

81
291



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"SEDIMENTACION PRIMARIA EN EL TRATAMIENTO
DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CYNTHIA MIRANDA TREJO

DIRECTOR DE TESIS: M.C. CONSTANTINO GUTIERREZ PALACIOS.



MEXICO, D. F.

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-153/95

Señorita
CYNTHIA MIRANDA TREJO
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.C. CONSTANTINO GUTIERREZ PALACIOS, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"SEDIMENTACION PRIMARIA EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
MUNICIPALES"**

- I. INTRODUCCION
- II. GENERALIDADES
- III. TEORIA DEL PROCESO DE SEDIMENTACION
- IV. TIPOS DE SEDIMENTADORES
- V. ANALISIS DE CRITERIOS DE DISEÑO
- VI. EJEMPLO DE DISEÑO
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- VIII. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario, a 29 de mayo de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/GMP*jr



A DIOS

Por la vida.

Por iluminar cada día de mi existencia permitiéndome llegar a este momento tan importante para mí y para mi familia.

Esta página de mi vida,
sólo es el resultado de veinticinco años de enseñanza,
donde su mejor cátedra fue el amor.
Con admiración y respeto.

PROFRA. FELICITAS TREJO ESLAVA.
PROFR. PABLO MIRANDA JIMÉNEZ.

A mi Ángel de la Guarda

Que me cuida y ama tanto como yo a él.
Por compartir conmigo los buenos y malos momentos.
Por enseñarme con su ejemplo a luchar por lo que quiero
Pero sobre todo por ser mi mejor amigo.

LIC. LISANDRO MIRANDA TREJO.



A MI FAMILIA CON AMOR

**El logro que significa creer y crecer,
porque México no se explica,
a México se le ama con furia, con pasión, ...con desencanto.**

**A MI PAÍS
A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
A LA FACULTAD DE INGENIERÍA**

A mi Director de Tesis
por su apoyo y amistad incondicional que me brinda a cada momento.

M.C. CONSTANTINO GUTIERREZ PALACIOS.

Porque con su ejemplo y enseñanzas,
construyeron mi profesión.

A MIS PROFESORES
A MIS SINODALES

En especial al Prof. Pascual Valente Miranda y Galván porque sus conocimientos me encauzaron
en la elección de mi profesión, y al Ing. Héctor García Gutierrez por su amistad.

Por los cuidados y cariño que sólo ustedes han podido darme.

SR. DESIDERIO TREJO MEMBRILLO.

SRA. EUFRASIA ESLAVA SANTANA.

A la memoria de mis abuelos.

SR. ANDRÉS MIRANDA.

SRA. CONCEPCIÓN JIMÉNEZ.

A la memoria de mis abuelos adoptivos, que incondicionalmente me brindaron su cariño.

SR. JERÓNIMO SAGRERO.

SRA. JULIA OROS.

A su lado, los recuerdos de mis primeros años por siempre serán inolvidables.

PROFRA. M. REYNA TREJO ESLAVA.

PROFRA. OLGA TREJO ESLAVA.

DR. ROGELIO TREJO ESLAVA.

LIC. MIGUEL ANGEL TREJO ESLAVA.

Disfrutando a cada momento nuestra infancia.

RAÚL, CRISTIAN, ROGELIO, KARLA, MELISA, MIROSLAVA Y VIRIDIANA.

Con profundo cariño a una persona maravillosa con la que siempre podré contar.

EDMUNDO

Con quienes compartí las aulas universitarias sabedores, todos ellos, de las anhelosas fatigas a que nos sometemos en persecución de una de las más grandes aspiraciones.

CARLOS, FER, HUGO, RAÚL, RICARDO, Y SANTOS.

A MIS DEMÁS AMIGOS

Por sufrir junto conmigo desesperadas horas de trabajo.

LIS MAYELA

Í N D I C E

**ÍNDICE DE TABLAS
ÍNDICE DE FIGURAS**

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I. GENERALIDADES.....	5
1.1. Definición de Aguas Residuales.....	6
1.2. Fuentes Principales de la Contaminación.....	7
1.3. Origen de las Aguas Residuales.....	11
1.4. Aspecto y Estado de las Aguas Residuales.....	14
1.5. Composición de las Aguas Residuales.....	16
1.5.1. Características Físicas del Agua.....	16
1.5.2. Características Químicas del Agua.....	21
1.5.3. Características Bacteriológicas del Agua.....	27
1.6. Tratamiento de las Aguas Residuales.....	31
1.6.1. Definición de Tratamiento de Aguas Residuales.....	32
1.6.2. Clasificación de los Métodos de Tratamiento.....	33
1.6.3. Situación Actual en México.....	61

CAPÍTULO II. TEORÍA DEL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN	63
II.1. Historia de la Sedimentación	65
II.2. Clasificación de los Procesos de Sedimentación	67
II.2.1. Sedimentación Tipo 1	68
II.2.2. Sedimentación Tipo 2	81
II.2.3. Sedimentación Tipo 3	88
II.2.4. Sedimentación Tipo 4	94
CAPÍTULO III TIPOS DE SEDIMENTADORES	96
III.1. Generalidades	97
III.1.1. Dispositivos de Entrada	101
III.1.2. Deflectores Intermedios	102
III.1.3. Dispositivos de Salida	103
III.1.4. Dispositivos de Separación de Lodo	104
III.1.5. Zonas de un Tanque Sedimentador	104
III.2. Sedimentadores Circulares	105
III.2.1. Alimentación Central	106
III.2.2. Alimentación Perimetral	117
III.2.3. Alimentación de Fondo	124
III.2.4. Colector de Lodos	124
III.2.5. Rasantes	130
III.3. Sedimentadores Rectangulares	132
III.3.1. Entradas	133

INDICE

III.3.2.	Salidas.....	135
III.3.3.	Colector de Lodos.....	140
III.3.4.	Equipo Rasante.....	147
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE CRITERIOS DE DISEÑO.....		149
IV.1.	Conceptos Básicos.....	151
IV.1.1.	Tiempo de Retención.....	151
IV.1.2.	Carga Superficial.....	154
IV.1.3.	Carga sobre el Vertedor.....	154
IV.1.4.	Velocidad de Arrastre.....	154
IV.2.	Criterios de Diseño.....	155
IV.3.	Manejo de Lodos.....	172
CAPÍTULO V. EJEMPLO DE DISEÑO.....		175
V.1.	Consideraciones Generales.....	177
V.2.	Memoria de Cálculo.....	177
V.3.	Resultados.....	186
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		188
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA		
ANEXO 1		
ANEXO 2		

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA	TEXTO	PÁGINA
I.1	Composición promedio anual de aguas residuales	30
I.2	Operaciones, procesos y sistemas de tratamiento usados para remover los principales contaminantes contenidos en un agua residual municipal	35,36,37
I.3	Principales procesos biológicos comúnmente utilizados en el tratamiento de aguas residuales	48,49,50
I.4	Composición química típica de lodos crudos y digeridos	52
IV.1	Valores de diseño establecidos por la CNA	156
IV.2	Relación eficiencia de remoción de sólidos - carga hidráulica superficial	157
IV.3	Resultados prácticos al utilizar las ecuaciones para el cálculo de consumo de energía	158
IV.4	Valores típicos para el dimensionamiento de tanques de sedimentación primaria	161

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA	TEXTO	PÁGINA
IV.5	Tiempos de retención para diversas cargas superficiales y profundidades de tanques	162
IV.6	Valores de diseño para sedimentadores primarios	164
IV.7	Resumen de valores típicos en el diseño de tanques sedimentadores	165, 166, 167
IV.8	Resumen de cargas superficiales y profundidades de agua recomendados por varios organismos para tanques de sedimentación primaria	168, 169
IV.9	Resumen de tiempos de retención recomendados por varios organismos para tanques de sedimentación primarios	170
IV.10	Resumen de cargas sobre vertedores recomendados por varios organismos para tanques de sedimentación primaria	171
IV.11	Información típica sobre el peso específico y la concentración del lodo procedente de los tanques de sedimentación primaria	174
V.1	Resultados finales del diseño de un tanque sedimentador circular	186

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	TEXTO	PÁGINA
I.1	Sectores de influencia en la contaminación del agua	9
I.2	Diagrama de flujo generalizado de una planta de tratamiento de aguas residuales	38
I.3	Diagrama de flujo convencional del proceso de lodos activados	53
II.1	Fuerzas que actúan en la sedimentación	70
II.2	Coefficiente de arrastre para esferas, cilindros y discos	74
II.3	Tanque ideal de sedimentación	78
II.4	Acción de interacción de partículas en sedimentación	82
II.5	Columna de sedimentación y curvas de igual eliminación porcentual para partículas floculentas	87

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	TEXTO	PAGINA
II.6	Zonas de sedimentación	89
II.7	Sedimentador operando a un estado estable	92
III.1	Sedimentadores circulares	98,99
III.2	Sedimentador rectangular	100
III.3	Sedimentadores circulares	
III.3.a	Sedimentador circular de alimentación central con sistema raspador de remoción de lodos	105
III.3.b	Sedimentador circular de alimentación marginal con sistema hidráulico de succión de remoción de lodos	105
III.3.c	Sedimentador circular de alimentación marginal	106
III.4	Modelo general de flujo en sedimentadores de alimentación central	108

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	TEXTO	PÁGINA
III.5	Pipas alimentadoras	
III.5.a	Alimentación de lado	109
III.5.b	Pipa de alimentación vertical	109
III.5.c	Pipa de alimentación vertical con hendiduras	109
III.5.d	Pipa de alimentación con hendiduras y caja deflectora	109
III.6	Tanque de alimentación central con pipa horizontal	110
III.7	Modelo de velocidad típica en un sedimentador de alimentación central	112
III.8	Fenómeno de cascada de posibles sólidos en sedimentadores de lodos activados	113
III.9	Modelo de flujo con alimentación perimetral	117
III.10	Sedimentador con alimentación perimetral con modelo de flujo espiral de distribución de flujo	118

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	TEXTO	PÁGINA
III. 11	Alimentación perimetral	120
III. 12	Sedimentador final con toma elevada y difusor modificado	121
III. 13	Perfiles de velocidad en un típico sedimentador final	
III. 13.a	Sedimentador inmodificado	122
III. 13.b	Sedimentador con toma elevada y difusor	122
III. 13.c	Sedimentador con toma elevada	122
III. 14	Sedimentadores circulares con tolvas	
III. 14.a	Sedimentador circular con tolva anular	126
III. 14.b	Sedimentador circular con tolva concéntrica	126
III. 15	Geometría de un colector espiral	128
III. 16	Mecanismo rasante convencional para tanques circulares	132
III. 17	Sedimentador con entrada de difusor	135

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	TEXTO	PÁGINA
III.18	Colectores sumergidos constituidos de pipas con orificios	138
III.19	Tanque rectangular de sedimentación primaria	141
III.20	Tanque de sedimentación con mecanismos de arrastre de lodo por puente móvil	
III.20.a	Tanque sedimentador de paredes inclinadas. Los sólidos acumulados en el fondo se extraen por bombeo	143
III.20.b	Sedimentador rectangular convencional	144
IV.1	Variación del tiempo de sedimentación respecto a la temperatura en sedimentadores primarios	153
IV.2	Geometría de un tanque sedimentador primario de tipo rectangular	159
V.1	Dimensiones finales del cálculo del tanque sedimentador primario	187

INTRODUCCIÓN

El agua ha sido desde la creación del mundo, un elemento imprescindible para todos los seres vivos, necesaria para su mantenimiento, para formar parte de su composición o como medio ambiente de múltiples especies. Para la especie humana, las necesidades de agua y energía han ido siempre en orden creciente, a medida que se ha desarrollado la civilización y ha crecido la población en casi todas las áreas habitadas de la superficie terrestre

La relación entre los seres humanos y el planeta ha sufrido profundos cambios en este siglo. La implantación de nuevos modelos de desarrollo han determinado cambios en los estilos de vida y una transformación, por muchos desconocida, de los sistemas naturales. Nuestro país no es la excepción

INTRODUCCIÓN

México afronta serios problemas para dotar de servicios a su creciente población; el abasto de alimentos, el transporte, el suministro de agua potable, el desalojo de las aguas pluviales y residuales, y el equipamiento e infraestructura urbana requiere de soluciones cada vez más complejas y costosas.

Este crecimiento económico, basado en modelos y estilos de desarrollo que perciben de manera sectorial los sistemas naturales, implica la simultánea sobreexplotación, subutilización y degradación de la base de recursos, lo cual ha incidido en una merma de la calidad de vida y de los beneficios económicos, así como en un proceso de deterioro ambiental

En la actualidad, México enfrenta una disminución acelerada de la disponibilidad de este vital líquido en las zonas más pobladas, pese a que, nuestro país es uno de los pocos que disponen de tantas cuencas hidrológicas, las cuales ascienden a 320 con un escurrimiento medio anual superior a los 410 mil millones de metros cúbicos. Sin embargo la distribución y utilización de esta incalculable riqueza no es uniforme ni adecuado

Mientras el 3% de los escurrimientos se localizan en el norte del país e influyen en una tercera parte de su territorio, más de la mitad se ubica en el sureste, que apenas representa una quinta parte de la superficie nacional. Solo la región central, la más habitada, muestra cierto equilibrio al concentrar el restante 47% de los escurrimientos, sin embargo, sus demandas de agua son de tal magnitud que debe recurrirse a la explotación de otras cuencas que permita cubrir las necesidades de sus habitantes.

El acelerado crecimiento urbano e industrial de los centros de población del país ha propiciado un aumento en la extracción y consumo del vital líquido, derivando con ello una mayor generación de aguas residuales, las que, al ser descargadas sin tratamiento en los cuerpos receptores disminuyen su potencial de aprovechamiento

^ CONACYT, Información Científica y Tecnológica, Vol 13. Número 173, febrero 1991.

INTRODUCCIÓN

De seguir así, se llegarán a límites tales en que los daños a nuestra salud, a nuestra economía y fundamentalmente a nuestro ambiente serán irreparables e irreversibles.

Con esto se pone en evidencia la cada vez más creciente importancia del tratamiento de aguas residuales en nuestro país, que traerá consigo el liberamiento de volúmenes de agua potable que podrán ser destinados exclusivamente para uso doméstico, o bien de aguas tratadas reutilizables.

En las últimas décadas se ha intensificado esta práctica en todas las regiones del mundo, y paralelamente se han realizado investigaciones cada vez más intensas al respecto, dando como resultado la disponibilidad de una tecnología bastante depurada que tiende a utilizar aguas de calidad cada vez mejor, es decir, cada vez más tratadas.

La adaptación a las actividades de la naturaleza ha de ser factor básico para utilizar técnicas que sean capaces de procesar, reducir o aprovechar los residuos presentes en las aguas residuales de origen urbano.

En los sistemas de tratamiento de las aguas residuales la sedimentación primaria es una de las unidades que por lo general se utilizan ya sea en el tratamiento primario o como parte antecedente de mayores niveles de tratamiento. Por lo anterior, el propósito de este trabajo, es presentar de manera general los aspectos básicos de la teoría de la sedimentación, así como los criterios generales de diseño de un sedimentador primario, para ello el trabajo se desarrolló como se menciona a continuación.

En el primer capítulo, se tiene como finalidad proporcionar los conocimientos generales, así como definiciones que sirvan de base para adentrarse al campo de los procesos de tratamiento de aguas residuales.

INTRODUCCIÓN

En el siguiente capítulo se presenta la teoría básica sobre la que se fundamenta la sedimentación, desarrollando cada uno de los cuatro tipos de este proceso, la discreta, la floculenta, la zonal y la de compresión.

Los tipos de sedimentadores varían principalmente en base a su forma física, de estos los tanques circulares y rectangulares son los más comúnmente usados, por ello en el capítulo tercero se presenta un panorama de las tipificaciones de estos en cuanto a los dispositivos que los constituyen.

Posteriormente, se realiza un análisis comparativo de los diversos criterios utilizados en el diseño de tanques sedimentadores, circulares y rectangulares principalmente, dentro del campo profesional.

En el capítulo V, se presenta un ejemplo que ilustra el diseño de un tanque sedimentador circular, cabe mencionar que se eligió el de este tipo debido a su amplia aceptación dentro del ámbito profesional.

Finalmente se presentan las conclusiones más importantes que se obtuvieron en el desarrollo del trabajo, así como las recomendaciones que se consideran convenientes tomar en cuenta a fin de continuar con la difusión de trabajos relativos al diseño de las distintas unidades de una planta de tratamiento que sean más adecuadas a las condiciones nacionales.

CAPÍTULO I

I. GENERALIDADES

1.1. DEFINICIÓN DE AGUAS RESIDUALES

Para lograr un mejor entendimiento del concepto de agua residual es menester definir lo que se conoce como **contaminación del agua**; la cual es a lo que se denomina un ensuciamiento del agua, que de otro modo resultase inofensivo, por aguas de cloaca o por otros líquidos o suspensiones, haciéndola desagradable tanto a la vista como al olfato.

Así pues, se procederá a definir el concepto de aguas residuales desde dos puntos de vista.

Aguas Residuales: Son en esencia las aguas abastecidas a una población, las cuales han sido utilizadas en alguna actividad humana agregándoles por tanto, distintos elementos, sustancias, compuestos, energía y otros materiales que modifican sus características físicas, químicas y bacteriológicas reduciendo su calidad y transformándolas en riesgo para el ser humano y los ecosistemas. Asimismo, se incluyen en esta definición las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que puedan agregarse.

De acuerdo a las Normas Oficiales Mexicanas, se define como *Agua Residual*, "al líquido de composición variada proveniente de los usos domésticos, de fraccionamientos, agropecuario, industrial, comercial, de servicios o de cualquier otro uso, que por este motivo haya sufrido degradación de su calidad original".

L2. FUENTES PRINCIPALES DE LA CONTAMINACIÓN

El Diccionario Manual de la Lengua Española da su definición respecto de la acción de contaminar, " Penetrar la inmundicia un cuerpo, causando en él, manchas y mal olor"¹ sin embargo para el propósito que se persigue en este trabajo, tal definición deberá ser más amplia y específica.

¹Diccionario Manual e Ilustrado de la Lengua Española, Real Academia Española, Editorial Espasa-Calpe,S.A. Segunda Edición, Madrid 1950. Pág. 430.

Primeramente, se entenderá como **contaminante** a "toda aquella materia o energía en cualquiera de sus estados físicos, sólido, líquido o gas, y formas que al incorporarse o actuar en la atmósfera, agua, suelo, flora, fauna, o cualquier elemento natural, altere o modifique su composición y condición natural."²

De tal modo que, deduciendo de esta definición, se conceptualizará como **contaminación**, "toda aquella presencia en el ambiente de uno o más contaminantes, o bien de cualquier combinación de ellos, que cause desequilibrio ecológico."³

Comprendida en esencia lo que significa el hecho de contaminar, se procederá a enumerar, en base a diversos aspectos, las principales fuentes de contaminación del agua.

En base al conocimiento de su origen existen dos fuentes principales de la contaminación del agua: fuentes con un sitio preciso de origen y fuentes que no la tienen. Las primeras son fuentes que descargan sus contaminantes desde lugares bien definidos como son las tuberías de fábricas. En tanto que, las fuentes que no tienen un sitio preciso de origen no se localizan con tal precisión, e incluyen escurrimientos de calles, granjas, minas, y sitios de construcción entre otros. Así, la prevención de la contaminación del agua requiere un conjunto de controles de descargas de ambas fuentes.

Ahora bien, esta clasificación es en cuanto al conocimiento de su origen, pero ¿que hay de los sectores que conforman nuestra población ?

² Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Medio Ambiente (Y disposiciones generales), Colección Porrúa. Editorial Porrúa, S.A., Novena Edición, México 1994. Pág. 3.

³ IDEM.

En nuestro país se identifican tres grandes sectores de influencia en la contaminación del agua, mismos que se muestran en la Figura I.1.

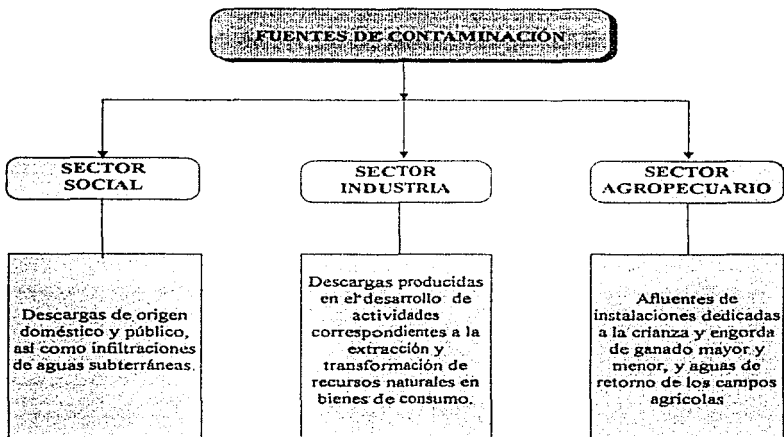


FIGURA I.1 SECTORES DE INFLUENCIA EN LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA

Para 1991 se estimó que la Zona Metropolitana de la Ciudad de México generó un gasto de 46 m³/s de aguas residuales, mientras que las ciudades de Monterrey y Guadalajara generaron 8.5 y 8.2 m³/s respectivamente que corresponden en conjunto al 34% nacional estimado en un gasto de 184 m³/s de los cuales 105 corresponden a la población y el resto a la industria.⁴

En 1992, se estimó que la descarga de aguas residuales municipales e industriales en aproximación era del orden de 200 m³/s de los cuales 40% provenientes del sector industrial, es decir un gasto de 80 m³/s, caudal que constituye el efluente más contaminante y heterogéneo proveniente de actividades de extracción y transformación de recursos naturales en bienes de consumo, como ya se mencionó anteriormente, entre las que destacan debido a su importancia volumétrica y grado de contaminación son: la industria azucarera, la industria química, la industria del papel y celulosa, la industria petrolera, la producción de bebidas, la industria textil y la industria siderúrgica.

Dada la dificultad para poder precisar la cantidad requerida de agua en la producción de un producto determinado, se estima que el volumen anual utilizado en el año de 1990 se incrementó, de los 4,600 millones de metros cúbicos de 1980, a 9,500 millones de metros cúbicos, y que para el año 2000 ascenderá a 22,700 millones de metros cúbicos.

En tanto que, en el sector agropecuario se estima un consumo del 82% del agua aplicada, generando en 1990 8,345 millones de metros cúbicos de aguas residuales, en tanto que, para el año 2000 se piensa en una generación de 11,085 millones de metros cúbicos.⁵

⁴ IDEM

⁵ Información Científica y Tecnológica. CONACYT, México, Febrero 1991. Pág. 28.

L3. ORIGEN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales tienen variadas procedencias, las cuales pueden ser:

A) Desperdicios Caseros

Como resultado de actividades domésticas, tales como lavado de ropa y lona, limpieza y preparación de alimentos, así como baño y desperdicios de cocina, las cuales adicionan al agua abastecida agentes espumantes y partículas de alimentos y grasas.

B) Excreta

De todos los desechos éstos son los más importantes en lo referente a salud humana debido a que pueden llegar a contener organismos patógenos sumamente perjudiciales para el hombre. Dichos desechos son el resultado de exoneraciones corporales que llegan a formar parte de las aguas residuales mediante los sistemas hidráulicos de los retretes y en cierto grado de los procedentes de los animales que van a dar a las alcantarillas.

C) Desechos Industriales

Son los productos de desecho provenientes de los procesos fabriles, los cuales varían de acuerdo al tipo de industria. Dentro de estas industrias se pueden citar algunas tales como la industria curtidora, de la celulosa y papel, del petróleo, eléctrica, y azucarera entre otras.

Muchos de estos desperdicios contienen agentes tensioactivos o espumantes, detergentes y otras sustancias químicas, los cuales en ocasiones deben recibir un tratamiento preliminar antes de ser vertidos al desagüe municipal.

D) Aguas de Lavado de las Calles y Corrientes Pluviales

A causa de las lluvias, son depositadas en la tierra cantidades variables de agua, las cuales en su mayoría arrastran polvo, arena, hojas y otros tipos de basura como consecuencia del lavado de la superficie. El volumen de las corrientes pluviales varían según la precipitación, la topografía del lugar y las superficies techadas y pavimentadas.

En ocasiones estos escurrimientos son captados sin ser mezclados con las aguas residuales, sin embargo no siempre es así, pues en algunas comunidades las corrientes pluviales descargan directamente al alcantarillado.

E) Infiltraciones de Aguas Subterráneas

Con el transcurso del tiempo la tubería colectora de aguas residuales se va soterrando quedando en la mayoría de las ocasiones por debajo del nivel del manto de agua subterránea.

Asimismo debido a que las juntas entre secciones de tubería no queda total y perfectamente bien ajustadas, siempre queda abierta la posibilidad de infiltraciones subterráneas, que aunque si bien no pueden ser determinadas con exactitud, puede decirse que si son de efecto considerable y varían en base al tipo de alcantarilla que se tenga, tipo de suelo, condiciones de agua subterránea, lluvia, y demás condiciones climatológicas.

Conocido ya el origen de las aguas residuales, puede decirse que, de acuerdo a su procedencia se tienen cinco distintos tipos de aguas residuales los cuales se enumeran a continuación junto con su correspondiente definición.

1. **Aguas Residuales Domésticas.** Aquellas cuyo contenido primordial son desechos humanos, animales y caseros, se recogen de viviendas, edificios comerciales e instituciones de la comunidad. Pueden incluir desechos de procesos industriales, así como la infiltración de agua subterránea y otros desechos líquidos.
2. **Aguas Residuales Sanitarias.** Este tipo abarca las de tipo doméstico además de incluir todos los desechos de tipo industrial de la población.
3. **Aguas Residuales Pluviales.** Formadas por todo el escurrimiento superficial de las lluvias, que fluyen desde los techos, pavimentos y otras superficies naturales del terreno.
4. **Aguas Residuales Combinadas.** Es el resultado de la mezcla de los tres tipos inmediato anteriores de aguas residuales, cuando son colectadas en las mismas alcantarillas.
5. **Aguas Residuales de Desechos Industriales.** Como su mismo nombre lo indica son las provenientes de procesos industriales. Estas pueden ser colectadas y dispuestas aisladamente o bien formar parte de las aguas residuales sanitarias o combinadas. Tales desechos varían de acuerdo al proceso y contienen cierta cantidad del material en proceso o de los productos químicos utilizados con propósitos de procedimiento.

L4. ASPECTO Y ESTADO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Relativo al aspecto que adoptan las aguas residuales, éste varía con respecto al transcurso del tiempo, cuando dichas aguas son frescas y recién descargadas flotan en ellas cantidades variables de materia, tales como astillas, papel, sustancias fecales, plástico y demás residuos propios de la actividad cotidiana.

Su olor, es parecido a moho no desagradable y de coloración grisácea. Al paso del tiempo ya el olor es ofensivo y desagradable, pasando su coloración del gris al negro. Aparecen elementos negros flotando en la superficie o a través del líquido, y se observa ya gas en forma de burbujas.

Es por ello que, dada la extensión y naturaleza de la descomposición bacteriana de los sólidos contenidos en las aguas residuales, se han definido términos que describen los diversos estados de las aguas residuales, estados que se mencionan a continuación.

- A) Aguas Residuales Frescas.** El mismo nombre lleva implícita su definición, pues son aquellas las cuales han sido recién descargadas. Tales aguas son turbias de color grisáceo y olor mohoso no desagradable que contienen grandes cantidades de sólidos, sean en suspensión o flotando. El grado para merecer el estado de frescas, es determinado, y por consiguiente dependiente, de la cantidad de oxígeno disuelto presente en las aguas residuales, ya que mientras exista oxígeno suficiente para mantener la composición aeróbica se tendrán aguas residuales frescas.

- B) Aguas Residuales Sépticas.** En este tipo de aguas el oxígeno disuelto que pudiese existir ha desaparecido. El O.D. se ha agotado y por tanto los sólidos han entrado en descomposición anaerobia con la subsecuente producción de ácido sulfhídrico y otros gases, provocándose así, un olor fétido y desagradable. El color ha pasado del gris al negro.
- C) Aguas Residuales Establecidas.** El término describe aquellas aguas en las que los sólidos han sido descompuestos hasta sólidos relativamente inertes que no están sujetos a descomposiciones ulteriores, o bien que son descompuestos muy lentamente. Ya existe presencia de oxígeno disuelto pues ha sido absorbido de la atmósfera, su olor es casi nulo con pocos sólidos suspendidos

De tales definiciones se desprende la necesidad de ampliar, de manera breve, los conceptos respecto a, descomposición aerobia y descomposición anaerobia.

Existen en la naturaleza dos importantes ciclos que suponen el crecimiento y descomposición de la materia orgánica. El ciclo aerobio, en el que el oxígeno es utilizado en la descomposición de la materia orgánica, y el ciclo anaerobio, en el que no es utilizado dicho oxígeno en tal descomposición.

1.5. COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Un adecuado entendimiento de las características físicas, químicas y bacteriológicas de las aguas residuales, conlleva a una acertada elección del tipo de tratamiento que ha de aplicarse a un tipo de aguas en específico

Por composición han de referirse a los constituyentes físicos, químicos y biológicos que contienen las aguas residuales, y según la cantidad de estos, el agua residual podrá clasificarse como fuerte, media o débil.

Dicha composición varía diaria, semanal y anualmente siendo función del estilo de vida de la población en estudio. A continuación cada uno de estos constituyentes se definirán para una mejor comprensión.

1.5.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL AGUA

Dentro de estas se encuentran las siguientes:

- A) Color.** Aún el agua pura no es incolora pues a grandes volúmenes se torna de un tinte azul verdoso pálido. En aguas residuales el color nos indica el tiempo que las descargas de aguas residuales han estado dentro del sistema de alcantarillado.

Las aguas residuales domésticas tienen color pardo grisáceo y cambian su apariencia a negrozco con el tiempo. Las aguas industriales pueden variar mucho de color, dependiendo del proceso en el que se usa el agua y de las sustancias que se le agregan.

El color que se presenta en el agua puede ser de origen mineral (Fe, Mn) o vegetal, como los producidos por materia orgánica en suspensión, algas, semillas, protozoarios, etc. En los desechos industriales puede deberse a sustancias solubles procedentes de minas, refinerías, y productos químicos (sustancias orgánicas e inorgánicas)

No existe una correlación entre color y su índice de contaminación o con un efecto específico en la salud, pero es de aspecto sospechoso y desagradable estéticamente. Relacionado con el PH, aumenta al aumentar este.

Es posible identificar los siguientes tipos de color:

COLOR REAL O VERDADERO Es el que se debe a sustancias en solución

COLOR APARENTE Debido a sustancias en solución y suspensión

Los consumidores rechazan el agua muy coloreada por razones estéticas y en algunos usos industriales puede llegar a ser inaceptable, como por ejemplo en la producción de papel artístico de alta calidad.

- B) Conductividad Eléctrica.** Esta depende de la cantidad de sales disueltas existentes en el agua, por lo que, en soluciones diluidas es aproximadamente proporcional al contenido de Sólidos Disueltos Totales (SDT)
-

C) Sabor. Es un parámetro no muy usado ya que es muy difícil que alguien acepte saborear un agua residual.

D) Sólidos. La remoción de sólidos es una de las principales preocupaciones en una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Estos se clasifican en dos grupos generales basándose en su composición y en su condición física, tales grupos son :

SÓLIDOS ORGÁNICOS: Aquellos que tienen su origen a partir de la materia viviente, incluyéndose tanto los productos de desecho humano, vegetales y animales, como la materia animal muerta, organismos o tejidos vegetales, aunque pueden incluirse también ciertos compuestos orgánicos sintéticos. Son sustancias que contienen carbono, hidrógeno y oxígeno estando algunos combinados con nitrógeno, azufre o fósforo. Los grupos principales son las proteínas, los hidratos de carbono y las grasas junto con sus productos de descomposición.

