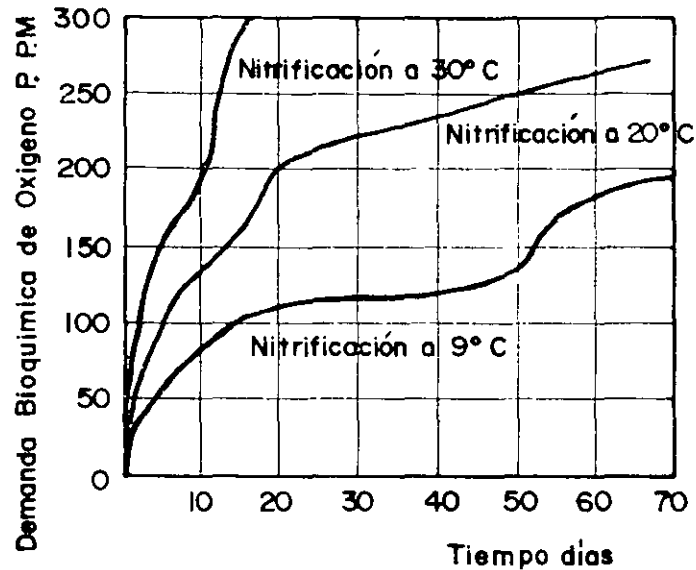
Cuando hay presencia de materia orgánica en el agua, como en el caso de las aguas residuales, el contenido de oxígeno disuelto se reduce debido al proceso de degradación de la materia orgánica por parte de ciertos microorganismos (bacterias) que metabolizan estos residuos transformándolos en compuestos más estables o en compuestos minerales. Si no hay presencia de oxígeno disuelto en las aguas, el proceso de degradación es anaerobio y se dice que las aguas son sépticas.

La determinación del oxígeno en aguas ligeramente contaminadas es una de las pruebas químicas más significativas, especialmente cuando se relaciona con la prueba de la demanda bioquímica de oxígeno.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

La demanda bioquímica de oxígeno es la cantidad de oxígeno disuelto requerida para la descomposición biológica de la materia orgánica contenida en las aguas residuales, en condiciones aerobias y en un tiempo y a una determinada temperatura. La cantidad requerida de oxígeno disuelto para la estabilización completa del agua contaminada en diversos períodos de tiempo y bajo el efecto de distintas temperaturas, puede verse en la figura VI.1, donde puede distinguirse durante los primeros días, una primera fase, llamada fase carbonada, que comprende el tramo antes del cambio brusco de la curva. Después del cambio brusco, la curva es más suave y es donde se presenta una segunda fase llamada fase de ni-

nitrificación, que se prolonga hasta la estabilización de la materia orgánica (1).



Progreso de la demanda bioquímica de oxígeno

Figura VI.1

Es por esto que la DBO se toma como un parámetro que mide la cantidad de materia orgánica putrescible que contienen las aguas residuales y es de las pruebas más importantes para fines de tratamiento ya que cuantifica el grado de contaminación que presenta.

La determinación de la DBO para estos fines se realiza incubando una muestra durante 5 días a 20°C de temperatura.

(1) La prueba para la determinación de la DBO se basa en las dos fases que presenta la biodegradación de la materia orgánica y son:

La primera fase o fase carbonada o carbonosa que consiste en la degradación de la materia que contiene carbón, que es aprovechada como alimento por organismos aerobios.

La segunda fase o fase de nitrificación, consiste en la degradación de materiales nitrogenados oxidables derivados de compuestos de amoníaco y nitrógeno orgánico y que sirven de alimento para determinadas clases de bacterias y que los convierte en nitritos y nitratos.

Demanda Química de Oxígeno (DQO)

Es la cantidad de oxígeno que se requiere para que se produzca la oxidación química de las sustancias orgánicas contenidas en las aguas residuales. Es una prueba basada en el hecho de que todos los compuestos orgánicos, con pocas excepciones, pueden ser oxidados convirtiéndose en carbono y agua por la acción de agentes fuertemente oxidantes que se agregan a la muestra en un medio ácido. Las sustancias orgánicas se convierten en bióxido de carbono y agua, sin tener en cuenta la asimilabilidad biológica de las sustancias.

Nitrógeno

Los principales componentes de la materia orgánica son: el carbón, el hidrógeno, oxígeno, nitrógeno y azufre, además de otros elementos en menores cantidades.

En los análisis de aguas residuales se pueden hacer 5 tipos de determinaciones de nitrógeno: Amoniacal o amoniaco libre, nitrógeno orgánico o protéico, amonio albuminoideo, los nitritos y los nitratos. El nitrógeno orgánico, el amoniaco libre, los nitritos y los nitratos constituyen el nitrógeno total.

La presencia de amoniaco libre es frecuentemente interpretado como una descomposición bacteriana de la materia orgánica. Las aguas residuales recientes y frías son relativamente ricas en nitrógeno y se relacionan con desechos de tipo doméstico.

El nitrógeno albuminoideo es una medida aproximada del nitrógeno de origen protéico derivado de la vida animal y vegetal de los medios acuáticos.

La presencia de los nitritos y nitratos puede ser indicio de estabilidad en el proceso de transformación de la materia orgánica.

Alcalinidad y Acidez.

La alcalinidad es un término que indica la presencia de sales de ácidos débiles. Los hidróxidos, los carbonatos y bicarbonatos de calcio, sodio y magnesio, son las impurezas que comúnmente causan alcalinidad. La acidez normalmente se asocia con la presencia de bióxido de carbono, ácidos minerales y orgánicos y sales de ácidos fuertes.

Las aguas residuales ordinarias son, en general, ligeramente alcalinas, aunque la presencia de algunos desechos industriales pueden producir acidez.

p.H.

La determinación de p.H., es útil principalmente para la regulación de los procesos químicos de tratamientos de las aguas residuales en las plantas de tratamiento. Su determinación no tiene significación desde el punto de vista sanitario.

Detergentes

El detergente es un factor importante que contribuye a la contaminación del agua por su uso muy común, ya sea en la industria o en la vida doméstica, los detergentes usados hasta hoy están constituidos por fosfatos que producen ablandamiento del agua y su alta producción de espuma dificulta el tratamiento de las aguas residuales y su compleja estructura molecular los hace ser difícilmente degradables por medio de bacterias.

VI.2.3 Análisis Biológicos

Los análisis de las aguas residuales para el estudio de la vida biológica, comprenden análisis bacteriológicos y microscópicos. El estudio bacteriológico de las aguas residuales puede mostrar la presencia de bacilos, cocos y bacterias filamentosas, estos microorganismos se cuantifican como el Número Más Probable (NMP), es decir, se dan por medio de una relación estadística de la probabilidad de que exista una cantidad de microorganismos en un mililitro de agua contaminada. Las bacterias más comunes que se detectan son la *Escherichia Coli* y el *Streptococcus Feacali*, que son características del organismo humano.

Los análisis microscópicos y macroscópicos son para el estudio de algas, hongos y animales inferiores y tienen el objeto de facilitar la determinación del progreso en la contaminación de las corrientes por evacuación de las aguas residuales en ellas. También para las condiciones de funcionamiento de los filtros de arena y de otro tipo en las plantas de tratamiento.

Rara vez se hacen análisis bacteriológicos de tipo sanitario en el estudio de las aguas residuales, porque se sabe que hay presentes bacterias intestinales, que la concentra

cios ácidos o alcalinos, cuando hay necesidad de romper emulsiones de aceites, nutrientes como nitrógeno y fósforo, compuestos que causen olor, color y turbiedad y para la eliminación de organismos patógenos por medio de la cloración.

