

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“MANUAL PARA EL DISEÑO DE UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO EN
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN
EL SALVADOR”**

PRESENTADO POR:

CARLOS ANTONIO AYALA DURÁN

ELÍ DIAZ CASTILLO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 2008

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERIO CIVIL

Titulo :

**“MANUAL PARA EL DISEÑO DE UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO EN
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN
EL SALVADOR”**

Presentado por :

**CARLOS ANTONIO AYALA DURÁN
ELÍ DIAZ CASTILLO**

Trabajo de Graduación aprobado por :

**MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN
MSc. ING. LUÍS ALBERTO GUERRERO
ING. FLAVIO MIGUEL MEZA**

San Salvador, Marzo de 2008.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

MSc. ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRÓN

MSc. ING. LUÍS ALBERTO GUERRERO

ING. FLAVIO MIGUEL MEZA

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar la elaboración del presente trabajo de gradación, queremos hacer públicos nuestros agradecimientos:

A DIOS: En primer lugar deseamos agradecer al Padre Celestial, quién con amor nos ha enseñado lo que sabemos de la vida. Quién de manera bondadosa nos permite alcanzar nuestros anhelos, permitiéndonos vivir y brindándonos la capacidad de hacer lo que deseamos. Gracias a El, quién sin duda alguna es el mejor de todos los padres, gracias a El por permitirnos pensar, gracias a El por darnos el potencial para crecer.

A NUESTROS DOCENTES DIRECTORES ING. RICARDO ERNESTO HERRERA MIRON, ING. LUIS ALBERTO GUERRERO E ING. FLAVIO MIGUEL MEZA: Gracias por ayudarnos en el desarrollo del presente trabajo de graduación, por orientarnos y dar de su tiempo y sus recursos, por estar siempre dispuestos a ayudarnos en todo momento, que Dios les bendiga y duplique su acto de bondad al prestar su servicio desinteresado.

AL PERSONAL DOCENTE DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL: Gracias por impartir de su cononicimiento y contribuir a nuestra formación. Todos tenemos necesidad de maestros y ustedes han pasado a formar parte de ese grupo selecto, a los que consideramos como nuestros formadores, gracias por enseñarnos lo que saben.

DEDICATORIA

A MI PADRE CELESTIAL: Por que siempre me ha hecho sentir que soy importante para El.

A JESUCRISTO: Por conocer de mis agonías y brindarme consuelo cuando más lo necesito.

A MIS PADRES ISRAEL Y ADELA: Por poner su vida a mi servicio y al servicio de mis hermanos, por cuidarme y animarme a seguir adelante, porque siempre se han sacrificado y trabajado arduamente para sacar adelante la familia. Les admiro mucho por su gran sentido de responsabilidad, amor y abnegación.

A MIS HERMANOS OSCAR, RAUL, JOSE, INES Y MARINA: Por formar parte de la familia y por ser las personas con quienes he compartido muchos momentos bonitos de mi vida.

A MIS TIOS ROBERTO Y CARMEN: Por hacerme sentir como uno de sus hijos y apoyarme durante todo el tiempo en el que estudie mi carrera universitaria.

A CARMEN ELENA, SU PAPA JUVENTINO Y SU MAMA LUZ AMANDA: Por formar parte de mi vida y darle el toque que le faltaba.

A MIS AMIGOS: Elí, Miguelito, Luigi, Ivonne, Passuelo, Zulma, Néstor, René, Carmen, Roosmery, por su amistad y apoyo.

CARLOS ANTONIO AYALA DURÁN

A Nuestro Padre Celestial le doy las Gracias por que su Gracia e infinita Misericordia me han Bendecido dándome fortaleza, sabiduría, paz y dirección en todas las etapas de mi vida.

A mis padres: Paulino Díaz Navas y Juana de Dios Castillo quienes me guiaron y apoyaron incondicionalmente en todo este tiempo, les agradezco por todo y les doy infinitas gracias, deseando que Dios les Bendiga con su Gracia.

A mis hermanos: Josué Natán. Gracias por haberte sacrificado por mí, por brindarme tu apoyo incondicionalmente. Que Dios te Bendiga. A Saúl Otoniel por tu apoyo y fé en mí, A Edwin Rene D. C. y Jimmy Cáceres. Que Dios les Bendiga maravillosamente.

A mi esposa Eva Débora Lesli por tu amor, confianza y paciencia, gracias por haber estado a mi lado en tan grande camino, pero sobre todo por el tesoro que me has regalado Astor Elí D. C (a mi hijo), a los dos les Amo con todo mi corazón.

A Carlos Antonio Ayala por haber depositado tu confianza en mí en tan importante trabajo, Gracias por tu paciencia, por tu amistad y porque eres una gran persona Que Dios Te Bendiga Grandemente. Así como también a todos mis amigos y compañeros de estudio.

ELI DIAZ CASTILLO

ÍNDICE

	Pág.
ÍNDICE DE TABLAS.xvi
ÍNDICE DE FIGURAS.xxiv
 CAPITULO I	
GENERALIDADES2
1.1.RESUMEN.2
1.2.ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. .	.4
1.2.1. Antecedentes.4
1.2.2. Planteamiento del Problema.13
1.3.OBJETIVOS, ALCANCES Y LIMITACIONES.15
1.3.1. Objetivos.15
1.3.1.1. Objetivo General.15
1.3.1.2. Objetivos Específicos.15
1.3.2. Alcances.16
1.3.3. Limitaciones.17
1.4.JUSTIFICACIÓN.19
1.5.METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION.21
 CAPITULO II	
MARCO CONCEPTUAL23
2.1.MARCO TEÓRICO BÁSICO.24
2.1.1. Definición aguas Residuales.24

2.1.2. Origen y clasificación de las Aguas Residuales.24
2.1.2.1. Aguas Residuales de Origen Doméstico.25
2.1.2.2. Aguas Residuales de Origen Industrial.25
2.1.2.3. Aguas Residuales de Origen Agrícola.26
2.1.3. Características de las Aguas Residuales Domésticas.26
2.1.3.1. Características Físicas.27
2.1.3.2. Características Químicas.27
2.1.3.3. Características Biológicas..29
2.1.4. Tratamiento de las Aguas Residuales Domésticas.31
2.1.4.1. Terminología Básica.34
2.1.4.1.1. Plantas de tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.35
2.1.4.1.2. Procesos de Tratamiento.35
2.1.4.1.3. Operaciones Unitarias.37
2.1.4.1.4. Procesos Químicos Unitarios.37
2.1.4.1.5. Procesos Biológicos unitarios.37
2.1.4.1.6. Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.37
2.1.4.1.7. Sistemas Convencionales.38
2.1.4.1.8. Sistemas no convencionales..39
2.1.4.1.9. Unidades complementarias y componentes de los sistemas.39
2.1.4.2. Etapas de Tratamiento.39

2.1.4.2.1. Tratamiento Preliminar.	.40
2.1.4.2.2. Tratamiento Primario.	.41
2.1.4.2.3. Tratamiento Secundario.	.43
2.1.4.2.4. Tratamiento Terciario.	.44
2.1.4.2.5. Tratamiento Cuaternario.	.45
2.1.4.2.6. Tratamiento de Quinta Generación.	.46
2.1.4.3. Tratamiento Químico del Agua Residual.	.47
2.1.4.4. Tratamiento Biológico del Agua Residual.	.47
2.1.4.4.1. Tratamiento Biológico Aerobio.	.48
2.1.4.4.2. Tratamiento Biológico Anaerobio.	.49

CAPITULO III.