Estos sólidos son aprovechados por las bacterias para su alimentación.

SÓLIDOS INORGÁNICOS: Elementos inertes no sujetos a la degradación. Comúnmente sustancias minerales tales como arena, grava y sales provenientes de abastecimientos de agua que generan dureza en el líquido y un alto contenido mineral.

De acuerdo a su condición física se clasifican como sólidos suspendidos, coloidales y disueltos.

SÓLIDOS SUSPENDIDOS: Los que están en suspensión y que son perceptibles a simple vista en el agua.

Estos sólidos pueden separarse de las aguas residuales por medios físicos como la sedimentación o como la filtración, se dividen en **sólidos sedimentables**, que es la porción de sólidos suspendidos cuyo peso y tamaño son suficientes para que sedimenten en un periodo determinado que generalmente es de una hora, y **sólidos coloidales**, los que se definen como la diferencia entre los SST (Sólidos Suspendidos Totales) y los suspendidos sedimentables.

SÓLIDOS DISUELTOS: De los sólidos totales disueltos de un agua residual de tipo doméstico, aproximadamente un 90% está disuelto y el restante se encuentra en estado coloidal. De el total de sólidos disueltos aproximadamente el 40% es material orgánico y el resto inorgánico.

Finalmente los **SÓLIDOS TOTALES**, son todos los constituyentes sólidos de las aguas residuales, y son la totalidad de sólidos orgánicos e inorgánicos, o la totalidad de los sólidos suspendidos y disueltos.

- E) Temperatura.** La temperatura del agua residual es un aspecto de suma importancia en una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Es importante por su efecto en otras propiedades, ya que puede acelerar las reacciones químicas y biológicas y reducir la solubilidad de los gases, acentuar los olores y sabores, e inhibir la vida, así como por su influencia en la selección y diseño de los procesos de tratamiento.

De estos, los dos efectos más importantes de la temperatura en una planta de tratamiento son:

SOLUBILIDAD DEL OXÍGENO EN EL AGUA: Debido a la presión atmosférica, siempre existe una pequeña cantidad de oxígeno en el agua. A medida que aumenta la temperatura del agua, disminuye su capacidad de disolver el oxígeno y, como consecuencia, éste irá disminuyendo en el agua.

ACTIVIDAD MICROBIOLÓGICA: Dentro de determinados rangos de temperatura, a medida que aumenta la temperatura del agua, se incrementa la actividad de los microorganismos, como consecuencia de este incremento de actividad los microorganismos necesitarán de más oxígeno.

Por ejemplo, la temperatura óptima para la actividad bacteriana es de 25 a 37°C. La digestión anaerobia y la nitrificación se detienen cuando la temperatura alcanza los 50°C y cuando ésta llega por debajo de los 15°C las bacterias productoras de metano quedan inactivas y a los 5°C las bacterias nitrificantes autotróficas prácticamente cesan su funcionamiento.

- F) Turbiedad.** Es la característica que hace aparecer el agua como sucia o borrosa de apariencia nebulosa. Es causada por partículas suspendidas y coloidales que limitan el paso de la luz a través del agua. Pueden ser partículas minerales (limo, arcilla, Zn, Fe, Mn), u orgánicas (microorganismos, aserrín, fibras orgánicas). El origen puede ser el producto de la intemperización y erosión (transporte) ejercida por los ríos o desechos domésticos e industriales. El crecimiento del grado de turbiedad depende de la concentración de partículas, tamaño, dispersión y propiedades de absorción de la luz.

No existe una correlación directa con aspectos de salud, ni siquiera con su contaminación con aguas residuales. Sin embargo, las partículas que imparten turbiedad constituyen defensas para los microorganismos y les sirven de protección a la acción de desinfectantes.

- G) Olor.** El olor se asocia a la descomposición y putrefacción de la materia orgánica, es causado tanto por los gases que produce la descomposición como por los desechos industriales que transporta el agua. El olor indica el origen del agua y su grado de descomposición. Es debido a una gran cantidad de sustancias, organismos microscópicos vivos (algas), vegetación en estado de descomposición, materia orgánica en descomposición (desagües domésticos e industriales), y una gran cantidad de productos químicos. Se ha intentado controlar con la adición de cloro, pero hay sustancias que producen peor olor al combinarse con él.

El agua residual reciente tiene un olor ligero y no necesariamente desagradable, menos ofensivo que el del agua residual anaerobia o séptica.

No hay una relación directa entre el olor y la salud, pero desde el punto de vista estético el empleo de aguas con olor puede ser sumamente desagradable.

L5.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DEL AGUA

- A) Acidez.** Es la capacidad para neutralizar el OH. La acidez en las aguas residuales es generalmente debido a la presencia de bióxido de carbono.

El bióxido de carbono proviene en parte de la atmósfera, y principalmente es el producto final de la descomposición de la materia orgánica. Otra fuente de acidez en el agua es la presencia de ácidos minerales debidos a desechos industriales.

La acidez del agua le comunica a ésta un alto poder corrosivo, lo que puede ocasionar grandes pérdidas en tuberías. Además puede diluir otras sustancias dañinas a la salud

- B) Alcalinidad.** Es la capacidad de un agua para neutralizar ácidos. La alcalinidad es debida a la presencia de los iones hidróxido (OH), bicarbonato (HCO_3) y carbonato (CO_3). La alcalinidad no tiene gran importancia desde el punto de vista sanitario.

Altas concentraciones de alcalinidad puede producir precipitaciones de sales de calcio en tuberías y artefactos. Se encuentra relacionado con la dureza

La alcalinidad es útil en el agua ya que proporciona un amortiguamiento para resistir los cambios de PH.

Normalmente se tiene alcalinidad cáustica, por encima del PH 8.2, y alcalinidad total, por encima del PH 4.5.

- C) Cloruro.** Responsable por el sabor salobre en el agua es un indicador de posible contaminación del agua residual debido al contenido de cloruro en la orina, además debido a la práctica de desinfectar el agua con cloro.

El sabor de Cl^- se hace presente con 250 - 500 mg/l, aunque una concentración hasta 1500 mg/l es poco probable que sea dañina en consumidores de buen estado de salud.

En general, toda materia orgánica reacciona con el cloro. La presencia de ella puede producir trihalometanos que aún en pequeñas concentraciones pueden ser de efectos cancerígenos.

- D) DBO.** Se define como la cantidad de oxígeno aproximada que será consumida por los microorganismos en la oxidación biológica de la materia orgánica. Es decir, los organismos vivos aeróbicos requieren de oxígeno disuelto para poder realizar sus funciones vitales, la DBO lo que hace es medir la cantidad de O.D (Oxígeno Disuelto) que consumen tales organismos para "estabilizarla" reduciendo la materia orgánica a compuestos más simples que no provocan daños tan serios como los que provoca la materia orgánica sin estabilizar.

En conclusión, la DBO es una forma indirecta de medir la cantidad de materia orgánica existente en el agua.

Existen varias medidas importantes de la DBO para aguas residuales

- | | | |
|-----|------------------|--------------------------------|
| 1.- | DBO ₅ | Demanda biológica al día cinco |
| 2.- | DBOU | Demanda última de oxígeno. |
| 3.- | DN | Demanda nitrogenada de oxígeno |

La prueba DBO₅ representa sólo una fracción de la demanda última.

- E) DQO.** Es una medida de la cantidad de oxígeno requerida para la oxidación química de la materia presente en el agua. Como no sólo materia orgánica es oxidable, sino que también lo son compuestos inorgánicos, este parámetro normalmente es mayor que la DBO

- F) OD.** El oxígeno es un elemento indispensable para mantener la vida en cualquiera de sus formas. Es un gas que puede ser disuelto por el agua, razón por la cual se habla de "Oxígeno Disuelto" en el agua. Cuando en un agua residual desaparece el oxígeno disuelto se dice que se trata de un agua séptica, sin embargo esto no quiere decir que por ello no haya vida en ella.

Cuando el agua residual permanece durante mucho tiempo sin aerearse, el oxígeno disuelto que pudiera haber es aprovechado por los microorganismos aerobios existentes para realizar sus funciones vitales hasta el punto en que puede agotar totalmente este elemento. A partir de ese momento estos microorganismos comienzan a morir y empiezan a tomar su lugar los microorganismos anaerobios.

Los productos de la descomposición anaerobia incluyen el ácido sulfhídrico. En estas condiciones comienzan a aparecer burbujas en el agua. Las aguas saturadas de oxígeno tienen un sabor agradable, en tanto que, las que tienen deficiencia son insípidas. Sin embargo, para alimentar calentadores el O D es indeseable pues su presencia aumenta el riesgo de corrosión.

- G) Dureza.** La dureza de las aguas se debe a la presencia de cualquier catión polivalente, pero generalmente sólo se considera al calcio (Ca) y al magnesio (Mg) por ser los más abundantes en las aguas naturales. La presencia de estos cationes impiden la formación de espuma de jabón y causa gran desperdicio del mismo. Otro problema es la formación de precipitados dentro de las tuberías y accesorios, causando la reducción de su capacidad hidráulica.

Este problema es más agudo en las calderas, en los tubos de enfriamiento y en cualquier equipo metálico en donde se calienta el agua.

No se ha demostrado correlación entre las aguas con alto contenido de dureza y daños al organismo. Los problemas son de tipo domestico e industrial

- H) Fosfatos.** Son un nutrimento esencial para la vida. El fósforo es requerido para la reproducción y síntesis de nuevos tejidos celulares, su presencia es necesaria para el tratamiento biológico. El agua residual es rica en fósforo, debido a su alto contenido en desechos humanos y detergentes sintéticos.

El exceso de fosfatos provoca proliferación del crecimiento de plantas en el agua, ya que en forma natural es un factor limitante. En combinación con el nitrógeno es la causa de la eutroficación de cuerpos de agua.

- I) Nitrógeno.** Es un elemento importante pues las reacciones biológicas solo pueden efectuarse en presencia de suficiente nitrógeno. Éste se encuentra presente en la naturaleza en cinco formas principales:

- 1.- Nitrógeno Organico.
- 2.- Nitrógeno Amoniaca.
- 3.- Nitratos.
- 4.- Nitritos.
- 5.- Nitrógeno Gaseoso Elemental.

El orgánico normalmente contenido en proteínas de plantas y animales, el amoniacal producido por la descomposición de la materia orgánica, el nitrógeno gaseoso elemental es generado bajo condiciones anaerobias por la reducción bacteriana de los nitratos a nitritos y luego a nitrógeno gaseoso, en presencia de pequeñas cantidades de carbono.

El agua residual contiene en su mayoría nitrógeno amoniacal y orgánico. Durante el tratamiento biológico aerobio, el nitrógeno orgánico es removido o convertido a otras formas dependiendo del tipo de tratamiento empleado. El nitrógeno amoniacal puede ser oxidado a nitritos o nitratos, por la actividad bacteriana (nitrificación). Por tanto, si el agua es descargada antes de que ocurra la nitrificación el efluente contendrá amoniaco, el cual es toxico para algunos tipos de vida vegetal o animal. Los nitratos en el efluente, aunque es una fuente secundaria de oxígeno, es dañino también pues promueve el crecimiento excesivo de algas y otros organismos.

- J) Potencial de Hidrógeno (PH).** Este parámetro es considerado por algunos autores como característica física, sin embargo otros tantos lo considera como una característica química. La intensidad de acidez o alcalinidad de una muestra se mide en la escala de PH, que en realidad mide la concentración de iones de hidrogeno presente.

Los valores de PH varían entre 0 y 14 teniendo tres rangos.

Si el PH está entre 0 y 7 el agua pertenece al rango ácido.

Si el PH está entre 7 y 14 el agua pertenece al rango básico.

Si el PH vale exactamente 7 el agua pertenece al rango neutro.

Este parámetro es sumamente importante ya que los organismos que degradan la materia orgánica no son capaces de sobrevivir si el valor del PH es menor a 4.5 ni mayor a 9.5. Por otra parte, si se tienen valores de este parámetro muy bajos existe la fuerte tendencia por parte de las aguas a corroer todas las tuberías metálicas con las que entren en contacto. Además influye en muchos procesos, como la coagulación, desinfección, ablandamiento y en los procesos vitales.

- K) Sulfatos.** Compuestos abundantes en las aguas naturales, en combinación con calcio y magnesio causan incrustaciones duras en tuberías y equipos. En combinación con materia orgánica y bacterias sulforreductoras causan corrosión. En concentraciones de más de 500 mg/l tienen acción laxante. Puede existir toxicidad en plantas y animales en concentraciones de 200 a 500 mg/l. Finalmente pueden ser causantes de malos olores al reaccionar, en presencia de ciertas bacterias y formar ácido sulfhídrico.

1.5.3. CARACTERÍSTICAS BACTERIOLÓGICAS DEL AGUA

Las aguas residuales contienen grandes concentraciones de microorganismos, de los cuales se pueden encontrar principalmente entre estos las bacterias, los virus y otros.

BACTERIAS Son conocidos así ciertos organismos diminutos, unicelulares, que tienen funciones similares a las de las plantas. Su cantidad puede variar de manera importante desde 1 hasta 20 millones en un mililitro de agua.

VIRUS. Estos organismos son aún más pequeños que las bacterias, no juegan ningún papel importante en el tratamiento de aguas, sin embargo, siempre se encuentran presentes en las aguas residuales.

OTROS ORGANISMOS. Existen otros organismos que a diferencia de los virus si juegan un papel importante en el tratamiento de aguas residuales, como las algas y los rotíferos. Estos últimos junto con otros animales microscópicos se alimentan de bacterias y de materia orgánica, se les encuentra hacia el final de las unidades de aereación ya que no pueden sobrevivir en presencia de valores de DBO muy elevados.

En este punto es importante mencionar que la presencia de determinados organismos en el agua residual o en proceso puede indicar el buen o mal funcionamiento de la planta de tratamiento, como lo son los organismos filamentosos que provocan el abultamiento de los lodos

Los parámetros para establecer una aproximación de estos contaminantes biológicos son los coliformes totales y los coliformes fecales que incluye a los organismos originados en el tubo intestinal de los seres de sangre caliente y a los provenientes del suelo y vegetación. El grupo coliforme incluye a todas las bacterias aerobias y anaerobias facultativas no formadoras de esporas

Por tanto, la presencia de estos coliformes es tomado como un indicador de la presencia de organismos patógenos

Los organismos en el agua residual pueden ser removidos por procesos de tratamiento y mediante adición de químicos bajo condiciones controladas. Debido a la posibilidad de sobrevivencia de estos patógenos es importante disponer de instalaciones de desinfección para evitar la transmisión de enfermedades

**CAPÍTULO I
GENERALIDADES**

En esencia, la cantidad contenida en el agua residual de cada uno de estos parámetros, respecto a la aceptada para una calidad óptima de aguas residuales determinará su composición.

La **Tabla I.1** muestra una composición promedio de aguas residuales de comunidades estadounidenses, esperando por tanto ciertas variaciones en la práctica mexicana.

TABLA I.1 COMPOSICIÓN PROMEDIO ANUAL DE AGUAS RESIDUALES

CONTAMINANTES	UNIDAD	CONCENTRACIÓN		
		DÉBIL	MEDIA	ALTA
Sólidos Totales	mg/l	350	720	1200
Dissueltos Totales	mg/l	250	500	850
Dissueltos Fijos	mg/l	145	300	525
Dissueltos Volátiles	mg/l	105	200	325
Suspendidos Totales	mg/l	100	220	350
Suspendidos Fijos	mg/l	20	55	75
Suspendidos Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos Sedimentables	mg/l	5	10	20
DQO	mg/l	250	500	1000
DBO ₅	mg/l	110	220	400
Nitrógeno (Total como N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amortiacal	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo (Total como P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfatos	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (Como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasas	mg/l	50	100	150
Coliformes Totales	NMP/100ml	10E+6	10E+7	10E+8

FUENTE: METCALF AND EDDY, 1991.

L6. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

Es evidente que la problemática actual que sufre nuestro país, requiere de acciones inmediatas que permitan mejorar la calidad del agua consumida por nuestra sociedad, sea para consumo directo o consumo indirecto.

Aunque si bien, la práctica de recoger aguas residuales ha de remontarse a la antigüedad, el tratamiento de las mismas es de actividad reciente, pues podría decirse que ésta se inició hacia finales de los años 1800 y por supuesto principios del presente siglo. Basándose en los estudios realizados hacia la segunda mitad del siglo XIX por los investigadores Koch y Pasteur sobre gérmenes, que fueron determinantes en el encauzamiento hacia el principio de la época de la higiene.

En todo el mundo, la práctica de tratamiento de aguas residuales o bien en su defecto la primitiva reutilización de las mismas, se ha efectuado desde hace muchos años como se muestra en el Anexo I. Así por ejemplo, en Inglaterra debido a lo limitante del tamaño de sus ríos, el problema de contaminación por aguas residuales sin tratar se vio acrecentado, ideándose para ello métodos de tratamiento intensivo que acelerasen los medios naturales bajo condiciones controladas en instalaciones de tamaño relativamente pequeño. Instalándose primeramente procesos tales como la sedimentación, la precipitación química, y lodos activados, este último desarrollado en 1914 por Arden y Lockett.

Mientras tanto, en Estados Unidos de Norteamérica, a diferencia de Inglaterra, el tratamiento de aguas residuales hasta antes de los inicios del siglo XX no había recibido tanto interés.

En México hacia el año de 1956 se inició la operación en la Ciudad de México de la primera Planta de Tratamiento de Aguas Residuales localizada en el Bosque de Chapultepec destinándose las aguas tratadas al riego de áreas verdes y al llenado de lagos recreativos. Para 1978 ya se contaba con siete plantas de tratamiento con una capacidad instalada de 4.3 m³/s, sin embargo el mantenimiento a estas no era el adecuado y tampoco se contempló la red de distribución de aguas tratadas, aunada a estas razones, la fluctuación en los llenados de lagos en las distintas estaciones del año trajo consigo que solo 1.3 m³/s de dicha capacidad fuese aprovechable.

1.6.1. DEFINICIÓN DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Queda establecido que el agua recogida ha de devolverse a la tierra misma o a las aguas de nuestro planeta de donde ha sido extraída, y no precisamente en un estado crudo, ya que debido a las características perjudiciales de las mismas su disposición requiere de la consideración de diversos factores, en especial su inminente peligro para con la salud humana y los ecosistemas. Radicando aquí la importancia del tratamiento y disposición de las aguas residuales.

Se define como **Tratamiento de las Aguas Residuales** al sometimiento que se tenga de estas a procesos físicos, químicos y biológicos que han de realizarse en estructuras previamente diseñadas y construidas para que se lleven a cabo dichos procesos en condiciones y tiempos preestablecidos.

Ello implica que se tendrá un Sistema de Tratamiento de Aguas cuando se tenga un conjunto de estructuras que pueden o no estar equipadas, en la cual se llevan a efecto los procesos físicos químicos y biológicos que modifican las características del agua mejorando su calidad.

I.6.2. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE TRATAMIENTO

Debido a que el objetivo primordial del Tratamiento de Aguas Residuales es el de proporcionar un efluente con una calidad tal, que pueda ser descargado sin provocar daños a los ecosistemas, los contaminantes deberán ser eliminados por medios físicos, químicos o biológicos. En ocasiones, estos medios son usados de manera independiente en plantas de tratamiento, sin embargo en la mayoría de estas por lo menos dos de estos procedimientos interactúan uno con otro

A) MEDIOS FÍSICOS

Aplican esencialmente fuerzas físicas. Entre estos se encuentran el cribado, mezclado, transferencia de gas, sedimentación y filtración.

B) MEDIOS QUÍMICOS

Operaciones que se realizan mediante la adición de reactivos que provocan distintas reacciones químicas. Entre estas se cuenta con la precipitación y la desinfección, la coagulación y el intercambio iónico.

C) MEDIOS BIOLÓGICOS

Involucran la actividad de los microorganismos donde básicamente los contaminantes son transformados por los microorganismos en materia celular, energía para su metabolismo y en otros

compuestos orgánicos e inorgánicos. Se utiliza en la remoción de materia biodegradable sea soluble o coloidal.

Estos procesos se dividen en anaerobios y aerobios. El primero de estos se caracteriza por tener una baja tasa de síntesis bacteriana (baja producción de lodos de desecho), pues el 90% de la energía es utilizada en la producción de metano, en tanto que, el segundo utiliza el 65% de la energía en la síntesis celular generándose así mayor cantidad de biomasa (lodo no estabilizado) , cuyo tratamiento y disposición incrementa la dificultad técnica y el costo total de tratamiento.

El proceso anaerobio es un productor de energía (CH_4), mientras que el proceso aerobio es consumidor de esta forma de agitación y oxigenación. No obstante, el proceso anaerobio es más sensible a cambios ambientales.

En el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales son aplicables la mayoría de procedimientos físicos, químicos y biológicos o combinación de estos.

La Tabla 1.2 muestra la relación entre el tipo de contaminante y los procesos probables a aplicar, no siendo involucrados todos los procesos de Tratamiento de Aguas Residuales ya que solamente se mencionan los más aplicables y conocidos para poblaciones de entre 1,000 y 15,000 habitantes.

CAPÍTULO I
GENERALIDADES

TABLA 1.2 OPERACIONES, PROCESOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO USADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES CONTENIDOS EN UN AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACIÓN
Sólidos Suspendedos y Sedimentables	Cribado y Desmenuzados	F
	Sedimentación	F
	Flotación	F
	Filtración	F
	Coagulación/Sedimentación	Q / F
Orgánicos Biodegradables	Procesos Aerobios	
	Lodos Activados	B
	Filtro Percolador	B
	Discos Biológicos Rotatorios	B
	Lagunas Aereadas	B
	Lagunas Aerobias	B
	Procesos Anaerobios	
	Fosa Séptica	B
	Tanque Imhoff	B
	Laguna Anaerobia	B
	Filtro Anaerobio	B
Reactor Lecho de Lodos con Flujo Ascendente (UASB)	B	
Patógenos	Desinfección con:	
	Cloro	Q
	Dióxido de Cloro	Q

F= Medio Físico, Q= Medio Químico, B= Medio Biológico.

CAPITULO I
GENERALIDADES

TABLA 1.2 OPERACIONES, PROCESOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO USADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES CONTENIDOS EN UN AGUA RESIDUAL MUNICIPAL.

CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACIÓN
Patógenos	Desinfección con:	
	Hipoclorito de Calcio	Q
	Hipoclorito de Sodio	Q
	Ozonación	Q
	Luz Ultravioleta	Q
Nutrientes		
	Nitrógeno	Nitrificación y Desnitrificación con Biomasa Suspendida
	Nitrificación y Desnitrificación con Biomasa Fija	B
	Arrastre con Amoníaco	Q / F
	Intercambio Iónico	Q
	Cloración en el Punto de Quiebre	Q
Fósforo	Coagulación/Sedimentación con Sales Metálicas	Q / F
	Coagulación/Sedimentación con Cal	Q / F
	Remoción Bioquímica	B
Orgánicos Retractarios	Adsorción con Carbón Activado	F
	Ozonación	Q
Metales Pesados	Precipitación Química	Q
	Intercambio Iónico	Q

F= Medio Físico, Q= Medio Químico, B= Medio Biológico

TABLA 1.2 OPERACIONES, PROCESOS Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO USADOS PARA REMOVER LOS PRINCIPALES CONTAMINANTES CONTENIDOS EN UN AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

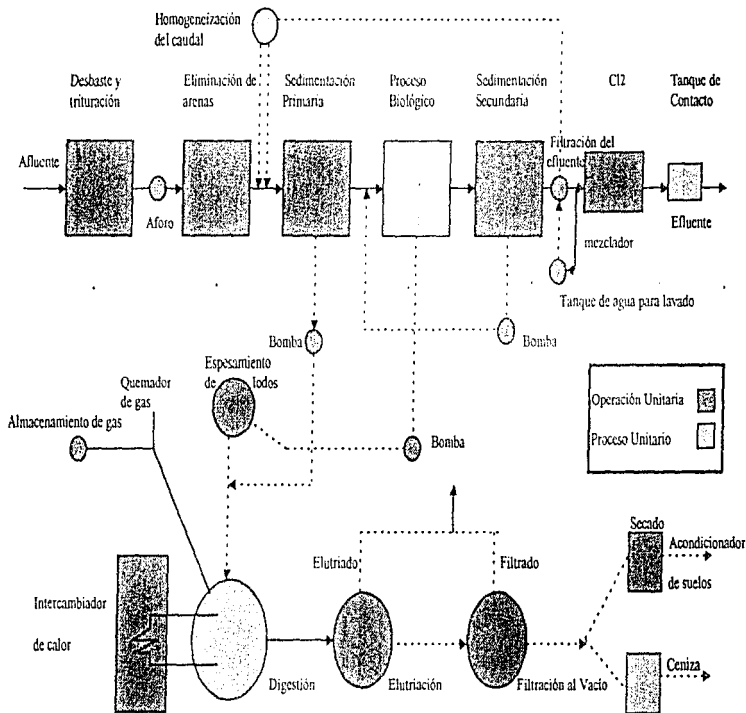
CONTAMINANTES	UNIDAD, PROCESO O SISTEMA DE TRATAMIENTO	CLASIFICACIÓN
Nutrientes		
Sólidos Orgánicos	Intercambio Iónico	Q
Disueltos	Ósmosis Inversa	F
	Electrodialisis	Q

F= Medio Físico, Q=Medio Químico, B= Medio Biológico

Los medios de tratamiento en los cuales son aplicables los medios físicos son denominadas **operaciones unitarias**, en tanto que, la utilización de medios químicos o biológicos trae consigo la aplicación de los llamados **procesos unitarios químicos y procesos unitarios biológicos** respectivamente.

La interacción de éstos, han de presentarse en combinaciones diversas en cada uno de los **sistemas de tratamiento**, sin embargo, la Figura 1.2 muestra un diagrama de flujo generalizado de una **Planta de Tratamiento de Aguas Residuales** que complementará la adecuada comprensión de la relación existente entre **operaciones unitarias y procesos unitarios**, sean químicos o biológicos.

FIGURA L2 DIAGRAMA DE FLUJO GENERALIZADO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



Dicha relación, constituye a su vez la clasificación del tratamiento como:

**TRATAMIENTO
PRELIMINAR**

Acondicionamiento de los desechos antes de su descarga a fin de neutralizar o eliminar sustancias dañinas para las alcantarillas y los procesos de tratamiento. O bien, pueden ser operaciones unitarias con el fin de preparar los desechos para un tratamiento más avanzado.

**TRATAMIENTO
PRIMARIO**

Abarca el tratamiento preliminar, elimina los sólidos flotantes y los sólidos en suspensión tanto finos como gruesos. Si la planta solo proporciona este tratamiento se considera que el efluente sólo ha sido tratado de modo parcial.

**TRATAMIENTO
SECUNDARIO**

Aplicación de procesos biológicos y químicos al efluente del tratamiento primario.

**TRATAMIENTO
TERCIARIO**

Eliminación de un alto porcentaje de materias en suspensión, coloidales y orgánicas consta de la combinación de operaciones y procesos unitarios.

OPERACIONES UNITARIAS

Dentro de las operaciones unitarias de uso más común se encuentran :

A. Desbaste

Primera operación unitaria en el tren de Tratamiento de Aguas Residuales que busca eliminar de las aguas de desecho los materiales gruesos que puedan interferir el tratamiento, que no respondan al mismo, o que puedan dañar o tapan las bombas, tuberías, válvulas y boquillas.

Se utilizan con este fin diversos dispositivos tales como rejillas, rejas y tamices.

Las rejillas son cernidores fijos compuestos de barras paralelas colocadas verticalmente o inclinadas en dirección del flujo. Las rejillas anchas tienen espacio entre barras de 2 pulgadas o más, las de dimensión media son con más frecuencia usadas y tienen espaciamientos de $\frac{1}{2}$ a $1\frac{1}{2}$ pulgadas en tanto que, las rejillas finas poseen aberturas de tamaño uniforme o ranuras de $\frac{1}{8}$ pulgadas de ancho o menos tienen baja eficacia en el tratamiento de aguas, pero son útiles en la eliminación de materiales fibrosos, generalmente son móviles y de limpieza automática. Las rejillas pueden limpiarse de manera manual o mecánica.

Rejillas compuestas de varillas o barras paralelas, denominadas comúnmente como rejas, son fabricadas con barras de acero soldadas a un marco que ha de colocarse de modo transversal al canal, dichas barras se encuentran colocadas verticalmente con pendiente de entre 30 y 80 grados respecto a la horizontal.

El término tamiz, implica un concepto distinto al de rejilla, pues aunque si bien, el objetivo perseguido es el mismo, éste ha de limitarse al uso de placas perforadas o mallas metálicas.

B. Elutriación

Consistente en la lixiviación de componentes químicos del lodo digerido, la cuál consta de dos fases:

1. Mezclado profundo del sólido o de la muestra sólido líquido con el líquido de lixiviación (transferencia de ciertos componentes de uno a otro).
2. Separación de este

C. Filtración por Vacío

El objetivo es el de reducir el contenido de lodo a través de la concentración de los sólidos, la cuál generalmente aumenta de un 5 ó 10% a un 30% aproximadamente. Es decir, con dicha concentración el lodo del agua residual será más fácil de manipular.

D. Floculación

Proceso basado en la colisión entre partículas debida a la agitación que provocan dicho contacto mediante la adición de diversos productos químicos. Tal agitación debe ser moderada ya que, caso contrario, los esfuerzos cortantes producidos romperán los floculos formados en partículas más pequeñas, perdiéndose con esto el objetivo básico de la floculación.

E. Flotación

Requiere de agentes de flotación que generalmente son finas burbujas de aire, éstas son introducidas en la fase líquida posteriormente se adhieren a las partículas y así conjuntas suben a la superficie. Esta operación es adecuada principalmente en el caso de tener partículas cuya densidad sea cercana a la del agua

Cabe mencionarse que incluso partículas con densidades mayores que las de el líquido pueden ser elevadas.

F. Homogeneización de Caudales

Debido a las variaciones existentes tanto en caudal como en concentraciones de aguas residuales, resulta óptimo la homogeneización de dicho caudal. Esto se logra mediante la mezcla de los caudales que ingresan para así obtener un caudal casi o en su totalidad constante.

Dicha homogeneización traerá consigo un aumento de las características de tratabilidad, así como una mejora del tratamiento biológico y un mayor rendimiento en tanques sedimentadores.

Las aplicaciones principales de homogeneización se tienen en

1. Caudales en tiempo seco.
2. Caudales en tiempo de lluvia procedentes de redes de alcantarillado separativas.
3. Caudales mixtos de aguas pluviales y residuales sanitarias.

G. Mezclado

Como su nombre lo indica se refiere a la entremezcla realizada entre productos químicos y aguas residuales, la cuál puede realizarse de las siguientes maneras.

Mezclado como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de circulación (en resaltos hidráulicos de canales, en Tubos Venturi, en condiciones y en bombas)

Mezclado bajo turbulencia inducida por el uso de impulsores giratorios (en recipientes ayudados por medios mecánicos)

H. Secado de Lodo

Reducción de contenido de agua a través de vaporizaciones al aire ambiente, obteniéndose bien en lechos de secado o en dispositivos mecánicos de secado.

L. Sedimentación

Separación de los sólidos en suspensión en el agua por la fuerza de gravedad. Es considerada de fundamental importancia en el tratamiento de agua residual convirtiéndose por tanto en una de las operaciones unitarias más utilizadas.

La concentración y tendencia de interacción entre partículas determina cuatro tipos generales de sedimentación:

1. Discreta
 2. Floculante
-

3. Zonal
4. Por compresión

J. Transmisión Térmica

La transmisión térmica se refiere a la transmisión de energía calorífica desde un medio a otro, las operaciones unitarias que desarrollan la transmisión térmica son la digestión y el secado de lodos. Los digestores anaerobios se mantienen a 32° C aún más mediante la transmisión térmica a través de serpentines o intercambiadores de calor, el secado de lodos se consigue mezclándolos con aire caliente en un secadero o situándolos en lechos de secado cubiertos con vidrio a cielo abierto.