El proceso que siguen las aguas residuales dentro de la planta de tratamiento de regular tamaño, normalmente es el siguiente:

1.- Al entrar las aguas residuales a la planta, la materia voluminosa flotante y suspendida se remueve por colado mediante rejillas y cribas. Las rejillas y cribas cortantes trituran los materiales cribados en el lugar mismo de su separación y los reintegran a las aguas residuales.

2.- A continuación pasan a los tanques de flotación donde se eliminan las natas que se producen al ascender, mediante el reposo del aceite y las grasas.

3.- Las materias pesadas y gruesas suspendidas se dejan sedimentar en el fondo de cámaras de reposo (cámaras desarenadoras, tanques para detritos, tanques de sedimentación), que producen arena, detritos o lodos.

4.- Las materias suspendidas no sedimentables y algunos sólidos disueltos se convierten en sólidos sedimentables susceptibles de asentamiento por floculación (formación de grumos) y precipitación sobre productos químicos (tanques de floculación química).

5.- La materia coloidal y disuelta es metabolizada y convertida en sustancia celular sedimentable mediante crecimientos biológicos (bacterias) que utilizan las materias residuales para su crecimiento. Para que las bacterias permanezcan activas y aerobias se les inyecta aire, evitando la septicidad y se les mantiene, ya sea sobre lechos de material granular sobre los que las aguas residuales se percolan más o menos continuamente (filtros percoladores) o se generan en las aguas residuales fluyentes (lodos activados).

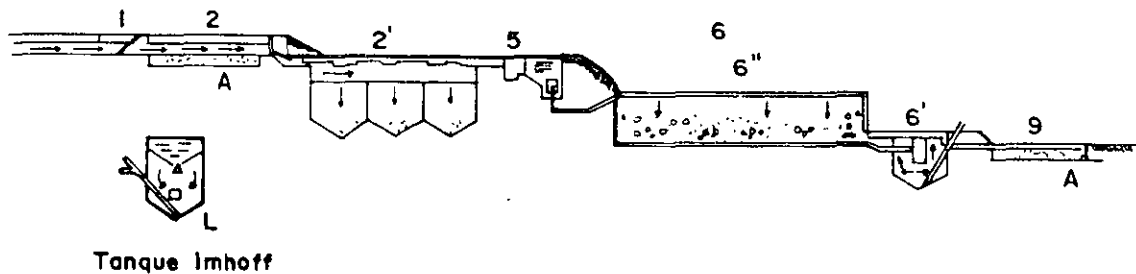
6.- Algunas bacterias patógenas y otros organismos se remueven de las aguas residuales junto con los sólidos en que están embebidas o a los que se adhieren o mueren por una acción directa de desinfección (unidades de cloración).

7.- Los sólidos separados de las aguas residuales que se obtienen del proceso de tratamiento se deshidratan y estabi

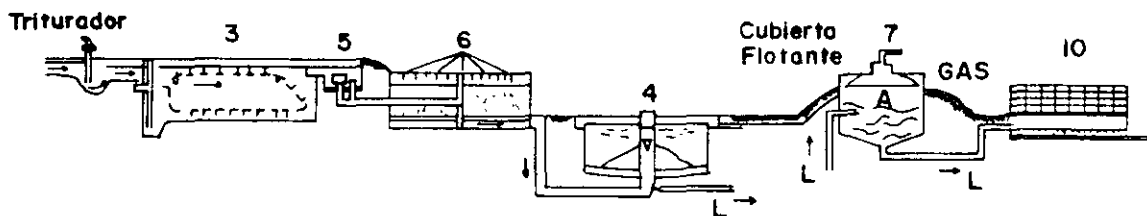
lizan bajo diferentes métodos, para simplificar su manejo y disposición.

A continuación y en las siguientes figuras dibujamos típicos comunes de plantas de tratamiento de aguas residuales.

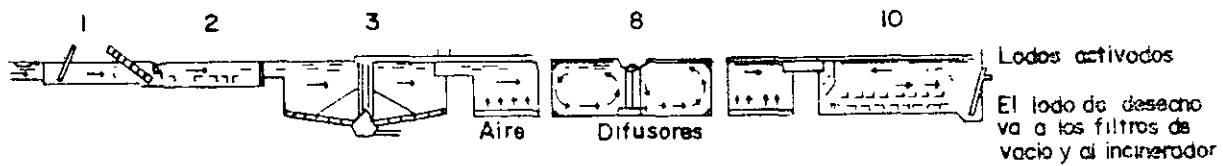
- a) Filtro percolador incluyendo cribado grueso, remoción de arena, sedimentación simple, tratamiento de contacto, sedimentación final y secado de lodos.



- b) Filtro percolador incluyendo trituración, sedimentación sencilla, tratamiento de contacto, sedimentación final, digestión y secado de lodos.



- c) Planta de lodos activados incluyendo cribado grueso, remoción de arena, sedimentación simple, tratamiento de contacto y sedimentación final. Los lodos son parcialmente deshidratados mediante filtros de vacío y posteriormente incinerados.



- | | |
|---|--|
| 1. REJILLA | 7. TANQUE DIGESTOR DE LODOS |
| 2. CAMARA DESARENADORA | 8. TANQUE DE LODOS ACTIVADOS |
| 3. TANQUE SEDIMENTADOR PRIMARIO | 9. LECHOS ABIERTOS PARA SECADO DE LODOS |
| 4. TANQUE SEDIMENTADOR SECUNDARIO | 10. LECHO SECADOR DE LODOS CUBIERTO CON VIDRIO |
| 5. TANQUE DOSIFICADOR | 11. TANQUE DE SEDIMENTACION FINAL |
| 6. FILTRO PERCOLADOR | L. LODOS |
| 6'. TANQUE DORMMUND | A. ARENA |
| 6". LAS BOQUILLAS ROCIAN LAS AGUAS NEGRAS SOBRE EL MATERIAL DE CONTACTO | |

"TIPOS COMUNES DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES"

VI. LEGISLACION VIGENTE

Los sistemas de alcantarillado son obras eminentemente de servicio social, por tal razón, es necesario que su funcionamiento y condiciones de operación sean regulados por ordenamientos legales tendientes, por una parte, a buscar el beneficio social coadyuvando al saneamiento de las poblaciones y, por otro lado, a evitar condiciones que puedan producir afectaciones negativas al ambiente y a la ecología de una determinada región.

A continuación se presentan las disposiciones legales más importantes relativas a los sistemas de alcantarillado, mencionando únicamente las partes de mayor interés, que deben ser consideradas por el ingeniero proyectista de un sistema de alcantarillado.

VI. Ley Federal de Aguas

La Ley Federal de Aguas es la disposición legal de mayor importancia respecto a la regulación y control de la explotación, uso y aprovechamiento de las aguas nacionales.

Los sistemas de alcantarillado se encuentran relacionados directamente con los recursos hidráulicos nacionales puesto que en la mayoría de los casos las aguas residuales son vertidas a las corrientes o depósitos naturales o son infiltradas al subsuelo y tanto unas como otras constituyen aguas propiedad de la nación.

Es por ello que la Ley mencionada contempla con amplitud lo relacionado con el agua residual que se maneja con los sistemas de alcantarillado reglamentando su uso y aprovechamiento.

Los puntos de mayor interés que trata la Ley Federal de Aguas respecto a los sistemas de alcantarillado son los siguientes:

TITULO PRIMERO DISPOSICIONES GENERALES

CAPITULO I DEL OBJETO DE LA LEY

ARTICULO 2º. Se declaran de utilidad pública.
(...)