ESTUDIOS Y ANALISIS PREVIOS AL DISEÑO

DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

DOMÉSTICAS.	.54
3.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO EN ESTUDIO.	.56
3.2. CARACTERIZACION DE LAS AGUAS RESIDUALES.	.59
3.2.1. Medición de parámetros.	.60
3.2.1.1. Parámetros de medición de materia orgánica	.62
3.2.1.1.1. Relación DQO/DBO.	.64
3.2.1.2. Gama de Sólidos.	.65
3.2.1.3. Grasas y Aceites.	.67
3.2.1.4. Turbiedad.	.68

3.2.1.5. Detergentes.69
3.2.1.6. Temperatura.70
3.2.1.7. Potencial de Hidrogeno (pH).71
3.2.1.8. Coliformes Totales.71
3.2.1.9. Coliformes Fecales.72
3.2.1.10. Fósforo total..72
3.2.1.11. Nitrógeno Total.73
3.3.COMPONENTES QUE SE AGREGAN AL AGUA	
DESPUES DE SU USO.73
3.3.2. Compuestos inorgánicos.74
3.3.3. Gases.75
3.3.4. Compuestos orgánicos.76
3.4.RANGO DE VALORES DE LOS PARAMETROS	
DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.76
3.5.ANALISIS Y MEDICION DE DATOS BASICOS.82
3.5.1. Población de diseño.82
3.5.1.1. Cálculo de la población de diseño.83
3.5.2. Determinación de los caudales de diseño.84
3.5.3. Cálculo del caudal proyectado de agua residual, en la red.89

CAPITULO IV

DIAGNOSTICO GENERAL DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR: NORMAS, LEYES Y REGLAMENTOS QUE SE DEBEN

CONSIDERAR EN EL DISEÑO.91
4.1.DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TIPOS DE PLANTAS MÁS USADAS EN EL SALVADOR.92
4.1.1. Plantas Convencionales.92
4.1.2. Plantas con Tanques Imhoff usado como tratamiento primario.103
4.1.3. Plantas con Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA).109
4.1.4. Plantas con Sistemas de Lodos Activados.112
4.1.5. Plantas con Lagunas de Estabilización.115
4.1.6. Otros Tipos de Plantas de Tratamiento.118
4.2.NORMAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LAS UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR.122
4.2.1. Propuestas de Normas Nacionales.122
4.2.2. Normas Internacionales.127
4.3.LEYES Y OTROS DOCUMENTOS.130

CAPITULO V

GUIAS PARA EL DISEÑO DE UNIDADES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS DE TIPO BIOLÓGICO Y FÍSICO: CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO.

5.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR	.134
5.1.1. Guía para el diseño de Rejas y canales afluentes	.134
5.1.2. Guía para el diseño de desarenadores.	.149
5.1.3. Guía para el diseño de Trampas de grasas y Aceites.	.178
5.2. TRATAMIENTO PRIMARIO.	.191
5.2.1. Guía para el diseño de Sedimentadores Primarios.	.191
5.2.2. Guía para el diseño de Fosas Sépticas..	.230
5.2.3. Guía para el diseño de Tanques Imhoff.	.261
5.3. TRATAMIENTO SECUNDARIO..	.293
5.3.1. Guía para el diseño de Lagunas de estabilización.	.293
5.3.2. Guía para el diseño de Filtros Biológicos.	.343
5.3.3. Guía para el diseño de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)..	.369
5.3.4. Guía para el diseño de Lodos Activados.	.419
5.4. TRATAMIENTO DE LODOS.	.456
5.4.1. Guía para el diseño de Patios de secado de Lodos.	.456

CAPITULO VI

EJEMPLOS DE DISEÑO DE UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO Y

FISICO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

DOMÉSTICAS	.475
6.1.DISEÑO DE UNIDADES	.476
6.1.1. Ejemplos de Diseño de Unidades de Tratamiento	
Preliminar.	.476
6.1.1.1. Diseño de rejas	.476
6.1.1.2. Diseño de desarenadores	.477
6.1.1.3. Diseño de trampa de grasas y aceites.	.480
6.1.2. Ejemplos de diseño de unidades de tratamiento primario.	.482
6.1.2.1. Diseño de Sedimentador Primario Tipo Dortmund.	.482
6.1.2.2. Diseño de fosa Séptica.	.486
6.1.2.3. Diseño de tanque Imhoff, Rectangular.	.491
6.1.3. Ejemplos de diseño de unidades del Tratamiento	
Secundario.	.500
6.1.3.1. Diseño de Laguna Facultativa.	.500
6.1.3.2. Diseño de Lodos Activados (Aireación Extendida).	.505
6.1.3.3. Diseño de RAFA.	.509
6.1.3.4. Diseño de Filtro Biológico cuadrado.	.511
6.1.4. Ejemplos de diseño de unidades de tratamiento de lodos.	.514
6.1.4.1. Diseño de Patios de Secado de Lodos.	.514

CAPITULO VII

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS

DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS	.515
7.1.RANGO POBLACIONAL DE APLICACIÓN.	.516
7.2. SUPERFICIE NECESARIA.	.517
7.3. SIMPLICIDAD DE CONSTRUCCIÓN.	.518
7.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.	.519
7.5. COSTOS ÍNDICES DE CONSTRUCCIÓN.	.520
7.6. COSTOS ÍNDICES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.	.525
7.7. EFICIENCIA DE REMOCIÓN.	.526
7.8. ESTABILIDAD.	.527
7.9. IMPACTO AMBIENTAL.	.529
7.10. PRODUCCIÓN Y MANEJO DE LODOS.	.531
CAPITULO VIII	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	.532
8.1.CONCLUSIONES.	.533
8.2. RECOMENDACIONES.	.535
BIBLIOGRAFIA.	.537

INDICE DE TABLAS

	Pág.
CAPITULO I	
 CAPITULO II	
Tabla 2.1.3.3.1. Intervalos comunes de temperatura para algunos tipos de Bacterias..30
Tabla 2.1.3.3.2. Descripción de microorganismos presentes en aguas naturales y residuales.31
Tabla 2.1.4.1. Eficiencia de remoción de sistemas de tratamiento para aguas residuales municipales.34
Tabla 2.1.4.2.4.1. Eliminación de constituyentes por medio de operaciones y procesos de tratamiento avanzados45
 CAPITULO III	
Tabla 3.2.1.1 Características que es necesario conocer en los distintos tipos de aguas.61
Tabla 3.2.1.2.1. Definiciones para los sólidos encontrados en el agua residual.65
Tabla 3.2.1.3.1 Procedencia de las grasas y aceites y sus efectos.68
Tabla 3.4.1 Variaciones de los parámetros característicos en aguas residuales domésticas en tres países distintos.78
Tabla 3.4.2. Composición típica del Agua Residual Doméstica.79
Tabla 3.4.3 Composición típica del Agua Residual Domestica.80
Tabla 3.4.4 Aportes percapitas de contaminantes en aguas residuales domésticas.81
 CAPITULO IV	

Tabla 4.1.1.1. Aspectos importantes de algunas plantas convencionales construidas en El Salvador.94
Tabla 4.1.2.1 Características de algunas plantas donde se usan tanques Imhoff.103
Tabla 4.1.3.1 Características de algunas plantas donde se usan RAFA's.109
Tabla 4.1.4.1 Características de algunas plantas donde se usan Lodos activados.112
Tabla 4.1.6.1. Plantas de tratamientos con diversas unidades Biológicas.118
Tabla 4.1.6.2 Tipos de plantas más usadas en El Salvador.121
Tabla 4.1.6.3 Unidades Físicas y biológicas más usadas en El Salvador.122
Tabla 4.1.6.4. Unidades más comunes en el país.122
Tabla 4.2.1.1. Parámetros máximos permitidos en descargas de efluentes tratados.123

CAPITULO V

Tabla 5.1.1.1. Cantidad de material retenido según espaciamiento entre rejillas.137
Tabla 5.1.1.2 Comparación de Normas Internacionales.139
Tabla 5.1.1.3. Material retenido según Norma Mexicana.141
Tabla 5.1.1.4. Coeficiente de Pérdida para Rejillas.143
Tabla 5.1.1.5. Parámetros de Diseño para Rejillas144
Tabla 5.1.2.1. Eficiencias típicas de remoción de los desarenadores.156
Tabla 5.1.2.2. Parámetros recomendados para el diseño de Desarenadores.157