PROCESOS UNITARIOS QUÍMICOS

Son llamados así aquellos procesos en la cual la conversión o eliminación de los contaminantes es resultado de la adición de productos químicos, o bien por otras reacciones químicas.

Dentro de los procesos unitarios químicos más usados se encuentran:

A. Adsorción

Referente a la acumulación de partículas disueltas de un solvente en la superficie de un adsorbente. Es decir, las moléculas conocidas como adsorbatos abandonan la solución y quedan retenidas a la superficie sólida denominados adsorbente a través de enlaces físicos y químicos. Dentro de los adsorbentes más satisfactorios se encuentra el carbón activado.

B. Combustión

Conocida también como incineración, reduce volumen y peso de todos produciendo así un residuo inodoro e inerte. Ello se consigue con la ayuda de un horno.

C. Desinfección

Debido a la presencia de microorganismos potencialmente dañinos en las aguas residuales, es conveniente desinfectar tales líquidos.

Este proceso a diferencia de la esterilización sólo elimina organismos dañinos, mientras que esta última causa la muerte de la totalidad de los organismos.

En el tratamiento de aguas residuales la desinfección suele realizarse mediante:

- a) Agentes Químicos Fenol y compuestos fenólicos, alcoholes, yodo, cloro y sus compuestos, bromo, ozono, metales pesados, colorantes, jabones, detergentes sintéticos, compuestos amoniacales cuaternarios, agua oxigenada, álcalis y ácidos.
- b) Agentes Físicos Luz y calor
- c) Medios Mecánicos
- d) Radiación. Electromagnética, acústica y de partículas.

D. Precipitación Química

Ello implica la utilización de productos químicos que eliminan ciertos componentes del agua residual para así mejorar el rendimiento de la planta.

CAPÍTULO I GENERALIDADES

Por medio de la precipitación química es posible obtener un efluente substancialmente exento de materia en suspensión o coloidal.

Los productos químicos de mayor utilización en el tratamiento de aguas residuales se enlistan a continuación.

1. Ácido Sulfúrico
2. Anhídrido Sulfuroso
3. Cal
4. Cloruro Férrico
5. Sulfato de Aluminio
6. Sulfato de Hierro (caparrosa)
7. Sulfato Férrico

E. Transferencia de Gases

Es una operación vital para el funcionamiento de ciertos procesos de tratamiento de aguas residuales. Específicamente, los procesos en los cuales se utiliza son:

- a) Procesos aerobios tales como lodos activados, filtros biológicos y de digestión aerobia, donde su funcionamiento depende de la disponibilidad de oxígeno en cantidades suficientes.
- b) Desinfección del agua, en donde el cloro es transferido al agua en forma de gas.

- c) Proceso de eliminación de componentes de nitrógeno, que consiste en la conversión del nitrógeno en amoníaco y luego transferir éste del agua al aire.

- d) Tratamiento del agua residual séptica, donde se tendrá que añadir aire a fin de eliminar los malos olores y mejora su tratabilidad

PROCESOS BIOLÓGICOS UNITARIOS

Estos procesos van encaminados al tratamiento de aguas residuales a base de coagulación y eliminación de sólidos no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica (proceso biológico en el que la materia orgánica de los lodos producidos en la sedimentación primaria o en cualquier proceso de tratamiento biológico, se estabiliza a través de su conversión en gases y tejido celular, puede ser aerobia o anaerobia).

Los principales procesos biológicos unitarios comúnmente utilizados en el Tratamiento de Aguas Residuales se enlistan en la Tabla 1.3.

TABLA 1.3 PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS COMÚNMENTE UTILIZADOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

TIPO	NOMBRE COMÚN	USO
PROCESOS AEROBIOS		
Cultivo en Suspensión	Proceso de Lodos Activados	
	Convencional (Flujo en Pistón)	
	Tanque de Mezcla Completa	
	Aeración Graduada	Eliminación
	Oxígeno Puro	de la DBO Carbonosa (nitrificación)
	Aeración Modificada	
	Contacto y Estabilización	
	Aeración Prolongada	
	Canales de Oxidación	
	Nitrificación de Cultivos en Suspensión	Nitrificación
Lagunas Aeradas		Eliminación de la DBO Carbonosa
		(nitrificación)
	Digestión Aerobia	
	Aire Convencional	Estabilización, eliminación de la DBO
	Oxígeno Puro	Carbonosa
Estanques Aerobios de Alta Carga		Eliminación de la DBO Carbonosa
Cultivo Fijo	Filtros Percoladores	
	Baja Carga	Eliminación de la DBO Carbonosa
	Alta Carga	(nitrificación)

FUENTE: METCALF AND EDDY, 1991.

TABLA 1.3 PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS COMÚNMENTE UTILIZADOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

TIPO	NOMBRE COMÚN	USO
	Filtros de Pretamiento	Eliminación de la DBO Carbonosa
	Sistemas Biológicos Rotativos de Contacto (biológicos)	Eliminación de la DBO Carbonosa (nitrificación)
	Reactores de Lecho Compacto	Nitrificación
PROCESOS COMBINADOS	Filtros Percoladores, Lodos Activados	Eliminación de la DBO
	Lodos Activados, Filtros Percoladores	
PROCESOS ANÓXICOS		
Cultivo en Suspensión	Desnitrificación con Cultivo en Suspensión	Desnitrificación
Crecimiento Fijo	Desnitrificación con Cultivo Fijo	
PROCESOS ANAEROBIOS		
Cultivos en Suspensión	Digestión Anaerobia	Estabilización, eliminación de la DBO Carbonosa
	Baja Carga, una etapa	
	Alta Carga, una etapa	
	Doble etapa	
	Proceso Anaerobio de Contacto	Eliminación de la DBO Carbonosa
Cultivo Fijo	Filtro Anaerobio	Eliminación de la DBO

FUENTE: METCALF AND EDDY, 1991

TABLA 1.3 PRINCIPALES PROCESOS BIOLÓGICOS COMÚNMENTE UTILIZADOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

TIPO	NOMBRE COMÚN	USO	
PROCESOS AERÓBIOS, ANÓXICOS O ANAERÓBIOS	Lagunas Anaerobias (estanques)	Carbonosa (nitrificación) Eliminación de la DBO Carbonosa (estabilización)	
	Cultivo en Suspensión	Fase Única Nitrificación - Desnitrificación	Eliminación de la DBO Carbonosa, Nitrificación, Desnitrificación
	Crecimiento Vinculado	Nitrificación - Desnitrificación	Nitrificación, Desnitrificación
	Procesos Combinados de Cultivo Fijo	Estanques Facultativos	Eliminación de la DBO Carbonosa
		Estanques de Maduración	Eliminación de la DBO Carbonosa (nitrificación)
		Estanques Anaerobios - Facultativos	Eliminación de la DBO Carbonosa
		Estanques Anaerobios - Facultativos - Aerobios	

FUENTE: METCALF AND EDDY, 1991.

Existen cuatro grupos principales de procesos biológicos:

1. Procesos Aerobios
2. Procesos Anóxicos
3. Procesos Anaerobios
4. Procesos Combinados (aerobios con anóxicos o anaerobios).

los cuales a su vez pueden ser de cultivo fijo o cultivo en suspensión, es decir, dependen del sistema en el cuál se lleva a cabo el tratamiento.

1. Procesos de Tratamiento Aerobios

Procesos de Tratamiento Aerobios de Cultivo en Suspensión

A. Proceso de Lodos Activados

Tratamiento en el cuál se agita y se aerea una mezcla de agua de desecho y un lodo que contiene cierta cantidad de microorganismos, y de la cual los sólidos se remueven para ser recirculados posteriormente al proceso de aeración según se requiera.

Esto es, el residuo orgánico se mantiene en un cultivo bacteriano aerobio en suspensión dentro de un reactor mediante el uso de difusores o aeradores mecánicos. La mezcla de células nuevas y viejas es conducida a un sedimentador secundario, en el cuál algunas de ellas son separadas del agua residual mientras que otras son recirculadas al reactor para así mantener la concentración necesaria de organismos.

La Tabla 1.4 muestra la composición química típica de los lodos crudos y digeridos.

TABLA L.4 COMPOSICIÓN QUÍMICA TÍPICA DE LODOS CRUDOS Y DIGERIDOS

CARACTERÍSTICAS	LODO PRIMARIO CRUDO		LODO DIGERIDO	
	INTERVALO	VALOR TÍPICO	INTERVALO	VALOR TÍPICO
Sólidos secos totales (ST), %	2.0 - 8.0	5.0	6.0 - 12.0	10.0
Sólidos volátiles (% de ST)	60 - 80	65	30 - 60	40.0
Grasas y aceites (solubles en éter, % de ST)	6.0 - 30.0	—	5.0 - 20.0	—
Proteínas (% de ST)	20 - 30	25	15 - 20	18
Nitrógeno (N, % de ST)	1.5 - 6.0	4.0	1.6 - 6.0	4.0
Fósforo (P ₂ O ₅ , % de ST)	0.8 - 3.0	2.0	1.5 - 4.0	2.5
Potasio (K ₂ O, % de ST)	0 - 1.0	0.4	0.0 - 3.0	1.0
Celulosa (% de 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 (SiO ₂ , % de ST)	15.0 - 20.0	—	10.0 - 20.0	—
PH	5.0 - 8.0	6.0	6.5 - 7.5	7.0
Alcalinidad (mg/L como CaCO ₃)	500 - 1500	600	2500 - 3500	3000
Ácidos orgánicos (mg/L como HAc)	200 - 2000	500	100 - 600	200
Poder calorífico (MJ/Kg)	14 - 23	16.5 (A)	6 - 14	9 (B)

(A) Basado en el 65 % de materia volátil, (B) Basado en el 40 % de materia volátil FUENTE: METCALF AND EDDY, 1991.

El uso de este proceso es aún más común respecto de otros. Finalmente la Figura I.3 muestra un diagrama de flujo de éste proceso.

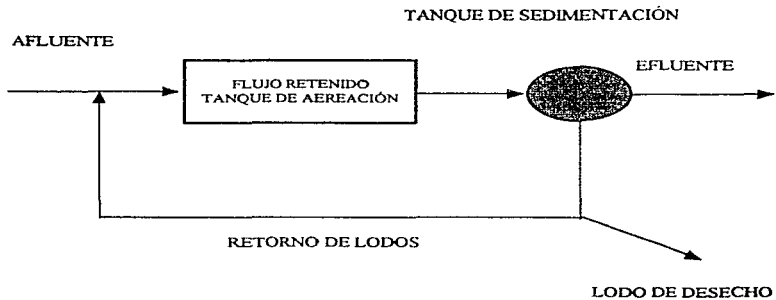


FIGURA I.3 DIAGRAMA DE FLUJO CONVENCIONAL DEL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

B. Digestión Aerobia

Muy similar al Proceso de Lodos Activados. En esta los lodos son aereados en un tanque abierto utilizando difusores de aire convencionales o aereadores de superficie, posteriormente son mezclados seguidos de una sedimentación dentro del mismo tanque o en otro distinto (sistema discontinuo y continuo respectivamente)

C. Lagunas Aereadas Aerobias

En esencia, el proceso es el mismo que el de los Lodos Activados de Aereación Prolongada Convencional, sólo que las variantes de este proceso respecto al de lodos activados se encuentran en el uso de un depósito excavado en el terreno que sirve como reactor y el suministro de oxígeno a través de aereadores de superficie o difusores.

Anteriormente estas lagunas eran operadas sin recirculación de lodos, sin embargo en la actualidad muchas de ellas son seguidas de sedimentadores secundarios con recirculación de sólidos biológicos.

D. Nitrificación en Cultivos en Suspensión

Nitrificación: Oxidación de los compuestos de nitrógeno.

Dentro de los compuestos inorgánicos existentes en el agua residual, el amoníaco está representado por un grado de importancia mayor sobre los demás compuestos.

Mediante la nitrificación, el amoníaco es oxidado biológicamente a nitrato (estado final de la oxidación de compuestos del nitrógeno); considerado como un producto estabilizado. Tal oxidación puede llevarse a cabo por medio de aire o de oxígeno puro.

E. Tanques de Estabilización Aerobia

Este proceso se basa en la utilización de algas y bacterias con lo que se logra un estado aerobio. Existen dos tipos básicos de estanques, los productores de algas y los productores de oxígeno.

El oxígeno liberado por las algas a lo largo del proceso fotosintético, es utilizado por las bacterias en la degradación aerobia de la materia orgánica. Los nutrientes y dióxido de carbono liberados en tal degradación, son a su vez, utilizados por las algas.

Procesos de Tratamiento Aerobios de Cultivo Fijo

A. Filtros Percoladores

Consta de un lecho formado por un medio sumamente permeable al cual se adhieren los microorganismos filtrándose a su vez el agua residual. El medio filtrante se constituye por lo general de piedras de tamaño entre 2.5 y 10 cm de diámetro. En la actualidad esta modalidad ha sido reemplazada por filtros plásticos.

B. Filtros de Pretratamiento

La actividad biológica de un filtro de pretratamiento es similar a la de un filtro percolador. Son utilizados en la reducción de carga orgánica aplicada a un proceso biológico situado posteriormente a fin de conseguir la nitrificación.

C. Reactores de Lecho Compacto

Utilizado en la eliminación de DBO carbonosa y en la nitrificación. Consta de un reactor alimentado por la parte interior del tanque, el agua es introducida conjuntamente con el aire u oxígeno necesario para el buen funcionamiento del proceso. Dentro del reactor se propicia un medio tal, que se provoca la adición de microorganismos

D. Biodiscos o Contactor Biológico Giratorio

Serie de discos de plástico de 10 o 12 ft de diámetro (3.0 - 3.7 m aprox.), se montan casi pegados sobre un eje horizontal haciéndose girar lentamente con casi la mitad de su área continuamente inmersa en un tanque que contiene las aguas residuales

Los discos proveen una superficie adecuada para el aumento del crecimiento bacteriano, sujetándose éste a la sumergencia alternada en el agua residual y en el aire, aereándose así, tanto el agua residual como el crecimiento bacteriano suspendido en el agua. A medida que emergen del tanque las superficies de los discos durante su rotación, se expone al aire una película de agua que se adhiere a ellos, en su regreso al tanque esta película agrega oxígeno al ya existente en aquel

Los microorganismos del agua residual se adhieren asimismo a las superficies giratorias y crecen en número hasta que los discos se cubren con una ligera capa de lodo biológico. Al pasar estos microorganismos por el estanque, absorben y asimilan otras sustancias orgánicas. El excesivo crecimiento de microorganismos se separa de los discos al moverse estos por el tanque, y es sacado del agua residual tratada hacia un tanque de sedimentación secundario para su remoción.

En México, la implementación de este proceso ha tenido resultados provechosos, aunados a la simplicidad en operación y mantenimiento.

2. Procesos de Tratamiento Anóxicos de Cultivo en Suspensión y Fijos

El proceso conocido como desnitrificación (eliminación del nitrógeno en forma de nitrato por conversión a nitrógeno gas), puede realizarse biológicamente en condiciones anóxicas.

Este término se utiliza debido a que las principales reacciones bioquímicas que tienen lugar, no son anaerobias, sino más bien, una modificación de las aerobias, por ello, es adecuado el uso del término anóxico en lugar de anaerobia.

A. Desnitrificación en Capa Fija

Ocurre en reactores tipo columna que contiene piedras u otro medio sintético sobre los cuales crecen las bacterias dependiendo del tamaño, este proceso puede o no necesitar un clarificador posterior. La purga de sólidos se produce por el arrastre de ellos con el efluente, periódicamente es necesario proceder a una limpieza con aire para evitar acumulamiento de sólidos en la columna, que puedan causar pérdidas de carga excesivas. Se requiere una fuente externa de carbono.

B. Desnitrificación con Cultivos en Suspensión

Se lleva a cabo en un sistema de lodos activados. Las bacterias anaerobias obtienen energía para crecer, a partir de la conversión del nitrato en nitrógeno gas, requiriendo además de una fuente externa de carbono (como metanol o residuos industriales de bajo contenido en nutrientes), para la síntesis celular.

3. Procesos de Tratamiento Anaerobios

Procesos de Tratamiento Anaerobios de Cultivos en Suspensión

A. Digestión Anaerobia

Utilizada en la estabilización de lodos, se produce la descomposición de la materia, sea orgánica e inorgánica, en ausencia de oxígeno molecular. Esto es, los lodos primarios y biológicos se convierten biológicamente en metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2).

Dicho proceso se lleva a efecto en un reactor completamente cerrado. Los lodos se introducen continuamente y son retenidos ahí durante periodos de tiempo variables, el lodo estabilizado que se extrae no es putrescible y su contenido de organismos patógenos es bajo. En la actualidad se utilizan digestores de baja y alta carga, en el primero no se calienta ni se mezcla el contenido, en el segundo se calienta y se mezcla completamente.

B. Proceso Anaerobio de Contacto

En este proceso los residuos a tratar se mezclan con los sólidos del lodo recirculado y se digieren, a continuación en un reactor sellado que impide la entrada de aire se mezcla completamente tras la digestión, la mezcla es separada en un clarificador y el sobrenadante se vierte como efluente a otro tratamiento posterior. El lodo anaerobio sedimentado es recirculado para servir de siembra al agua residual entrante.

Procesos de Tratamiento Anaerobios de Cultivo Fijo

A. Filtro Anaerobio

Este proceso es una innovación relativamente reciente

Consiste en una columna rellena de medios sólidos. El agua a tratar fluye en sentido ascendente, el cual entra en contacto con el medio en el que se desarrollan y fijan las bacterias anaerobias.

B. Tanques Anaerobios

Son utilizados en el tratamiento de agua residual con alto contenido orgánico y alta concentración de sólidos.

Los residuos a tratar sedimentan en el fondo del tanque, posteriormente el efluente parcialmente clarificado es vertido a otro proceso para su posterior tratamiento.

La estabilización se consigue a través de una combinación de precipitación y de conversión anaerobia de los residuos orgánicos en dióxido de carbono (CO₂) y metano (CH₄), otros productos gaseosos finales, ácidos orgánicos y tejidos celulares.

4. Procesos de Tratamiento Combinados

A. Tanques Facultativos

Es el proceso en donde se efectúa la estabilización de aguas residuales a través de una combinación de bacterias facultativas, anaerobias y aerobias. En todo tanque facultativo, existen tres zonas. 1) Zona superficial donde existen bacterias aerobias y algas, 2) Zona inferior anaerobia en la que los sólidos acumulados se descomponen activamente por efecto de las bacterias anaerobias, 3) Zona intermedia que es parcialmente aerobia y anaerobia, en la que la descomposición de los residuos orgánicos es llevada a cabo por las bacterias facultativas

B. Tanques de Maduración o Terciarios

Diseñados para mejorar la calidad de los efluentes secundarios y para nitrificación estacional. Su funcionamiento implica la respiración endógena de los sólidos biológicos residuales y la conversión de amoníaco en nitrato mediante el oxígeno suministrado a partir de la reaeración superficial y las algas.

1.6.3. SITUACIÓN ACTUAL EN MÉXICO

La cada vez más imperiosa necesidad de reutilizar el agua ha hecho necesario el incremento en la infraestructura de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales en nuestro país.

El Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento elaborado con ayuda del banco de información de la Comisión Nacional del Agua (CNA), reportó que en marzo de 1992 existían 83 proyectos en realización para el tratamiento de aguas residuales para tratar un gasto de 31.5 m³/s, 36 plantas en construcción para un gasto de 6.4 m³/s y 458 plantas construidas con una capacidad de tratamiento de 26.9 m³/s. Operando estas con diversos niveles de eficiencia, 289 que representa el 63% de las plantas construidas tratan el 82% de la capacidad instalada, es decir 22.1 m³/s, y 116 que representa el 40% de las que operan requieren rehabilitación, 93 plantas se encuentran inoperantes y de 76 es desconocido su estado de operación.

Con las obras en construcción se incrementará la capacidad de tratamiento en un 5% y con las obras en proyecto un 25%, todo esto considerado por el Programa Nacional de Saneamiento.

En junio de 1997, el Inventario Nacional de Plantas de Tratamiento fue actualizado, el Anexo 2 muestra las tablas correspondientes tanto a nivel nacional como para el Distrito Federal.

En estas puede observarse que en el Distrito Federal en la actualidad la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), órgano encargado de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales en el Distrito Federal, cuenta con veinticuatro plantas construidas (solo 22 se

encuentran en operación) de las cuales cinco son a nivel terciario y avanzado, y el resto a nivel secundario que en conjunto producen un gasto de 6.976 m³/s equivalente a un poco más del 20% de las aguas residuales generadas en la Ciudad de México. De la totalidad de estas, cuatro han sido concesionadas a empresas particulares para su comercialización.

Esta Dirección ha contemplado la posibilidad de incrementar la infraestructura de tratamiento y reuso de aguas residuales, así como mejorar y aumentar los procesos de tratamiento en cada una de las plantas existentes. Para llevar a efecto este fin, se ha construido una Planta de Tratamiento Experimental de Tratamiento Avanzado de Aguas Residuales, Gran canal Km. 27.5. Dicha planta tiene como propósito primordial experimentar diversos procesos de tratamiento en las plantas existentes y en las contempladas a futuro.

Dentro de las plantas que se han contemplado a futuro destaca por su magnitud la Planta de Tratamiento del Vaso de Texcoco, la cual tendrá una capacidad de 40 m³/s y que además formará parte del Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México, que se encuentra en proceso de desarrollo.

Contará con dos modalidades de tratamiento el biológico y el físico - químico, operando con 1.0 y 3.0 l/min respectivamente. El tren biológico estará integrado por sedimentación primaria, y reactor biológico de lodos activados con sus respectivos sedimentadores secundarios, filtración, desinfección con cloro y tratamiento de lodos, con lo que es posible simular tres condiciones, las cuales son: de alta carga, convencional y aereación extendida.

El tren físico - químico se compondrá de sedimentación, espumación, clarifloculación, ozonación, filtración, desinfección con cloro y tratamiento de lodos.

CAPÍTULO II

II. TEORÍA DEL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN

En términos generales la teoría de la sedimentación se basa en el efecto que ejerce la fuerza de gravedad sobre partículas en suspensión contenidas en un líquido de menor densidad que estas. Es decir, toda partícula suspendida cuya densidad sea superior a $1,000 \text{ kg/m}^3$ sedimentará en el agua a una velocidad acelerada, hasta que la resistencia del líquido sea igual al peso efectivo de dicha partícula. A partir de donde, la velocidad de sedimentación será esencialmente constante y dependerá del tamaño, forma y densidad de la partícula así como de la densidad y viscosidad del agua.

La adición de ciertos reactivos determinan una particular "clasificación" dentro de la sedimentación, así cuando las impurezas han de separarse del líquido por la acción de fuerzas naturales solamente, la operación es llamada **sedimentación simple**.

En tanto que, si son agregados reactivos químicos u otras sustancias para apresurar la unión y separación de la materia fina en suspensión, la operación es llamada **coagulación** o bien **floculación** (esta última considerada la segunda etapa de la primera) Finalmente cuando son agregados reactivos químicos para eliminar impurezas en solución en el líquido la operación es llamada **precipitación química**.

Aunque si bien, la mayoría de la literatura interrelaciona de manera directa a la coagulación y a la floculación con la sedimentación, es menester esclarecer hasta que grado se encuentran relacionadas una con otra.

Por lo tanto se establecerá que, la sedimentación no depende de la coagulación, aunque ésta determina que aquella sea más eficaz.

II.1. HISTORIA DE LA SEDIMENTACIÓN

Por generaciones la sedimentación ha sido utilizada en la clarificación de licores y concentración de lodos, así como en el tratamiento de aguas residuales, práctica que en la actualidad se encuentra vigente.

Desde 1845 Stokes derivó su ley de la consideración teórica del movimiento de un péndulo esférico en un fluido. En 1889, J. A. Seddon realizó estudios acerca de la clarificación del agua por sedimentación con lo que expuso ciertas teorías que servirían de base a Allen Hazen para enunciar sus teorías sobre sedimentación, en donde el principio de la eliminación de materia en suspensión en tanques de sedimentación es gobernada por el área de fondo. A partir de entonces se tuvieron muchas teorías tales como las de Camp, Eliassen, Fitch y Stein entre otros. Pero, ¿qué hay respecto de la utilización real y física de la sedimentación?

En el antiguo Egipto las turbias aguas provenientes de las crecientes del Río Nilo eran desviadas hacia estanques de decantación donde se sedimentaban para posteriormente ser distribuidas entre la población, siendo esta civilización la pionera en el empleo de sulfato de aluminio para acelerar tal proceso.

Por otro lado, en las ruinas de Cartago aún puede observarse un gran embalse de agua de lluvia con sus respectivos depósitos de sedimentos, utilizándose dicha agua en el suministro público. En Roma desde antes de la era cristiana fueron construidos embalses con el fin de mejorar la calidad del agua utilizada.

Tiempo después el arte de la sedimentación progresó lentamente hasta la época industrial en donde se incrementó la necesidad por el agua.

En Estados Unidos, la ciudad de Kansas se vio obligada a tratar las aguas del río Missouri, aprovechando la sedimentación como medio de purificación, iniciándose así en el año de 1899 la utilización de sulfato de aluminio como coagulante. Asimismo ciudades como New York, Iowa, Boston y Los Angeles utilizaron la sedimentación en grandes embalses como sistema de tratamiento de aguas.

II.2. CLASIFICACIÓN DE LOS PROCESOS DE SEDIMENTACIÓN

La concentración y la tendencia a la interacción entre partículas, factores determinantes en la forma de deposición de estas, conllevan a una referenciación del tipo de régimen de sedimentación. Teniéndose primordialmente cuatro tipos.

Es frecuente que durante el proceso de sedimentación, ésta se produzca por diferentes mecanismos en cada fase, y también es posible que los cuatro tipos de sedimentación se lleven a cabo simultáneamente

TIPO I Sedimentación de partículas discretas en suspensiones de bajas concentraciones, con floculación y otros efectos interpartícula despreciables. Las partículas sedimentan como entidades individuales y no existe interacción sustancial con las partículas vecinas. En este caso, las propiedades físicas de cada partícula como lo son forma, tamaño y peso específico no varían durante el proceso.

TIPO II Sedimentación de partículas en suspensiones de bajas concentraciones pero con coalescencia o floculación. Cuando tal coalescencia ocurre se incrementa su masa, se presenta un cambio en la densidad y en la velocidad de sedimentación de la nueva "partícula"

TIPO III Conocida como sedimentación zonal tiene lugar en suspensiones de concentración intermedia en que las fuerzas interparticulares son suficientes para retardar la sedimentación de las partículas vecinas. Es decir, éstas tienden a permanecer entre sí en posiciones fijas y la masa de las mismas se deposita como una unidad.

TIPO IV Sedimentación por compresión, la cual se desarrolla al alcanzar las partículas tal concentración para formar una estructura y producirse un asentamiento por compresión de esta. La compresión ocurre por el peso de las partículas que continuamente se van añadiendo a la estructura por sedimentación del líquido sobrenadante, y la velocidad de ésta es dependiente del tiempo y por supuesto de la fuerza causada por el peso de los sólidos superiores.

II.2.1. SEDIMENTACIÓN TIPO I

Este tipo de sedimentación ocurre por ejemplo en cámaras desarenadoras operando por gravedad manejando un gasto determinado, o bien, en tanques usados para sedimentación preliminar de aguas superficiales.

La determinación de la velocidad de sedimentación de las pequeñas partículas existentes en el agua, para ser removidas en un 100%, es fundamental en el diseño de dichos sedimentadores, mediante la premisa de que han de tenerse partículas de solución independiente y con una velocidad constante.

Dentro del estudio de esta velocidad se han desarrollado ciertos algoritmos matemáticos. La sedimentación de partículas discretas no floculantes puede analizarse mediante las leyes clásicas formuladas por Newton y Stokes.

Ley de Newton

En la ley de Newton, para poder aplicar su ecuación correctamente son necesarias ciertas suposiciones y simplificaciones. Las cuales se enlistan a continuación:

- a) La concentración de la partícula es bastante baja, lo cual permite la sedimentación independiente una respecto de la otra.
- b) La naturaleza de las partículas es tal, que la floculación no ocurre. Las partículas son usualmente supuestas de naturaleza inorgánica.
- c) Las partículas son supuestas de forma esférica y de diámetros homogéneos
- d) La Ley de Newton es aplicable considerando ambos regímenes de sedimentación, sea laminar o turbulento

Cuando una partícula se sedimenta, ésta se acelera hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, en particular el peso efectivo de la partícula, se equilibran con la resistencia o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido. Cuando se llega a este equilibrio, la partícula alcanza una velocidad de sedimentación constante denominada velocidad final de sedimentación de la partícula. Como lo muestra la Figura II. 1.

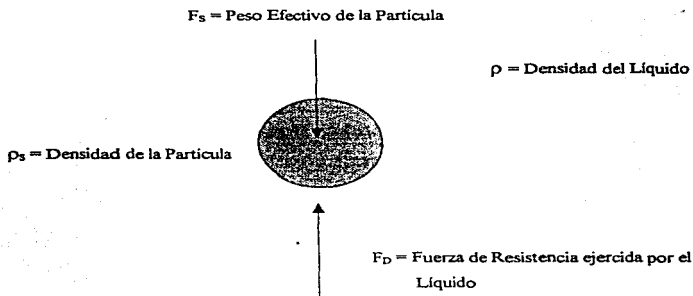


FIGURA II.1 FUERZAS QUE ACTÚAN EN LA SEDIMENTACIÓN

Esta ley proporciona la velocidad final de sedimentación de una partícula al igualar el peso efectivo de la partícula con la resistencia por fricción o fuerza de arrastre. El peso efectivo se encuentra dado por la diferencia entre su peso y el empuje hidrostático.

$F_s = v p_s g - v p_f g = (\rho_s - \rho) g v$	F_s = Peso Efectivo de la Partícula, (N).
	ρ_s = Densidad de la Partícula, (kg/m ³).
	ρ = Densidad del Fluido, (kg/m ³).
	g = Aceleración de la Gravedad, (m/s ²).
	v = Volumen de la Partícula = $1/6\pi d^3$, (m ³).

En tanto que, la fuerza de resistencia por unidad de área depende de la velocidad de la partícula, la densidad y viscosidad del fluido, y el diámetro de la partícula.

$F_D = C_D A \left(\frac{\rho V^2}{2} \right)$	F_D = Fuerza de Resistencia, (N).
	C_D = Coeficiente de Fricción, (adimensional).
	A = Área proyectada de la Partícula = $1/4\pi d^2$, (m ²).
	V = Velocidad Relativa entre la Partícula y el Fluido, (m/s).
	ρ = Densidad del Fluido, (kg/m ³).

Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentación deben igualarse dichas fuerzas.

$$F_s = F_D$$

$$(\rho_s - \rho)gV = C_D A \left(\frac{\rho V_s^2}{2} \right)$$

donde $V = V_s =$ Velocidad de Sedimentación.

Con lo que sustituyendo valores y resolviendo la ecuación para la velocidad final se obtiene la Ecuación de la Ley de Newton.

$V_s = \left[\frac{4gd(\rho_s - \rho)}{3C_D\rho} \right]^{\frac{1}{2}}$	$V_s =$ Velocidad Final de Sedimentación de la Partícula, (m/s).
	$g =$ Aceleración de la Gravedad, (m/s ²).
	$d =$ Diámetro de la Partícula, (m).
	$\rho_s =$ Densidad de la Partícula, (kg/m ³).
	$\rho =$ Densidad del Fluido, (kg/m ³).
	$C_D =$ Coeficiente de Arrastre, (adimensional).

Conocida también como la Ecuación General para la Velocidad de Sedimentación de Esferas.