VI.- Las obras y servicios de agua potable y alcantarillado;

(...)

XI.- Las obras hidráulicas destinadas a preservar y mejorar las condiciones ecológicas para el desarrollo de la fauna y flora acuáticas, en corrientes, lagos, lagunas, vasos y esteros;

(...)

XVIII.- La formación de poblados y la ejecución de obras para sus servicios públicos, en los casos en que por razón de obras hidráulicas se afectan centros de población;

(...)

CAPITULO SEGUNDO
DEL REGIMEN LEGAL DE LOS BIENES
OBJETO DE ESTA LEY

(...)

ARTICULO 5º. Son aguas de propiedad de la nación;

- I.- Las de los mares territoriales en la extensión y términos que fije el derecho internacional;
- II.- Las aguas marinas interiores;
- III.- Las de las lagunas y esteros que se comuniquen permanentemente o intermitentemente con el mar;
- IV.- Las de los lagos interiores de formación natural que estén ligados directamente a corrientes constantes;
- V.- Las de los ríos y sus afluentes directos o indirectos, desde el punto del cauce en que se inicien las primeras aguas permanentes, intermitentes o torrenciales, hasta su desembocadura en el mar, lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional;
- VI.- Las de las corrientes constantes o intermitentes y sus afluentes directos o indirectos, cuando el cauce de aquellas, en toda su extensión, o en parte de ellas, sirva de límite al territorio nacional o a dos entidades federativas, o cuando pase de una entidad federativa a otra o cruce la línea divisoria de la República;
- VII.- La de los lagos, lagunas o esteros cuyos vasos, zonas o riberas, estén cruzados por líneas divisorias de dos o más entidades o entre la República y un país vecino, o cuando el límite de las riberas sirva de lindero entre dos entidades federativas o a la República con un país vecino.
- VIII.- Las de los manantiales que broten en las playas, zonas marítimas, cauces, vasos o riberas

de los lagos, lagunas o esteros de propiedad nacional;

- IX.- Las que se extraigan de las minas;
- X.- Las que correspondan a la Nación en virtud de tratados internacionales; y
- XI.- Las aguas del subsuelo.

(...)

ARTICULO 8º. Las aguas residuales provenientes del uso a que se refiere el artículo 5º. de esta Ley son propiedad de la Nación.

(...)

CAPITULO SEGUNDO

DE LA EXPLOTACION, USO O APROVECHAMIENTO DE LAS AGUAS

(...)

CAPITULO SEGUNDO

DE LOS ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE Y DE OBRAS DE ALCANTARILLADO

(...)

ARTICULO 31.- A solicitud de las correspondientes autoridades estatales o municipales, la Secretaría* revisará y aprobará en su caso, los proyectos de las obras de agua potable y de alcantarillado que pretenden ejecutar cuando se trate de nuevas obras, o de modificar o sustituir en servicio.

ARTICULO 32.- El Ejecutivo Federal, a través de la Secretaría, podrá cooperar, a solicitud de los Municipios, en el costo de las obras para abastecimiento de agua y de las de alcantarillado de poblaciones, previa celebración del convenio respectivo previsto por esta Ley.

ARTICULO 33.- Cuando las condiciones de una población lo justifiquen, la Secretaría podrá cooperar parcial o totalmente con materiales y asesoramiento técnico, si los habitantes aportan el trabajo para la ejecución de obras de agua potable y alcantarillado.

* En este y en los casos siguientes al citar la "Secretaría" se refiere a la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

ARTICULO 34.- Los sistemas construídos total o parcialmente con fondos, aval o garantía del Gobierno Federal, serán administrados por la Secretaría directamente o en la forma que ésta determine en cada caso, entregándose a los Ayuntamientos cuando el Gobierno Federal haya recuperado las inversiones que tengan este carácter o se hayan extinguido las correspondientes obligaciones avaladas o garantizadas.

ARTICULO 35.- Las obras para abastecimiento de agua y las de alcantarillado de las poblaciones, podrán realizarse parcial o totalmente con fondos pertenecientes al erario federal o con fondos obtenidos con aval o cualquier otra forma de garantía otorgada por la Federación, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- I. Que se demuestre a través del estudio socio-económico de la Secretaría, que la población carece de capacidad económica para realizar por su cuenta las obras; y
- II. Que el Ayuntamiento, el Gobierno del Estado, o ambos, garanticen la recuperación de la inversión federal en los términos del convenio respectivo.

ARTICULO 36.- Los convenios de cooperación que en ejercicio del programa de inversiones autorizado, celebre la Secretaría, deberán contener:

- I. Las características del proyecto;
- II. Las medidas dispositivas, obras o plantas de tratamiento requeridas para prevenir y controlar la contaminación de las aguas, en los términos de la Ley de la materia;
- III. El monto y la forma de las aportaciones o de la garantía en su caso;
- IV. El procedimiento para recuperar las inversiones;
- V. La estructuración y facultades de los organismos encargados de administrar, operar y conservar los sistemas, así como la previsión de modificarlos cuando sea conveniente;
- VI. El destino de los ingresos;
- VII. La estipulación de que su vigencia se condicione a la expedición de disposiciones de carácter legal, sobre:

- a) Las cuotas por concepto de servicio medido y su obligatoriedad; y
- b) Las normas para la conexión a los sistemas, por parte de los usuarios.

TITULO QUINTO
DE LAS FALTAS Y DELITOS

CAPITULO I
DE LAS FALTAS

ARTICULO 175.- La Secretaría sancionará conforme a lo previsto por esta Ley las siguientes faltas:

- 1.- Arrojar sin permiso en los cauces o vasos de propiedad nacional, aguas de desecho o industriales;
- 2.1.5.b.- Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental.

Esta Ley y sus reglamentos correspondientes son los ordenamientos que rigen en el país en cuanto a la prevención y el control de la contaminación ambiental.

La Ley considera para su prevención, regulación, control y prohibición la presencia de: "toda materia o sustancia, o sus combinaciones o compuestos o derivados químicos y biológicos, tales como humos, polvos, gases, cenizas, bacterias, residuos y desperdicios y cualesquiera otros que al incorporarse o adicionarse al aire, agua o tierra, puedan alterar o modificar sus características naturales o las del ambiente, así como toda forma de energía o en el aire, agua o tierra, altere su estado normal".

Legalmente la disposición de las aguas residuales de un sistema de alcantarillado debe cumplir entre otros ordenamientos legales la Ley arriba referida dado que las descargas de estas aguas representan un probable elemento de contaminación ambiental.

Las descargas de aguas residuales de un sistema de alcantarillado son controlados específicamente por el siguiente reglamento.

2.1.5.c.- Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación de Aguas.

Este reglamento tiene como objetivo precisar y detallar las disposiciones legales para hacer aplicable la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental en lo que se refiere a la prevención y control de la contaminación de las aguas.

Enseguida se citan los artículos de dicho Reglamento que contienen las principales estipulaciones respecto a las descargas de los sistemas de alcantarillado.

ARTICULO 7º. Las descargas de aguas residuales, con excepción de las provenientes de usos puramente domésticos, deberán registrarse en la Secretaría de Recursos Hidráulicos (...).

ARTICULO 12.- El registro de las descargas de aguas residuales, tendrán por objeto contribuir a los estudios para determinar la calidad de los cuerpos receptores y las condiciones particulares que deban cumplir las propias descargas; así como la programación a corto plazo, mediano y largo plazo, de la acción para prevenir, controlar y abatir la contaminación de las aguas.