Tabla 5.1.2.3. Velocidad de partícula según su diámetro.	.168
Tabla 5.1.3.1. Capacidades de retención de grasa.	.181
Tabla 5.1.3.2. Tiempos de retención hidráulicos.	.185
Tabla 5.1.3.3. Normas suizas para el dimensionamiento de separadores de aceites y grasas.	.186
Tabla 5.1.3.4. Resumen de parámetros recomendados por las normas.	.190
Tabla 5.2.1.1. Clasificación de Sedimentadores según su carga Superficial.	.202
Tabla 5.2.1.2 Porcentaje de área adicional de sedimentación que debe proveerse de acuerdo al número de unidades y cargas superficiales.	.218
Tabla 5.2.1.3. Información típica sobre el peso específico y la concentración de lodo procedente de los tanques de sedimentación primaria.	.219
Tabla 5.2.1.4. Parámetros de diseño de tanques de sedimentación.	.220
Tabla 5.2.1.5 Parámetros para la estimación de eficiencias de remoción.	.222
Tabla 5.2.1.6 Valores de TDS recomendadas.	.222
Tabla 5.2.1.7 Valores de profundidad de agua.	.223
Tabla 5.2.2.1. Dimensiones de un tanque séptico de acuerdo al número de personas (Corresponde a las cotas mostradas en la figura 5.2.2.3).	.236
Tabla 5.2.2.2. Criterios para el dimensionamiento de Zanjas de acuerdo al tipo de suelo existente en la zona donde se va a construir el sistema de infiltración (Según el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador).	.243
Tabla 5.2.2.3. Áreas requeridas de absorción para residencias Individuales.	.245
Tabla 5.2.2.4 Comparación de parámetros para el diseño de Sistemas	

de Fosa Séptica.246
Tabla 5.2.2.5 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico (Tomado de Norma Colombiana RAS).	.247
Tabla 5.2.2.6. Tiempos de retención en proporción al volumen que se debe tratar.248
Tabla 5.2.2.7. Contribución de lodo fresco Lf en L/día.249
Tabla 5.2.2.8. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos.249
Tabla 5.2.3.1 Criterios usuales para el diseño de tanques Imhoff.267
Tabla 5.2.3.2 Parámetros útiles para el diseño de la cámara de sedimentación de un Tanque Imhoff.269
Tabla 5.2.3.3 Parámetros útiles para el diseño de las cámaras de digestión de un Imhoff.269
Tabla 5.2.3.4 Variación de los tiempos de digestión de acuerdo a la temperatura.270
Tabla 5.2.3.5 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura.	.270
Tabla 5.2.3.6 Parámetros útiles para el diseño del área de ventilación de un Imhoff.271
Tabla 5.2.3.7 Diámetros estimados de tanques Imhoff circulares de acuerdo a la población.271
Tabla 5.2.3.8 Tasa y volúmenes mínimos de los cámaras de un tanque imhoff según norma brasileña.271
Tabla 5.3.1.1 Coeficientes de mortalidad para la determinación de la reducción bacteriana.307
Tabla 5.3.1.2 Variación de la constante de reacción por DBO para lagunas facultativas y de maduración respecto a la temperatura en el modelo de mezcla315
Tabla 5.3.1.3 Variación de la constante de reacción por DBO para lagunas facultativas y de maduración respecto a la temperatura tasa de trabajo en el modelo de flujo pistón.316

Tabla 5.3.1.4 Parámetros de diseño para lagunas anaeróbicas.317
Tabla 5.3.1.5 Parámetros de diseño para lagunas facultativas.317
Tabla 5.3.1.6 Parámetros de diseño para lagunas de maduración.318
Tabla 5.3.1.7 Parámetros de diseño para lagunas según norma Boliviana.	318
Tabla 5.3.1.8 Eficiencia de lagunas anaerobias en función del Período de retención para $T > 20^{\circ}\text{C}$319
Tabla 5.3.1.9 Relación entre la temperatura, periodo de retención y eficiencias de DBO en lagunas anaerobias.319
Tabla 5.3.1.10 Coeficientes de mortalidad para la determinación de la reducción bacteriana respecto a la carga per cápita de DBO.320
Tabla 5.3.1.11 Factor de dispersión de acuerdo a la relación Largo Ancho. Según Norma.320
Tabla 5.3.1.12 Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencias de DBO en lagunas anaerobias.323
Tabla 5.3.1.13 Problemas comunes que se dan en Lagunas Anaeróbicas..339
Tabla 5.3.1.14 Problemas comunes que se dan en Lagunas Facultativas.340
Tabla. 5.3.2.1. Valores de las superficies específicas de materiales empleados como medio filtrante.344
Tabla.5.3.2.2. Profundidad del lecho filtrante para los diferentes tipos de filtros.345
Tabla 5.3.2.3. Características de los Filtros Percoladores según su Tasa.346
Tabla 5.3.2.4. Granulometrías de los medios de roca o similares.355
Tabla. 5.3.2.5 Comparación de propiedades físicas de medios de filtros percoladores.355
Tabla 5.3.2.6. Comparación de parámetros de diseño para filtros percoladores362

Tabla 5.3.2.7. Valores de las constantes a y b.	.363
Tabla 5.3.2.8. Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores.	.364
Tabla 5.3.3.1. Tratamiento aerobio versus tratamiento Anaerobio.	.379
Tabla 5.3.3.2. Aspectos importantes de diferentes sistemas de tratamiento de agua residual.	.388
Tabla 5.3.3.3. Dimensiones básicas de ejemplos de RAFA's para eficiencias de remoción de DQO mayor a 80% y DBO>85%, para diferentes poblaciones.	.390
Tabla 5.3.3.4. Criterios tentativos de diseño para RAFA's. respecto a TRH a diferentes temperaturas operacionales para aguas residuales diluidas (< 1000 mg DQO/l).	.391
Tabla 5.3.3.5 Guías para determinar el numero de puntos de alimentación en un RAFA.	.396
Tabla 5.3.3.6 Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en RAFA's en relación con la concentración del agua residual y la fraccion Insoluble de DQO.	.405
Tabla.5.3.3.7. Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional.	.406
Tabla 5.3.3.8. Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un RAFA.	.407
Tabla 5.3.3.9. Resumen y comparación de las Normas Internacionales.	.409
Tabla 5.3.3.10. Determinación de la capacidad del reactor.	.410
Tabla 5.3.4.1. Problemas que se dan en el proceso de lodos activados con sus posibles causas.	.425
Tabla 5.3.4.2. Características del funcionamiento del proceso de lodos activados.	.432
Tabla 5.3.4.3. Parámetros de diseño para los procesos de lodos Activados.	.433

Tabla 5.3.4.4. Principales características de los sistemas de lodos activados del tipo convencional y aireación prolongada.446
Tabla 5.3.4.5. Tipos de aireadores.452
Tabla 5.3.4.6. Rangos típicos de potencia.452
Tabla 5.3.4.7. Rangos típicos de transferencia de oxígeno.453
Tabla 5.3.4.8. Valores recomendados de carga superficial.454
Tabla 5.4.1. Generación típica de lodos por tratamiento.464
Tabla 5.4.2. Tasas de aplicación superficial TAS recomendadas.465
Tabla 5.4.3. Tasas de carga másica recomendadas.466
Tabla 5.4.4. Área requerida según la fuente del lodo y el cubrimiento del lecho.467
Tabla 5.4.5. Valores de tasa de carga másica.468
Tabla 5.4.6. Comparación entre los principales parámetros de diseño de las normas internacionales recomendadas.470
Tabla 5.4.7. Propuesta de diseño del área de patios de secado471
Tabla 7.1.1. Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.517
Tabla 7.2.1 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.518
Tabla 7.3.1. Simplicidad de construcción de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.519
Tabla 7.4.1 Requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.520
Tabla 7.5.1 Costos unitarios de construcción para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.521
Tabla 7.5.2 Costo de Propuesta de Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales domésticas del Cantón San José La Majada,	

Municipio de Juayúa, Departamento de Sonsonate.522
Tabla 7.5.3 Costo por habitante de plantas con lodos activados construidas en URUGUAY.524
Tabla 7.6.1 Costos unitarios de operación y mantenimiento para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.526
Tabla 7.7.1 Eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento-valores promedios.527
Tabla 7.8.1 Rangos de aplicación para diversos sistemas de tratamiento en función de la temperatura y las variaciones de carga y caudales.528
Tabla 7.9.1 Tabla estimativa de Impacto Ambiental para diversos Sistemas de tratamiento de aguas residuales.530
Tabla 7.10.1 Rangos estimados de producción de lodos en función del sistema de tratamiento de agua residual adoptado.531

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
CAPITULO I	
Figura 1.2.1.1. Esquema general de planta de tratamiento de San José Las Flores, Chalatenango.8
Figura 1.2.1.2. Esquema General de la Planta de Tratamiento en el Municipio de Suchitoto, Departamento de Cuscatlan10
CAPITULO II	
Figura 2.1.2.1. Clasificación de las Aguas Residuales.25
Figura 2.1.3.1. Características de las Aguas Residuales Domésticas.27
Figura 2.1.4.1.6.1. Clasificación de los sistemas de tratamiento de Aguas Residuales.38
CAPITULO III	
Figura 3.2.1 Características de las Aguas Residuales Domésticas.59
Figura 3.2.1.1.1. Relación que existe entre la DTO, DQO, DBO y COT.64
Figura 3.2.1.2.1. Sólidos en Aguas Residuales Domésticas y sistemas de tratamiento.67
CAPITULO IV	
Figura. 4.1.1.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Santísima Trinidad.95
Figura 4.1.1.2. Tanques sedimentadores primarios tipo Dortmund.97
Figura 4.1.1.3. Filtro percolador # 3.97
Figura 4.1.1.4. Tanque sedimentador secundario tipo Dortmund.97
Figura 4.1.1.5. Digestor de lodos.97