C_D es un coeficiente no constante que adopta diversos valores según el régimen de corriente que rodee a la partícula, bien sea laminar o turbulento, dependiendo por tanto del Número de Reynolds, dado por la ecuación:

$N_R = \frac{V_s d \rho}{\mu}$	N_R = Número de Reynolds, (adimensional).
	V_s = Velocidad Final de Sedimentación de la Partícula, (m/s).
	d = Diámetro de la Partícula, (m).
	ρ = Densidad del Fluido, (kg/m ³).
	μ = Viscosidad Absoluta del Agua.

La relación existente entre C_D y N_R se muestra en la Figura II.2.

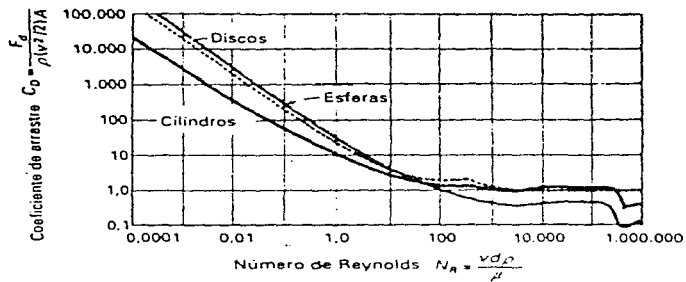


FIGURA II.2 COEFICIENTE DE ARRASTRE PARA ESFERAS, CILINDROS Y DISCOS

El coeficiente de arrastre (sin dimensiones) se encuentra definido por la ecuación:

$C_D = \frac{F_D}{\frac{(\rho V)^2}{2} A}$	C_D = Coeficiente de Arrastre, (adimensional).
	F_D = Fuerza de Arrastre, (kg m/s ²) = (N).
	ρ = Densidad del Fluido, (kg/m ³).
	V = Velocidad de la Partícula, (m/s).
	A = Sección Transversal o Área Proyectada de la Partícula en Dirección Normal a v, (m ²).

Aunque la forma de la partícula afecte el valor del coeficiente, la curva para partículas esféricas puede aproximarse a través de la expresión

$C_D = \frac{24}{N_R} + \frac{3}{\sqrt{N_R}} + 0.34$	C_D = Coeficiente de Arrastre, (adimensional).
	N_R = Número de Reynolds, (adimensional).

límite superior $N_R = 10^4$

Para Números de Reynolds $N_R > 10^3$, el coeficiente es casi constante y aproximadamente igual, como se puede ver en la Figura II.2.

En los casos en que no se tengan partículas esféricas se podrá calcular la velocidad de sedimentación mediante la evaluación de un diámetro equivalente y un coeficiente de forma para cada una de ellas.

Ley de Stokes

Para N_R bajos, es decir menores de 0.3, predomina en valor el primer término de la ecuación inmediata anterior, esto es :

$$C_D = \frac{24}{N_R}$$

Expresión que al ser incorporada a la Ecuación General para la Velocidad de Sedimentación de Esferas, implica:

$$V_s = \frac{d^2 g (\rho_s - \rho)}{18\mu}$$

Ecuación de Stokes, la cual es considerada un caso especial de la Ley de Newton.

No obstante determinadas las dos ecuaciones anteriores, Camp desarrolló una teoría racional para predecir la eliminación de materias en suspensión.

Sedimentación Ideal

El modelo seleccionado para la explicación de este concepto es un sedimentador de sección rectangular que consta de cuatro zonas.

1. **Zona de Entrada.** En la cual el flujo puede considerarse laminar, se supone que en el límite de esta zona (vertical A - A) las partículas se distribuyen uniformemente según la sección de entrada.
2. **Zona de Sedimentación.** En esta zona se supone que la partícula deja de estar en suspensión cuando llega al fondo de esta zona (horizontal A - B).
3. **Zona de Salida.** El agua residual se recoge aquí antes de su paso al tratamiento posterior.
4. **Zona de Lodos.** Zona de remoción de lodos.

La forma general de un tanque ideal se presenta en la Figura II.3.

Una unidad de agua que penetra por la izquierda en este tanque de sedimentación ideal se extiende uniformemente sobre un plano vertical, A - A, de tal modo que la concentración de partículas en suspensión de cualquier tamaño y densidad es constante a través de un incremento de volumen del depósito que tiene una longitud ΔL .

La parte del tanque donde transcurre este proceso es la zona de entrada.

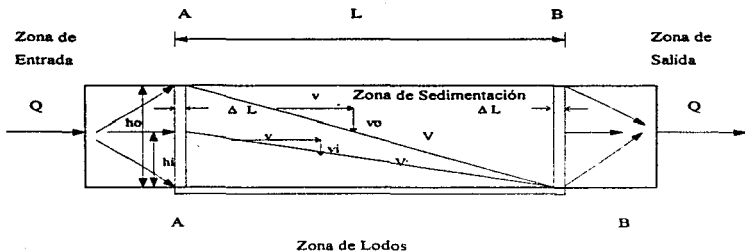


FIGURA II.3 TANQUE IDEAL DE SEDIMENTACIÓN

El incremento de volumen de agua se desplaza desde la entrada hacia la salida a través de la zona de sedimentación a velocidad uniforme, v , y alcanza la posición B - B sin cambiar de forma. La velocidad, v , es igual al caudal, Q , dividido por el área transversal del tanque, h_0W , en la que h_0 es la profundidad, y W , el ancho. En la zona de salida los incrementos de agua procedentes de todas las partes del plano B - B vuelven a concurrir para reconstituir la unidad original de agua, arrastrando consigo todas las partículas que no pueden separarse en la zona de sedimentación.

Dado el camino que recorre la velocidad absoluta, V , se observa la elevación máxima, h_0 , en la cuál se encontrarán las partículas de velocidad de sedimentación más pequeña, v_0 , que experimentarán un índice de separación del 100%. Es decir, una partícula de velocidad de sedimentación v_0 , que penetra en el tanque en la superficie del agua (a una altura h_0 sobre el fondo), se desplazará a lo largo del camino V y se separará justamente cuando el agua que se desplaza a la velocidad V penetre en la zona de salida. Todas las demás partículas de la misma velocidad de sedimentación seguirán caminos paralelos y se separarán más cerca de la extremidad de entrada del tanque. La velocidad de sedimentación (v_0) de la partícula estará lógicamente regulada por su diámetro y densidad, de conformidad con la ecuación apropiada.

Las partículas de velocidad de sedimentación v_1 , inferiores a v_0 , seguirán un camino absolutamente paralelo al de V . Por consiguiente, serán arrastradas por encima de la salida, si se originan a una altura superior a h , en el plano B - B, o se eliminarán si penetran en el depósito a una altura inferior.

El tiempo t , disponible para que una partícula sedimente es igual a L/V , y, por tanto, la velocidad de sedimentación crítica, v_0 , es igual a h_0/t . Como ya se señaló antes, $v = Q/h_0 W$, y la combinación de esta igualdad con las dos anteriores dará:

$$v_0 = \frac{h_0}{t} = \frac{h_0}{\frac{L}{v}} = \frac{h_0}{\frac{L}{\frac{Q}{h_0 W}}} = \frac{h_0}{\frac{L h_0 W}{Q}} = \frac{Q h_0}{L h_0 W} = \frac{Q}{W L}$$

La cantidad WL es el área A , de la superficie de fondo del tanque, por lo que se tiene :

$$V_o = \frac{Q}{A}$$

La cantidad Q/A , llamada carga superficial o velocidad de rebose, indica la velocidad de sedimentación más pequeña atribuible al tipo de partículas que se separen completamente del agua al atravesar la zona de sedimentación.

La teoría de la sedimentación ideal que aquí se expone en el contexto de un tanque rectangular es igualmente válida para los tanques circulares en los que el flujo se registra radialmente hacia afuera, ya que disponen de una zona de entrada situada en el centro y de otra periférica de salida. En este caso las trayectorias de la partícula V' y V'' , que en la figura son lineales por tratarse de un tanque rectangular, se curvan hacia abajo a medida que el flujo progresa hacia afuera (de la zona de entrada a la de salida). El aumento incremental del agua superficial a medida que el flujo progresa hacia afuera contrarresta exactamente el cambio experimentado por la velocidad del flujo horizontal, que es la que determina la curvatura descendente, de tal modo que el rendimiento de la sedimentación sigue dependiendo únicamente de la carga superficial, Q/A .

De acuerdo con esta teoría, ni la profundidad del tanque ni el tiempo de retención son importantes.

Desviación de las Condiciones Ideales

Desgraciadamente, los tanques de sedimentación raramente funcionan de acuerdo con la

teoría ideal, en esta desviación de las condiciones ideales de rendimiento de un tanque existen dos factores que desempeñan un papel predominante: las corrientes y las interacciones de las partículas. De las primeras pueden identificarse varios tipos de corrientes, entre las cuales las más usuales son las superficiales provocadas por el viento al barrer la superficie de tanques que están a la intemperie, las de convección, que son el resultado de diferencias de temperatura dentro del tanque o a su alrededor, las de densidad debidas a que el agua que penetra en el tanque tiene una densidad diferente (resultado de la temperatura o de la carga en suspensión) del agua que se encuentra en el tanque, y las de reflujó, producidas por la inercia del agua que va llegando. Estas corrientes transportan la materia en suspensión a diversas partes del tanque (vertical y horizontalmente) y, en consecuencia, trastornan el esquema del flujo en condiciones ideales.

El efecto de las corrientes es el de reducir el rendimiento del tanque en relación con lo previsto por la teoría ideal. Un método empleado para calcular el efecto de las corrientes es el ideado por Hazen y elaborado por Fair, suponiendo que las corrientes producen una mezcla en el tanque. Hazen calculó el rendimiento de la sedimentación basándose en un tanque de sedimentación que se subdividiese en una serie de balsas de mezcla.

II.2.2. SEDIMENTACIÓN TIPO 2

Interacciones de las Partículas

En soluciones relativamente diluidas, las partículas no se comportan de modo discreto como en el caso anterior, sino que estas tienden a agregarse unas a otras durante el proceso de sedimentación, es decir existe una coalescencia entre partículas que modifica la forma, densidad y tamaño de la partícula original.

La sedimentación se acelera cuando se registra una floculación dentro del tanque de sedimentación en sí. En vista de que las distintas partículas de una suspensión pueden sedimentarse a velocidades distintas, es posible que algunas alcancen a otras durante este proceso y, si entran en contacto y se adhieren, ocurre la floculación. La nueva partícula así formada se sedimenta a una velocidad más alta que la que se hubiera realizado separadamente de las dos partículas que la constituyen. Cabe en lo posible que un floculo entre en contacto con otros muchos durante la sedimentación, con lo que, cada vez que establezca uno de estos contactos, aumenta tanto el tamaño del floculo como su velocidad de sedimentación (Figura II.4).

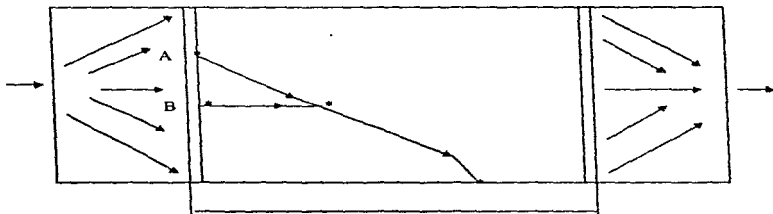


FIGURA II.4

ACCIÓN DE INTERACCIÓN DE PARTÍCULAS EN
SEDIMENTACIÓN

Camp ideó una ecuación que expresa esta oportunidad de contacto.

$N_{ij} = n_i n_j (d_i + d_j)^2 (v_i - v_j) \frac{\pi}{4}$	N_{ij} = Frecuencia de Colisión por unidad de volumen de la suspensión entre i y j partículas.
	n_i y n_j = Número de Partículas i y j por unidad de volumen de la suspensión.
	d_i y d_j = Diámetros respectivos de dichas partículas, (mm).
	v_i y v_j = Velocidades de Sedimentación de las partículas i y j, (mm/s).

Las velocidades de sedimentación aumentan a medida que lo hace el tamaño de las partículas, siempre que todos los demás factores permanezcan constantes.

En base a algunos estudios realizados, se ha observado que los flocúlos químicos formados en el tratamiento de aguas tienen densidades que decrecen a medida que el tamaño de dichos flocúlos aumenta. La disminución de la velocidad es más pronunciada en el caso de los flocúlos más pequeños (de un diámetro inferior a 1 mm aproximadamente) que en los mayores. La variación de la densidad de los flocúlos pequeños puede representarse por la ecuación:

$\rho_s - \rho_o = Kd^{-2.7}$	$\rho_s =$ Densidad del Flóculo, (kg/m ³).
	$\rho_o =$ Densidad del Agua, (kg/m ³).
	$K =$ Coeficiente que depende de los coagulantes empleados, la naturaleza y el grado de turbiedad así como otras características del agua cruda.
	$d =$ Diámetro esférico equivalente del flóculo, (m).

Para Números de Reynolds bajos la velocidad de sedimentación aumenta en proporción a "d". La cantidad de turbiedad existente en el agua y el tiempo de floculación proporcionado alteran el tamaño de los flóculos y, por tanto, la variación de la relación tamaño - densidad. Los efectos de las variaciones tamaño - densidad que se encuentran en las operaciones a escala real en las plantas de tratamiento pueden ser bastante menos acusados que los aquí descritos.

Las interacciones de las partículas no solo ejercen influencia sobre la floculación, sino asimismo poseen un efecto conocido como sedimentación demorada. Las ecuaciones empleadas para calcular la velocidad de sedimentación de una partícula parten del supuesto, entre otras cosas, de que dicha partícula se está sedimentando por sí sola en un agua quieta.

Como una partícula desplaza el agua que se encuentra debajo de ella a medida que se sedimenta, dicha agua desplazada debe moverse hacia arriba a lo largo de la partícula.

En el caso de la sedimentación de una sola partícula en un recipiente grande, el movimiento ascendente del agua desplazada pasa virtualmente inadvertido, pero si la concentración de partículas es lo suficientemente grande (o si el recipiente es de diámetro pequeño en relación con el tamaño de la partícula), dicha velocidad ascendente del agua desplazada por las partículas adquiere un valor apreciable en comparación con la velocidad de sedimentación. Como la velocidad de sedimentación calculada es relativa al agua, el flujo ascendente del agua desplazada actúa en el sentido de reducir la velocidad con la que la partícula se aproxima al fondo del tanque. La ecuación más sencilla y utilizada para calcular el grado de sedimentación es la ideada por Richardson y Zaki.

$\frac{V_h}{V} = (1 - C_v)^n$	V_h = Velocidad de Sedimentación Demorada, (m/s).
	V = Velocidad de Sedimentación Libre. (m/s).
	C_v = Concentración Volumétrica de partículas en suspensión (fracción de volumen).
	n = Exponente que para esferas que se sedimentan para Números de Reynolds inferiores a 0.2 toma el valor de 4.65.

En un tanque de sedimentación la concentración volumétrica de partículas tiende a aumentar hacia el fondo, y este aumento va acompañado de otro efecto, el de la acción del frenado. Como el frenado reduce la velocidad de sedimentación efectiva, contrarresta los efectos de la floculación. Sin embargo, en la mayor parte de los floculadores la fracción que representa el volumen de los floculos es inferior a 0.001. Un aumento de diez veces de este valor durante la sedimentación provocaría una disminución en la velocidad de sedimentación de las partículas inferior al 5%, cantidad completamente despreciable en comparación con los demás efectos ejercidos sobre la sedimentación. Por consiguiente, en el caso de los tanques de sedimentación típicos empleados en el tratamiento de agua, los efectos de la sedimentación demorada son despreciables. Sin embargo, en el caso de algunas situaciones especiales de tipos concretos de unidades empleadas en el tratamiento de aguas residuales, la fracción de volumen de las partículas puede ser bastante grande, y cuando imperan estas condiciones hay que tener en cuenta los efectos del frenado.

Retomando, el efecto de coalescencia producido en las partículas, la cuantía de dicha floculación ha de depender de factores tales como carga de superficie, profundidad del tanque, gradiente de velocidad del sistema, concentración y tamaño de las partículas.

El efecto que pueden ejercer estos factores pueden determinarse mediante ensayos de laboratorio, utilizando columnas de sedimentación.

Dicha columna puede ser de cualquier diámetro, pero su altura deberá ser igual a la profundidad del depósito de que se trate. La experiencia ha mostrado que un tubo de plástico de 15 cm de diámetro por 3 m de altura proporciona buenos resultados. Los orificios de muestreo deberán colocarse a intervalos de 0.5 m.

La solución con la materia suspendida se introduce en la columna de tal modo que se produzca una distribución uniforme de los tamaños de las partículas a través de todo el tubo. Teniéndose cuidado de mantener una temperatura uniforme a lo largo de todo el ensayo, a fin de eliminar las corrientes de convección, y conservar condiciones de reposo a lo largo del proceso de sedimentación.

La sedimentación deberá tener lugar en condiciones de reposo, y a distintos intervalos de tiempo se retirarán las muestras de los orificios y se analizarán cada una de ellas para conocer el número de sólidos suspendidos. Se calcula para cada muestra la eliminación porcentual y el resultado se sitúa en una gráfica tiempo - profundidad, una vez dibujados los puntos se trazan las curvas de igual eliminación porcentual. En la Figura II.5 se muestra una columna de sedimentación y los resultados de dicho ensayo.

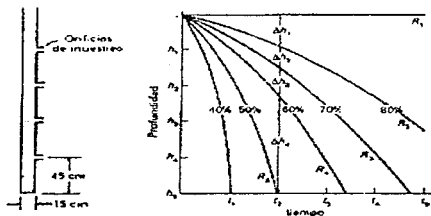


FIGURA II.5

COLUMNA DE SEDIMENTACIÓN Y CURVAS DE IGUAL
ELIMINACIÓN PORCENTUAL PARA PARTÍCULAS FLOCULENTAS

Como este procedimiento indica, los tanques de sedimentación son usualmente diseñados usando una velocidad de sobreflujo, un periodo de retención o bien ambos y asumiendo un tanque ideal de sedimentación.

Este método de diseño muchas veces falla al pronosticar o explicar la conducta de los tanques debajo de las condiciones operantes debido a que no se considera la concentración o gradientes de densidad, movimientos a causa de vientos, variaciones de flujo, diferencia en las formas de los tanques, estructuras de entrada y salida y variaciones de la temperatura

Se han realizado algunos esfuerzos para examinar la confiabilidad de los procedimientos de las pruebas de laboratorio y su influencia en algunos de los factores antes mencionados. La temperatura es un factor importante en el diseño de los sedimentadores de este tipo, especialmente aquellos operando con sólidos uniformes, tales como los sedimentadores primarios. La creciente viscosidad del agua a bajas temperaturas retarda la sedimentación de partículas en los sedimentadores por lo que requiere de extensos tiempos de retención para mantener la misma eficiencia de remoción.

Mas adelante se explicará de una manera mas amplia el efecto que causa la temperatura.

II.2.3. SEDIMENTACIÓN TIPO 3

Un ejemplo de este tipo de sedimentación ocurre en sedimentadores posteriores al proceso de lodos activados y espesadores a gravedad. Es decir, en sistemas que contienen elevadas concentraciones de sólidos suspendidos que exceden los 500 mg/l.

En estos sistemas, además de la sedimentación discreta y floculenta, suelen darse otras formas de sedimentación como la zonal y por compresión

Como un resultado de la coalescencia de las partículas, además de producirse la sedimentación libre, estas tienden a sedimentarse como una zona manteniendo una posición relativa una respecto de la otra.

El fenómeno de sedimentación ocurrida en suspensiones concentradas se esquematiza en la Figura II 6, donde se observa una capa de agua relativamente clara por arriba de la región de sedimentación.

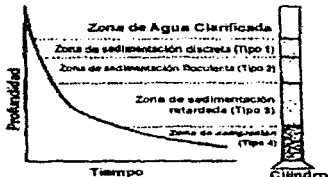


FIGURA II.6 ZONAS DE SEDIMENTACIÓN

Debido a las características hidráulicas del flujo alrededor de las partículas y de las fuerzas interparticulares, aquellas se depositan como una zona o en capa, manteniendo la misma posición relativa entre ellas. Conforme esta zona va sedimentando se produce un volumen de agua relativamente clara por encima de la región de sedimentación zonal. Las partículas que permanecen en esta región se depositan como partículas floculadas o discretas (sedimentación tipo 1), tal como se ha discutido. Existiendo una interface bien diferenciada entre la región de sedimentación discreta y la región de sedimentación retardada (sedimentación tipo 2).

La velocidad de sedimentación en la región de sedimentación retardada es función de la concentración de sólidos y de la condición de los mismos.

A medida que prosigue la sedimentación, comienzan a formarse en el fondo del cilindro una capa de partículas comprimidas dentro de la región de compresión. Las partículas de esta región forman aparentemente una estructura en la que existe un contacto físico entre las mismas. Cuando se forma la capa de compresión, las regiones que contienen concentraciones de sólidos cada vez menores que las halladas en la región de compresión se van desplazando hacia la parte superior del cilindro.

La región de sedimentación zonal consiste en un escalonamiento de la concentración de sólidos a partir de la hallada en la región de sedimentación retardada hasta la que se encuentra en la región de sedimentación por compresión. Según Dick y Ewing, las fuerzas de la interacción física entre las partículas que son especialmente fuertes en la región de sedimentación por compresión, disminuyen progresivamente con la altura. Dichas fuerzas pueden existir en alguna cuantía en la región de sedimentación zonal.

Los ensayos de sedimentación suelen ser necesarios para determinar las características de la suspensión cuando se necesite conocer bien los aspectos de sedimentación zonal y por compresión. Los ensayos de sedimentación de columnas pueden utilizarse en la determinación del área requerida para la región de sedimentación libre, sin embargo, la velocidad de sedimentación zonal es generalmente menor que la anterior, de modo que esta velocidad raramente es el factor que controla el proceso.

Por otro lado, la capa de lodo o masa superior de lodo inmediatamente debajo de la interface actúa a manera de filtro que atrapa y retiene partículas de sedimentación más lenta que, de otra manera, permanecerían en la región de sedimentación discreta o que, en un tanque de sedimentación, podrían ser arrastradas hacia arriba por el agua que asciende a través de la masa de lodo hacia los vertedores de superficie.

Diversos métodos de diseño son comúnmente usados en el diseño de sedimentadores de lodos activados. El método desarrollado por Talmadge y Fitch basado en el trabajo de Kynch (batch), requiere del cálculo del área requerida para la sedimentación zonal. Dicho método se basa en la interface de velocidad de sedimentación de un lodo con una sola concentración inicial, sin embargo, los experimentos han mostrado que la teoría de Kynch no es aplicable a materiales compresibles tales como los lodos del agua residual. Por lo que entonces, los métodos de diseño de sedimentadores basados en el análisis de Kynch no son aplicables y mucho menos recomendados.

El método de diseño actualmente aceptado se basa en trabajos realizados por Coe y Clevenger, Yoshioka, Dick, Young, y Dick y Ewing. El cual involucra la determinación del flujo total de sólidos el cual consta de dos componentes: los sedimentos de lodo inducido por

gravedad, y la masa en movimiento de lodo y agua inducida por la recirculación del fondo del tanque.

El componente de flujo por gravedad está basado en la velocidad de sedimentación del lodo el cual se asume igual a la interface de la velocidad de sedimentación del lodo. El componente de la masa de lodo y agua en movimiento es calculado de la velocidad dentro del tanque inducido por la recirculación de lodos. Estos dos componentes son sumados para obtener el máximo flujo de sólidos que pueden ser aplicados a un sedimentador produciendo una concentración específica de sobreflujo a una velocidad específica de recirculación.

Recientemente Wilson y Lee, y Riddell mostraron que el procedimiento de la Teoría del Flujo de Sólidos puede ser simplificado

Análisis del Flujo de Sólidos

En un sedimentador que está operando en estado estable, un flujo constante de sólidos está moviéndose hacia abajo, como lo muestra la Figura II.6

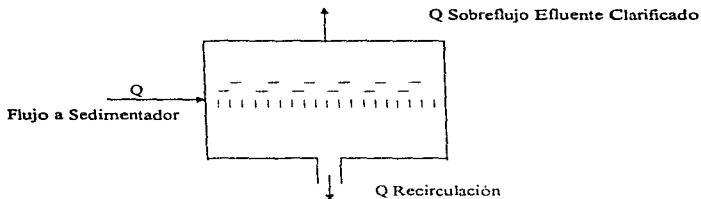


FIGURA II.7

SEDIMENTADOR OPERANDO A UN ESTADO ESTABLE

La masa total del flujo de sólidos SF, es la suma de la masa de flujo resultado de impedir la sedimentación Sf y la masa del flujo resultado de la masa en movimiento de la suspensión Sfu.

El flujo de sólidos a través de alguna frontera resultado de la sedimentación impedida es :

$Sf = XV$	$Sf =$ Flujo de Sólidos por gravedad, $(kg / m^2 \cdot h)$.
	$X =$ Concentración de Sólidos al punto en cuestión, (g / m^3) .
	$V =$ Velocidad de Sedimentación de Sólidos a la concentración X, (m/h) .

El flujo de sólidos resultado del sobreflujo Sfu es:

$Sfu = XuU$	$Sfu =$ Flujo de Sólidos resultado del sobreflujo, $(kg / m^2 \cdot h)$.
	$Xu =$ Concentración de Sólidos al punto en cuestión, (g / m^3) .
	$U =$ Velocidad de la masa que va hacia abajo, (m / h) .

El flujo total de sólidos, SF en kg / m^2 es la suma de estos dos componentes: $SF = X V + Xu U$

III.2.4. SEDIMENTACIÓN TIPO 4

Como se vio en la Figura II.5, posterior a la sedimentación zonal se tiene una sedimentación por compresión ideal o del Tipo 4. En este tipo de sedimentación, las partículas tienden a alcanzar tales concentraciones que provocan la formación de una estructura que sedimentará solo por compresión. La velocidad de sedimentación de los lodos consolidados en esta región es proporcional a la diferencia entre la altura de la capa de lodo en el tiempo t y la altura a la cual el lodo sedimentará después de un largo periodo de tiempo. Esto puede presentarse como:

$H_1 - H = (H_2 - H)e^{-i(t-t_2)}$	H_1 = Altura de Lodo Sedimentado al tiempo t , (m).
	H = Altura de Lodo Sedimentado después de un largo periodo de tiempo (aprox. 24 hrs.), (m).
	H_2 = Altura de Lodo Sedimentado al tiempo t_2 ,(m)
	i = Constante para una suspensión dada.
	e = Base del Sistema Logaritmico Napieriano.

CAPÍTULO II
TEORÍA DEL PROCESO DE SEDIMENTACIÓN

Se ha observado que la agitación ayuda en la compactación de lodos en esta región, al promover la ruptura de flóculos y la circulación del agua, asimismo favorece una mejor sedimentación en la región de sedimentación zonal.

CAPÍTULO III

III. TIPOS DE SEDIMENTADORES

III.1. GENERALIDADES

La elección del tipo de tanque de sedimentación para una aplicación determinada depende básicamente de las siguientes condiciones : tamaño que se requiera de dicha instalación, disposiciones y reglamentos propios de cada localidad, condiciones locales del predio, experiencia y juicio del proyectista, y principalmente de una estimación de costos.

Respecto del número de dichos tanques, toda planta deberá contar por lo menos con dos o más unidades para de esta manera garantizar el continuo funcionamiento del proceso, esto es, que mientras uno de ellos esté fuera de servicio por reparación o mantenimiento, el resto se encontrará en funcionamiento.

Los sedimentadores varían respecto a su forma, profundidad, entradas y salidas, mecanismos de remoción de lodos, aparatos de remoción de natas y un sin número más de características constructivas. Sin embargo, comúnmente son clasificados en base a su forma física, teniéndose los siguientes tipos generales:

1. Sedimentadores Circulares

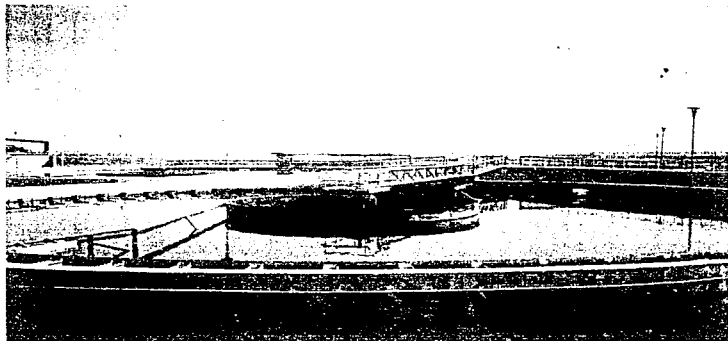


FIGURA III.1

SEDIMENTADORES CIRCULARES

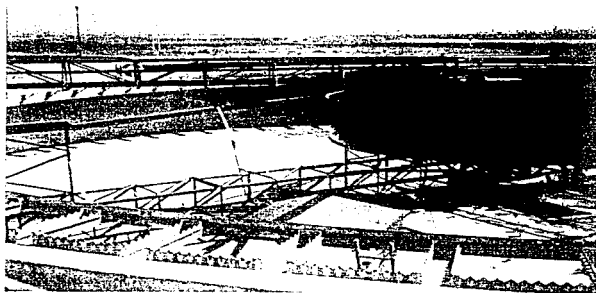


FIGURA III.1. SEDIMENTADORES CIRCULAR

2. Sedimentadores Rectangulares (con diversas relaciones largo - ancho).



FIGURA III.2 SEDIMENTADOR RECTANGULAR

- 3. Sedimentadores Cuadrados**
- 4. Sedimentadores Hexagonales**
- 5. Sedimentadores Octagonales**

Actualmente, casi todas las plantas de tratamiento utilizan tanques de sedimentación de diseño normalizado, circular o rectangular, con dispositivos mecánicos para recoger lodos.

Una clasificación más subdivide convencionalmente de acuerdo a su función a los sedimentadores en : primario, intermedio, secundario y terciario. En el presente trabajo sólo se hará referencia a los de tipo primario.

III.1.1. DISPOSITIVOS DE ENTRADA

La eficiencia de un tanque sedimentador depende de la localización de los dispositivos de entrada y de la dirección de la velocidad de llegada.

La función de los dispositivos de entrada es la de distribuir el agua a tratar uniformemente entre todos los tanques, así como por toda la superficie de la sección transversal de cada tanque de sedimentación. Para evitar los cortocircuitos a través de el tanque es preciso disponer de dispositivos de entrada y salida de diseño adecuado.

De los primeros, el más eficiente y satisfactorio es el que permite que el agua procedente del tanque anterior penetre directamente en el de sedimentación sin recurrir al empleo de tuberías o canales.

Dada la variedad de gastos con que operan las plantas de tratamiento, las velocidades en la tubería o en el canal de entrada pueden ser tan bajas que tenga lugar la sedimentación o tan altas que rompan el flóculo antes de que este llegue al tanque.

Cuando es preciso recurrir a tuberías o canales, se emplean varios métodos para lograr una distribución uniforme del flóculo. Para obtener un flujo uniforme a través de cada una de las tuberías u orificios de entrada, la pérdida de carga en cada abertura debe ser grande en comparación con la diferencia máxima de carga de que se dispone en los dispositivos de entrada. Sin embargo, es preciso mantener las velocidades lo suficientemente bajas para evitar la ruptura de los flóculos.

Cabe mencionarse que el concepto de cortocircuito se basa en el concepto de tanque ideal, en donde el flujo se mueve de manera uniforme (flujo pistón), sin embargo, en la realidad dicho flujo no se mueve de esta manera, ya que en ocasiones las características del tanque, como por ejemplo las de tipo constructivas en entradas y salidas del tanque, provocan ciertas tendencias de tránsito del agua, como lo puede ser un completo mezclado.