ARTICULO 13.- Los responsables de las descargas de aguas residuales que no sean arrojadas en el alcantarillado de las poblaciones, deberán dentro de un plazo de tres años contados a partir de la fecha del registro de la descarga, ajustarla a la siguiente:

TABLA DE MAXIMOS TOLERABLES

| | |
|-------------------------------|---|
| I.- Sólidos sedimentales | 1.0 ml/l |
| II.- Grasas y aceites | 70 mg/l |
| III.- Materia flotante | Ninguna que pueda ser retenida por malla de 3mm de claro libre cuadrado |
| IV.- Temperatura | 35° C |
| V.- Potencial hidrógeno (p.H) | 4.5 - 10.0 |

2.1.5.- Código Sanitario de los Estados Unidos Mexicanos

El Código Sanitario trata sobre la salubridad en general en todo el Territorio Nacional, y particularmente en el Título Tercero trata lo referente al Saneamiento del Ambiente.

La relación que guardan los sistemas de alcantarillado con los ordenamientos que se establecen en el Código Sanitario es, nuevamente, en cuanto a que las descargas de las aguas residuales pueden ser peligrosas para la salud humana y para el ambiente. De aquí que en el Código referido se mencione la Facultad de la Secretaría de Salubridad y Asistencia para realizar "... actividades de mejoramiento, conservación y restauración del medio ambiente tendiente a preservar la salud, así como de prevención y control de aquellas condiciones del ambiente que perjudican a la salud humana".

De una forma muy somera en las páginas anteriores se han presentado los aspectos legales más importantes que se relacionan con los sistemas de alcantarillado, sin embargo se recomienda, para complementar el conocimiento de este tema, la lectura completa de las Leyes y Reglamentos anteriormente citados.

B I B L I O G R A F I A

- Fair, G.M., Geyer, J.C., Orun, U.A.
Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol. I
Ed. Limusa, 1983.
- Harold E. Babbitt y E. Robert Baumann
Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras
Ed. C.E.C.S.A., 1980.
- W.A. Hardenbergh y Eduard B. Rodie
Ingeniería Sanitaria
Ed. C.E.C.S.A., 1981.
- Centro de Educación Continua
Apuntes de Sistemas de Alcantarillado
Facultad de Ingeniería.
- Steel Ernest W.
Abastecimiento de Agua y Alcantarillado
Ed. Gustavo Gili, 1965.
- Metcalf-Eddy
Ingeniería Sanitaria: Tratamiento, evacuación y Reutilización
de Aguas Residuales
Ed. Labor, S.A., 1985.
- Castillo Guerrero Javier
Aspectos Básicos para la Elaboración de Proyectos de
Alcantarillado Sanitario
Editado por el autor, 1983.
- Murguía Vaca Ernesto
Ingeniería Sanitaria
Editado por el autor, 1976.
- Sotelo Avila Gilberto
Hidráulica General
Ed. Limusa, 1982.
- Azevedo Neto J.M. y Acosta Alvarez Guillermo
Manual de Hidráulica
Ed. Harla, 1976.
- Joint Committee of the American Society of Civil Engineers and
the Water Pollution Control Federacion.
Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers.
Copyright, 1969.
- Linsley Ray K, y Franzini Joseph B.
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos
Ed. C.E.C.S.A., 1980.
- Springal Galindo Rolando
Hidrología
Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Márquez González Roberto
Aspectos Constructivos en la Red de Agua Potable y Alcantarillado.
Editado por el autor, 1983.
- Secretaría de Salubridad y Asistencia
Dirección de Ingeniería Sanitaria
Manual de Saneamiento, Vivienda, Agua y Desechos.
Ed. Limusa, 1984.
- Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario
en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
- Secretaría de Salud
Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sa-
nitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios.
Diario Oficial de la Federación, 18 de enero de 1988.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

**DISEÑO Y OPERACIÓN
DE PLANTAS DE
TRATAMIENTO**

Del 03 al 14 de Noviembre de 2003

ANEXOS

CI - 293

Instructor: M. en C. Constantino Gutiérrez Palacios
COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD
NOVIEMBRE DEL 2003

LA COBERTURA EN ALCANTARILLADO A TRAVÉS DE LA VARIACIÓN EN EL NÚMERO DE CONEXIONES, 1998 Y 1999

| Estado / Localidad | Conexiones de alcantarillado 1998 | | | | Incrementos | | | Disminuciones | | | Conexiones de alcantarillado 1999 | | | |
|--------------------|-----------------------------------|-----------|------------|---------|-------------|-------|------|---------------|-------|------|-----------------------------------|-----------|------------|---------|
| | Doméstica | Comercial | Industrial | Total | Dom. | Com. | Ind. | Dom. | Com. | Ind. | Doméstica | Comercial | Industrial | Total |
| TABASCO | 341,967 | 16,582 | 1,391 | 359,940 | 10,893 | 1,417 | 96 | | 3 | 76 | 352,860 | 17,996 | 1,411 | 372,267 |
| | 103,605 | 7,674 | 465 | 111,744 | 2,780 | 480 | 15 | 176 | 81 | 32 | 106,209 | 8,073 | 448 | 114,730 |
| TAMAULIPAS | 380,130 | 29,754 | 2,260 | 412,144 | 18,831 | 2,199 | 262 | 2,932 | 265 | | 396,029 | 31,688 | 2,522 | 430,239 |
| TLAXCALA | 63,584 | 2,227 | 108 | 65,919 | 1,931 | 252 | 11 | 2,404 | 70 | | 63,111 | 2,409 | 119 | 65,639 |
| VERACRUZ | 365,401 | 30,200 | 1,905 | 397,506 | 17,507 | 3,109 | 184 | 1,516 | 6,455 | 544 | 381,392 | 26,854 | 1,545 | 409,791 |
| YUCATAN | 4,791 | 28 | 1 | 4,820 | 5 | | | 1,010 | 28 | 1 | 3,786 | | | 3,786 |
| ZACATECAS | 130,031 | 4,360 | 715 | 135,106 | 12,641 | 456 | 587 | 902 | 617 | 100 | 141,770 | 4,199 | 1,202 | 147,171 |

TABLE 9-3

Typical design information for horizontal-flow grit chambers

| Item | Value | |
|---|-----------------|-----------------|
| | Range | Typical |
| Detention time, s | 45–90 | 60 |
| Horizontal velocity, ft/s | 0.8–1.3 | 1.0 |
| Settling velocity for removal of: | | |
| 65-mesh material, ft/min ^a | 3.2–4.2 | 3.8 |
| 100-mesh material, ft/min ^a | 2.0–3.0 | 2.5 |
| Headloss in a control section as percent of depth in channel, % | 30–40 | 36 ^b |
| Allowance for inlet and outlet turbulence | $2D_m - 0.5L^c$ | |

^a If the specific gravity of the grit is significantly less than 2.65, lower velocities should be used.

^b For Parshall flume control.

^c D_m = maximum depth in grit chamber;
 L = theoretical length of grit chamber.