Figura 4.1.1.6. Patios de secado de lodos.97
Figura 4.1.1.7. Descarga del agua residual tratada al cuerpo receptor.97
Figura 4.1.1.8 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Alta Vista I y II99
Figura 4.1.1.9. Rejillas gruesas.101
Figura 4.1.1.10. Cámaras desarenadoras.101
Figura 4.1.1.11 Rejillas finas.101
Figura 4.1.1.12.Filtro percolador101
Figura 4.1.1.13.Tanque sedimentador primario tipo Dortmund.101
Figura 4.1.1.14. Filtros percoladores101
Figura 4.1.1.15. Tanques sedimentadores secundario tipo Dortmund.102
Figura 4.1.1.16. Tanque sedimentador secundario tipo Dortmund.102
Figura 4.1.1.17. Digestor de lodos.102
Figura 4.1.1.18. Patios de secado de lodos.102
Figura 4.1.1.19. Patios de secado de lodos.102
Figura 4.1.1.20. Digestor de lodos.102
Figura 4.1.2.1. Esquema de la planta de tratamiento del Hogar del Niño Minusválido Abandonado.104
Figura 4.1.2.2 Esquema de la planta de la Urbanización Distrito Italia.106
Figura 4.1.2.3. Rejillas y canales.108
Figura 4.1.2.4.Tanque Imhoff108
Figura 4.1.2.5 Filtros percoladores biológicos.108
Figura 4.1.2.6.Tanques sedimentadores secundarios tipo Dortmund.108
Figura 4.1.2.7. Patios de secado de lodos.108
Figura 4.1.2.8. Tanque Imhoff108
Figura 4.1.3.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Santa Teresa de las Flores.110
Figura 4.1.3.2 Rejillas.111
Figura 4.1.3.3 Cámaras desarenadoras.111

Figura 4.1.3.4 Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA).	.111
Figura 4.1.3.5. Filtro percolador	.111
Figura 4.1.3.6 Tanque sedimentador secundario Tipo Dortmund	.111
Figura 4.1.3.7 Patios de secado de lodos.	.111
Figura 4.1.4.1 Esquema de la planta de tratamiento Altos de la Escorial.	.113
Figura 4.1.4.2. Esquema de la planta de tratamiento de la Zona Franca.	.114
Figura 4.1.4.3 Tanques de lodos activados.	.115
Figura 4.1.4.4 Patios de secado de lodos.	.115
Figura 4.1.5.1 Esquema de la planta de tratamiento de ANSP, San Luís Talpa	.116
Figura 4.1.5.2 Rejillas.	.117
Figura 4.1.5.3 Cámaras desarenadoras.	.117
Figura 4.1.5.4 Salida de emergencia.	.117
Figura 4.1.5.5 Laguna de estabilización.	.117
Figura 4.1.6.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Villa Lourdes.	.119
Figura 4.1.6.2 Rejillas.	.120
Figura 4.1.6.3 Digestor.	.120
Figura 4.1.6.4 Filtros percoladores anaeróbicos.	.120
Figura 4.1.6.5 Pila de secado de lodos.	.120

CAPITULO V

Figura 5.1.1.1. Ubicación de Rejas en canal de aproximación.	.135
Figura 5.1.1.2. Secciones de rejillas.	.143
Figura 5.1.1.3. Canal de aproximación.	.146
Figura 5.1.2.1. Desarenador (Planta y corte longitudinal).	.151
Figura 5.1.2.2. Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta).	.166
Figura 5.1.2.3. Desarenador de 1 unidad con by pass (planta).	.166
Figura 5.1.2.4. Detalle de la transición del flujo en el desarenador.	.167

Figura 5.1.2.5. Detalle de entrada del flujo hacia el desarenador.	.167
Figura 5.1.2.6. Detalle del vertedero.	.169
Figura 5.1.2.7. Planta y Corte de vertedero.	.170
Figura 5.1.2.8. Sección parabólica del Parshall, Planta y Corte.	.171
Figura 5.1.2.9. Características del vertedero Sutro.	.172
Figura 5.1.3.1 Esquema de Trampa de Grasa general.	.179
Figura 5.1.3.2. Esquema del Tanque Recolector.	.188
Figura 5.2.1.1 Esquema general de un tanque de sedimentación rectangular.	.193
Figura 5.2.1.2. Esquemas de sistemas de cadenas para la remoción mecánica de lodos en tanque de sedimentación rectangular.	.194
Figura 5.2.1.3. Detalles del sistema de barrido de lodos por cadenas en un tanque rectangular.	.195
Figura 5.2.1.4. Mecanismo tipo puente de traslación para la remoción mecánica de lodos en tanque de sedimentación rectangular.	.196
Figura 5.2.1.5. Esquema general de tanques de sedimentación circulares.	.199
Figura 5.2.1.6. Tanques circulares de decantación primaria: de alimentación central (de infilco Degremont).	.200
Figura 5.2.1.7. Tanques circulares de decantación primaria: de alimentación periférica (de Ecodyne y cloe-Yeomans).	.200
Figura 5.2.1.8 Esquema General de un Tanque Dortmund.	.204
Figura 5.2.1.9. Esquema general de las Zonas de un sedimentador.	.205
Figura 5.2.1.10. Ubicación de la pantalla difusora en un tanque de sedimentación rectangular.	.207
Figura 5.2.1.11. Elevación de pantalla difusora en un tanque de sedimentación.	.208
Figura 5.2.1.12. Variación del tiempo de sedimentación respecto a la temperatura en sedimentadores primarios	.214

Figura 5.2.1.13 Velocidad horizontal V_h para diferentes relaciones de longitud-profundidad (L/h) de la zona de sedimentación.216
Figura 5.2.2.1 Sistema de Fosa séptica con pozos de absorción.231
Figura 5.2.2.2 Sistema de Fosa séptica con campos de Riego o absorción.232
Figura 5.2.2.3. Esquema de tanque séptico, usado para el dimensionamiento, de acuerdo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador.235
Figura 5.2.2.4. Esquema de Pozo de Absorción.238
Figura 5.2.2.5. Esquema de Zanja de infiltración.240
Figura 5.2.2.6. Esquema de Zanja de arena filtrante.241
Figura 5.2.2.7. Áreas requeridas de absorción para residencias Individuales.246
Figura 5.2.2.8. Medición de alturas de natas en un tanque séptico.257
Figura 5.2.2.9. Medición de alturas de lodos.258
Figura 5.2.2.10. Desalojo manual del lodo de un tanque séptico.260
Figura 5.2.3.1 a. Esquema general de un tanque imhoff rectangular.263
Figura 5.2.3.1 b Esquema general de un tanque imhoff circular.264
Figura 5.2.3.2 Esquema general de la cámara de sedimentación.273
Figura 5.2.3.3 Esquema frontal de la cámara de sedimentación.275
Figura 5.2.3.4 Vista en Planta de tanques Imhoff con una y dos cámaras de sedimentación.278
Figura 5.2.3.5.a Tanque Imhoff con una línea de tolvas en serie (una cámara de sedimentación).281
Figura 5.2.3.5.b Tanque Imhoff con dos líneas de tolvas en serie (dos cámaras de sedimentación).282
Figura 5.2.3.6 Esquema de una tolva con sus dimensiones.283
Figura 5.2.3.7 Esquema del dimensionamiento de un tanque Imhoff.286
Figura 5.2.3.8 Operador limpiando las paredes de la cámara de	