III.1.2. DEFLECTORES INTERMEDIOS

El empleo de deflectores en los tanques de sedimentación para reducir el cortocircuito y mejorar la eficiencia de la deposición es una práctica común en diversas instalaciones.

Aunque esta disposición tiende a corregir el cortocircuito, por otra parte puede dar lugar a la formación de zonas muertas, generación de corrientes y a la perturbación de los sólidos depositados.

Otro método para reducir dicho cortocircuito se basa en el empleo de deflectores longitudinales dispuestos entre las dos extremidades del tanque, que también sirven para alimentar el agua por una extremidad de la misma y devolverla a dicha extremidad antes de que pase a la siguiente fase del proceso de tratamiento.

III.1.3. DISPOSITIVOS DE SALIDA

El agua que sale del tanque de sedimentación debe recogerse uniformemente a través de su anchura para así evitar que se registren velocidades de aproximación altas y, en consecuencia, que los lodos sedimentados sean arrastrados por encima del vertedero.

En los tanques rectangulares, los vertederos pueden disponerse a través de ellos, o bien pueden sustituirse por aberturas o portillos para la salida del efluente. Los vertederos de descarga libre tienden a romper el floculo frágil. La combinación de orificios aguas arriba del vertedero sumergido proporcionan dispositivos de salida eficientes y reducen el fenómeno del cortocircuito.

Algunos incorporan vertederos y canales colectores que arrancan hacia la mitad del tanque para dar una mayor longitud del vertedero. Una longitud insuficiente se traduce en velocidades de rebose excesivas y la consiguiente elevada velocidad del flujo que se aproxima al vertedero. En los tanques con longitud de vertedero insuficiente es frecuente que los sólidos sedimentados que se encuentran en el fondo del tanque sean arrastrados por la elevada velocidad de aproximación, lo que anula por completo la buena sedimentación lograda.

III.1.4. **DISPOSITIVOS DE SEPARACIÓN DE LODO**

Los tanques de sedimentación pueden equiparse con mecanismos que recogen y eliminan los lodos para así conservar su eficacia volumétrica y reducir la necesidad de ponerlas fuera de servicio para proceder a su limpieza.

III.1.5. **ZONAS DE UN TANQUE SEDIMENTADOR**

Anteriormente en el Capítulo II fueron explicadas estas zonas, sin embargo se hará rápidamente mención de ellas nuevamente.

Zona de Entrada. Es la región en la que el gasto de entrada se distribuye uniformemente en toda la sección transversal del tanque de tal forma que el flujo a través de la zona de sedimentación sigue trayectorias horizontales.

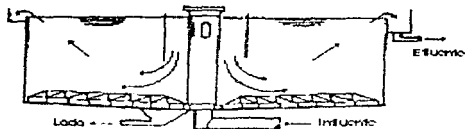
Zona de Sedimentación. El flujo es permanente y la concentración de cada tamaño de partícula es uniforme a través de la sección transversal normal al fluido.

Zona de Salida. En ella el efluente clarificado se colecta y descarga a través de un vertedor.

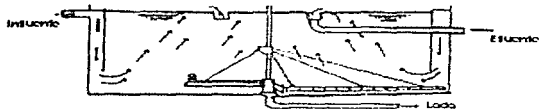
Zona de Almacenamiento de Lodo. Es el área bajo la zona de sedimentación y que se encuentra disponible para almacenar el material sedimentado.

III.2. SEDIMENTADORES CIRCULARES

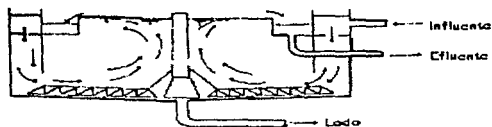
En su mayoría este tipo de sedimentadores es utilizado en tratamientos primarios y secundarios con diámetros que van desde los 3 m hasta 100 m y profundidades de 2.5 m hasta 4 m. Se tienen diversos tipos de configuraciones de los sedimentadores circulares como lo muestra la Figura III.3. Los cuales se clasifican en base al tipo de alimentación, sea central o perimetral.



a) Sedimentador Circular de Alimentación Central con Sistema Raspador de Remoción de Lodos



b) Sedimentador Circular de Alimentación Marginal con Sistema Hidráulico de Succión de Remoción de Lodos



c) Sedimentador Circular de Alimentación Marginal

FIGURA III.3 SEDIMENTADORES CIRCULARES

III.2.1. ALIMENTACIÓN CENTRAL

Muchos tanques circulares en operación son alimentados al centro de los mismos por medio de **pipas de entrada** o bien cajas circulares dispadoras de energía .

Los **vertedores** para evacuar el efluente son situados cerca del perímetro exterior del tanque para de este modo crear un modelo de flujo hidráulico radialmente directo de la parte externa del tanque al centro del mismo.

Alimentación Convencional

En sedimentadores primarios y secundarios seguidos de reactores de película fija, el tipo más común de dichos sedimentadores, posee un pozo alimentador de tipo cilíndrico con un diámetro que va del 15 al 29% del diámetro total del tanque.

En tanto que, para lodos activados el pozo alimentador mide entre 20 o 25% del diámetro del tanque. El diámetro de este pozo alimentador es determinado básicamente por el criterio de velocidad de flujo hacia abajo, aunque algunos fabricantes aconsejan que este no exceda de 10.7 ó 13 m. Muchos de estos fabricantes limitan las velocidades pico en el alimentador a menos de 25 o 30 mm/s.

La sumergencia de dicho alimentador ha ido variando, de ser tan pequeño como el 30% hasta un 75% de la profundidad del tanque. Varios fabricantes recomiendan que esta sumergencia sea dos terceras partes de la profundidad del agua permitiendo una inclinación en el piso de fondo de 1:12. Otros fabricantes más, recomiendan que el alimentador central en el fondo sea localizado 0.3 m debajo del fondo del centro a alimentar, mientras que unos mas recomiendan que el área cilíndrica debajo del pozo alimentador sea igual al área del pozo alimentador.

En algunos tanques convencionales, el pozo alimentador gira con el mecanismo raspador de lodos, en otros mas este queda estacionario. El pozo alimentador puede ser soportado por un puente o bien por el mecanismo colector de lodos. Modelos generales de flujo comunes en sedimentadores de alimentación central se muestran en la Figura III.4.

Otros diseños de dicho pozo presentan portales de natas o pequeñas aberturas cercanas a la superficie para permitir el paso de materiales flotantes. Unidades fuera de tales aberturas requieren de manuales de espumación en caso de que los flotantes se vuelvan un problema.

Existen diversas variaciones respecto a la geometría de las pipas alimentadoras que descargan en pozos influentes como lo muestra la Figura III.5.

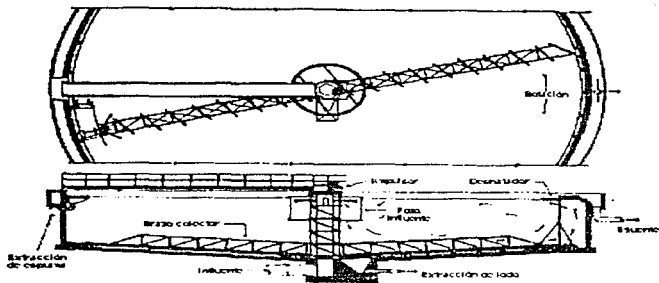


FIGURA III.4

MODELO GENERAL DE FLUJO EN SEDIMENTADORES DE
ALIMENTACIÓN CENTRAL

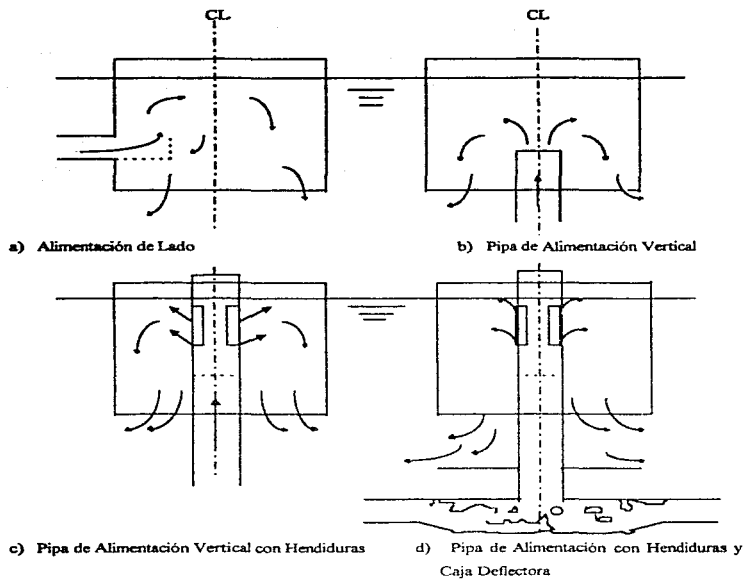


FIGURA III.5 PIPAS ALIMENTADORAS

Alimentación Lateral

Un método de descarga del influente al centro consta de una pipa horizontal conectada al pozo con una caja final. Figura III.6.

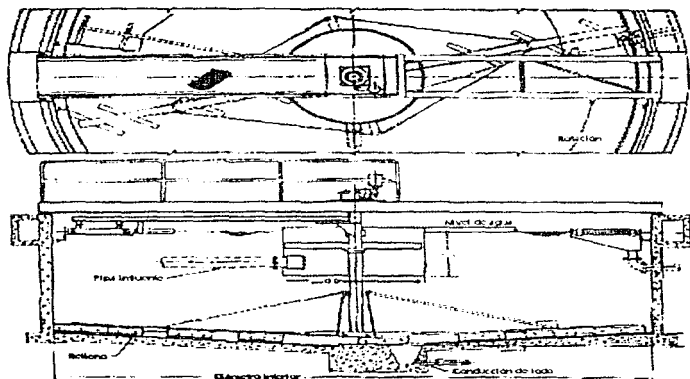


FIGURA III.6

TANQUE DE ALIMENTACIÓN CENTRAL CON PIPA HORIZONTAL

Algunos de los anteriores diseños de tanques omitieron el pequeño deflector, lo que provocaba una excesiva turbulencia causando con ello una pobre sedimentación.

Este tipo de alimentación central ha sido usada en la construcción de pequeños sedimentadores circulares, demostrándose que es un diseño económico respecto de su construcción.

Existe una seria desventaja en los diseños de alimentación lateral, como lo es la velocidad asimétrica creada por la incapacidad de una buena alimentación central para disipar completamente la velocidad de el influente. La asimetría distorsiona el flujo radial a través del tanque y puede producir una total reducción en la eficiencia del sedimentador. Un diseño creado por Fitch y Lutz divide el flujo horizontal entrante en mitades las cuales chocan una contra otra en un único centro alimentador para de esta manera reducir la asimetría.

Canal Vertical de Alimentación

El tipo más común de alimentación central en sedimentadores circulares es el que se realiza a través de una pipa de alimentación vertical. En tanques grandes, la pipa alimentadora es aún más económica debido a que no es necesario el sustento de la pipa horizontal dentro del tanque. En suma el problema de asimetría se elimina.

El diseño fomenta un razonable y uniforme vector modelo de velocidad radial, sin embargo, asimismo forma una gran cascada de el influente al centro del tanque. Este tipo de estructura forma una ebullición en la superficie del centro del tanque provocando así que no exista una alimentación radial.

Muchos fabricantes han ido de la pipa vertical con puertas o canales, a proyectar el flujo radial dentro de la fuente de influente, en algunos diseños mas esas puertas de entrada podrán ser usadas también para cerrar el fondo del canal de alimentación.

El diseño de portales es utilizado en algunos tipos de mecanismos colectores de lodos. El más complejo es el denominado "órgano pipa", unidad de succión de lodos con tubos conductores.

Modelos estudiados por Robinson demostraron que este tipo alimentación produce una velocidad típica modelo mostrada en la Figura III. 7.



FIGURA III.7 **MODELO DE VELOCIDAD TÍPICA EN UN SEDIMENTADOR DE ALIMENTACIÓN CENTRAL.**

Similarmente, el trabajo de Crosby mostró el mismo modelo general con una distorsión radial causada por la pipa colectora de lodos. Murphy en sus investigaciones ha indicado que pequeños diámetros al centro del canal de alimentación pueden producir un efecto de catarata de densidad en la corriente.

Este fenómeno puede ser bastante pronunciado en la sedimentación de mezclado líquido en una actividad final de clarificación de lodos como lo muestra la Figura III. 8

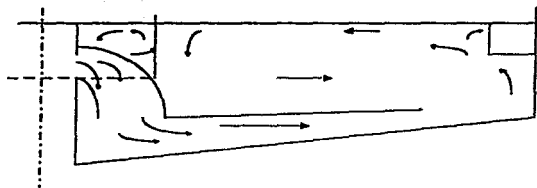


FIGURA III.8 FENÓMENO DE CASCADA DE POSIBLES SÓLIDOS EN
SEDIMENTADORES DE LODOS ACTIVADOS

El modelo de Murphy resulta en una deposición de sólidos, que es la más alta en el centro del tanque, y gradualmente decrece con la distancia del centro.

El efecto de catarata puede crear algunos grados de compactación de lodos en el centro de alimentación de tanques con problemas, por lo que debe colocarse una tolva colectora central. El potencial por tal en ventaja se reducirá en tanques con sistemas hidráulicos de remoción de lodos.

En sedimentadores con sedimentación de agua cruda la capa de lodos son más delgada y los sólidos son normalmente removidos por complejos mecanismos. Convencionalmente el centro de la fuente alimentadora ha dado resultados satisfactorios con un rango de profundidad de sumergencia razonable.

Sorensen examinó la estrategia de mantenimiento a la altura de la capa de lodos dentro de el sedimentador. Sus datos indicaron que el mantenimiento de la alta capa usando un control automático produce una mejor calidad de el efluente en comparación con una planta de control manual. Como quiera, la evidencia del espesador de carbón sugiere que la introducción de alimentación debajo de la capa es perjudicial a la concentración de sólidos debajo de el flujo, con efectos secundarios tales como oleajes hidráulicos que entran al final del tendido de sedimentación y fluidizan la profundidad de la capa de lodos.

La escala de llenados, en tanques estudiados por Crosby, indicó que la mejor ejecución puede ser obtenida con un fondo en el centro del canal de alimentación que es cualquiera de los dos tanques arriba de la capa de lodos o algo debajo de la parte de arriba de la capa de lodos.

Una condición a evitar es cuando el fondo del canal de alimentación es muy cercano a la superficie de la capa de lodos. Ello provee en efecto un fondo artificial al tanque, creando relativamente altas velocidades radiales y flujo turbulento a través de la parte de arriba de la capa de lodos. Esto puede mantener sólidos influentes de sedimentación y barrer de la parte superior de la capa hacia la estructura de el efluente.

Asociación con Cajas Tanque

Un número de investigaciones han demostrado que la ejecución hidráulica y la remoción de sólidos suspendidos de tanques circulares puede ser mejorado con localizaciones estratégicas de platos caja. El radio de dicha caja será de 10 a 20% tan grande como el pozo alimentador.

Estudios realizados por Crosby sugieren que la cubierta sea sujeta del fondo nivelado de el centro de la caja alimentadora en casos donde la velocidad de flujo son bastante constantes.

El principio de localización estratégica de el centro de cajas alimentadoras para proporcionar liberación de el influente al nivel de la superficie de la cubierta es generalmente reconocido como importante para minimizar interfaces de tipo cortante y turbulencia de la parte superior de la capa.

La instalación de platos deflectores al fondo de cada orificio de la pipa central de alimentación podrá considerablemente mejorar su ejecución para reducir el efecto cascada, y usando la porción superior de el centro alimentador, disipar algo de la energía.

En sedimentadores típicos de alimentación central de lodos activados, el sistema de corriente descendente y flujo radial de el líquido influente a las paredes de el efluente muchas veces crea un fenómeno que repercute en la pared del tanque. Las velocidades de el sistema de corriente ascendente al punto puede llevar algunos de los sólidos de la capa de arriba por la pared y en las bateas de el efluente. Ensayos para reducir estos sólidos perdidos han incluido cajas especiales por el fondo del tanque o cerca de los vertedores.

En Morgantown, N. C. una caja con anillo, extendiéndose de el suelo hacia arriba de la profundidad media de el fondo de el pozo alimentador, fue instalado para romper la densidad radial de la corriente. Datos recolectados de sólidos suspendidos posterior a la instalación de la caja con anillos mostró una reducción de 28.2 mg/l a 17.6 mg/l, un 38% de mejoramiento

Aunque experimentos con este tipo de cajas es limitado, estos parecen ser diseños de consideración apreciable, especialmente para tanques viejos con vertedores perimetrales.

Salidas

El flujo es removido de un tanque circular de alimentación central por medio de vertedores, bateas u orificios. Sin embargo, los vertedores perimetrales son de uso más común especialmente en tanques pequeños.

Como los tanques crecen en tamaño, la velocidad de inundación se incrementa variando aproximadamente a razón de el cuadrado del incremento del diámetro, por esta razón y para ayudar al control se colocan vertedores dobles muchas veces usados en el diseño de tanques circulares grandes. Los modelos tipo serpiente tienen mayor uso.

La efectividad de este doble soporte es de importante consideración. Esta práctica reporta ventajas, consistentes en bajar la carga de velocidad en los vertedores y proporcionar un efluente retirado a una significativa distancia de la pared a permitir repercusiones en los sólidos suspendidos para reducir el efluente alargando las bateas.

Argumentos generales en contra de el vertedor soportado incluye sus altos costos, dificultad de bombeo debajo de el vertedor, dificultad de mantenimiento, inhabilidad para rasar el exterior etc. Sin embargo no todos estos argumentos son válidos. Los altos costos de construcción de los vertedores serán compensados con el grado de calidad de el efluente sedimentado, el bombeo debajo de los vertedores es menos difícil si son construidos pasillos sobre los vertedores soportados para mejorar el acceso. Dichos pasillos incrementan el costo pero también capacitan fácilmente a los platos vertedores para asegurar un retiro uniforme.

Un número de operadores han modificado esas dobles bateas por platos vertedores en el lado exterior de la doble cara de la batea, mejorando la ejecución de el sedimentador en ciertos casos, en los cuales pueden ser debido a que el vertedor exterior de el sedimentador no fue colocado lo bastante lejos de la pared.

La alimentación perimetral de el tanque tiene igual experiencia a una mejor ejecución con un solo vertedor perimetral porque este flujo inverso no crea una corriente ascendente próxima a los vertedores.

III.2.2. ALIMENTACIÓN PERIMETRAL

El concepto de propagación de la energía de entrada sobre una larga fracción de el volumen de el tanque dirige el desarrollo de la alimentación perimetral en sedimentadores circulares, este concepto crea hacia adentro un modelo de flujo radial.

La alimentación perimetral en tanques circulares es usado ampliamente en sedimentadores con efuente de lodos activados.

En una alimentación perimetral clásica el flujo entra por la periferia del tanque y es distribuido en una o dos direcciones alrededor de el tanque. Figura III. 9.

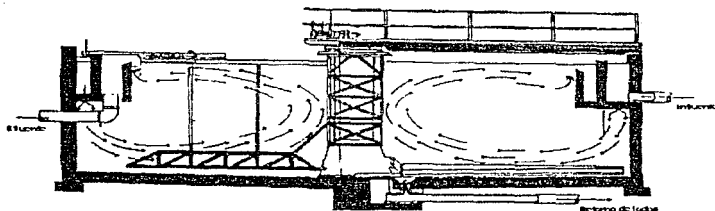


FIGURA III.9

MODELO DE FLUJO CON ALIMENTACIÓN PERIMETRAL

En un diseño alternativo como el que se muestra la Figura III.10 ningún orificio es usado para distribuir el flujo, pero un modelo espiral en rollo es utilizado para introducir el flujo dentro de el cuerpo del tanque cercano al fondo.

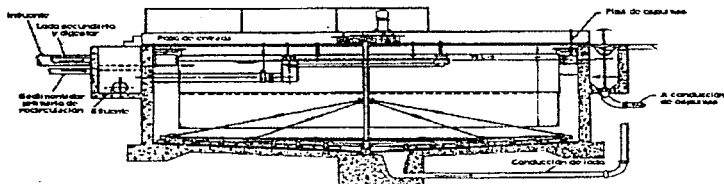


FIGURA III.10 SEDIMENTADOR CON ALIMENTACIÓN PERIMETRAL CON MODELO DE FLUJO ESPIRAL DE DISTRIBUCIÓN DE FLUJO

La unidad perimetral de alimentación mostrada en la Figura III.9 muchas veces es equipado con colectores de succión de lodos considerando la unidad de modelo de flujo espiral, frecuentemente usan arados. Donde los arados son usados, la remoción hidráulica de el flujo influente radialmente hacia adentro ayuda al movimiento de lodos hacia la colección central y un buen retiro.

En fechas recientes, ciertas investigaciones han indicado que la localización del efluente cercano al perímetro del tanque no es perjudicial para la remoción de sólidos suspendidos. Esto ha hecho el diseño estándar de alimentación perimetral para una mayor fabricación.

Un número de pruebas ejecutadas en sedimentadores circulares han indicado que la alimentación perimetral de tanques tiene una más alta eficiencia hidráulica que los modelos de alimentación central, así como un alto grado de remoción de sólidos suspendidos.

La alimentación perimetral en tanques que usan orificios para controlar la distribución perimetral de el influente del canal de alimentación en el tanque tiene un problema inherente de una inigual distribución, como el cambio de velocidad de flujo.

En diseños anteriores una pérdida principal a través de los orificios de cerca de 25 mm a medio flujo fue usado. Para muchos tanques esto fue satisfactorio.

No obstante, los criterios de diseño fueron cambiados para así proporcionar más pérdidas principales (cerca de 60 mm) y mejorar la distribución a flujos pico medios más que 3:1 que poseen altas pérdidas.

El diseño de tanques alimentadores perimetrales en recientes años se ha dirigido a una variación de configuraciones de entrada. El concepto de canal alimentador con puertos de entrada puede ser provisto de varios caminos.

Los sedimentadores más grandes que utilizan este tipo de entrada son construidos en concreto, tanto el canal influente como el canal efluente.

Con este tipo de diseño el influente puede ser uni o bi-direccional. En el unidireccional el flujo influente es dirigido a cualquiera de los dos sentidos (sea horario o antihorario) alrededor de la periferia del tanque, en el flujo bi-direccional el influente es dividido a cada dirección.

Una forma más de entrada de alimentación perimetral es la pipa mostrada en la Figura. III.11. Aquí las velocidades son dirigidas hacia el centro para minimizar disturbios de la capa de lodos.

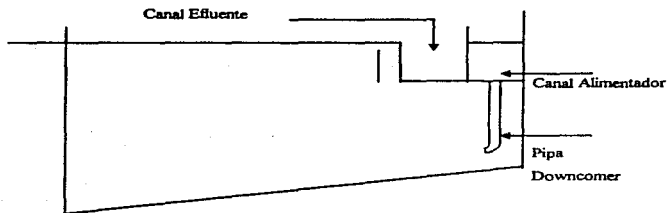


FIGURA III.11 ALIMENTACIÓN PERIMETRAL

Un diseño similar a este fue usado en la Planta de Tratamiento de Detroit, Mich. donde pipas difusoras localizadas alrededor de el perímetro del tanque fueron construidas como se muestra en la Figura III.12 y Figura III.13.

CAPÍTULO III
TIPOS DE SEDIMENTADORES

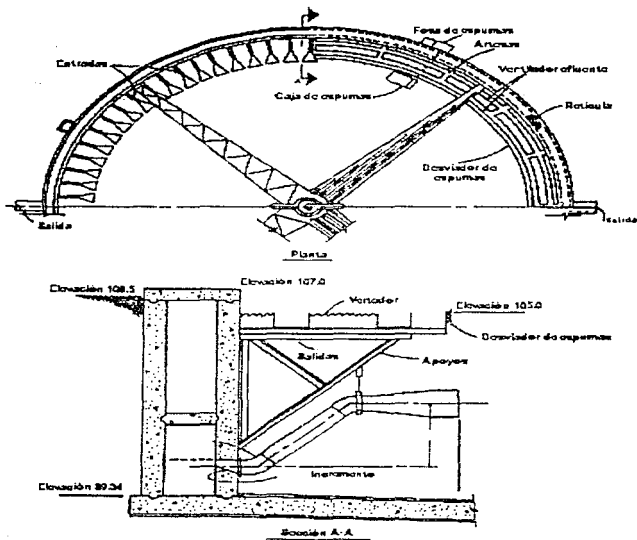


FIGURA III.12 SEDIMENTADOR FINAL CON TOMA ELEVADA Y DIFUSOR MODIFICADO

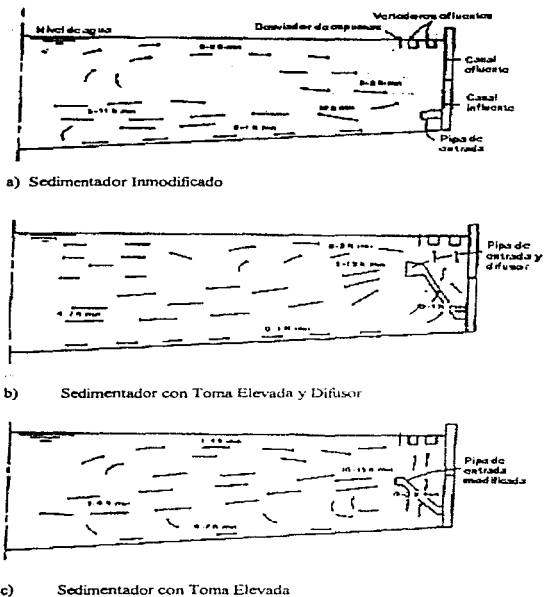


FIGURA III.13 PERFILES DE VELOCIDAD EN UN TÍPICO SEDIMENTADOR FINAL

Las relativas ventajas de las diferentes formas de tanques de alimentación perimetral no han sido cuantificadas. Sin embargo, pruebas ejecutadas en Detroit, han indicado que relativamente velocidades altas al punto de liberación son perjudiciales en la operación del tanque. La evaluación de el punto de liberación relativo a la superficie de la capa de lodos fue importante.

Vertedores Efluentes y Artesas

En el concepto original todos los tanques de sedimentación central, tuvieron artesas efluentes localizadas centralmente. Investigaciones han mostrado que la localización de el vertedor cercano al perímetro de el tanque produce una buena y mejor calidad de el efluente.

Muchos creen que la localización de el vertedor efluente por el perímetro de el tanque es un diseño óptimo, particularmente a altas velocidades de sobreflujo. La localización perimetral permite un rasado mecánico de la superficie de el sedimentador.

Canal Rasante de el Influyente

Sedimentadores anteriores de alimentación perimetral operan con una desventaja, debido a que el canal influente no fue propiamente rasante. Lodos flotantes en un sedimentador de lodos activados colectados en un canal influente, subirán al punto de sobreflujo y entrará cualquiera de los dos al canal efluente de el tanque.

En años recientes se han realizado algunos mejoramientos para permitir un rasado efectivo de este canal. La alimentación uni direccional tornó ventajas de la velocidad de el influente para llevar los flotantes alrededor de el tanque a un punto de remoción de natas. Este concepto combinado con anchos constantes y profundidades variables de canales alimentadores permitió un ancho constante de rasante para viajar en la misma dirección como la alimentación y rasar los flotantes sobre una playa en un recipiente.

Para canales influentes de anchos variables se mejoraron equipos rasantes, asimismo se han desarrollado muestras de aparatos rasantes que han sido óptimos en un número significativo de aplicaciones.

En este diseño un rasante de ancho variable rota alrededor de el tanque en dirección de el flujo influente y mantiene los flotantes contra la puerta del vertedor que automáticamente baja a remover los flotantes. La puerta de el vertedor entonces sube hasta el rasante y otra vez rota alrededor de el tanque hasta que regresa.

III.2.3. ALIMENTACIÓN DE FONDO

Un nuevo concepto de distribución de el influente en sedimentadores circulares es mediante la rotación de dos brazos. El movimiento distribuidor que libera al líquido mezclado cercano al fondo de el tanque elimina los problemas de cascada causado por las corrientes densas, el efluente es removido a la superficie por medio de pipas con ranuras u orificios, las pipas son unidas a la misma cámara rotante central rotando con la misma dirección de el distribuidor de fondo y mecanismos colectores de lodos.

III.2.4. COLECTOR DE LODOS

Los lodos que se sedimentan en un tanque circular, son removidos por medio de arados que transportan los lodos a un tolva colectora central o bien por aparatos de vacío que pican los sólidos removidos de el suelo. Los procesos primarios usan casi exclusivamente este tipo de mecanismos, los tipos de succión hidráulica son generalmente limitados a aplicaciones de lodos activados donde también son comunes los arados mecánicos.

Arado Raspador

Este mecanismo consta de raspas o arados que progresivamente mueven el lodo hacia una tolva central. Muchos de estos mecanismos constan de arados o raspas montados a un ángulo de doble brazo en una estructura que rota como un eje vertical.

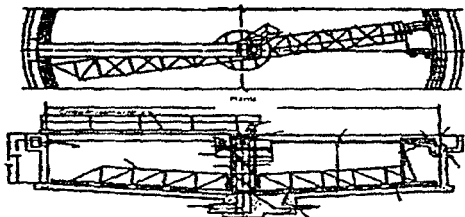
Para lodos con viscosidad pesada, las raspas zanján los lodos progresivamente hacia el centro donde se localiza la tolva recolectora de lodos.

Dicha tolva puede ser concéntrica o en forma anular, estas dos alternativas son mostradas en la Figura III.14.

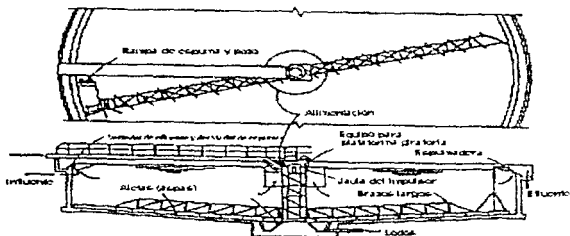
Unidades con tolvas tipo anular pueden ser equipados con equipos de agitación que empujan un sistema de corriente descendente al mecanismo de arado, tal agitación es considerada benéfica para lodos pesados o compactos, debido a que ayuda a soltar sólidos que pueden ser sedimentables en paredes anulares y declinadas y capacitar una concentración más uniforme.

Esto es una práctica común en la declinación de pisos de los sedimentadores equipados con mecanismos raspadores, teniendo una inclinación de grado 1:12. La construcción de estos tanque con dicha inclinación son considerados en la práctica muy costosos.

Este tipo de remoción de lodos es considerado excelente en la remoción primaria.



a) Sedimentador Circular con Tolva Anular



b) Sedimentador Circular con Tolva Concéntrica.

FIGURA III.14

SEDIMENTADORES CIRCULARES CON TOLVAS

Colectores Tipo Cruz Espesantes

Cuando los lodos espesan, la fuente donde han de depositarse pasa a ser importante. Un depósito conteniendo una hélice puede ser provisto, los raspadores rotatorios de tipo arado en dicho depósito y esta hélice, se mueven despacio para remover los sólidos al filo exterior de el tanque de donde tales sólidos son bombeados

Interrupciones en la rotación de la helice pueden aumentar el valor del espesamiento, en algunas instalaciones esta hélice gira a 10 o 20 r.p.m. y es empujada de la superficie por medio de un motor.

Arados Espirales

Ingenieros europeos han desarrollado una forma espiral de mecanismo rasante capaz de transportar los sólidos de la pared exterior del tanque del centro en una sola revolución de el mecanismo. Como lo muestra la Figura III.15

El mecanismo espiral, es creado por el desarrollo de una forma con un ángulo constante de grado 35 entre el espiral tangente, algunos fabricantes varían algo este ángulo dependiendo de la distancia de el centro de el tanque, un raspador auxiliar para suplementar el transporte de sólidos sedimentables cercanos al centro puede ser también provisto.