Note: ft/s \times 0.3048 = m/s

ft/min \times 0.3048 = m/min

TABLE 9-7
Typical design information for primary
sedimentation tanks^a

| Item | Value | |
|--|---------------|---------|
| | Range | Typical |
| Primary settling followed by secondary treatment: | | |
| Detention time, hr | 1.5–2.5 | 2.0 |
| Overflow rate, gal/ft ² · d | | |
| Average flow | 800–1,200 | |
| Peak hourly flow | 2,000–3,000 | 2,500 |
| Weir loading, gal/ft · d | 10,000–40,000 | 20,000 |
| Primary settling with waste activated-sludge return: | | |
| Detention time, h | 1.5–2.5 | 2.0 |
| Overflow rate, gal/ft ² · d | | |
| Average flow | 600–800 | |
| Peak hourly flow | 1,200–1,700 | 1,500 |
| Weir loading, gal/ft · d | 10,000–40,000 | 20,000 |

^a Comparable data for secondary clarifiers are presented in Chap. 10.

Note: gal/ft² · d × 0.0407 = m³/m² · d

gal/ft · d × 0.0124 = m³/m · d

TABLE 9-8
Typical design information for rectangular and circular sedimentation tanks used for primary treatment of wastewater

| Item | Value | |
|----------------------------|------------------|---------|
| | Range | Typical |
| Rectangular | | |
| Depth, ft | 10–15 | 12 |
| Length, ft | 50–300 | 80–130 |
| Width, ft ^a | 10–80 | 16–32 |
| Flight speed, ft/min | 2–4 | 3 |
| Circular | | |
| Depth, ft | 10–15 | 12 |
| Diameter, ft | 10–200 | 40–150 |
| Bottom slope, in/ft | $\frac{3}{4}$ –2 | 1 |
| Flight travel speed, r/min | 0.02–0.05 | 0.03 |

^a If widths of rectangular mechanically cleaned tanks are greater than 20 ft, multiple bays with individual cleaning equipment may be used, thus permitting tank widths up to 80 ft or more.

Note: ft \times 0.3048 = m

in/ft \times 83.333 = mm/m

TABLE 10-5
Design parameters for activated-sludge processes

| Process modification | t_c , d | F/M , lb BOD ₅ applied/ lb MLVSS · d | Volumetric loading, lb BOD ₅ / 10 ³ ft ³ · d | MLSS, mg/L | V/Q , h | Q_r/Q |
|------------------------------|-----------|--|--|--|--|-----------|
| Conventional plug flow | 5–15 | 0.2–0.4 | 20–40 | 1,200–3,000 | 4–8 | 0.25–0.75 |
| Complete-mix | 5–15 | 0.2–0.6 | 50–120 | 2,500–6,500 | 3–5 | 0.25–1.0 |
| Step-feed | 5–15 | 0.2–0.4 | 40–60 | 1,500–3,500 | 3–5 | 0.25–0.75 |
| Modified aeration | 0.2–0.5 | 1.5–5.0 | 75–150 | 200–1,000 | 1.5–3 | 0.05–0.25 |
| Contact stabilization | 5–15 | 0.2–0.6 | 60–75 | (1,000–3,000) ^a (4,000–9,000) ^b | (0.5–1.0) ^a (3–6) ^b | 0.5–1.50 |
| Extended aeration | 20–30 | 0.05–0.15 | 10–25 | 1,500–5,000 | 18–36 | 0.5–1.50 |
| High-rate aeration | 5–10 | 0.4–1.5 | 100–1,000 | 3,000–6,000 | 2–4 | 1.0–5.0 |
| Kraus process | 5–15 | 0.3–0.8 | 40–100 | 2,000–3,000 | 4–8 | 0.5–1.0 |
| High-purity oxygen | 3–10 | 0.25–1.0 | 100–200 | 3,000–8,000 | 1–3 | 0.25–0.5 |
| Oxidation ditch | 10–30 | 0.05–0.30 | 5–30 | 1,500–5,000 | 8–36 | 0.75–1.50 |
| Sequencing batch reactor | N/A | 0.05–0.30 | 5–15 | 1,500–5,000 ^d | 12–50 | N/A |
| Deep shaft reactor | NI | 0.5–5.0 | NI | NI | 0.5–5 | NI |
| Single-stage nitrification | 8–20 | 0.10–0.25 (0.02–0.15) ^c | 5–20 | 1,500–3,500 | 6–15 | 0.50–1.50 |
| Separate stage nitrification | 15–100 | 0.05–0.20 (0.04–0.15) ^c | 3–9 | 1,500–3,500 | 3–6 | 0.50–2.00 |

^aContact unit.

^bSolids stabilization unit.

^cTKN/MLVSS.

^dMLSS varies depending on the portion of the operating cycle.

Note: $\text{lb}/10^3 \text{ ft}^3 \cdot \text{d} \times 0.0160 = \text{kg}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$

$\text{lb}/\text{lb} \cdot \text{d} = \text{kg}/\text{kg} \cdot \text{d}$

N/A = not applicable

NI = no information

| Coefficient | Basis ^c | Value ^b | |
|-------------|----------------------------|--------------------|---------|
| | | Range | Typical |
| k | d^{-1} | 2-10 | 5 |
| K_s | mg/L BOD ₅ | 25-100 | 60 |
| | mg/L COD | 15-70 | 40 |
| Y | mg VSS/mg BOD ₅ | 0.4-0.8 | 0.6 |
| k_d | d^{-1} | 0.025-0.075 | 0.06 |

^a Derived in part from Refs. 12, 19, and 42.

^b Values reported are for 20°C.

^c VSS = volatile suspended solids.

Note: $1.8(^{\circ}\text{C}) + 32 = ^{\circ}\text{F}$

TABLE 10-7
Typical information on the clean water oxygen-transfer efficiency of various diffuser systems^a

| Diffuser type and placement | Air flowrate, ft ³ /min · diffuser | SOTE (%) at 15 ft submergence ^b |
|-------------------------------|--|---|
| Ceramic discs—grid | 0.4–3.4 | 25–40 |
| Ceramic domes—grid | 0.5–2.5 | 27–39 |
| Ceramic plates—grid | 2.0–5.0 ^c | 26–33 |
| Rigid porous plastic tubes | | |
| Grid | 2.4–4.0 | 28–32 |
| Dual spiral roll | 3.0–11.0 | 17–28 |
| Single spiral roll | 2.0–12.0 | 13–25 |
| Nonrigid porous plastic tubes | | |
| Grid | 1.0–7.0 | 26–36 |
| Single spiral roll | 2.0–7.0 | 19–37 |
| Perforated membrane tubes | | |
| Grid | 1.0–4.0 | 22–29 |
| Quarter points | 2.0–6.0 | 19–24 |
| Single spiral roll | 2.0–6.0 | 15–19 |
| Jet aeration | | |
| Side header | 54.0–300 | 15–24 |
| Nonporous diffusers | | |
| Dual spiral roll | 3.3–10.0 | 12–13 |
| Mid-width | 4.2–45.0 | 10–13 |
| Single spiral roll | 10.0–35.0 | 9–12 |

TABLE 10-12
Typical design information for secondary clarifiers^a

| Type of treatment | Overflow rate, gal/ft ² · d | | Solids loading, lb/ft ² · h | | Depth, ft |
|--|---|-------------|---|------|--------------|
| | Average | Peak | Average | Peak | |
| Settling following air activated-sludge (excluding extended aeration) | 400–800 | 1,000–1,200 | 0.8–1.2 | 2.0 | 12–20 |
| Settling following oxygen activated-sludge | 400–800 | 1,000–1,200 | 1.0–1.4 | 2.0 | 12–20 |
| Settling following extended aeration | 200–400 | 600–800 | 0.2–1.0 | 1.4 | 12–20 |
| Settling following trickling filtration | 400–600 | 1,000–1,200 | 0.6–1.0 | 1.6 | 10–15 |
| Settling following rotating biological contractors: | | | | | |
| Secondary effluent | 400–800 | 1,000–1,200 | 0.8–1.2 | 2.0 | 10–15 |
| Nitrified effluent | 400–600 | 800–1,000 | 0.6–1.0 | 1.6 | 10–15 |

^a Adapted in part from Ref. 60.