sedimentación de un tanque Imhoff289
Figura 5.2.3.9 Operador colocando cal hidratada en las zonas de ventilación de un tanque Imhoff.291
Figura 5.3.1.1: Diagrama de laguna anaeróbica.295
Figura 5.3.1.2: Diagrama de laguna facultativa.297
Figura 5.3.1.3: Lagunas facultativas en paralelo seguida por lagunas de maduración.298
Figura 5.3.1.4: Lagunas anaeróbicas y una facultativa, seguidas por dos lagunas de maduración en serie.299
Figuras 5.3.1.4.a: Ejemplos de lagunas de maduración que están canalizadas con mamparas. En la foto de arriba la relación largo/ancho aproxima 20/1, y en la foto abajo 50/1. En la foto abajo, las mamparas están demasiado arriba del nivel del agua y prohíben la insolación solar por la sombra que forman; deben estar más por abajo como en la foto arriba. (Foto arriba: Trinidad, Honduras; abajo: Morocelí, Honduras).300
Figura 5.3.1.5: Esquema mostrando un sistema de Lagunas.301
Figura 5.3.1.6: Vista en planta de los diques y de las Lagunas B y C.301
Figura 5.3.1.7: Perfil de los diques y de las lagunas sobre el eje Y-Y de la figura 5.3.1.5.302
Figura 5.3.1.8: Obra de arte No 1. Estructura para distribución de caudales.302
Figura 5.3.1.9: Cortes de la Obra de arte No 1.303
Figura 5.3.1.10: Detalles de las estructuras de entrada – Obras de arte No 2 y No 3.303
Figura 5.3.1.11: Vista en planta de la caja de estructuras de entrada. Obras de arte No 2 y No 3.304
Figura 5.3.1.12: Cortes de la caja de la estructura de entrada.304
Figura 5.3.1.13: Detalle de la estructura de interconexión entre	

las lagunas A y B. Obra de arte No3.305
Figura 5.3.1.14 y 5.3.1.15: Cortes de la Obra de arte No 3.305
Figura 5.3.1.16 Modelo de flujo pistón en la remoción de patógenos.311
Figura 5.3.1.17 Representación general del modelo para la remoción de DBO.312
Figura.5.3.2.1. Esquema de General de Filtro Percolador.348
Figura 5.3.3.1. Secuencia de procesos en la digestión anaerobia de macromoléculas complejas.374
Figura 5.3.3.2. Esquemización de la descomposición anaeróbica y anaeróbica.378
Figura 5.3.3.3 Tipos de reactores anaerobios383
Figura. 5.3.3.4. Eficiencias de remoción y TRH para diferentes sistemas de tratamiento anaerobio Fuente van Haandel y Lettinga (1994)	384
Figura. 5.3.3.5. Esquema de un RAFA con sus principales dispositivos.385
Figura. 5.3.3.6. Ejemplos de separadores GSL para RAFA's394
Figura. 5.3.3.7. Esquema de los componentes del balance de masa de un RAFA.400
Figura. 5.3.3.8. Balance de masa respecto a la DQO en un RAFA.400
Figura 5.3.3.9. Esquema típico de separador GSL413
Figura 5.3.3.10 Separador GSL.414
Figura 5.3.3.11. Posición del separador GSL.414
Figura 5.3.3.1.2. Detalle de línea de alimentación.415
Figura 5.3.3.1.3. Línea interna de alimentación.416
Figura 5.3.3.1.4. Línea externa de alimentación.417
Figura 5.3.3.1.5. Esquema de RAFA.	418
Figura 5.3.4.1. Esquema general de un Sistema de Lodos Activados421
Figura 5.3.4.2. Flóculos “sanos”, regulares y con buenas	

características de sedimentación.422
Figura 5.3.4.3. Esquema del proceso de lodos activados convencional (Flujo en pistón).426
Figura 5.3.4.4. Esquema del proceso de lodos activados de mezcla completa (esquema típico de un proceso de cuatro reactores).427
Figura 5.3.4.5. Diagrama de flujo de un proceso de lodos activados de aireación con alimentación escalonada: (arriba) esquema simplificado y configuración física típica (abajo).428
Figura 5.3.4.6. Diagrama de flujo de un proceso de lodos activados de aireación extendida.430
Figura 5.3.4.7. Proceso de lodos activados con zanjas de oxidación. Esquema del canal de oxidación431
Figura 5.4.1. Planta y Sección típica de los patios de arena para Secado de lodos.458
Figura 5.4.2. Esquema de patio de lodo vacío.460
 CAPITULO VII	
Figura 7.5.1 Esquema general de propuesta de planta de tratamiento De Juayúa, de la que se han tomado los costos de la tabla 7.5.2.523
Figura 7.5.2 Curva y ecuación de costos determinada con datos de la tabla 7.5.3, con la que se puede evaluar el costo de una planta Con lodos activados en función de la población.525

CAPITULO I:
GENERALIDADES

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. RESUMEN

El empleo del agua potable en los hogares genera aguas residuales domésticas, estas pueden ser grises o negras y generalmente se vierten de los sistemas de alcantarillado que las conducen a los cuerpos receptores.

Es absolutamente necesario que todas las aguas residuales sean tratadas antes de ser vertidas, a fin de evitar el aumento de la contaminación ambiental y las enfermedades que se originan por la mala disposición de estas, de tal manera que con la utilización de técnicas, métodos y procesos se logre disminuir los problemas que se generan con las aguas residuales.

En el presente trabajo de graduación se brindará un fundamento teórico relacionado con el tratamiento de las aguas residuales domésticas, en el cual se analizarán los aspectos que se deben considerar en los estudios previos al diseño de una planta de tratamiento. Se incluirá un diagnóstico general de las plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas más comunes en El Salvador, a fin de determinar las unidades de tipo biológico y físico más usadas en el país. Se efectuará una síntesis de la propuesta de norma, reglamentos y leyes que regulan la calidad de los vertidos en el país, así como una descripción de los procesos que se llevan a cabo en los sistemas de tratamiento que utilizan unidades de tipo biológico y físico, donde se analizarán los procesos y

parámetros de diseño más incidentes de acuerdo a las condiciones del país, tomados tanto de la experiencia Nacional como de la Internacional.

A fin de aplicar lo investigado, se diseñarán unidades de tratamiento de tipo biológico y físico, de acuerdo a la información teórica recopilada y los parámetros y procesos de diseño que se presentaran en el actual trabajo de graduación. Los diseños incluirán el dimensionamiento de las unidades del pretratamiento, unidades del tratamiento primario y secundario, así como las unidades para el tratamiento de los lodos producidos.

Finalmente se recomendaran criterios para la selección de alternativas de sistemas en los cuales se ponga de manifiesto el uso de unidades de tipo biológico y físico.

1.2. ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. ANTECEDENTES

La producción de desechos humanos es un efecto inseparable de toda actividad realizada por el hombre, por lo tanto, dicha producción data desde el momento en que el hombre aparece en la tierra, volviéndose un producto consecuente de toda acción humana e incluso del funcionamiento de su organismo. En épocas antiguas nuestros ancestros ignoraban el hecho, totalmente necesario, de disponer adecuadamente los desechos producidos.

En la antigüedad, los desechos se dejaban al aire libre y prácticamente nadie se preocupaba por disponerlos de manera adecuada. A medida que la población mundial ha aumentado, los residuos también lo han hecho de manera directa y por lo tanto el hombre se ha visto en la necesidad de buscar alternativas de disposición adecuadas. Poco a poco el hombre se dio cuenta, que el no prestarle atención a los residuos que el mismo generaba con sus actividades, traía consigo una serie de enfermedades, producto de la contaminación, el desorden, condiciones insalubres de vida y la falta de conocimientos sobre los orígenes de las mismas. La carencia de conocimientos para contrarrestar estas enfermedades era evidente, por lo que estas aumentaban aceleradamente. Al inicio, el hombre se dio cuenta que la causa de sus padecimientos eran sus propios desechos y como una de las primeras soluciones a este problema, se ideó la disposición de los residuos por medio de letrinas y otros medios físicos

muy simples como fosas. Luego se dieron cuenta que el agua era un excelente medio, con buenas propiedades para conducir los desechos hasta lugares donde no causarían daños graves a su salud.

Con el concepto de urbanización surgieron las redes de alcantarillado sanitario, que son sistemas de recolección y transporte de aguas residuales a cuerpos receptores distanciados de las viviendas. Con la implementación de dichos sistemas, se logró solucionar en cierta manera el problema de las condiciones insalubres que rodeaban las viviendas; sin embargo se generó otro problema que ya había comenzado con la mala disposición de los residuos al ambiente, que consistió en la concentración de todos los desechos de un asentamiento humano en los cuerpos receptores, causando una degradación y contaminación a gran escala de los mismos, ya que los vertidos no recibían ningún tipo de tratamiento y la contaminación siempre generaba enfermedades.

Hasta el momento solo se ha mencionado lo concerniente a los desechos domésticos, aunque con el paso de los años también han surgido otros tipos de desechos como efecto de las actividades industriales desarrolladas por el hombre.