Este mecanismo tiene la ventaja de poseer superficies servibles para remover lodos más rápidamente que el arado convencional.

Diseños de este tipo han tenido una aceptable calidad de remoción de lodos en tanque sedimentadores primarios, secundarios y terciarios.

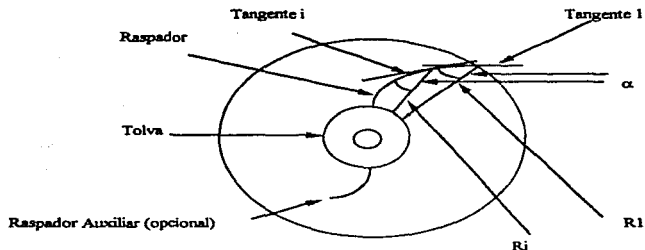


FIGURA III.15 GEOMETRÍA DE UN COLECTOR ESPIRAL

Sistemas de Succión Hidráulica

Los sólidos sedimentados pueden ser removidos rápidamente de el fondo de un tanque circular por medio de mecanismos de succión que hidráulicamente levantan los sólidos. Este mecanismo es usado extensivamente para remover lodos ligeros como los existentes en sedimentadores secundarios de lodos activados.

La colocación de estos mecanismos no es aconsejable en bordes debido a que pueden obstruir los orificios de el brazo de succión.

Ya que los sólidos son levantados, no es necesario tener un suelo con declives significativos para ayudar al transporte de sólidos de el área central, sin embargo, pisos que son esencialmente lisos son más adecuados y declives menores que estos provocan problemas en el tanque de drenaje.

CAPÍTULO III TIPOS DE SEDIMENTADORES

Existen esencialmente dos tipos de remoción por succión hidráulica. El primer tipo comúnmente llamado "órgano-pipa", poseen una pipa colectora separada para cada orificio de entrada, cada pipa tiene un vertedor telescópico ajustable, que permite al operador ajustar al flujo de lodos independientemente para cada orificio de succión de salida.

Si la válvula telescópica descarga como una caída libre, facilita la toma de muestras para el análisis de sólidos suspendidos, sin embargo cuando las descargas son sumergidas todo el flujo de lodos por todos los tubos es función de la diferencia entre la superficie de el tanque y los lodos arriba de el tubo de salida en la caja colectora.

El otro tipo de colector de succión hidráulica posee un simple o bien un doble brazo que se extiende a través de el radio de el tanque, el brazo es tubular y tiene un número de orificios abiertos, los que están dispuestos cuidadosamente al ser fabricados para así obtener un modelo cercano al óptimo de colección de lodos de el piso de el tanque.

Los mecanismos de succión hidráulica son más comúnmente aplicados a sedimentadores secundarios y de nitrificación en plantas de lodos activados, estos mecanismos tienen la ventaja de remover los sólidos de el tanque más rápidamente. Estos están sujetos a conexiones en tanques de lodos activados que no son efectivos en sedimentadores primarios o en pretratamiento.

Selección de Equipo

El mecanismo más adecuado para remoción de sólidos en sedimentadores circulares es el tipo rasante que remueve lodos de el fondo de el tanque, ya que dicho mecanismo es normalmente incorporado en el diseño de mecanismos de remoción de sólidos.

Las especificaciones para equipar tanques circulares muchas veces son clasificados de acuerdo a la ejecución funcional, carga estructural de el equipo, diseño mecánico de los componentes, motores eléctricos, controles y alarmas, y material y revestimiento para protección de la corrosión.

Transmisión Mecánica

Los transmisores requieren mecanismos rotativos que pueden ser de varios tipos. Diversos transmisores fabricados en Estados Unidos son basados en una columna central soportada por grandes tanques y en anchos puentes que atraviesan el diámetro de el tanque

Muchos fabricantes europeos proveen márgenes de mecanismos transmisores con unidades que corren en ruedas de goma y ruedan por la parte superior de la pared de el sedimentador arrastrando el mecanismo a través de un pivote soportado en la columna central

Todos los mecanismos de transmisión mecánica son construidos principalmente de hierro dúctil o acero mezclado e inoxidable, el metal es revestido con breá epóxica u otro recubrimiento para protegerlo de la corrosión. Cuando el sistema de tratamiento trata principalmente aguas corrosivas, una protección catódica de recubrimiento al material ha sido provisto en algunos diseños.

III.2.5. RASANTES

La formación de natas o flotantes en la parte alta de la superficie de los sedimentadores es un fenómeno común en diversas plantas de tratamiento. En sedimentadores primarios esto se debe al coronamiento de grasas y aceites, y plásticos

La alimentación de tanques circulares tiene un problema agregado de potencial formación de **natas en la superficie líquida dentro de la alimentación**, para ello se han utilizado sistemas de agua rociada para romper los flotantes.

El mecanismo más popular de remoción de natas para sedimentadores circulares en la orilla son los dispositivos rasantes.

En recientes años una alternativa mas, es el uso de una pipa rotatoria que permanece estacionaria pero es alimentada por un brazo rasante viajero que ha sido usado para barrer la superficie entera a cada rotación o a intervalos programables.

Diseño de Orillas y Rasantes

Un mecanismo rasante tipico en tanques circulares es mostrado en la Figura III 16.

En este diseño un brazo rasante rotatorio soporta un limpiador de natas que viaja a través de el borde externo de el siguiente tanque a la caja de natas, moviendo los flotantes sobre la orilla o rampa de salida conectada a la caja de remoción de natas.

Durante tal rotación los sólidos son empujados hacia el borde externo de el tanque hacia la rampa de salida donde son dejados en la superficie de el agua, los cuales son arrastrados a la rampa y colocados en caja colectora de natas.

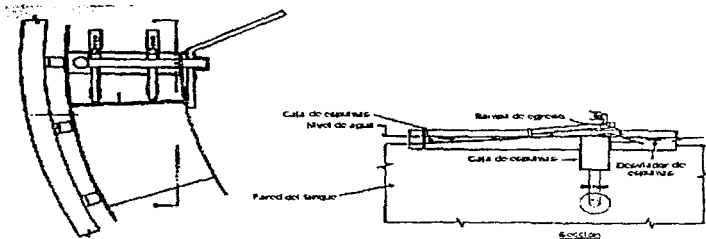


FIGURA III.16 MECANISMO RASANTE CONVENCIONAL PARA TANQUES CIRCULARES

III.3. SEDIMENTADORES RECTANGULARES

Los sedimentadores rectangulares son usados en sistemas de tratamiento de aguas residuales grandes. Muchos ingenieros los consideran de costo más económico por lo común de la construcción de sus paredes y la conveniencia de proveerlos de galerías de bombeo al final de el tanque. Los diseños de estos tanques sedimentadores incluyen conceptos tales como profundidad, longitud, puertas de entrada, desvíos, raspadores, rasantes, mecanismos de natas, vertedores, artesas y materiales de construcción, mismos que determinan la amplia gama de diseños que realiza el ingeniero.

Estos sedimentadores exigen menos espacio que los circulares, razón por la cual se emplean en zonas en las que la disponibilidad de terreno constituye un problema. La mayoría de este tipo de tanques son diseñados con una profundidad mínima de 2m, (excepto para sedimentadores secundarios en plantas de lodos activados).

En un sedimentador rectangular el flujo entra al frente de el tanque, pasa por un arreglo dissipador de energía, atraviesa la longitud de el sedimentador y finalmente se dirige a los vertedores de efluente localizado aguas arriba. Como el flujo entra al sedimentador, los lodos separados de el flujo viajan al suelo seguidos de corrientes densas. El lodo es entonces raspado en las tolvas por separación o removidas a través de un barrido por succión.

III.3.1. ENTRADAS

En los tanques rectangulares, la distribución del flujo a la entrada del tanque es un factor crítico. Las posibilidades de diseño de la entrada de agua al tanque incluyen: canales que ocupan toda lo ancho del tanque, con vertedores de entrada, canales de entrada con orificios de entrada sumergidos o bien canales de entrada con grandes compuertas y deflectores.

Las entradas deben ser diseñadas para disipar la velocidad de entrada, para distribuir el flujo uniformemente, y para prevenir un corto circuito. El flujo es distribuido uniformemente sobre el ancho de el sedimentador a través de las múltiples entradas, el tamaño de estas entradas varía considerablemente de un diseño a otro.

Los vertedores de entrada, a pesar de que son efectivos en cuanto a la distribución del flujo en todo lo ancho del canal, introducen una componente vertical de la velocidad en las cuencas de recogida.

de lodos que pueden resuspender las partículas de lodo. Los orificios de entrada pueden conseguir una buena distribución del flujo en el ancho del tanque si se mantienen velocidades dentro del intervalo 3 y 9 m/mín .

Los deflectores de entrada son eficaces en la reducción de las altas velocidades iniciales, y distribuyen el flujo a lo largo de la mayor sección transversal posible. En los casos en los que se emplean deflectores que cubren todo lo ancho del canal, deberán extenderse desde 150 mm por debajo de la superficie hasta 300 mm por debajo de la abertura de entrada.

En las instalaciones que tienen varios tanques rectangulares, se puede construir una galería integrada en los tanques a lo largo del extremo de entrada del agua, con objeto de instalar en ella las bombas de lodo y las tuberías asociadas. Esta galería se puede conectar a la galería de servicios de la planta para facilitar el acceso a otras unidades.

Para permitir el paso de flotantes de el canal distribuidor en el sedimentador, las puertas de entrada pueden ser diseñadas para mantener condiciones de no sumergencia, de otra manera, ciertas provisiones especiales pueden facilitar la remoción de materiales flotantes en la estructura de entrada teniendo puertos sumergidos.

Algunas cajas son también provistas comúnmente para ayudar a disipar las velocidades principales de el chorro de entrada, éstas pueden ser de paredes simples , sencillas o perforadas a través de el ancho de el sedimentador, o difusores especiales de entrada.

La Figura III 17, muestra un sedimentador con entrada de difusor usado en sedimentadores primarios y secundarios.

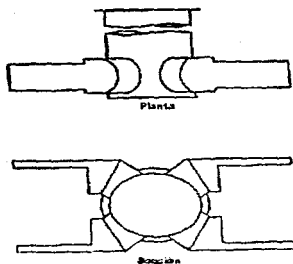


FIGURA III.17 SEDIMENTADOR CON ENTRADA DE DIFUSOR.

El uso de un gran número de pequeñas puertas, tiende a incrementar los gradientes de velocidad a través de las puertas.

III.3.2. SALIDAS

Dos tipos de colectores de el efluente, son usados comúnmente, vertedores y colectores sumergidos.

El colector sumergido consta de pipas ajustadas con orificios que pueden superar la falta de canales vertedores, sedimentación diferencial, corto circuito, y caída libre, que pueden crear problemas de olor en sedimentadores primarios.

En un largo y estrecho sedimentador rectangular primario, no es evidente que la velocidad en el vertedor tenga un efecto significativo en la eficiencia de el tanque, por lo tanto, la salida es usualmente un vertedor a través de el ancho de el tanque, protegido por una caja de natas que descargan en un canal.

Las corrientes hidráulicas tienen un mayor impacto en plantas de lodos activados con sedimentadores secundarios que en sedimentadores primarios o plantas de purificación de aguas.

Al bajar la velocidad de el efluente en los vertedores no se parece prevenir la pérdida de sobreflujo de lodos activados. Graber indicó que para sedimentadores primarios la velocidad de carga en el vertedor no necesita ser limitado, una longitud de un vertedor a través del final del sedimentador puede ser suficiente.

La velocidad de carga de el vertedor, el cual es inversamente proporcional a la longitud de el vertedor, no parece tener un serio impacto en la remoción de sólidos suspendidos. Consecuentemente, longitudes cortas de vertedores que limitan la velocidad de carga en vertedores a 125 o $520 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{d}$ pueden ser mejores elecciones debido a que grandes longitudes pueden causar efectos adversos en el flujo.

Localización de Vertedores

La localización de vertedores es tan importante tanto en sedimentadores rectangulares como en sedimentadores circulares.

Densas corrientes causan la solución de las partículas para ser purgados y llevados hacia la parte superior de la superficie de el agua cercana a la parte final de la pared de el sedimentador. Dichas partículas re-suspendidas podrán ser llevadas sobre los vertedores efluentes resultando por tanto un efluente de pobre calidad.

El impacto de el sobrante son significativos a cargas hidráulicas pico, este puede ser minimizado con el desvío de las densas corrientes lejos de los vertedores de el efluente mediante la localización de el vertedor efluente fuera de la región de influencia de la corriente densa o bien instalando cajas especiales para evitar impactos directos de las corrientes.

Cajas

Cuando se usan vertedores, deben instalarse cajas para prevenir las corrientes densas próximas a estos vertedores. Algunas placas simples pueden ser unidas a ambos lados de las paredes longitudinales de los vertedores de efluentes cercano al final de los sedimentadores para evitar aguas colectadas de las regiones de influencia de las corrientes densas

Sin en cambio, si colectores sumergidos son usados se mejorará el diseño hidráulico en comparación con el uso de vertedores, estos colectores constan de pipas ajustadas con orificios (Figura III. 18), venciendo así las relativas fallas de los vertedores

En este modelo una significativa pérdida a través de los orificios también pueden ser usados como fuente principal de pérdidas principales requeridas para distribuir el flujo uniformemente entre varios sedimentadores operados en paralelo. Como quiera, esas ventajas de control hidráulico pueden ser compensados por los problemas de mantenimiento de bloqueo de orificios.

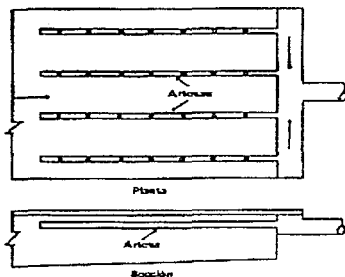


FIGURA III.18 COLECTORES SUMERGIDOS CONSTITUIDOS DE PIPAS CON ORIFICIOS

Localización de Tolvas Colectoras de Lodos

Influyente Final. Como un resultado del rápido cambio de velocidades de flujo de un rango de 0.15 a 0.6 m/s a uno de 3 ó 15 mm/s, debido al arreglo en la entrada, los sólidos son usualmente separados de el flujo al frente final de el sedimentador rectangular. Por lo tanto, el diseño de tolvas en el influente final es comúnmente aplicado para permitir una fácil remoción de la masa de lodos sedimentados, el resto de los lodos es recogido en el efluente final de piso.

El piso de el sedimentador es normalmente inclinado hacia las tolvas de lodos con una inclinación media de 1%.

Debido a que el raspado de lodos sedimentados hacia la tolva de influente final es realizada contra la dirección de el flujo, se ha observado la posibilidad de ruptura de frágiles floculos biológicos, tal como lodos activados, con una subsecuente re-suspensión y sobrante de floculos finos en el efluente. Por lo tanto, el influente final de diseño de tolvos no es ideal para aplicaciones al final del sedimentador en plantas de lodos activados.

Efluente Final. El diseño de la tolva de efluente final aparece para proveer una solución ideal para minimizar la ruptura de floculos biológicos dado que el lodo es raspado hacia las tolvos en la misma dirección de el flujo. Además, el largo tiempo de retención de lodos, resultado de el efluente y arreglo de tolva, puede aumentar la floculación y efectos de filtración dinámica para las partículas floculentas.

Ambos efectos son directamente benéficos en la separación de partículas de lodos de el fluido

Longitud Media

Este tipo de diseño emplea corrientes densas para velocidades arriba del traslado de lodos activados a la longitud media de la tolva colectora. Esto ayudará a garantizar la viabilidad de retorno de lodos al tanque aerador además un contador de corriente provocará un efluente para viajar a lo largo del camino transversal de efluentes vertedores

Este diseño satisface las necesidades para un fácil retorno de lodos a la planta de lodos activados y un efectivo control de los mismos.

II.3.3. COLECTORES DE LODOS

Los mecanismos colectores de lodos en tanques rectangulares utilizados regularmente son cadenas y voladizos, o bien unidades viajeras. Algunos puentes colectores viajeros han sido desarrollados y usados extensivamente en Europa en sedimentadores rectangulares, manejando gastos grandes de aproximadamente 44 $1/s$. Estos también han sido usados en los Estados Unidos pero no tan ampliamente aceptados debido a sus altos costos de construcción y mantenimiento.

Cadenas y Voladizos

La Figura III.19 muestra un tanque rectangular de cadenas con rascadores.

Son varios los fabricantes que suministran equipos de remoción de lodos para sedimentadores de este tipo, los cuales suelen consistir en una doble cadena cerrada. Una nueva tendencia ha sido desarrollada usando voladizos que puede ser de aleación de acero, metálica, o termoplástica. Sujetos a las cadenas, a intervalos de aproximadamente 3 m, se colocan tablonces de madera o fibra de vidrio, que se extienden a través de toda la anchura del tanque.

Los tres metros de intervalo provocan una serie continua de acciones de raspado a un movimiento de control lento, tal lentitud a continuos sistemas colectores de lodos pueden impedir estructuras excesivas de lodos espesos en el suelo de el sedimentador y puede ser bastante efectivo en sedimentadores con bajas cargas de sólidos. Las continuas acciones de raspado también ayudan al espesado de lodos.

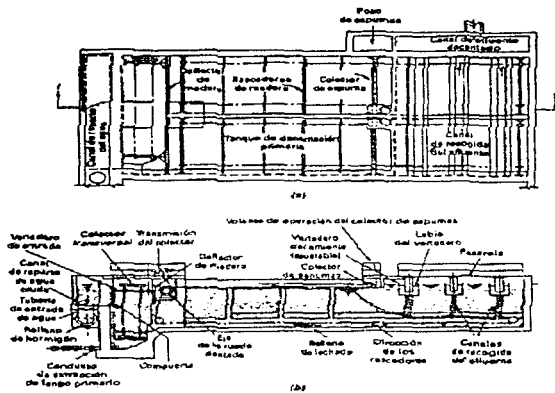


FIGURA III.19

TANQUE RECTANGULAR DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

En el caso de plantas pequeñas, los sólidos que sedimentan en el tanque se arrastran a unos cuencos de recogida de lodos, mientras que en las plantas grandes, se arrastran a unos canales de fondo transversales, los cuales están equipados con sistemas de recolección (colectores transversales), de cadena y rascadores o de tornillo, que conducen el lodo a uno o mas cuencos de lodo. En unidades de gran longitud (por encima de los 50 m), se pueden conducir los lodos a puntos cercanos al centro del tanque mediante los mecanismos de raspado.

Las cadenas y voladizos pueden ser utilizados en sedimentadores rectangulares arriba de los 90 m de largo, sin embargo, la longitud total de la cadena se encuentra limitada por la tensión forzada existente en ella.

Las características de el lodo y las velocidades de retiro pueden también causar algunos impedimentos en determinados tamaños de unidades de las cadenas y sistemas voladizos de colección de lodos. Los mismos contratiempos para voladizos de madera y cadenas metálicas son similarmente aplicados a el plástico o voladizos de fibra de vidrio y cadenas plásticas.

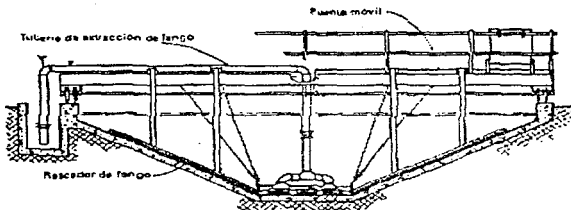
El problema principal involucra un mantenimiento más serio que en otros sistemas de colección de lodos, debido a que la sumergencia en aguas residuales exige ser separado y reemplazado por efectos de corrosión y problemas de deterioro.

Este tipo de recolección es comúnmente usado en sedimentadores primarios y sedimentadores finales.

Los resultados de estudios de voladizos y cadenas plásticas en sedimentadores primarios han sido generalmente favorables.

Puente Viajero

La extracción de lodo asimismo se puede llevar a cabo empleando mecanismos tipo puente de traslación que se desplazan longitudinalmente, alternando el sentido del movimiento, mediante ruedas de goma o sobre rieles dispuestos en los muros laterales (Figura III.20) , y de los que cuelgan una o más rasquetas de lodo.



- a) Tanque Sedimentador de paredes inclinadas. Los sólidos acumulados en el fondo se extraen por bombeo.



b) Sedimentador Rectangular Convencional

FIGURAS IIL.20

**TANQUES DE SEDIMENTACIÓN CON MECANISMO DE
ARRASTRE DEL LODO POR PUENTE MÓVIL**

El puente viajero es equipado con una simple cruz rasadora, esta se mueve de atrás hacia adelante de los rieles localizados por ambos lados de las paredes de el sedimentador. Como el puente se mueve de el final de el sedimentador hacia la tolva de lodos, la cruz rasante empuja los lodos sedimentados a las tolvas de lodos para retirarlos, la cruz rasante se mueve atrás de las tolvas de lodos hacia el otro lado final de el sedimentador. Dicha cruz puede aumentarse y así funcionar como un aparato rasante en la superficie de el sedimentador.

En los casos en los que no existen colectores transversales, es necesario instalar múltiples cuencos de recogida de lodos. Estos cuencos presentan problemas de funcionamiento, principalmente debido a la acumulación de lodo en las paredes y en las esquinas e incluso los producidos por la formación de bóvedas por encima de las tuberías de evacuación de lodos. También se puede producir la salida de agua residual por los cuencos de lodos, bypassando parte de los lodos acumulados, pasando a funcionar como un sumidero.

Es preferible instalar colectores transversales, posiblemente con excepción de las plantas pequeñas, puesto que permiten extraer un lodo más concentrado y uniforme, además de eliminarse los problemas que se producen en los cuencos de recogida.

El puente viajero con cualquiera de los dos rasantes o sistemas de succión fue desarrollado para solucionar los problemas de mantenimiento encontrados en las cadenas y sistemas voladizos.

Este sistema es fácil de mantener, permite la sedimentación de lodos para acumular una gran extensión de ellos moviéndolos hacia las tolvas de lodos para retirarlos.

Esta acumulación no crea serios problemas con cualquiera de los dos lodos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

Succión

Los efectos adversos de acumulación de lodos puede ser minimizado por un sistema de succión para colección de lodos.

Esencialmente existen dos tipos de sistemas usados con un diseño de puente viajero: el transporte aéreo y los colectores centrifugos.

Las bombas aéreas tienen ciertas limitaciones físicas que afectan su habilidad para elevar lodos arriba de la superficie de el agua. La profundidad fundamental requerida de la adición de aire es que este debe ser dos tiempos tan lejos debajo de la superficie de el agua.

Otro rasgo esencial es el que debe ser abierto de la parte superior de la línea de descarga de la bomba para prevenir una acumulación de aire.

Algunas aplicaciones prácticas han revelado que los aparatos difusores de aire no son esencialmente requeridos para garantizar eficiencias propias de la bomba.

Otro sistemas de succión con diferentes mecanismos de viaje también han sido usados.

Los movimientos de lodos en los pisos de el sedimentador son causados principalmente por los modelos hidráulicos generales, los movimientos de lodos colectados con cruces voladizas tienen pequeños efectos en movimientos de lodos. El sistema de succión de colección de lodos puede hacerse más efectivo creando puntos de la más baja presión para causar un flujo de lodos. Los lodos pueden retornar a el sistema de aereación por propios derramamientos de lodos

Debido a las inestables condiciones de flujo de lodos causado por las fluctuaciones en las diferencias hidráulicas o la variación en las concentraciones de lodos y características, un sistema colector de lodos por succión no es ideal en la aplicación de sedimentadores pequeños. Por lo tanto, lodos colectados por sistema de succión puede tener un alto contenido de agua teniendo efectos secundarios de espesamiento obtenidos por un sistema voladizo o de cadenas.

III.3.4. EQUIPO RASANTE

El equipo rasante para puentes viajeros, cadenas y equipos viajeros en tanques, puede constar de una pipa rollo cruz al final de el tanque donde las natas son colectadas. Una caja de natas también será provisto para prevenir natas que escapen sobre el efluente de los vertedores. La distancia entre la caja de natas y la salida de vertedores será de 60 a 150 cm., la profundidad de sumergencia será de 30 a 60 cm. para prevenir natas que escapen debajo de la caja y pasen fuera con el efluente, la caja puede ser de madera, concreto prefabricado, aluminio mezclado, asbesto - cemento, fibra de vidrio u otro material sintético.

La pipa rollo es una pipa montada en guías en cada pared de el tanque que permite la rotación de la ranura que extiende la longitud de la pipa de un posición arriba de el nivel de el agua a el nivel de el agua. Las natas son removidas de el tanque por dichas ranuras cuando la pipa rota. La pipa rota manualmente necesitando pocos minutos para remover la acumulación de natas en el tanque, las natas pasan por la pared en una caja de natas fuera de el tanque.

Bates flotantes y tipo helicoidal rasantes han sido también usadas en sedimentadores rectangulares. Algunas cajas de influente son ranuradas para permitir natas que pasa por el equipo rasante. Estas cajas de natas generalmente son construidas de acero o fibra de vidrio y ajustadas con pernos de acero inoxidable.

Las espumas suelen ser recogidas en el extremo de salida del tanque por medio de rascadores que hacen su camino de retorno por la superficie del líquido. La espuma se arrastra mediante rascadores hasta un punto en el que se retiene por medio de unos deflectores para su extracción.

La espuma también puede ser arrastrada mediante el rociado con agua a presión, y la extracción de la espuma se puede realizar arrastrándola manualmente hasta una rampa inclinada o por medio de dispositivos mecánicos o hidráulicos. Para instalaciones más pequeñas, el sistema de recogida de espumas más común consiste en una tubería horizontal dotada de ranuras que se puede hacer rotar mediante una manivela o tornillo. Excepto en el momento de recogida de las espumas, las aberturas se hallan por encima del nivel normal de agua del tanque. En el momento de extraer las espumas, se gira la tubería de modo que se sumerjan las aberturas justo por debajo del nivel del agua, permitiendo que las espumas acumuladas fluyan al interior de la tubería. El uso de esta clase de equipos da como resultado un volumen relativamente grande de líquido con espumas.

Otro método de extracción de espumas por medios mecánicos consiste en un barredor helicoidal transversal acoplado a un eje. este equipo permite arrastrar la espuma de la superficie del agua por encima de una corta rampa inclinada para su descarga a un colector de espuma transversal. A continuación, la espuma se hace circular por medio de un chorro de agua a un eyector de espumas o a una cámara dotada de una bomba de espumas.

Otro sistema consiste en un colector del tipo de cadenas con rascadores que recogen la espuma en un lado del tanque y la arrastra a través de un pequeño plano inclinado hasta unas tolvas, desde las que se puede bombear a las unidades de evacuación. La espuma también se puede recoger con rasquetas superficiales en los tanques rectangulares dotados con equipos de puente de traslación.

En las instalaciones en las que se recoge una apreciable cantidad de espuma, las cámaras de recogida de espumas suelen estar equipadas con equipos de mezclado que generen una mezcla homogénea antes del bombeo. Las espumas se suelen eliminar junto con los lodos producidos en la planta; no obstante, en muchas plantas, las espumas se eliminan por separado.

CAPÍTULO IV

IV. ANÁLISIS DE CRITERIOS DE DISEÑO

Dadas las condiciones de escasez de agua, aunadas a la creciente demanda de este líquido por parte de la población en constante aumento, se ha visto la necesidad de tratar las aguas residuales con el fin de reutilizarlas; con ello se abren nuevas posibilidades de planear, diseñar, construir y operar nuevos proyectos de infraestructura en saneamiento de aguas.

El diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales requiere de un análisis minucioso de la calidad de las aguas y de los procesos. La Sedimentación primaria como parte que normalmente integra el "tren de procesos" no es la excepción.

Hasta ahora en los capítulos anteriores se han descrito conceptos básicos en cuanto a la teoría básica del proceso de sedimentación y tipos de sedimentadores. Sin embargo, el presente capítulo tiene como finalidad proporcionar criterios de diseño aplicables a los sedimentadores, ya sean circulares o rectangulares.

Los criterios más comunes para dimensionar tanques de sedimentación primaria, toman en cuenta aspectos tales como : tiempo de retención, carga superficial, carga sobre el vertedor y, en tanques rectangulares, velocidad horizontal.

IV.1. CONCEPTOS BÁSICOS

En condiciones reales, las características de los sólidos contenidos en las aguas residuales son de naturaleza heterogénea, debido a que no presentan tamaño, densidad, peso específico y forma relativamente uniformes. Asimismo las condiciones en las que se hallan presentan variaciones, pasando de una total dispersión hasta una completa floculación.

IV.1.1. TIEMPO DE RETENCIÓN

La mayoría de los sólidos que entran a los tanques de sedimentación se encuentran parcialmente floculados, igualmente ya dentro del tanque son susceptibles de flocular. Tal floculación se encuentra favorecida por el movimiento turbulento del fluido en el interior de los tanques, así como por la capacidad de las partículas para agregarse en la colisión de partículas. Esto indica que a medida que el tiempo transcurre, la coalescencia de partículas se torna cada vez más completa.

Es por eso que el tiempo de retención en el diseño de tanques sedimentadores primarios debe ser tomado en cuenta.

El tiempo teórico para que una unidad de volumen de agua fluya a través de un tanque de sedimentación se conoce por **tiempo de residencia** o **tiempo de retención**, que es igual al necesario para llenar el tanque a un caudal determinado y que puede calcularse dividiendo el volumen del tanque por el gasto de entrada.

$t = \frac{\text{Vol}}{Q}$	$t =$ Tiempo de Retención, (h).
	$\text{Vol} =$ Volumen del Tanque, (m^3).
	$Q =$ Gasto de Entrada, (m^3/h).

Es preciso distinguir entre **tiempo de residencia** o **de retención** y **tiempo de flujo a través del tanque**, este último corresponde al periodo invertido por una partícula de agua en atravesar el tanque.

El tiempo de retención puede ser del orden de una a veinte veces el del tiempo del flujo a través del tanque, en función siempre de la forma y dimensiones del tanque, el diseño de los dispositivos de entrada y salida, y de los deflectores, así como de otros factores que influyen sobre el grado del cortocircuito que se registra en el tanque.

El tiempo de retención óptimo es función de la finalidad del tanque. En tanques de presedimentación con limpieza mecánica, este tiempo puede llegar a ser suficiente únicamente para la separación de arena gruesa de índice de sedimentación rápida y del limo.

En los tanques de sedimentación normales empleados para la eliminación de sólidos finos en suspensión, el tiempo de retención debe ser amplio, teniendo en cuenta que las partículas pequeñas se sedimentan muy despacio.

Normalmente, los tanques de sedimentación primaria son proyectados para proporcionar un tiempo de retención entre 1.5 y 2.5 horas para un caudal medio del agua residual.

Por lo general, los efectos de temperatura no son de relevancia, sin embargo en zonas de climas fríos la viscosidad del agua aumenta y provoca un retardo en la sedimentación de las partículas, reduciendo con ello los rendimientos de las instalaciones.

La Figura V.1 representa la curva que muestra el incremento del tiempo de retención necesario para igualar el tiempo de retención a una temperatura de 20° C.

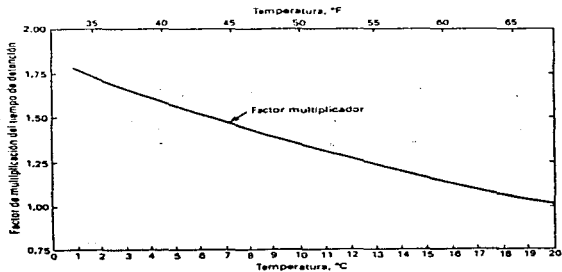


FIGURA IV.1 VARIACIÓN DEL TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN RESPECTO A LA TEMPERATURA EN SEDIMENTADORES PRIMARIOS

IV.1.2. CARGA SUPERFICIAL

Los tanques de sedimentación suelen ser dimensionados en base a la Carga de Superficie o Carga Superficial, la cual es expresada en unidades de

$$\frac{m^3}{m^2 \cdot d}$$

unidades que equivalen a tener : $\frac{m}{d}$

Lo que indica que a fin de cuentas la Carga Superficial no es mas que un gasto por unidad de superficie.