Note: gal/ft² · d × 0.0407 = m³/m² · d

lb/ft² · h × 4.8824 = kg/m² · h

ft × 0.3048 = m

$$N = N_o \left(\frac{\beta C_{W_{alt}} - C_L}{C_{s_{20}}} \right) 1.024^{T-20} \alpha$$

- where
- N = lb O₂/hp · h transferred under field conditions
 - N_o = lb O₂/hp · h transferred in water at 20°C and zero altitude
 - β = salinity-surface tension correction factor, usually 1
 - $C_{W_{alt}}$ = oxygen saturation concentration for tap water at given temperature and altitude (see Appendix E and Fig. 10-17), mg/L
 - $C_{s_{20}}$ = oxygen saturation concentration in tap water 20°C
 - C_L = operating oxygen concentration, mg/L
 - T = temperature, °C
 - α = oxygen-transfer correction factor for waste (see Table 10-9)

TABLE 10-9
Typical ranges of oxygen-transfer capabilities
for various types of mechanical aerators^a

| Aerator type | Transfer rate, lb O ₂ /hp · h | |
|-----------------------------------|---|----------------------|
| | Standard ^b | Field ^c |
| Surface low-speed | 2.0–5.0 | 1.2–2.4 |
| Surface low-speed with draft tube | 2.0–4.6 | 1.2–2.1 |
| Surface high-speed | 2.0–3.6 | 1.2–2.0 |
| Surface downdraft turbine | 2.0–4.0 | 1.0–2.0 ^d |
| Submerged turbine with sparger | 2.0–3.3 | 1.2–1.8 ^d |
| Submerged impeller | 2.0–4.0 | 1.2–1.8 |
| Surface brush and blade | 1.5–3.6 | 0.8–1.8 |

^a Derived in part from Refs. 47, 48, and 63.

^b Standard conditions: tap water 20°C; at 14.7 lb/in² and initial dissolved oxygen = 0 mg/L.

^c Field conditions: wastewater, 15°C; altitude 500ft, $\alpha = 0.85$, $\beta = 0.9$; operating dissolved oxygen = 2 mg/L.

^d Recent research suggests that α values may be lower than 0.85.

Note: lb/hp · h × 0.6083 = kg/kW · h

lb/in² × 6.8948 = kN/m²

1.8(°C) + 32 = °F

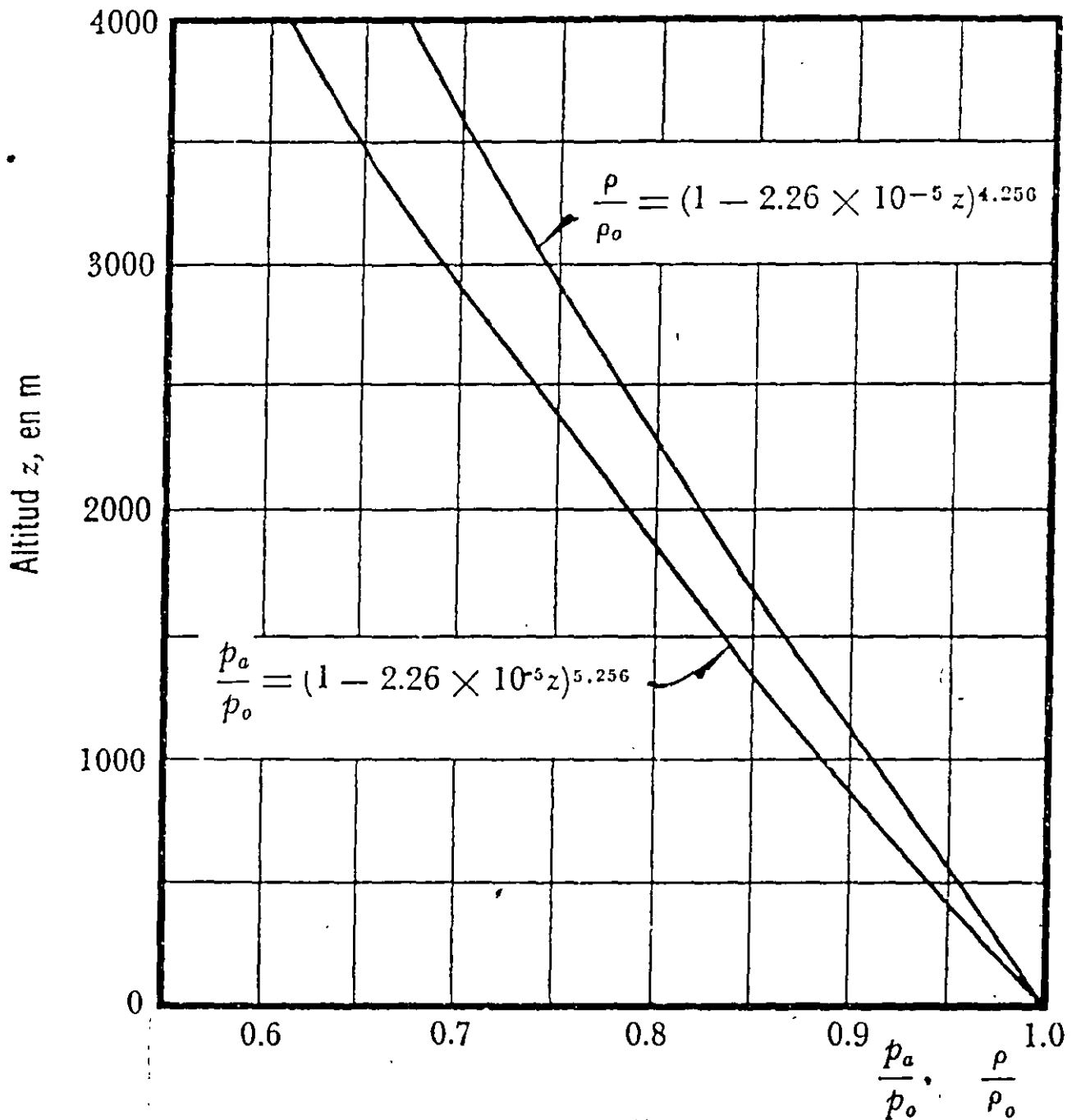


Figura 2.2. Variación con la altitud de la presión atmosférica y de la densidad del aire en la atmósfera estándar.