El hombre en la búsqueda de una solución al nuevo problema, encontró una manera de minimizar los efectos producidos en el ambiente y logró disminuir las

enfermedades de origen hídrico, por medio del tratamiento de las aguas residuales a través de procesos que eliminaban en cierta medida los contaminantes presentes en estas. La mayoría de estos procesos de tratamiento se basaban en operaciones de tipo biológico y físico, debido a que las aguas tratadas eran domésticas. Siendo un poco más específicos, en países como Estados Unidos, Brasil, Argentina, Chile e Inglaterra se dieron los primeros pasos respecto al tratamiento de las aguas antes de verterlas, con lo que se erradicaron muchas enfermedades. Este tratamiento se realizaba por medio de instalaciones pequeñas que solamente incluían procesos como la sedimentación y procesos biológicos. En tanto que en El Salvador, el tratamiento de las aguas residuales era totalmente desconocido, ya que solamente se evacuaban a los cuerpos receptores sin previo tratamiento, lo que además de enfermedades generó un alto índice de contaminación del ambiente. Con el incremento poblacional y el aumento de las descargas a los cuerpos receptores a principios de los años 70's, en El Salvador se comenzó a tratar las descargas de las aguas residuales domésticas, por lo que se diseñaron y construyeron algunas plantas de tratamiento en la zona central del país (Ayutuxtepeque, departamento de San Salvador), La Libertad, La Paz, Usulután etc., Desde la década los 90's, el tema cobró mayor importancia, lo que llevó a aumentar el número de plantas de tratamiento diseñadas y construidas.

A continuación se hace referencia de algunas plantas de tratamiento del país, a fin de ilustrar lo antes mencionado:

PLANTA DE TRATAMIENTO DE SAN JOSE LAS FLORES, CHALATENANGO.

¹En los años de 1997 y 1998 fue construida la planta de tratamiento de San José Las Flores, en Chalatenago, que le brinda un servicio al 50% de las viviendas del lugar donde se encuentra localizada, es decir a 125 de 250 viviendas. Las aguas residuales recolectadas por la red de alcantarillado reciben tratamiento primario y secundario antes de ser vertidas a una quebrada localizada en la zona sur oeste del pueblo. El tratamiento de las aguas residuales consiste en una rejilla, un desarenador, un tanque IMHOFF, una cascada de aireación y un biofiltro o humedal artificial.

Para el tratamiento de los lodos hay una pila de secado y los gases provenientes del tratamiento en el tanque IMHOFF son filtrados en una cámara especial. El diseño de la planta se hizo con la asesoría del Ing. Michael Platzer tomando en cuenta la experiencia del sistema de tratamiento de aguas residuales de Masaya, Nicaragua (Villa Bosco Monje). El Ing. Neil Gutiérrez, responsable técnico del proyecto de San José Las Flores, y otros técnicos fueron a conocer la planta de Masaya, su diseño y su proceso.

Con esta experiencia diseñaron en base a los siguientes parámetros (1998):

- Agua residual de origen doméstico
- Población de diseño: 1,372 personas (250 familias)
- Período de diseño: 25 años

¹ Tomado de: “Taller Regional de Tratamiento Sostenible de Aguas Residuales”, Filtro de Gravedad en Suchitoto El Salvador. Registrada en pagina electrónica <http://www.rasca.org/salvador/index.html>.

- Producción per-cápita: 130 litros / persona / día
- Volumen a tratar: 180 m³ cúbicos diarios

En la siguiente imagen se muestra el esquema general de la planta de tratamiento de San José Las Flores en Chalatenango.

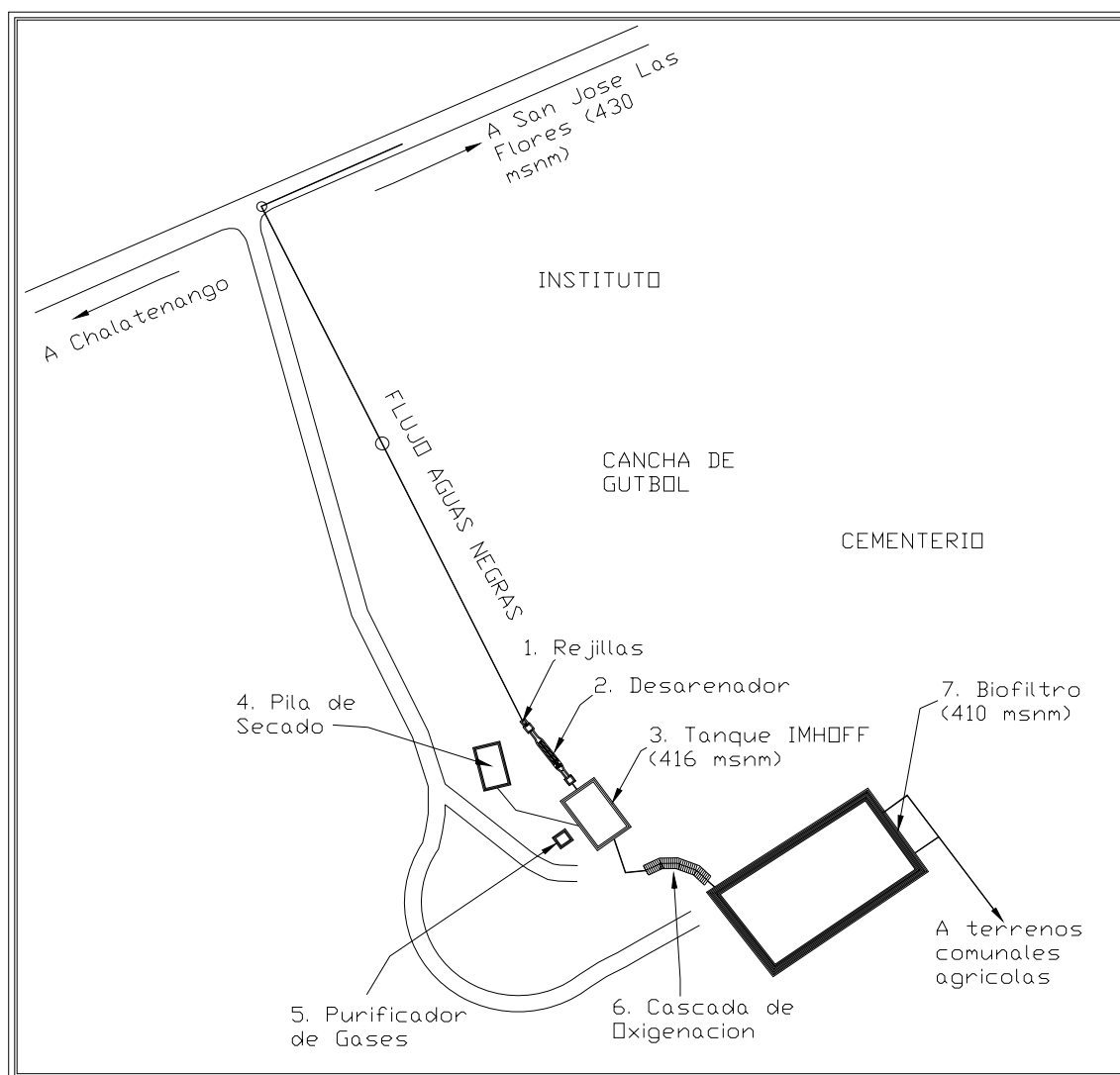


Figura 1.2.1.1. Esquema general de planta de tratamiento de San José Las Flores, Chalatenango

PLANTA DE TRATAMIENTO DE SUCHITOTO, DEPARTAMENTO DE CUSCATLAN.

²En el año 1999 la Alcaldía de Suchitoto realiza las primeras gestiones de un proyecto para depurar las aguas residuales. El proyecto de diseño se elaboró teniendo en cuenta las siguientes características:

- Formulada para una proyección de 14,600 habitantes
- Caudal estimado: 19 L/s. (1,678 m³/día)
- Cobertura del alcantarillado sanitario: 90%

Para este proyecto fueron diseñadas las siguientes unidades:

- Trampa de grasas y aceites
- Desarenadores (2)
- Sedimentador Primario y Secundario
- Filtro percolador
- Sistema de cloración
- Digestor de lodos
- Patios de secado de lodos
- Fosa séptica para líquidos de lodos

A continuación se muestra el esquema general de la planta de tratamiento en

Suchitoto:

² Tomado de: "Taller Regional de Tratamiento Sostenible de Aguas Residuales", Filtro de Gravedad en Suchitoto El Salvador. Registrada en pagina electrónica <http://www.rasca.org/salvador/index.html>.