IV.1.3. CARGA SOBRE EL VERTEDOR

En general estas cargas tienen una escasa trascendencia en el rendimiento de los tanques sedimentadores, no obstante, la ubicación de dichos vertedores si es de importancia.

IV.1.4. VELOCIDAD DE ARRASTRE

Las fuerzas actuantes sobre las partículas sedimentadas son causadas por la fricción del agua que fluye sobre éstas.

A diferencia de las velocidades alcanzadas en las redes de alcantarillado, en donde las partículas no deben sedimentarse, los tanques sedimentadores deben mantener velocidades horizontales bajas de modo que las partículas no sean arrastradas desde el fondo del tanque.

En el estudio de 60 plantas grandes de filtración con arena se encontró que las velocidades teóricas oscilan entre un mínimo de 0.15 a un máximo de 0.15 de 1.7 m/min, lo que equivale a una velocidad media de 0.6 m/min.⁶

No obstante, en un tanque de sedimentación la velocidad no es uniforme a través de toda la sección transversal. Los efectos de arrastre en las paredes y el suelo producen una velocidad cero en estos puntos, mientras que en otros la velocidad es superior a la media.

El que la velocidad no sea estable se debe a la densidad cambiante del agua, a las corrientes de reflujos y al volumen de lodos, factores todos ellos importantes en la determinación de las dimensiones del tanque.

IV.2. CRITERIOS DE DISEÑO

La literatura referente al Tratamiento de Aguas Residuales presenta una serie de criterios para el dimensionamiento de tanques sedimentadores (circulares y rectangulares principalmente), que proporciona al ingeniero proyectista una guía que le permite determinar las características particulares del tanque para cada situación que le sea presentada.

El primer criterio que se referirá es el utilizado por el principal organismo encargado del Tratamiento de Aguas Residuales en nuestro país.

⁶ AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, INC. Control de Calidad y Tratamiento del Agua. Manual de Abastecimientos Públicos de Aguas. Madrid, 1975. Pág. 170

La Comisión Nacional del Agua (CNA) en su Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento establece sus criterios en base a su experiencia sobre el funcionamiento del proceso en diversas plantas de tratamiento.

Para tanques circulares, en la Tabla IV.1 se especifican rangos de valores a utilizar en el diseño, estipulados por dicho organismo.

TABLA IV.1 VALORES DE DISEÑO ESTABLECIDOS POR LA CNA

CARGA HIDRÁULICA SUPERFICIAL	$\frac{m^3}{m^2 \cdot d}$	$\frac{gpd}{ft^2}$
Aguas Residuales Crudas	24.2 a 49.2	600 a 1,200
Aguas con Flóculos de Aluminio	14.68 a 24.2	360 a 600
Aguas con Flóculos de Hierro	21.6 a 32.83	540 a 800
Aguas con Flóculos de Cal	21.6 a 49.2	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 (l/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)	0.6 a 0.9	
Generación de Lodos (%)	0.25 a 2.0	
Concentración de Lodos (%)	3.0 a 6.0	
Densidad Relativa de los Lodos	1.02 a 1.07	

FUENTE: MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO. CNA.

Dichas consideraciones permiten obtener una remoción de entre 50 a 65% de sólidos sedimentables y 25 a 35% para DBO. En aguas residuales de tipo doméstico, la relación entre la eficiencia de remoción de sólidos y la carga hidráulica superficial se indica en la Tabla IV.2.

TABLA IV.2 RELACIÓN EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE SÓLIDOS - CARGA HIDRÁULICA SUPERFICIAL

CHS $\left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}} \right)$	17.28	25.92	34.56	43.20	51.84
EFICIENCIA (%)	71	66	61	56	51

FUENTE : MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANFAMIENTO. CNA

En cuanto al consumo de energía empleado dentro del proceso de sedimentación, éste es estimado en base a tres ecuaciones básicamente.

1. Para una superficie total menor a 155 m²
Energía = 7,500 (KW - h)
2. Para una superficie total menor de 155 a 1,550 m²
Energía = 3,241 * Área^{0.1663} (KW - h)
3. Para una superficie mayor de 1,550 m²
Energía = 152.9 * Área^{0.5818} (KW - h)

De las cuales se desprenden algunos resultados prácticos, mostrados en la Tabla IV.3.

TABLA IV.3 RESULTADOS PRÁCTICOS AL UTILIZAR LAS ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE CONSUMO DE ENERGÍA

AREA TOTAL	CONSUMO DE ENERGIA (KW - h)
100	7,500
200	7,822
500	9,109
1,00	10,222
1,500	10,935
2,000	12,733
2,500	14,498
3,500	17,634

FUENTE : MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO CNA.

Para tanques sedimentadores rectangulares la CNA determina que éstos deben ser diseñados con una profundidad de 2 a 3.5 m, así como con una relación largo - ancho de 1.5:1 a 15:1 y un largo mínimo de 3 m. En sedimentadores que guardan estas relaciones, la carga hidráulica sobre los vertederos del efluente no afecta la eficiencia del proceso, cuando dicha carga permanece entre 85 a 520 m³/d - m.

En este tipo de sedimentadores la velocidad de entrada es de importancia, para lo cual se establece que la velocidad mínima del agua en los canales de alimentación será de 30 cm/s.

Para lograr una mejor distribución del influente se recomienda que la pérdida de energía del agua sea al menos cuatro veces mayor que la energía cinética del agua en el canal de alimentación, la cuál se calcula con la ecuación:

Energía Cinética = $w = \left(\frac{u^2}{ag} \right)$	w = Peso del Fluido
	u = Velocidad Media del Fluido
	g = Constante Gravitacional

En cuanto a la pendiente del piso del sedimentador, esta debe ser de 1‰ con dirección a las tolvas recolectoras de lodos. Así como lo muestra la Figura IV.2.

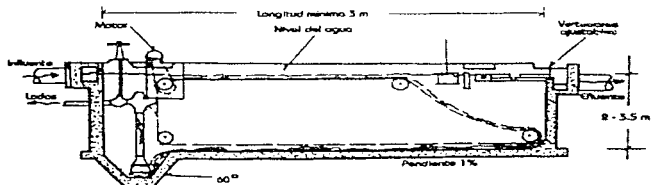


FIGURA IV.2 GEOMETRÍA DE UN TANQUE SEDIMENTADOR PRIMARIO DE TIPO RECTANGULAR

Un criterio mas es el recomendado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) del Departamento del Distrito Federal, dichas consideraciones son similares a las proporcionadas por la CNA, con algunas variaciones mínimas

Aquí los valores del tiempo de retención son mas conservadores pues van de 1.5 a 2 horas. En cuanto a las cargas hidráulicas superficiales ambos valores son muy similares.

De los criterios más comúnmente utilizados en la práctica profesional son los que se proporcionan en el texto Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales cuyos autores Metcalf and Eddy, al igual que muchos autores mas, coinciden en que la base de un diseño óptimo de tanques sedimentadores es el tiempo de retención y la carga superficial.

Este criterio determina un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas, es decir estos valores y los proporcionados por la CNA son casi similares.

La utilización de una carga superficial adecuada depende del tipo de suspensión que haya que sedimentar. La Tabla V.4 presenta valores tipicos para diversos tipos de suspensiones.

Las cargas superficiales deben ser lo suficientemente reducidas, para de esta manera asegurar el rendimiento de las instalaciones cuando se presentan caudales máximos, el cual puede variar entre tres veces el caudal medio en plantas pequeñas y dos veces en plantas grandes.

Los efectos causados por el tiempo de retención y la carga superficial sobre la eliminación de los sólidos varía ampliamente en función de las características de las aguas residuales, de la proporción de sólidos sedimentables, así como de la concentración de sólidos entre otros.

TABLA IV.4 VALORES TÍPICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE TANQUES
DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

SUSPENSIÓN	CARGA SUPERFICIAL INTERVALO	(m ³ /m ² ·d) TÍPICO
Agua Residual sin tratar	24 - 48	48
Flóculo de sulfato de alúmina*	14 - 24	24
Flóculo de Hierro*	21 - 32	32
Flóculo de Cal*	21 - 48	48

* Mezclado con los sólidos suspendidos sedimentables en el agua residual sin tratar y con otros sólidos suspendidos o coloidales arrastrados por el flóculo.

FUENTE : METCALF & EDDY 1991.

Una vez que se ha establecido la superficie del tanque, el tiempo de retención se ve gobernado por la profundidad del agua como lo indica la Tabla IV.5.

TABLA IV.5 TIEMPOS DE RETENCIÓN PARA DIVERSAS CARGAS SUPERFICIALES Y PROFUNDIDADES DE TANQUES

TIEMPO DE RETENCIÓN (d)

CARGA SUPERFICIAL $m^3/in^2 \cdot d$	PROFUNDIDAD 2.10 m	PROFUNDIDAD 2.40 m	PROFUNDIDAD 3.00 m	PROFUNDIDAD 3.6 m
16	3.2	3.6	4.5	5.4
24	2.1	2.4	3.0	3.6
32	1.6	1.8	2.25	2.7
40	1.25	1.4	1.8	2.2

FUENTE: METCALF & EDDY, 1991.

Como se ha mencionado hasta ahora, la velocidad horizontal en tanques rectangulares es importante, para ello Metcalf utiliza la ecuación desarrollada por Camp para determinar la velocidad crítica.

$V_{H1} = \left[\frac{8k(s - l)gd}{f} \right]^{1/2}$	V_{H1} = Velocidad Horizontal Mínima a la que se inicia el fenómeno de arrastre, (m/s).
	k = Constante que depende del material arrastrado
	s = Peso Especifico de las partículas
	g = Aceleración de la Gravedad, (m/s ²).
	d = Diámetro de las partículas, (m)
	f = Factor de Fricción de Darcy-Weisbach

Para una arena unigranular "k" toma el valor de 0.04, en tanto que para materia más agregada toma el valor de 0.06. Los valores típicos de "f" van desde 0.02 hasta 0.03.

R.S. Ramalho en su libro Tratamiento de Aguas Residuales proporciona algunos valores a partir de datos de laboratorio, mismos que se presentan en la Tabla IV.6.

TABLA IV.6 VALORES DE DISEÑO PARA SEDIMENTADORES PRIMARIOS

VALORES DE DISEÑO PARA SEDIMENTADORES PRIMARIOS	
Profundidad (m)	2 - 3.5
Tiempo de Retención (h)	0.5 - 1.5
Rendimiento	
Separación SS	40 a 60%
Disminución DBO	30 a 50%

FUENTE : TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. R.S. RAMALHO.

Un estudio comparativo de algunos textos mas que determinan sus propios rangos de valores para cada concepto, se resume en la Tabla IV.7.

TABLA IV.7 RESUMEN DE VALORES TÍPICOS EN EL DISEÑO DE TANQUES
SEDIMENTADORES

CONCEPTO	VALOR	FUENTE
TIEMPO DE RETENCIÓN (h)	1.5 a 2.0	Tratado General del Agua y su Distribución ,Tomo 6. Dr.Wolfang Pürschel.
	1.0 a 2.0	Operation of Municipal Wastewater Treatment Plant, Manual of Practice No. 11 Vol. II.
	1.0 a 3.0	Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras. Harold E. Babbitt.
	1.5 a 4.0 (3.0 normal)	Water Management and Supply. Paul N. Cheremisínoff.
CARGA DE SUPERFICIE $m^3 / m^2 \cdot d$	24 a 32 máx 41 61 flujo pico	Water Supply and Pollution Control. Warren Viessman, Jr.
	24.4 a 36.6	Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras. Harold E. Babbitt.
	20 a 33	Water and Wastewater Technology. Mark J. Hammer.

TABLA IV.7 RESUMEN DE VALORES TÍPICOS EN EL DISEÑO DE TANQUES
SEDIMENTADORES

CONCEPTO	VALOR	FUENTE
	36 a 50 (36 promedio)	Water Management and Supply. Paul N. Chermisinoff.
CARGA SOBRE EL VERTEDOR (m ³ /m * d)	124 máxima	Water Supply and Pollution Control. Warren Viessman, Jr.
	250 máxima	Water and Wastewater Technology. Mark J. Hammer.
	100 a 200	Water Management and Supply. Paul N. Chermisinoff.
	125	Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Ernest W. Steel.
PROFUNDIDAD DEL AGUA EN EL TANQUE (m)	2.1 mínima	Water Supply and Pollution Control. Warren Viessman, Jr.
	3.0 a 4.5	Water Management and Supply. Paul N. Chermisinoff.

TABLA IV.7 RESUMEN DE VALORES TÍPICOS EN EL DISEÑO DE TANQUES
SEDIMENTADORES

CONCEPTO	VALOR	FUENTE
	2.75 a 3.77	Ingeniería Sanitaria, Edward B. Rodle.
	3.0 máximo	Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras, Harold E. Babbitt.

Finalmente, el libro Design of Municipal Wastewater Treatment Plants WEF Manual of Practice No. 8 ASCE Manual and Report on Engineering Practice No. 76 Vol. I, ilustra algunas tablas con un resumen de los criterios de diseño comúnmente utilizados en los Estados Unidos. Dichas tablas se proporcionan a continuación.

TABLA IV.8 RESUMEN DE CARGAS SUPERFICIALES Y PROFUNDIDADES DE AGUA RECOMENDADOS POR VARIOS ORGANISMOS PARA TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

FUENTE	RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS
Metcalf and Eddy, Inc.	Para sedimentadores primarios seguidos de tratamiento secundario 32 a 48 m ³ /m ² *d a flujo promedio, 80 a 120 m ³ /m ² *d a flujo pico. Para sedimentadores primarios con lodos activados 24 a 32 m ³ /m ² *d a flujo promedio, 48 a 70 m ³ /m ² *d a flujo pico. Profundidades de agua recomendados : 3 a 5 m para sedimentadores rectangulares, 3.6 m típico. 3 a 5 m para sedimentadores circulares, 4.5 típico.
Naval Facilities Design Manual	49 m ³ /m ² *d, 24 horas de flujo con todas las unidades en servicio. 81 m ³ /m ² *d a flujo pico con todas las unidades en servicio, 163 m ³ /m ² *d a flujo pico con una unidad fuera de servicio. Profundidad del agua 3m
Ten State Standards	Para sedimentadores primarios : 41 m ³ /m ² *d a flujo promedio, profundidad mínima del agua 2.1 m ; 61 m ³ /m ² *d a flujo pico horario, profundidad mínima del agua 2.1 m
EPA Process Design Manual Suspended Solids Removal	Para sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario 33 a 49 m ³ /m ² *d a flujo promedio, 81 a 122 m ³ /m ² *d a flujo pico, profundidad del agua 3 a 4 m..

FUENTE : DESIGN OF MUNICIPAL EASTWATER TREATMENT PLANTS.

TABLA IV.8 RESUMEN DE CARGAS SUPERFICIALES Y PROFUNDIDADES DE AGUA RECOMENDADOS POR VARIOS ORGANISMOS PARA TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

FUENTE	RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS
	Para sedimentadores primarios con lodos 24 a 33 m ³ /m ² *d a flujo promedio, 49 a 61 m ³ /m ² *d a flujo pico, profundidad del agua 4 a 5 m.
U.S. Army	La carga superficial depende del flujo para el cual sea diseñada la planta. Varía de 12 m ³ /m ² *d para flujos que no excedan de 38 m ³ /d a 41 m ³ /m ² *d para flujos arriba de 3,7850 m ³ /d. Profundidad del agua varía entre 2.5 y 4.5 m.
Steel and McGhee Guidelines for the Design of Wastewater Treatment Works (1980 edition)	24 a 60 m ³ /m ² *d, profundidad del agua 1 a 5 m. La profundidad del líquido en tanques de limpieza mecánica no deberá ser menor de 2.1 m. Donde los lodos activados son retornados a tanques sedimentadores, la profundidad del líquido no debe ser menor de 2.4 m.

FUENTE : DESIGN OF MUNICIPAL WASTEWATER TREATMENT PLANTS

TABLA IV.9 RESUMEN DE TIEMPOS DE RETENCIÓN RECOMENDADOS POR VARIOS ORGANISMOS PARA TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIOS

FUENTE	RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS
Metcalf and Eddy, Inc.	Sedimentación Primaria seguida de tratamiento secundario, un rango de 1.5 a 2.5 horas. Valor típico 2.0 horas.
Steel and McGhee	1 a 2 horas para flujos pico.
Fair et al	Mínimo periodo de retención de 2.0 horas en 3 m de profundidad de agua.
Sunstrom and Klei	1 a 4 horas.
U.S. Army	2.5 horas excepto donde los sedimentadores preceden un sistema de lodos activados. 1.5 horas donde el sedimentador precede un sistema de lodos activados. La selección de un óptimo periodo de retención depende de la profundidad del agua y la carga superficial.

FUENTE : DESIGN OF MUNICIPAL WASTEWATER TREATMENT PLANTS.

TABLA IV.10 RESUMEN DE CARGA SOBRE VERTEDORES RECOMENDADOS
POR VARIOS ORGANISMOS PARA TANQUES DE
SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

FUENTE	RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS
Metcalf and Eddy, Inc	Sedimentación primaria seguida de lodos activados 125 a 500 m^3/m^*d a flujo promedio, 250 m^3/m^*d típico. Sedimentación primaria recibiendo residuos de lodos activados 125 a 500 m^3/m^*d a flujo promedio, valor típico 250 m^3/m^*d .
Ten States Standards	No más de 124 m^3/m^*d en plantas con gastos de 3785 m^3/d o menores. Cargas más altas pueden usarse para flujos más altos, sin embargo no deben exceder de 186 m^3/m^*d . Si se requiere de bombeo, la carga en el vertedor debe ser relacionado con las velocidades de bombeo para evitar cortes circuitos.
Naval Facilities Design Manual	Sedimentación primaria 1,240 m^3/m^*d a flujo máximo las 24 hrs.
U.S. Army	No exceder de 63 m^3/m^*d en plantas diseñadas a un gasto menor de 379 m^3/d . No exceder de 126 m^3/m^*d en plantas diseñadas para gastos de entre 379 y 3,785 m^3/m^*d . Cargas en vertedores para plantas diseñadas para gastos mayores de 3,785 m^3/m^*d pueden ser más altos pero no deben exceder a 149 m^3/m^*d . Donde sea utilizado el bombeo, la capacidad de este debe ser relacionado al diseño del tanque para evitar excesivas cargas del vertedor.

IV.3. MANEJO DE LODOS

Los constituyentes de las aguas residuales eliminados en plantas de tratamiento ; incluyen basuras, arenas, espumas, materia orgánica y lodo entre otros.
De todos ellos, el manejo de los lodos representa un problema más complejo.

El lodo que se produce en las operaciones de tratamiento de aguas residuales suele ser un líquido semisólido con un contenido de sólidos el cual varía entre 0.25 y 12 % en peso.

Existen diversos métodos de tratamiento y evacuación del lodo ; como el espesamiento, acondicionamiento, deshidratación y secado, los cuales eliminan la humedad del mismo ; la digestión, compostaje, incineración, oxidación con aire húmedo y los reactores de tubo vertical, los cuales estabilizan la materia orgánica contenida en el lodo.

Existe dos variables que afectan principalmente el manejo de lodos en sedimentadores primarios : el espesor y la cantidad de los mismos.

El espesor de lodos dependerá del tipo de manejo que se tenga de los lodos dentro del proceso, si el lodo es bombeado a espesadores el espesor de estos puede variar entre 0.5 a 1.0 % , en tanto que si estos son bombeados a digestores se requiere un lodo.

La cantidad de lodos que se produzcan depende de diversos aspectos, como de las características de las aguas residuales que penetran en el tanque sedimentador, del periodo de sedimentación y el grado de tratamiento que se vaya a utilizar, así como de el estado de los sólidos sedimentados y el periodo de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de lodos. La cantidad de lodos en sedimentadores primarios puede ser estimada utilizando la ecuación proporcionada en el libro Design of Municipal Wastewater Treatment Plants.

$S_M = \frac{Q \cdot TSS \cdot E}{1000}$	SM = Cantidad de Lodo, (mg/d).
	Q = Gasto Influyente, (l/d).
	TSS = Sólidos Suspendidos Totales del Influyente, (mg/l).
	E = Eficiencia de Remoción, (%).

El valor de "E" usualmente fluctúa entre valores de 50 a 65%, con un valor típico de 60%.

Un criterio más para determinar el volumen de lodos lo presenta Metcalf and Eddy.

$V = \frac{W_s}{\rho_w S_{sl} P_s}$	W _s = Peso de los sólidos secos, (kg).
	ρ _w = Densidad del Agua, (kg/m ³).
	S _{sl} = Peso Específico del Lodo
	P _s = Fracción de sólidos expresada en tanto por uno

Esta ecuación requiere de la ayuda de datos contenidos en dos tablas, la primera de estas es la Tabla I.1 la cual se encuentra en el primer capítulo bajo el título de "Composición promedio de aguas residuales". La segunda se presenta a continuación.

TABLA IV.11 INFORMACIÓN TÍPICA SOBRE EL PESO ESPECÍFICO Y LA CONCENTRACIÓN DEL LODO PROCEDENTE DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

TIPO DE LODO	PESO ESPECÍFICO	CONCENTRACIÓN DE SÓLIDOS (%)	
		INTERVALO	TÍPICO
Únicamente lodos primario			
Agua residual de concentración media	1.03	4 - 12	6
Agua residual procedente de redes de alcantarillado unitarios	1.05	4 - 12	6.5
Primarios y lodos activados en exceso	1.03	2 - 6	3
Primarios y humus de filtros percoladores	1.03	4 - 10	5

FUENTE : METCALF AND EDDY, 1991.

CAPÍTULO V

V. EJEMPLO DE DISEÑO

En este capítulo se presentará un ejemplo de diseño del dimensionamiento de un sedimentador primario en el cual se aplicarán las teorías y algunos de los criterios de diseño que se presentaron anteriormente.

La finalidad es mostrar un proceso de cálculo que puede utilizarse en el diseño de tanques sedimentadores primarios, aunque cabe aclarar que no es el único procedimiento que puede ser utilizado

V.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño se realizará para un sedimentador primario de tipo circular seguido de un tratamiento secundario

En el dimensionamiento del tanque sedimentador se utilizará el criterio de diseño planteado por Metcalf and Eddy, para un gasto medio promedio, y se revisará para que el tanque opere satisfactoriamente cuando se presente el gasto máximo extraordinario.

La población servida será de 18,432 habitantes, y la cantidad de sólidos suspendidos se supondrá igual a 220 mg/l, que corresponde a un agua residual de tipo doméstico con concentración media de carga orgánica. La remoción de sólidos suspendidos en el tanque sedimentador se supone de 60%.

V.2. MEMORIA DE CÁLCULO

1. Cálculo de Gastos

La variación de gastos se calculará con las ecuaciones presentadas en los apuntes de la materia de alcantarillado del autor Lara, Jorge Luis, de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

$$Q_{med} = \frac{PA}{86400}$$

$$Q_{\min} = \frac{Q_{\text{med}}}{2}$$

$$Q_{\text{max. inst.}} = M (Q_{\text{med}})$$

donde M es conocido como Coeficiente de Harmon y se define por la ecuación

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

$$Q_{\text{max. extr.}} = C.P (Q_{\text{max. inst.}})$$

donde C.P es un coeficiente de previsión. Para este ejemplo se considerará un valor de 1.5.

En estas ecuaciones "P" representa la población y "A" la aportación.

Se supondrá que la aportación representa el 75% de la dotación, y suponiendo una dotación de 125 l/hab/d se tiene:

$$A = 125 (0.75) = 93.75$$

y los gastos resultantes son:

$$Q_{\text{med}} = \frac{(18,439)(93.75)}{86400} = 20.0 \text{ l/s} = 1,728 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\min} = \frac{20.0}{2} = 10.0 \text{ l/s} = 864 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q \text{ max. inst} = \left(1 + \frac{14}{4 + \sqrt{18.432}}\right)(20.0) = 53.76 \text{ l/s} = 4,645 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$Q \text{ max. extr} = 1.5(53.76) = 80.64 \text{ l/s} = 6,967.3 \text{ m}^3 / \text{d}$$

2. Diseño de Tanque Sedimentador Circular

Primeramente se calcularán las dimensiones del tanque utilizando el gasto medio promedio, y posteriormente se revisará que opere satisfactoriamente cuando se presente el gasto máximo extraordinario, considerando que los parámetros de diseño cumplan con los valores recomendados en la referencia técnica utilizada.

DISEÑO PARA GASTO MEDIO PROMEDIO

A) Cálculo de Área Superficial requerida

El rango de cargas superficiales para sedimentadores primarios seguidos de tratamiento secundario es de 32 a 48 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$. Se elegirá el valor de 40 $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

$$A = \frac{Q \text{ med}}{C.S} = \frac{1,728}{40} = 43.2 \text{ m}^2$$

B) Cálculo de Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(43.2)}{\pi}} = 7.416 \text{ m} = 24.33 \text{ ft}$$

C) Selección de Diámetro Comercial

El diámetro comercial de menor diámetro es de 10 ft, de ahí comienzan a variar de 5 en 5 hasta 60 ft, en adelante varían de 10 en 10 ft.

Para este caso tenemos un diámetro de 24.33 ft, por lo que se elegirá un diámetro comercial de 25 ft (7.62 m). Con lo que la nueva área superficial requerida será :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(7.62)^2}{4} = 45.6 \text{ m}^2$$

D) Selección de Profundidad

De acuerdo a los criterios de diseño mencionados (Metcalf and Eddy), para este ejemplo se recomiendan valores entre 3 y 5 m para sedimentadores circulares, se elegirá la profundidad de 4.0 m.

E) Cálculo de Tiempo de Retención

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{45.6(4.0)}{1,728} = 0.105 \text{ d} = 2.53 \text{ hrs.}$$

valor que cumple con el rango recomendado de 1.5 a 2.5 hrs.

F) Cálculo de Carga sobre el Vertedor

$$C.V. = \frac{Q}{\pi D} = \frac{1,728}{\pi(7.62)} = 72.18 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{d}$$

Este valor no cae dentro del rango recomendado de 125 a 500 m³/m²*d, sin embargo dado que es menor que 125 se acepta puesto que el vertedor no estará sobrecargado, es mas, para la operación con gasto medio, se encuentra un poco sobrado de capacidad.

REVISIÓN PARA GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

G) Revisión por Carga Superficial

$$C.S. = \frac{Q}{A} = \frac{6,967.3}{45.6} = 152.8 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$$

valor que no cumple con el rango de 80 a 120 m³/m²*d para flujos máximos pues sobrepasa el valor de 120 m³/m²*d.

H) Revisión por Carga sobre el Vertedor

$$C.V. = \frac{Q}{\pi D} = \frac{6,967.3}{\pi(7.62)} = 291 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$$

valor que cumple con el rango recomendado de 125 a 500 m³/m²*d.

I. Revisión por Tiempo de Retención

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{45.6(4.0)}{6,967.3} = 0.026 \text{d} = 0.62 \text{ hrs.}$$

valor que no está dentro del rango de 1.5 a 2.5 hrs.

CAPÍTULO V
EJEMPLO DE DISEÑO

Como el diseño para el gasto máximo extraordinario no es aceptable se considerará un tiempo de retención de 1.5 hrs. (0.0625 d), con lo que la nueva área superficial requerida será :

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{Ah}{Q} \Rightarrow A = \frac{tQ}{h} = \frac{0.0625(6,967.3)}{40} = 108.9 \text{ m}^2$$

y el diámetro estará dado por :

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(108.9)}{\pi}} = 11.77 \text{ m} = 38.6 \text{ ft}$$

con lo que se elige un diámetro comercial de 40 ft (12.2 m), el área real será:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(12.2)^2}{4} = 116.75 \text{ m}^2$$

Con estos nuevos valores se revisarán los parámetros de tiempo de retención, carga superficial y carga sobre el vertedor.

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{116.75(40)}{6,967.3} = 0.067 \text{ d} = 1.6 \text{ hrs.} \quad \text{Valor aceptable.}$$

$$\text{C.S.} = \frac{Q}{A} = \frac{6,967.3}{116.74} = 59.7 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad \text{Valor que aunque no está dentro del}$$

rango para gastos máximos extraordinarios, por ser menor que $80 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ se acepta.

$$\text{C.V.} = \frac{Q}{\pi D} = \frac{6,967.3}{\pi(12.2)} = 181.8 \text{ m}^2 / \text{m} \cdot \text{d} \quad \text{Valor aceptable.}$$

En resumen, para condiciones de operación con el gasto máximo extraordinario el tamaño se ajusta a tanque de 40 ft de diámetro; sin embargo, lo grande y, por tanto lo costoso que resultaría la construcción de esta estructura y considerando que el gasto máximo extraordinario normalmente se presenta en periodos cortos de tiempo, se propone diseñar el tanque para que opere adecuadamente con gasto máximo instantáneo, a condición de desviar el gasto excedente antes de ingresar al sedimentador primario cuando se presente el gasto máximo extraordinario a otra estructura de almacenamiento temporal y retornar este caudal a tratamiento una vez que ha pasado el gasto pico.

Este criterio se presenta a manera de ejemplo, sin embargo, para cada caso particular, el proyectista debe tomar la decisión más adecuada, con un conocimiento real de las condiciones técnicas y económicas que prevalecen en el sitio del proyecto.

DISEÑO PARA GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO

A) Cálculo de Área Superficial requerida

Este diseño será para una carga superficial de $80 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

$$A = \frac{Q \text{ max. inst}}{\text{C.S.}} = \frac{4,645}{80} = 58.06 \text{ m}^2$$

B) Cálculo de Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(58.06)}{\pi}} = 8.59 \text{ m} = 28.20 \text{ ft}$$

C) Selección de Diámetro Comercial

Se seleccionará un diámetro de 30 ft (9.144 m), con el área real será :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(9.144)^2}{4} = 65.67 \text{ m}^2$$

D) Selección de Profundidad

Se mantiene la profundidad de 4.0 m

E) Cálculo de Tiempo de Retención

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{Ah}{Q} = \frac{65.67 (4.0)}{4.645} = 0.056 \text{ d} = 1.36 \text{ hrs.}$$

valor que no se acepta, pues no se encuentra dentro del rango sugerido.

F) Cálculo de Carga sobre el Vertedor

$$C.V. = \frac{Q}{\pi D} = \frac{4.645}{\pi(9.144)} = 161.7 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{d}$$

el cual cumple con el rango establecido

Como el diseño no es aceptable, pues el tiempo de retención no está dentro del rango estipulado se utilizará el tiempo mínimo de 1.5 hrs (0.0625 d).

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{Ah}{Q} \Rightarrow A = \frac{Qt}{h} = \frac{4,645(0.0625)}{4.0} = 75.58 \text{ m}^2$$

con lo que el diámetro será :

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(75.58)}{\pi}} = 9.61 \text{ m} = 31.6 \text{ m}$$

con lo cual se selecciona un diámetro comercial de 35 ft (10.668 m); el área real será:

$$A = \frac{\pi(10.668)^2}{4} = 89.4 \text{ m}^2$$

Finalmente, se revisará si los parámetros de tiempo de retención, carga superficial y carga sobre el vertedor son aceptables.

$$t = \frac{\text{Vol}}{Q} = \frac{89.4(4.0)}{4,645} = 0.077 \text{ d} = 1.84 \text{ hrs} \quad \text{Valor aceptable.}$$

$$C.S. = \frac{Q}{A} = \frac{4,645}{89.4} = 51.96 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d} \quad \text{Valor que aunque no está en el rango, se}$$

acepta por ser menor que $80 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

$$C.V. = \frac{Q}{\pi D} = \frac{4,645}{\pi(10.668)} = 138.6 \text{ m}^3 / \text{m} \cdot \text{d} \quad \text{Valor aceptable.}$$

Dadas estas condiciones se acepta un diseño de tanque sedimentador para operar a un gasto máximo instantáneo, con un diámetro de 35 ft.