TABLE E-1

Dissolved-oxygen concentration in water as a function of temperature and salinity (barometric pressure = 760 mm Hg)^a

| Temp, °C | Dissolved-oxygen concentration, mg/L | | | | | | | | | |
|-------------|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Salinity, parts per thousand | | | | | | | | | |
| | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| 0 | 14.60 | 14.11 | 13.64 | 13.18 | 12.74 | 12.31 | 11.90 | 11.50 | 11.11 | 10.74 |
| 1 | 14.20 | 13.73 | 13.27 | 12.83 | 12.40 | 11.98 | 11.58 | 11.20 | 10.83 | 10.46 |
| 2 | 13.81 | 13.36 | 12.91 | 12.49 | 12.07 | 11.67 | 11.29 | 10.91 | 10.55 | 10.20 |
| 3 | 13.45 | 13.00 | 12.58 | 12.16 | 11.76 | 11.38 | 11.00 | 10.64 | 10.29 | 9.95 |
| 4 | 13.09 | 12.67 | 12.25 | 11.85 | 11.47 | 11.09 | 10.73 | 10.38 | 10.04 | 9.71 |
| 5 | 12.76 | 12.34 | 11.94 | 11.56 | 11.18 | 10.82 | 10.47 | 10.13 | 9.80 | 9.48 |
| 6 | 12.44 | 12.04 | 11.65 | 11.27 | 10.91 | 10.56 | 10.22 | 9.89 | 9.57 | 9.27 |
| 7 | 12.13 | 11.74 | 11.37 | 11.00 | 10.65 | 10.31 | 9.98 | 9.66 | 9.35 | 9.06 |
| 8 | 11.83 | 11.46 | 11.09 | 10.74 | 10.40 | 10.07 | 9.75 | 9.44 | 9.14 | 8.85 |
| 9 | 11.55 | 11.19 | 10.83 | 10.49 | 10.16 | 9.84 | 9.53 | 9.23 | 8.94 | 8.66 |
| 10 | 11.28 | 10.92 | 10.58 | 10.25 | 9.93 | 9.62 | 9.32 | 9.03 | 8.75 | 8.47 |
| 11 | 11.02 | 10.67 | 10.34 | 10.02 | 9.71 | 9.41 | 9.12 | 8.83 | 8.56 | 8.30 |
| 12 | 10.77 | 10.43 | 10.11 | 9.80 | 9.50 | 9.21 | 8.92 | 8.65 | 8.38 | 8.12 |
| 13 | 10.53 | 10.20 | 9.89 | 9.59 | 9.30 | 9.01 | 8.74 | 8.47 | 8.21 | 7.96 |
| 14 | 10.29 | 9.98 | 9.68 | 9.38 | 9.10 | 8.82 | 8.55 | 8.30 | 8.04 | 7.80 |
| 15 | 10.07 | 9.77 | 9.47 | 9.19 | 8.91 | 8.64 | 8.38 | 8.13 | 7.88 | 7.65 |
| 16 | 9.86 | 9.56 | 9.28 | 9.00 | 8.73 | 8.47 | 8.21 | 7.97 | 7.73 | 7.50 |
| 17 | 9.65 | 9.36 | 9.09 | 8.82 | 8.55 | 8.30 | 8.05 | 7.81 | 7.58 | 7.36 |
| 18 | 9.45 | 9.17 | 8.90 | 8.64 | 8.39 | 8.14 | 7.90 | 7.66 | 7.44 | 7.22 |
| 19 | 9.26 | 8.99 | 8.73 | 8.47 | 8.22 | 7.98 | 7.75 | 7.52 | 7.30 | 7.09 |
| 20 | 9.08 | 8.81 | 8.56 | 8.31 | 8.07 | 7.83 | 7.60 | 7.38 | 7.17 | 6.96 |
| 21 | 8.90 | 8.64 | 8.39 | 8.15 | 7.91 | 7.69 | 7.46 | 7.25 | 7.04 | 6.84 |
| 22 | 8.73 | 8.48 | 8.23 | 8.00 | 7.77 | 7.54 | 7.33 | 7.12 | 6.91 | 6.72 |
| 23 | 8.56 | 8.32 | 8.08 | 7.85 | 7.63 | 7.41 | 7.20 | 6.99 | 6.79 | 6.60 |
| 24 | 8.40 | 8.16 | 7.93 | 7.71 | 7.49 | 7.28 | 7.07 | 6.87 | 6.68 | 6.49 |
| 25 | 8.24 | 8.01 | 7.79 | 7.57 | 7.36 | 7.15 | 6.95 | 6.75 | 6.56 | 6.38 |
| 26 | 8.09 | 7.87 | 7.65 | 7.44 | 7.23 | 7.03 | 6.83 | 6.64 | 6.46 | 6.28 |
| 27 | 7.95 | 7.73 | 7.51 | 7.31 | 7.10 | 6.91 | 6.72 | 6.53 | 6.35 | 6.17 |
| 28 | 7.81 | 7.59 | 7.38 | 7.18 | 6.98 | 6.79 | 6.61 | 6.42 | 6.25 | 6.08 |
| 29 | 7.67 | 7.46 | 7.26 | 7.06 | 6.87 | 6.68 | 6.50 | 6.32 | 6.15 | 5.98 |
| 30 | 7.54 | 7.33 | 7.14 | 6.94 | 6.75 | 6.57 | 6.39 | 6.22 | 6.05 | 5.89 |
| 31 | 7.41 | 7.21 | 7.02 | 6.83 | 6.65 | 6.47 | 6.29 | 6.12 | 5.96 | 5.80 |
| 32 | 7.29 | 7.09 | 6.90 | 6.72 | 6.54 | 6.36 | 6.19 | 6.03 | 5.87 | 5.71 |
| 33 | 7.17 | 6.98 | 6.79 | 6.61 | 6.44 | 6.26 | 6.10 | 5.94 | 5.78 | 5.63 |
| 34 | 7.05 | 6.86 | 6.68 | 6.51 | 6.33 | 6.17 | 6.01 | 5.85 | 5.69 | 5.54 |
| 35 | 6.93 | 6.75 | 6.58 | 6.40 | 6.24 | 6.07 | 5.92 | 5.76 | 5.61 | 5.46 |
| 36 | 6.82 | 6.65 | 6.47 | 6.31 | 6.14 | 5.98 | 5.83 | 5.68 | 5.53 | 5.39 |
| 37 | 6.72 | 6.54 | 6.37 | 6.21 | 6.05 | 5.89 | 5.74 | 5.59 | 5.45 | 5.31 |
| 38 | 6.61 | 6.44 | 6.28 | 6.12 | 5.96 | 5.81 | 5.66 | 5.51 | 5.37 | 5.24 |
| 39 | 6.51 | 6.34 | 6.18 | 6.03 | 5.87 | 5.72 | 5.58 | 5.44 | 5.30 | 5.16 |
| 40 | 6.41 | 6.25 | 6.09 | 5.94 | 5.79 | 5.64 | 5.50 | 5.36 | 5.22 | 5.09 |

^a From Colt, J.: "Computation of Dissolved Gas Concentrations in Water as Functions of Temperature, Salinity, and Pressure." *American Fisheries Society Special Publication 14*, Bethesda, MD, 1984.

Dissolved-oxygen concentration in water as a function of temperature and barometric pressure (salinity = 0 ppt)^a