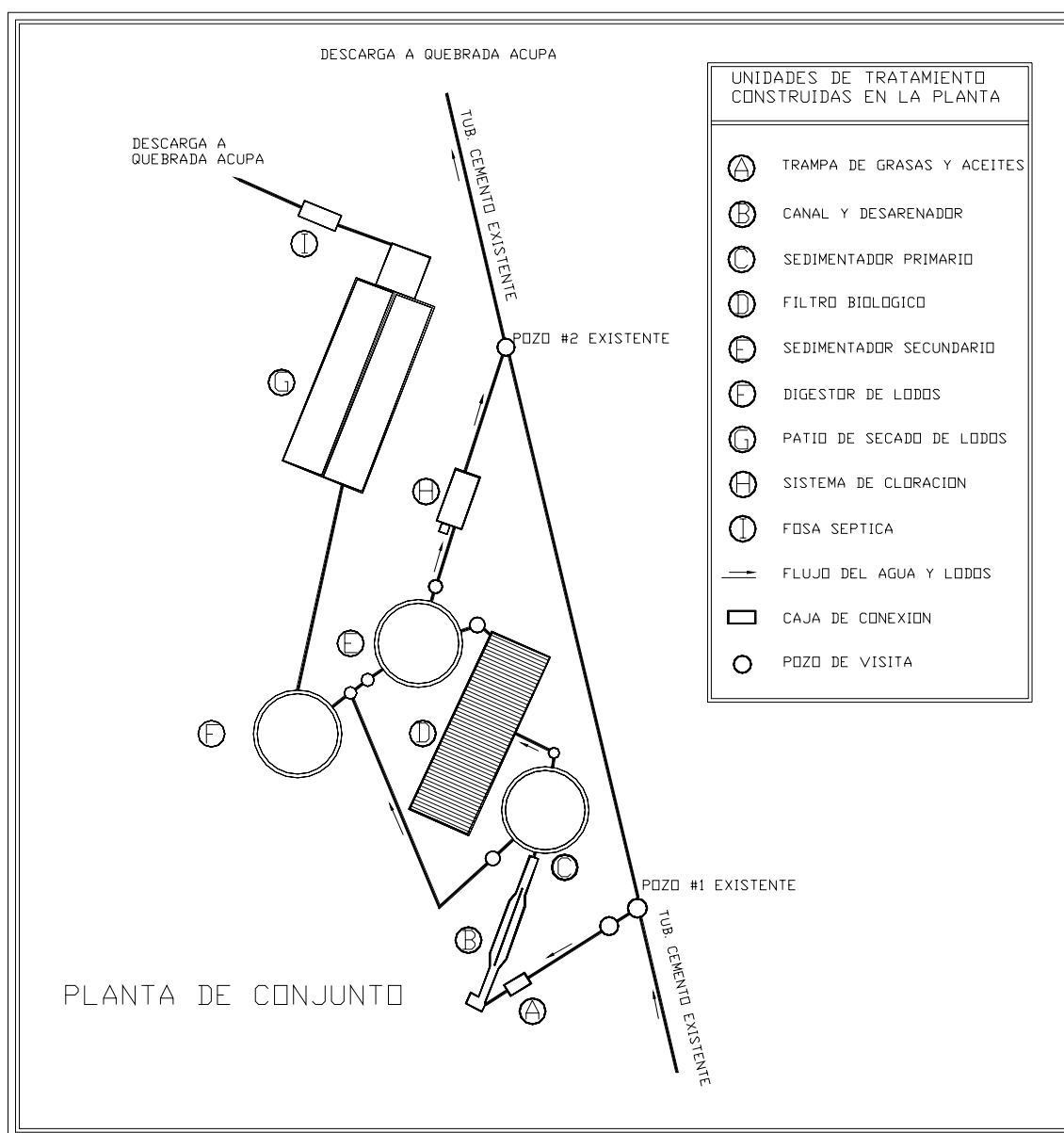


Figura 1.2.1.2. Esquema General de la Planta de Tratamiento en el Municipio de Suchitoto, Departamento de Cuscatlan

De manera general, en El Salvador, las unidades utilizadas en los sistemas de tratamiento consisten en sedimentadores primarios, Tanques Imhoff, Filtros

Biológicos, Sistemas de Lodos Activados, Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), Lagunas de estabilización, entre otros.

Cuando se comenzó a dar tratamiento a las aguas residuales, la mayoría de procesos utilizados consistía en procesos biológicos, debido a que las aguas tratadas tenían características predominantemente domésticas, aunque con el paso de los años han surgido otro tipo de aguas con características distintas a las ya mencionadas, como por ejemplo las aguas residuales de origen industrial, que de acuerdo a su origen pueden o no ser tratadas con procesos biológicos.

Es de hacer notar que los sistemas de tratamientos diseñados en el país, fueron realizados por diferentes profesionales, quienes necesitaron de un manejo completo de criterios de diseño, ya que no se contaba con la información necesaria para efectuarlos, por esta razón, dicha información fue tomada de los parámetros que se usaban en países latinoamericanos con una mayor experiencia en el diseño de plantas tratamiento de aguas residuales domésticas. Por lo tanto, en la antigüedad así como en nuestros tiempos, el papel del diseñador es importante en la selección de los sistemas de tratamiento, ya que esta selección depende de una serie de factores que tienen que ver con la población a servir, los aspectos socioeconómicos relacionados con dicha población, la caracterización de las aguas a tratar, eficiencias de remoción requeridas, costos de construcción y operación, área de terreno a

usar para la construcción de la planta y la experiencia en el diseño de las unidades de tratamiento a usar.

A lo largo de los años, en El Salvador, no se ha contado con un documento que contenga la información necesaria para efectuar diseños de sistemas de tratamiento, que facilite la labor del diseñador, al elegir los parámetros necesarios para el diseño de las unidades de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas y que además sirva de ayuda para aquellos que no gozan del criterio suficiente para elegir el mejor tipo de tratamiento de un agua residual específica, por lo que en esta ocasión se pretende desarrollar dicho documento en el presente trabajo de graduación.

1.2.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En El Salvador, las unidades de las plantas de tratamiento se diseñan con una diversidad de parámetros tomados de la experiencia obtenida en otros países, que debido a su investigación tienen información avanzada en cuanto al tema;

Es necesario que exista un documento que sea de utilidad para el proceso de diseño de las unidades de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas. Este documento debe contener información de todos aquellos parámetros que intervienen en la etapa de diseño, para cada unidad del sistema, con el propósito de facilitar al diseñador la información necesaria para elaborar las propuestas adecuadas de las unidades de las plantas de tratamiento.

Por otra parte los principiantes en el diseño de plantas de tratamiento, tendrían una orientación para elaborar diseños apegados a la realidad de nuestro país y los estudiantes interesados en el diseño de plantas de tratamiento gozarían de los beneficios de una fuente de información confiable para realizar sus prácticas de diseño.

Por lo tanto con el presente trabajo de graduación se pretende ofrecer un manual para el diseño de unidades de tipo biológico y físico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador, que facilite

información confiable que pueda servir como base para el cálculo y diseño, no como un estándar a seguir, pero sí como una fuente de información confiable y muy útil, donde se puedan encontrar parámetros recomendados, criterios, procesos, métodos y ejemplos de diseño de las unidades de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador.

1.3. OBJETIVOS, ALCANCES Y LIMITACIONES

1.3.1. OBJETIVOS

1.3.1.1. Objetivo general.

- Elaborar un manual para el diseño de unidades de tipo biológico y físico en Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales domésticas en El Salvador.

1.3.1.2. Objetivos específicos.

- Brindar un fundamento teórico en cuanto al tratamiento de las aguas residuales.
- Explicar sobre la caracterización del agua residual, determinación de caudales y población de diseño, a fin de obtener la información necesaria para efectuar diseños de plantas de tratamiento de aguas residuales.
- Determinar cuales son las unidades de tipo biológico y físico más comunes en los procesos de las Plantas de Tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador.
- Analizar las normativas, reglamentos y leyes que deben considerarse en los diseños de Plantas de Tratamiento en El Salvador.
- Analizar las condiciones fundamentales que deben considerarse en El Salvador para el diseño de las unidades en plantas de tratamiento.
- Compendiar y recomendar los criterios encontrados en los documentos nacionales e internacionales relacionados con el diseño de las unidades de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas.