3. Cálculo de Volumen de Lodos

De acuerdo con los datos de sólidos suspendidos que se está considerando en este ejemplo, el peso de los sólidos por cada 10^3 m^3 , será:

$$\text{Sólidos secos} = 0.6 (220)(10^3) = 132,000 \text{ g} = 132 \text{ kg}$$

Utilizando la Tabla IV.11 se tiene un peso específico de 1.03 con 6% de concentración de sólidos, por lo que :

$$V = \frac{132}{1.03(1,000)(0.06)} = 2.14 \text{ m}^3 / 10^3 \text{ m}^3$$

V.3. RESULTADOS

A continuación se presentan las dimensiones finales del tanque sedimentador primario, diseñado para un gasto máximo instantáneo, las cuales se enlistan en la Tabla V.1 y se ilustran en la Figura V.1.

TABLA V.1 RESULTADOS FINALES DEL DISEÑO DE UN TANQUE SEDIMENTADOR CIRCULAR

CONCEPTO	MEDIDA
Diámetro Comercial del Tanque	35 ft
Profundidad	4.0 m
Volumen de lodos	$2.14 \text{ m}^3 / 10^3 \text{ m}^3$

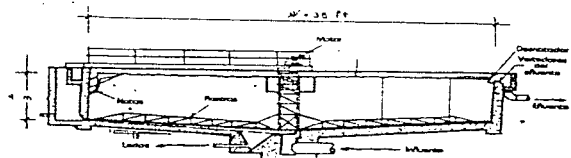


FIGURA V.1

**DIMENSIONES FINALES DEL CÁLCULO DEL TANQUE
SEDIMENTADOR PRIMARIO**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El hombre es el único organismos que ha logrado trascender las barreras naturales impuestas por el medio, logrando desarrollarse incluso en los lugares más apartados y en condiciones adversas. Pero en todos los lugares que ha poblado, aún con el gran desarrollo tecnológico alcanzado, su existencia depende irremediamente de la disponibilidad del agua como medio de subsistencia para el desempeño de las diversas actividades de desarrollo económico y social.

A continuación se presentan las conclusiones más importantes, así como las recomendaciones que a criterio propio se consideran convenientes tomar en cuenta.

CONCLUSIONES

- ▼ La práctica de tratar aguas desde hace tiempo se ha convertido en una necesidad, los beneficios que de ella se obtienen representan una alternativa de solución a los problemas de disponibilidad de este vital líquido.
 - ▼ Actualmente México enfrenta serios problemas de abastecimiento de agua de adecuada calidad. Además relacionado con lo anterior un sector de la población es susceptible a contraer enfermedades gastrointestinales, que es la segunda causa de mortandad en nuestro país.
-

El vertimiento de las aguas residuales sin tratar ocasiona una acentuada contaminación del agua de los cuerpos y corrientes, lo cual disminuye la disponibilidad del líquido en las regiones más pobladas.

▼ El tratamiento de aguas se basa fundamentalmente en el cumplimiento de dos objetivos.

1. Proporcionar un nivel de tratamiento que reduzca adecuadamente el nivel de contaminantes físicos, químicos y bacteriológicos para cumplir con la normatividad vigente.
2. Dar solución a las crecientes demandas poblacionales de abastecimiento de agua potable y tratada en cantidad y calidad suficiente.

▼ Los tipos de procesos que se utilizan en el tratamiento de aguas residuales básicamente son tres.

Físicos : donde ocurren fenómenos físicos.

Químicos : a través de la adición de reactivos que provocan diversas reacciones químicas.

Biológicos : las cuales involucran la actividad de los microorganismos.

▼ La sedimentación primaria como parte que integra el tren de procesos del tratamiento de aguas residuales, proporciona un tratamiento donde esencialmente se aplican procesos físicos que permiten obtener una remoción de sólidos sedimentables entre un 40 a 65%.

▼ El diseño de tanques sedimentadores se basa fundamentalmente en tres conceptos : tiempo de retención (tiempo teórico para que una unidad de volumen de agua fluya a través del tanque), carga superficial (gasto por unidad de superficie), y carga sobre el vertedor.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este último para autores como Metcalf and Eddy tiene escasa trascendencia en la eficiencia de los tanques sedimentadores, sin embargo, la ubicación de dichos vertedores si es de trascendencia, dada su importancia para proporcionar efluentes con velocidades tales que eviten el arrastre de lodos sedimentados por encima de ellos.

- ▼ Los criterios de diseño, en su mayoría, son referidos a composiciones promedio de aguas residuales y gastos de comunidades estadounidenses, esperándose por tanto ciertas variaciones en la práctica mexicana. De lo anterior se desprende que el dimensionamiento de tanques sedimentadores en México se lleva a cabo con criterios que no necesariamente se ajustan a las condiciones de nuestro país.
- ▼ El tratamiento primario, consistente básicamente de pretratamiento y sedimentación primaria, puede ser económicamente adecuado para tratar las aguas residuales a un grado tal de calidad, que cumpla con la normatividad vigente, especialmente para poblaciones rurales sin actividad industrial.

RECOMENDACIONES

- ▼ Actualmente el tema referente a tratamiento de aguas residuales se ha ido convirtiendo en un tema de relevancia, por ello es recomendable continuar tratando este tema en trabajos posteriores, considerando los beneficios que el reuso de aguas residuales tratadas traerá consigo en ayuda a los problemas que enfrenta nuestro país.
 - ▼ Generar entre la población una actitud que permita valorar el agua, que contribuya a crear una cultura basada en el uso eficiente y responsable del líquido.
-

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Asimismo, informarla acerca de las considerables ventajas que ofrece el reuso de aguas residuales tratadas. Todo ello puede lograrse a través de programas educacionales o bien con el apoyo de los medios de comunicación.

- ▼ La legislación referente a la prevención y el control de la contaminación del agua en nuestro país, debe revisarse, actualizarse, complementarse y reforzarse, pero principalmente hacerse cumplir. Su aplicación y vigilancia deben ser objeto de estructuración, para apoyar de manera eficaz las acciones que permitan detener el deterioro de los recursos hidráulicos y comenzar a revertirlos.
 - ▼ Fomentar el reuso de las aguas residuales tratadas, a fin de poder liberar volúmenes de agua no contemplados hasta ahora.
Un modo sería promoviendo incentivos fiscales en industrias que adopten sistemas de reuso
 - ▼ Apoyar la realización de trabajos que condensen información relacionada con cada uno de los procesos que constituyen el tren de tratamiento. A fin de contar con información que sirva de apoyo para el proyectista y ayuda a estudiantes
 - ▼ Llevar a cabo investigaciones, todas ellas encaminadas a estudiar la eficiencia que guardan los tanques sedimentadores primarios diseñados con criterios estadounidenses, respecto de los condiciones reales con las que operan en México.
-

REFERENCIA BIBLIOGRAFÍA

TEXTOS

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION INC, Control de Calidad y Tratamiento del Agua; Manual de Abastecimientos Públicos de Aguas. Traducido al español por De Lorca Federico, Instituto de Estudios de Administración Local, Madrid, 1975.

BABBITT, Harold ; BAUMANN, Robert, Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras. Editorial Continental, Octava Reimpresión, México D F, febrero 1993 Traducido por De la Loma, José Luis

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA , Subdirección General de Infraestructura Hidráulica, Urbana e Industrial , Gerencia de Normas Técnicas ; Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos Libro II 3.2.2 Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México D F , septiembre 1994.

CHEREMISINOFF, Paul, Water Management and Supply. Editorial Production Supervision, U.S.A., 1993

ESCALANTE, Claudio ; GUTIERREZ, Luis, Curso de Capacitación de Aguas Residuales y Plantas de Tratamiento, Secretaría General de Obras ; Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), México D F , septiembre 1987

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

FAIR, Gordon ; GEYER, John ; OKUN, Daniel, Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales : Tomo 2 : Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, Editorial LIMUSA Grupo Noriega Editores, Primera Edición ; Séptima Reimpresión, México D F., 1992.

HAMMER, Mark J ; HAMMER Mark J. Jr., Water and Wastewater Technology, Prentice Hall International Inc, Tercera Edición, U.S.A., 1996.

MERRIT, Frederick S., Manual del Ingeniero Civil : Tomo IV, Editorial McGraw Hill, Tercera Edición ; Segunda Edición en español, México D F., 1994. Traducido por De la Cera José E.

METCALF & EDDY, Ingeniería Sanitaria, Redes de Alcantarillado y Bombeo de Aguas Residuales, Editorial Labor, Barcelona, 1985.

METCALF & EDDY, Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales, Editorial Labor, Barcelona, 1991.

METCALF & EDDY, Tratamiento, Vertido y Reutilización Tomo I, Editorial McGraw Hill, Tercera Edición, México D.F., 1996.

OPERATIONS AND MAINTENANCE SUBCOMMITTEE TECHNICAL PRACTICE COMMITTEE WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, Operation of Municipal Wastewater Treatment Plant, Manual of Practice No. 11, Vol. II, Segunda Edición, U.S.A., 1990

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

PÜRSCHEL, Wolfgang, Tratado General del Agua y su Distribución: Tomo 6: El Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas: Técnicas de Depuración, Urmo S.A. de Ediciones Espartero, España 1976. Traducido por Zarco Julián, Primera Edición en español.

RAMALHO, R. S. , Tratamiento de Aguas Residuales, Editorial Reverté S.A. , Barcelona, 1991.

RODLE, Edward ; HANDENBERGH, W.A., Ingeniería Sanitaria, Editorial CECSA, Sexta Impresión, México D.F., agosto 1979. Traducido por Vargas Sergio.

STEEL, Ernest ; MCGHEE, Terence, Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Editorial Gustavo Gili S.A., Quinta Edición, Barcelona, 1981.

TEBBUTT, T.H.Y., Fundamentos de Control de la Calidad del Agua, Editorial LIMUSA Noriega, Primera Edición, Mexico D.F., 1990.

VIESSMAN, Warren Jr ; HAMMER, Mark, Water Supply and Pollution Control, Harper Collins College Publishers, Quinta Edición.

WATER POLLUTION CONTROL FEDERATION, Manual of Practice FD-8, Clarifier Design, World Composition Services Inc., U.S.A., 1985.

WEF, Manual of Practice No. 8: Design of Municipal Wastewater Treatment Plants, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No. 76 Vol. I.

APUNTES

LARA, Jorge Luis, Alcantarillado, Universidad Nacional Autónoma de México ; Facultad de Ingeniería ; División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica ; Departamento de Ingeniería Sanitaria, Segunda Edición, México D.F., 1991.

VALDEZ, Enrique, Abastecimiento de Agua Potable Vol. 1, Universidad Nacional Autónoma de México ; Facultad de Ingeniería ; División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica ; Departamento de Ingeniería Sanitaria, Tercera Edición, México D.F., octubre 1992.

REVISTAS

S.E.P ; D.D.F., El Uso Eficiente del Agua, México D.F., 1993.

CONACYT, Información Científica y Tecnológica, México D.F., febrero 1991.

LEGISLACIÓN

Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Medio Ambiente (y disposiciones generales), Colección Porrúa, Editorial Porrúa S.A. , Novena Edición, México D.F., 1994.

ANEXO 1

HISTORIA DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL MUNDO

FECHA	DESARROLLO
Antes de Cristo	Irrigación con Aguas Residuales en Atenas.
1550	Utilización de Aguas Residuales en agricultura en Alemania.
1700	Utilización de Aguas Residuales en agricultura en Inglaterra.
1762	Precipitación Química de Aguas Residuales en Inglaterra.
1860	Dispositivo de Mouras para tratar anaerómicamente los sólidos de las Aguas Residuales.
1865	Primeros experimentos sobre Microbiología de Digestión de Lodos en Inglaterra.
1868	Primeros experimentos sobre Filtración Intermitente de Aguas Residuales en Inglaterra.
1870	Primeros experimentos sobre Filtración Intermitente en Arena en Inglaterra.
1876	Primeras Fosas Sépticas en Estados Unidos.
1882	Primeros experimentos sobre Aereación de alcantarillas en Inglaterra.
1884	Primeras Rejas de Desbaste en Estados Unidos.
1887	Primeras Rejas de Desbaste en Estados Unidos. Estación experimental Lawrence establecida por el Massachusetts State Board of Health (Comité de Salud Pública de Massachusetts) para el estudio del agua y aguas residuales. Primera Planta de Tratamiento por Precipitación Química en Estados Unidos.
1889	Filtración en Lechos de Contacto en la Estación Experimental Lawrence, Massachusetts.

FUENTE : TRATAMIENTO Y DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES. METCALF AND EDDY.

HISTORIA DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL MUNDO

FECHA	DESARROLLO
1891	Digestión de Lodos en Lagunas en Alemania.
1895	Recogida de metano en Fosas Sépticas y su utilización para alumbrado de un fábrica en Inglaterra.
1898	Distribuidores Giratorios para Filtros Percoladores.
1904	Primeros Tanques Desarenadores en Estados Unidos.
1904	Fosa (hidrolítica) Séptica Travis de dos pisos en Inglaterra.
1904	Tanque Imhoff patentado en Alemania.
1906	Cloración de Aguas Residuales para desinfección demostrado por Phelps en Estados Unidos.
1908	Primera instalación municipal de un Filtro Percolador en Estados Unidos. Formulación de leyes sobre desinfección por Chick en Estados Unidos.
1911	Primeros Tanques Imhoff en Estados Unidos. Digestión Separada de Lodos en Estados Unidos.
1912 - 13	Aereación de Aguas Residuales en tanques conteniendo pizarra en la Estación Experimental Lawrence.
1914	Experimentos por Arden y Lockett que llevaron al desarrollo del Proceso de Lodos Activados.
1916	Primera Planta Municipal para el Tratamiento por Lodos Activados que se construye en Estados Unidos.
1925	Aereador de Contacto desarrollado por Buswell en Estados Unidos.

FUENTE : TRATAMIENTO Y DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES. METCALF AND EDDY.

ANEXO 2

ANEXO 2
INVENTARIO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES MUNICIPALES, JUN. 1997

ESTADO	No. de Plantas construidas	Capacidad Instalada (lps)	No. de Plantas operando	Gasto tratado (lps)
AGUASCALIENTES	94	2462.00	79	1988.10
BAJA CALIFORNIA	10	2495.00	10	2755.00
BAJA CALIFORNIA SUR	18	1028.40	17	586.80
CAMPECHE	11	123.36	11	36.61
COAHUILA	13	912.50	7	675.00
COLIMA	23	487.00	16	304.20
CHIAPAS	5	108.72	0	0.00
CHIHUAHUA	18	1404.0	16	642.20
DISTRITO FEDERAL	24	5978.00	22	3379.00
DURANGO	43	2704.40	39	2047.00
GUANAJUATO	9	1665.00	2	790.00
GUERRERO	13	1829.00	13	1443.00
HIDALGO	5	148.36	1	14.88
JALISCO	69	3222.98	51	1728.01
ESTADO DE MEXICO	17	2580.00	17	1225.00
MICHOACAN	13	1224.00	10	531.00
MORELOS	30	1314.90	26	810.00
NAYARIT	48	1808.80	32	986.70
NUEVO LEÓN	28	8821.00	27	6002.00
OAXACA	22	755.74	17	313.10
PUEBLA	11	339.40	8	173.90
QUERÉTARO	13	834.20	12	298.20
QUINTANA ROO	14	1188.00	12	790.91
SAN LUIS POTOSI	12	423.00	4	265.00
SINALOA	15	1031.00	10	1030.00
SONORA	64	2394.70	46	1432.70
TABASCO	23	1068.20	19	843.50
TAMAULIPAS	14	2148.00	11	1719.10
TLAXCALA	33	678.60	23	679.22
VERACRUZ	61	3331.00	43	1694.00
YUCATAN	8	29.3	8	14.50
ZACATECAS	26	247.00	10	164.00
NACIONAL	808	54983.78	615	35340.83

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES CONSTRUIDAS, POR PROCESO, JUN. 1997

ESTADO	AE	DB	FB	LA	LB	LE	LM	LP	PE	RA	TI	TP	TS	TV	ZO	ZZ	AN	TOTAL	
AGUASCALIENTES			2			83			8						1			94	
BAJA CALIFORNIA			2	1	1	5												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							1					23	
CHIASPAS						5							1					6	
CHIRIHUAHUA		1		4		12								1				18	
DISTRITO FEDERAL	1		2	20												1		24	
DURANGO					1	41												43	
GUANAJUATO				1	1	3					3				1			9	
GUERRERO				12								1						13	
GUERRERO								1			1							5	
HIDALGO				1		2					1							69	
JALISCO			2	11	2	34				1	7	1	2		9			17	
ESTADO DE MEXICO				1	1	15												13	
MICHOACAN		1				6					1	3			1			30	
MORELOS		3	5	3		2				4	8					2	3	48	
NAYARIT				4	11	19							14					28	
NUEVO LEON		3		6	3	12					1	2					1	22	
OAXACA			1	10		5			3									22	
OAXACA			1	1		6						2		1				11	
PUEBLA			2			1			3		1	1			1		2	13	
QUERETARO	1		3												1			14	
QUINTANA ROO				12		1												12	
SAN LUIS POTOSI				9		3							1					15	
SINALOA				2		12					2	1						64	
SONORA						61												23	
TABASCO			1	4		7					10				1			14	
TAMALIPAS	1		1			6					3				2			33	
TLAXCALA				1		4	27			1							3	61	
VERACRUZ				3	22	10				1	2	16	3	1				6	
YUCATAN				1	2													5	8
ZACATECAS			2		17	6									1			26	
NACIONAL	6	9	32	174	14	416	1	4	12	10	59	15	18	1	19	3	18	888	

No incluye plantas en proyecto

AE = AERACION EXTENDIDA

DB = DISCOS BIOLOGICOS

FB = FILTROS BIOLOGICOS

LA = LODOS ACTIVADOS

LB = LAGUNAS AERADAS

LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACION

LM = LEMNA

LP = LAGUNAS PANTANO

PE = PURIFICADOR ENZIMATICO

RA = RAFA

TI = TANQUE IAHOFF

TP = TRATAMIENTO PRIMARIO

TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO

TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO

ZO = ZANJA DE OXIDACION

ZZ = DESCONOCIDO

AN = TRATAMIENTO ANAEROBIO

INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES EN OPERACION, CAUDAL POR PROCESO, A JUNIO 1987

ESTADO	AG		OB		FE		LA		LO		LE		LM		LP		PE		RA		TI		TP		TS		TV		ZO		ZZ		AM		TOTAL Q (LPS)						
	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q	No	Q							
ACS																			4	22															78	1564 15					
BC																																			17	546 80					
BCL																																			11	26 81					
CAMP																																			7	425 00					
COAH																																				14	304 30				
COL																																				0	0 00				
CHG																																				18	847 20				
CHH																																				21	339 00				
DF																																				39	2647 00				
EGG																																				2	790 00				
GJO																																					13	1411 00			
GND																																					1	14 86			
HGO																																					51	178 00			
JAL																																						11	1729 00		
JAL																																						10	531 00		
JAL																																						3	867 00		
JAL																																						1	120 00		
JAL																																						1	80 3		
JAL																																						3	170 20		
JAL																																						1	20 2		
JAL																																						21	851 00		
JAL																																						11	313 00		
JAL																																							8	174 80	
JAL																																							1	248 20	
JAL																																							0	0 00	
JAL																																							1	20 0	
JAL																																							0	0 00	
JAL																																							12	790 91	
JAL																																							2	255 00	
JAL																																							10	1010 00	
JAL																																							48	1432 70	
JAL																																							18	843 50	
JAL																																							11	1719 10	
JAL																																							23	433 12	
JAL																																							7	152 00	
JAL																																							2	80 43	
JAL																																							8	14 50	
JAL																																							10	164 00	
JAL																																							18	1459 00	
NACIONAL																																								1	80 14
																																							153	619	
																																							153	3548 83	

No incluye plantas en Proyecto

- AG = ASESORACION EXTENDIDA
- OB = OBRAS BIOLÓGICAS
- FB = FÁBRICAS BIOLÓGICAS
- LA = LAGUNAS ACTIVADAS
- LO = LAGUNAS ALTERNAS
- LE = LAGUNAS DE ESTABILIZACION
- LM = LAGUNAS DE LEYMA
- LP = LAGUNAS PLANAS
- PE = PURIFICADOR ENZIMÁTICO

- RA = RAFA
- TI = TANQUE IMCFF
- TP = TRATAMIENTO PRIMARIO
- TS = TRATAMIENTO SECUNDARIO
- TV = TRATAMIENTO PRIMARIO AVANZADO
- ZO = ZANJA DE OXIDACION
- ZZ = DESCONOCIDO
- AM = TRATAMIENTO ANÉRBICO

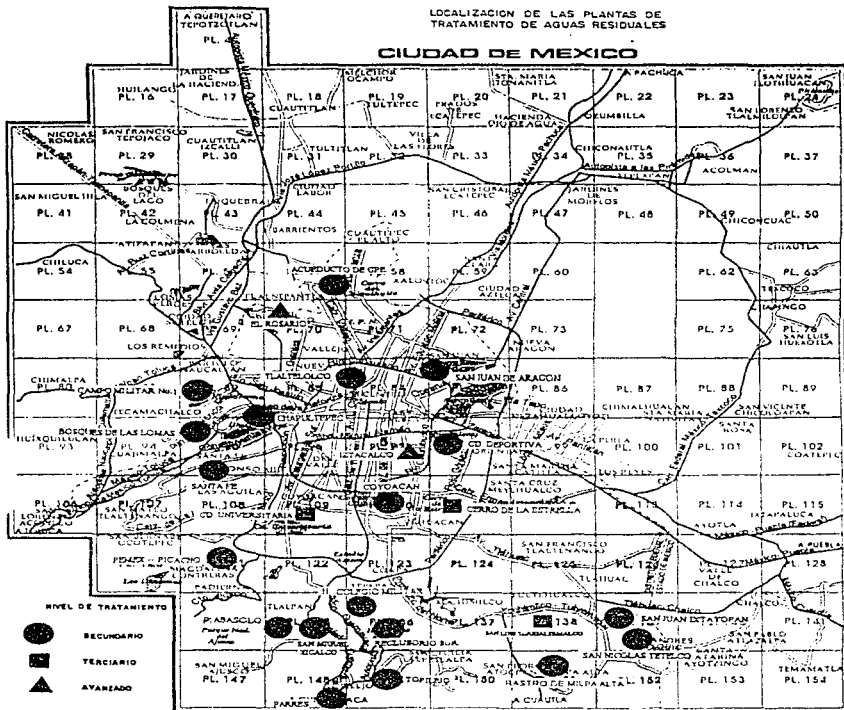
ANEXO 2
 INVENTARIO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

N°	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES RESECCION	PUNTO DE ENTREGA	CAPACIDAD (L/S)		ESTADISTICA DE OPERACION	NIVEL DE TRATAMIENTO		OPERACION	
			NORMAL	OP. RACION		ACTUAL	PROYECCION		
1	EL RECIANO (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	25	16	AVANZADO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
2	REGIO DE LAS ARENAS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	60	30	RECORRIDO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	URUBA
3	REGIO DE LAS ARENAS (ACTIVADO)	MANTENER AREA DUCLES	80	16	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	CONCEPCION
4	VALLE VERDE (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	27	14	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
5	ACUARETO DE GUANACACHE (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	100	57	130	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	CONCEPCION
6	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	MANTENER AREA LAGO DE ARENAS	50	34	72	SECUNDARIO	TERCERO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	CONCEPCION
7	ACTIVADO (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	15	10	PRIMARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
8	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	70	40	SECUNDARIO	TERCERO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	CONCEPCION
9	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	120	230	TERCERO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
10	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	15	17	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
11	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	120	27	30	SECUNDARIO	TERCERO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
12	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	30	30	60	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	SECUN
13	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	20	15	15	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
14	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	30	15	15	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
15	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	30	15	15	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
16	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	20	10	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	SECUN
17	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	15	75	75	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
18	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	25	25	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
19	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS Y REGIO DE LAS ARENAS	15	75	75	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
20	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	150	140	40	TERCERO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
21	REGIO DE LAS ARENAS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	30	13	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
22	SAN JUAN DE LOS RIOS (ACTIVADO)	REGIO DE LAS ARENAS	50	20	80	SECUNDARIO	AVANZADO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
23	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	SAN JUAN DE LOS RIOS	7	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
24	LA DEPORTIVA (ACTIVADO)	SAN JUAN DE LOS RIOS	7	7	SECUNDARIO	PLANTAS ACTUANDO CON NORMALIDAD	D.G.C.H.
			E.P.	120	MI				

PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL D.F. OPERADAS POR D.G.C.H. Y CONCESIONARIOS.

LOCALIZACION DE LAS PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

CIUDAD DE MEXICO



CAPACIDAD TOTAL DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL D.F.

NO.	DELEGACION	CAPACIDAD DE TRATAMIENTO (L.P.S.)		POTENCIAL DE EXPANSION
		NOMINAL	REAL	
1	A. OBREGON	580.048	300.048	280.00
2	AZCAPOTZALCO	25.00	16.00
3	BENITO JUAREZ
4	COYOACAN	801.12	337.12
5	CUAUHTEMOC	25.52	17.52
6	CUAJIMALPA
7	G. A. MADERO	500	421.00	350.00
8	H. CONTRERAS
9	MIGUEL HIDALGO	265.13	183.13	150.00
10	MILPA ALTA	7.00	7.00
11	IZTACALCO	245.00	90.00
12	IZTAPALAPA	4000.00	2300.000
13	TLAHUAC	61.3	31.3	30.00
14	TLALPANH	201.815	132.815	30.00
15	V. CARRANZA
16	XOCHIMILCO	180.00	123.00	40.00
17	PLANTAS NO REGISTRADAS	38.00	38.00
	TOTAL	7029.933	3996.933	880.00

TABLA 5.31 a CARACTERISTICAS DE LOS INFLUENTES

PARAMETROS	PUNTO	ESTACION	CENCA		CENCA		CENCA		CENCA		CENCA		CENCA		CENCA		CENCA		VALOR	UNIDAD
			INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL	INFL		
TEMPERATURA	°C																			
pH																				
SOL. SEDIM.																				
GRASAS Y ACEITES																				
CONDUCTIVIDAD ELECT.																				
ALUMINIO																				
ARSENICO																				
CADAVIO																				
CANARIOS																				
COBRE																				
CROMO HEXAVALENTE																				
CROMO TOTAL																				
FLUORUROS																				
MERCURIO																				
NIQUEL																				
PLATA																				
PLOMO																				
ZINC																				
FENÓLOS																				
S.A.A.N																				
SOL. SUSP. TOT.																				
DBO TOTAL																				
DBO TOTAL																				
BORO																				
PIERRO																				
MANGANESO																				
SELENO																				
COLIFORMES TOTALES	1000/ml																			
COLIFORMES FECALES	1000/ml																			
HUEVOS DEL HELMINTO																				
MABLE	1000/ml																			

FUENTE: D.G.C.O.H

ANEXO 2
INVENTARIO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL DISTRITO FEDERAL OPERADAS POR PARTICULARES

NO	DELEGACION	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	CAPACIDAD NOMINAL (LPS)	
			POR PLANTA	TOTAL POR DELEGACION
1	ALVARO	VOLCANES 125	0.07	20.048
2	OBREGON	CALLE DE LAS FUENTES 509 COL JARDINES DEL MEDIOGAL	0.014	
3		AV TAMAUPLIPAS 172 COL SANTALLUC	0.625	
4		AV CENTENARIO 265 COL EL PINCON	0.44	
5		LEONES 5908 Y 5909 COL LOMAS DEL CEDRO	1.13	
6		AV PERIFERICO SUR 4118 COL EMERITINDO DE AZALDO	1.32	
7		LUNAS FUENTES 1001 COL BELLEZA DE LAS FLORES	6.55	
8		AV TAMAUPLIPAS 1190 COL SANTALLUC	0.7	
9		CALLE DE LOSA DE LA MZA EL VASCO DE GUROGA Y PROL DEFORMA	3.33	
10		CAJADA DEL MORAL 77 COL LOMAS DE TEMEPAN	0.21	
11		PASEO DE LA REFORMA S/N COL SANTA FE	1.22	
12		PASEO DEL PURIFICADO 730 COL PRACC COLINAS DEL SUR	0.425	
13		PRIV CEDROS 41 COL ALCANTARILL	0.38	
14		PRIV CEDROS 65 COL ALCANTARILL	0.21	
15		CALLE DE LAS FUENTES 510 COL JARDINES DEL MEDIOGAL	0.083	
16		AV PERIFERICO SUR 4132 COL JARDINES DEL MEDIOGAL	0.058	
17		PROL AV CENTENARIO 3004 COL BOSQUE DE TAMAYO	0.408	
18		PERIFERICO SUR 3108 CO SAN JERONIMO AZULCO	0.656	
19		CALLE DE LAS FUENTES 509 COL JARDINES DEL MEDIOGAL	0.014	
20		AV TAMAUPLIPAS 172 COL SANTALLUC	0.625	
21		AV CENTENARIO 265 COL EL PINCON	0.44	
22		LEONES 5908 Y 5909 COL LOMAS DEL CEDRO	1.13	
23		PERIFERICO SUR 4244 Y 4254 Y 1002 DEL CAMINO A SANTA TERESA COL JARDINES DEL PEDREGAL DE SAN ANGEL	0.59	
24		LANURA COL JARDINES DEL PEDREGAL	0.13	
25	COYOACAN	NO 512 DEL PERIFERICO SUR COL DEL PEDREGAL DE CAPMASCO	0.13	1.12
26		NO 4418 DEL PERIFERICO SUR REG SERPANA COL INSURGENTES CUICUILCO	0.13	
27		NO 3 DE LA CALLE DE CATAMATAC COL JARDINES DEL MEDIOGAL	0.14	

ANEXO 2
INVENTARIO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

PLANTAS DE TRATAMIENTO EN EL DISTRITO FEDERAL OPERADAS POR PARTICULARES
(CONTINUACION)

NO.	DELEGACION	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	CAPACIDAD NOMINAL (LPC)	
			POR PLANTA	TOTAL POR DELEGACION
28	CUAUHTEMOC	PASEO DE LA REFORMA 502 COL. BEZARÉS	3.52	3.52
29	MIGUEL HIDALGO	PASEO DE LA REFORMA 2501	0.3	20.13
30		PALO SANTO 22 COL. LOMAS ALTAS	0.47	
31		PASEO DE LA REFORMA SIN COL. CORPORATIVO SANTA FE	2.44	
32		PASEO DE LA REFORMA 2547 COL. LOMAS DE CHARULTEPEC	0.38	
33		PRIV. BEZARÉS COL. LOMAS DE BEZARÉS	0.34	
34		CARACTERÍSTICAS: TOLUCA 1238 COL. LOMAS DE BEZARÉS	2.2	
35		REFORMA 338	1.4	
36	TLAHUAC	CAMINO REAL SIN COL. EMILIANO ZAPATA	1.3	1.300
37		REFORMA 7 NÚM. 40 AV. TERCERTECO COL. COLINAS DEL BOSQUE	0.012	
38		PUNTE 222 COL. EL LLANITO SAN JUAN DE LOS RIOS	1.16	
39		CAMPANARIO SIN COL. SAN PEDRO MARTÍN	0.023	
40	TLALPAN	ITESM	6.0	23.815
41		TORRES PROPIAS	15.48	
42		ADOLFO LÓPEZ MATEOS 74	5.0	
43		CENTRO COMERCIAL	7	
44		AV. TETS 123 COL. PEDREGAL DE SAN NICOLÁS	0.14	
	TOTAL			75.933

FUENTE: ARCHIVO O.G.C.O.H.