| Temp, °C | Dissolved-oxygen concentration, mg/L | | | | | | | | | |
|-------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Barometric pressure, millimeters of mercury | | | | | | | | | |
| | 735 | 740 | 745 | 750 | 755 | 760 | 765 | 770 | 775 | 780 |
| 0 | 14.12 | 14.22 | 14.31 | 14.41 | 14.51 | 14.60 | 14.70 | 14.80 | 14.89 | 14.99 |
| 1 | 13.73 | 13.82 | 13.92 | 14.01 | 14.10 | 14.20 | 14.29 | 14.39 | 14.48 | 14.57 |
| 2 | 13.36 | 13.45 | 13.54 | 13.63 | 13.72 | 13.81 | 13.90 | 14.00 | 14.09 | 14.18 |
| 3 | 13.00 | 13.09 | 13.18 | 13.27 | 13.36 | 13.45 | 13.53 | 13.62 | 13.71 | 13.80 |
| 4 | 12.66 | 12.75 | 12.83 | 12.92 | 13.01 | 13.09 | 13.18 | 13.27 | 13.35 | 13.44 |
| 5 | 12.33 | 12.42 | 12.50 | 12.59 | 12.67 | 12.76 | 12.84 | 12.93 | 13.01 | 13.10 |
| 6 | 12.02 | 12.11 | 12.19 | 12.27 | 12.35 | 12.44 | 12.52 | 12.60 | 12.68 | 12.77 |
| 7 | 11.72 | 11.80 | 11.89 | 11.97 | 12.05 | 12.13 | 12.21 | 12.29 | 12.37 | 12.45 |
| 8 | 11.44 | 11.52 | 11.60 | 11.67 | 11.75 | 11.83 | 11.91 | 11.99 | 12.07 | 12.15 |
| 9 | 11.16 | 11.24 | 11.32 | 11.40 | 11.47 | 11.55 | 11.63 | 11.70 | 11.78 | 11.86 |
| 10 | 10.90 | 10.98 | 11.05 | 11.13 | 11.20 | 11.28 | 11.35 | 11.43 | 11.50 | 11.58 |
| 11 | 10.65 | 10.72 | 10.80 | 10.87 | 10.94 | 11.02 | 11.09 | 11.16 | 11.24 | 11.31 |
| 12 | 10.41 | 10.48 | 10.55 | 10.62 | 10.69 | 10.77 | 10.84 | 10.91 | 10.98 | 11.05 |
| 13 | 10.17 | 10.24 | 10.31 | 10.38 | 10.46 | 10.53 | 10.60 | 10.67 | 10.74 | 10.81 |
| 14 | 9.95 | 10.02 | 10.09 | 10.16 | 10.23 | 10.29 | 10.36 | 10.43 | 10.50 | 10.57 |
| 15 | 9.73 | 9.80 | 9.87 | 9.94 | 10.00 | 10.07 | 10.14 | 10.21 | 10.27 | 10.34 |
| 16 | 9.53 | 9.59 | 9.66 | 9.73 | 9.79 | 9.86 | 9.92 | 9.99 | 10.06 | 10.12 |
| 17 | 9.33 | 9.39 | 9.46 | 9.52 | 9.59 | 9.65 | 9.72 | 9.78 | 9.85 | 9.91 |
| 18 | 9.14 | 9.20 | 9.26 | 9.33 | 9.39 | 9.45 | 9.52 | 9.58 | 9.64 | 9.71 |
| 19 | 8.95 | 9.01 | 9.07 | 9.14 | 9.20 | 9.26 | 9.32 | 9.39 | 9.45 | 9.51 |
| 20 | 8.77 | 8.83 | 8.89 | 8.95 | 9.02 | 9.08 | 9.14 | 9.20 | 9.26 | 9.32 |
| 21 | 8.60 | 8.66 | 8.72 | 8.78 | 8.84 | 8.90 | 8.96 | 9.02 | 9.08 | 9.14 |
| 22 | 8.43 | 8.49 | 8.55 | 8.61 | 8.67 | 8.73 | 8.79 | 8.84 | 8.90 | 8.96 |
| 23 | 8.27 | 8.33 | 8.39 | 8.44 | 8.50 | 8.56 | 8.62 | 8.68 | 8.73 | 8.79 |
| 24 | 8.11 | 8.17 | 8.23 | 8.29 | 8.34 | 8.40 | 8.46 | 8.51 | 8.57 | 8.63 |
| 25 | 7.96 | 8.02 | 8.08 | 8.13 | 8.19 | 8.24 | 8.30 | 8.36 | 8.41 | 8.47 |
| 26 | 7.82 | 7.87 | 7.93 | 7.98 | 8.04 | 8.09 | 8.15 | 8.20 | 8.26 | 8.31 |
| 27 | 7.68 | 7.73 | 7.79 | 7.84 | 7.89 | 7.95 | 8.00 | 8.06 | 8.11 | 8.17 |
| 28 | 7.54 | 7.59 | 7.65 | 7.70 | 7.75 | 7.81 | 7.86 | 7.91 | 7.97 | 8.02 |
| 29 | 7.41 | 7.46 | 7.51 | 7.57 | 7.62 | 7.67 | 7.72 | 7.78 | 7.83 | 7.88 |
| 30 | 7.28 | 7.33 | 7.38 | 7.44 | 7.49 | 7.54 | 7.59 | 7.64 | 7.69 | 7.75 |
| 31 | 7.16 | 7.21 | 7.26 | 7.31 | 7.36 | 7.41 | 7.46 | 7.51 | 7.46 | 7.62 |
| 32 | 7.04 | 7.09 | 7.14 | 7.19 | 7.24 | 7.29 | 7.34 | 7.39 | 7.44 | 7.49 |
| 33 | 6.92 | 6.97 | 7.02 | 7.07 | 7.12 | 7.17 | 7.22 | 7.27 | 7.31 | 7.36 |
| 34 | 6.80 | 6.85 | 6.90 | 6.95 | 7.00 | 7.05 | 7.10 | 7.15 | 7.20 | 7.24 |
| 35 | 6.69 | 6.74 | 6.79 | 6.84 | 6.89 | 6.93 | 6.98 | 7.03 | 7.08 | 7.13 |
| 36 | 6.59 | 6.63 | 6.68 | 6.73 | 6.78 | 6.82 | 6.87 | 6.92 | 6.97 | 7.01 |
| 37 | 6.48 | 6.53 | 6.57 | 6.62 | 6.67 | 6.72 | 6.76 | 6.81 | 6.86 | 6.90 |
| 38 | 6.38 | 6.43 | 6.47 | 6.52 | 6.56 | 6.61 | 6.66 | 6.70 | 6.75 | 6.80 |
| 39 | 6.28 | 6.33 | 6.37 | 6.42 | 6.46 | 6.51 | 6.56 | 6.60 | 6.65 | 6.69 |
| 40 | 6.18 | 6.23 | 6.27 | 6.32 | 6.36 | 6.41 | 6.46 | 6.50 | 6.55 | 6.59 |

^a From Colt, J.: "Computation of Dissolved Gas Concentrations in Water as Functions of Temperature, Salinity, and Pressure," *American Fisheries Society Special Publication 14*, Bethesda, MD, 1984.

Note: ppt = parts per thousand

Typical dosages for various chlorination applications in wastewater collection, treatment, and disposal

| Application | Dosage range, mg/L |
|--|--------------------|
| Collection | |
| Corrosion control (H ₂ S) | 2–9 ^a |
| Odor control | 2–9 ^a |
| Slime growth control | 1–10 |
| Treatment | |
| BOD reduction | 0.5–2 ^b |
| Digester- and Imhoff tank-foaming control | 2–15 |
| Digester supernatant oxidation | 20–140 |
| Ferrous sulfate oxidation | – ^c |
| Filter fly control | 0.1–0.5 |
| Filter-ponding control | 1–10 |
| Grease removal | 2–10 |
| Sludge-bulking control | 1–10 |
| Disposal (disinfection) | |
| Untreated wastewater (prechlorination) | 6–25 |
| Primary effluent | 5–20 |
| Chemical precipitation effluent | 2–6 |
| Trickling-filter plant effluent | 3–15 |
| Activated-sludge plant effluent | 2–8 |
| Filtered effluent (after activated-sludge treatment) | 1–5 |

^a Per mg/L of H₂S

^b Per mg/L of BOD₅ destroyed.

^c $6(\text{Fe SO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}) + 3\text{Cl}_2 \rightarrow 2\text{FeCl}_3 + 2\text{Fe}_2(\text{SO}_4) + 42\text{H}_2\text{O}$.