- Establecer los parámetros y procesos de diseño mas apegados a la realidad de El Salvador.
- Brindar eficiencias de remoción teóricas y criterios de operación y mantenimiento de los diferentes procesos que se llevan a cabo por medio de unidades biológicas y físicas en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador.
- Describir los procesos de diseño por medio de ejemplos, usando los parámetros y las condiciones antes planteadas de las unidades de las plantas de tratamiento determinadas como más comunes en El Salvador.
- Analizar los criterios de selección de las alternativas de tratamiento que implementen unidades de tipo biológico.
- Cumplir todos los objetivos anteriores en unidades de tipo biológico y físico que se consideren como parte del pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario, de los sistemas depuradores de aguas residuales domésticas más comunes en El Salvador.

1.3.2. ALCANCES

Se pretende realizar una investigación que permita la elaboración de un manual para el diseño de las diferentes unidades de tipo biológico y físico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador, que contenga procesos y parámetros de diseño, información referente al uso y aplicación de las unidades en las plantas, criterios y procedimientos de diseño que puedan

ser de utilidad para los diseñadores, parámetros de las eficiencias teóricas obtenidas, e información acerca de la operación y mantenimiento de los procesos que se determinaran como mas comunes o usados en El Salvador.

Para lograrlo, se analizará la información con la que se cuenta en el país. Adicional a esta información, se analizará la contenida en la bibliografía internacional de los países con mayor experiencia en tratamientos de aguas residuales domésticas, en los que existan condiciones similares a las existentes al país. Toda la información obtenida por la metodología anterior, se sintetizará y se tomará aquella que más se apegue a las condiciones del país, y de esta manera se recopile en este manual la información necesaria para realizar mejores diseños.

1.3.3. LIMITACIONES

- Solamente se tomaran en consideración los procesos biológicos y físicos en lo que respecta al tratamiento de las aguas residuales domésticas, no se estudiaran procesos químicos, ni aquellos que le den tratamiento a las aguas residuales de origen industrial.
- En el presente trabajo de graduación solamente se tomaran en cuenta, para su análisis, las unidades de tipo biológico y físico, de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas, mas usadas en El Salvador.

- Los parámetros elegidos como más apegados a la realidad de nuestro país serán tomados de documentación existente tanto en el país, como de documentación internacional; no se harán pruebas de laboratorio, ni se estimaran parámetros en campo.
- Las eficiencias de remoción que se recomendarán para su consideración en las diferentes unidades analizadas, serán aquellas eficiencias teóricas que se encuentren tanto en documentación Nacional e Internacional, así como aquellas que sean brindadas por instituciones públicas o privadas encargadas de brindar el control y/o vigilancia de las respectivas plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas; por lo tanto no se realizara ningún análisis de eficiencias de manera directa en las plantas, si no por medio de datos obtenidos de la manera antes descrita.
- El hecho de brindar tanto eficiencias de remoción, y criterios de operación y mantenimiento, solo servirán como un parámetro comparativo entre un proceso determinado y otro, no se usaran para análisis detallados de plantas de tratamiento, si no para tomar decisiones preliminares del tipo de unidad biológica o física que mejor se adaptara a las necesidades y requerimientos que se exige para el diseño.

1.4. JUSTIFICACIÓN

Con el presente trabajo de graduación se beneficiara a futuras generaciones que tendrán la necesidad de incrementar el conocimiento en cuanto a la forma en que se debe dar tratamiento al agua residual y así mejorar sus condiciones antes de su descarga a los medios naturales. Es interesante darse cuenta, que en el país es escasa la documentación destinada al diseño de plantas de tratamiento, que contenga criterios para la elección de los parámetros de diseño de las unidades de dichas plantas; por lo tanto es de gran utilidad el tener a la mano, sobretodo si está reunida, información en cuanto a los parámetros de diseño de las unidades de tipo biológico y físico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas.

Sería sin duda alguna de mucha ayuda, especialmente para aquellos que no gozan de experiencia y el criterio para determinar los parámetros mas apegados a la realidad de nuestro país que deben ser considerados en el diseño de las unidades de una planta de tratamiento.

Por lo tanto se considera necesario, la creación de un manual que contenga además de parámetros de diseño, información de los procesos que se llevan a cabo en las unidades, así como criterios de selección, operación y mantenimiento y eficiencias teóricas de remoción.

Finalmente este documento tendrá diseños que muestren la aplicación de la teoría y el uso de los parámetros y criterios de diseño expuestos.

Pueden así mencionarse una cantidad de razones por las cuales es necesario que se tenga a la mano un documento que nos oriente en la toma de decisiones durante el proceso de diseño de las unidades de tipo biológico o físico que componen una planta de tratamiento de aguas residuales, que nos permita comparar eficiencias de remoción. Es por esa razón que se propone la creación de un documento, el cual se denomina “Manual para el diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador”, el cual facilitará además de los parámetros más apegados a la realidad de nuestro país, procedimientos de diseño de dichas unidades, información en cuanto a la función de estos en el tratamiento, parámetros de eficiencias teóricas de remoción de contaminantes e información en cuanto a su operación y mantenimiento.

Por lo tanto, con la elaboración de dicho manual, se pretende brindar una herramienta útil para todo aquel profesional con interés en el diseño de plantas de tratamiento que funcionen por medio de unidades biológicas o físicas.

1.5. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Para realizar con éxito este trabajo, se ha programado una metodología para lograr recopilar información de calidad y que sea de interés para el desarrollo de este trabajo de graduación. Las diferentes etapas en la propuesta de ésta metodología de investigación son las siguientes:

I. ORIENTACIÓN SOBRE EL TEMA POR PARTE DE LOS DOCENTES DIRECTORES.

En esta primera parte se consultarán a los docentes directores diferentes dudas sobre el tema, para comenzar con la búsqueda de información, y a la vez comenzar con el desarrollo de éste trabajo.

II. EXTRACCION Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.

Ya conocido de manera general en que consiste el trabajo a elaborar, sigue la etapa de recolección de información; donde se hará uso de libros, artículos de revistas, trabajos presentados en seminarios, tesis, normas, propuestas internacionales, manuscritos, etc.

Todo lo que sea necesario con el propósito de reunir toda la información posible.

III. REUNION CON DOCENTES DIRECTORES.

Con la información recolectada, se tendrán reuniones con los docentes directores, donde se les presentarán avances del trabajo para que ellos den el visto bueno, o que indiquen las posibles correcciones.

IV. CONSULTAS A PROFESIONALES EXTERNOS.

Como parte de la metodología para la recolección de información, también se entrevistarán a profesionales, que tengan conocimiento del tema del trabajo de graduación.

V. DESARROLLO DE LOS CAPITULOS DEL TRABAJO DE GRADUACION.

Con las observaciones realizadas por parte de los docentes directores y las entrevistas hechas a profesionales externos, se procederá a depurar la información para conformar cada uno de los capítulos de este trabajo de graduación.

Todos las partes mencionadas anteriormente formarán un ciclo que se repetirá a medida avance el trabajo de graduación.

CAPITULO II:
MARCO CONCEPTUAL

2.1.MARCO TEÓRICO BÁSICO

2.1.1. Definición de aguas Residuales.

Podemos definir al agua residual como la combinación de los desechos líquidos procedentes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales e industriales, junto con las aguas subterráneas, superficiales y pluviales que puedan agregarse a las anteriores.

2.1.2. Origen y Clasificación de las Aguas Residuales.

La composición de las aguas residuales resulta de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que proviene de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de recreo, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual (Rolim Mendoza, Sergio 1987. "Sistemas de Lagunas de Estabilización". Colombia Editorial Mc Graw Hill).

Así, de acuerdo con su origen, las aguas residuales pueden ser clasificadas como:

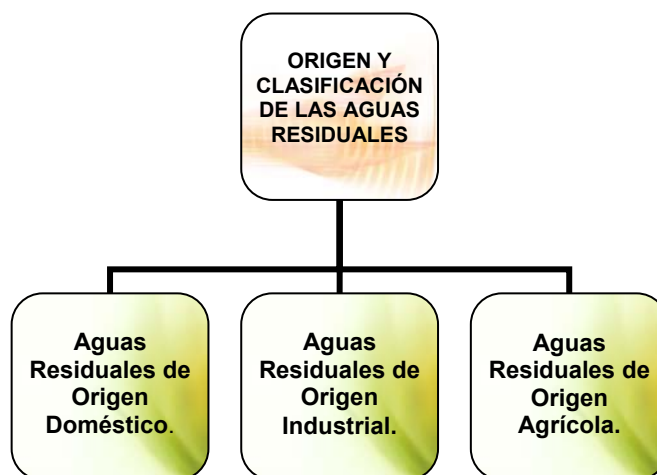


Figura 2.1.2.1. Clasificación de las Aguas Residuales

2.1.2.1. Aguas Residuales de Origen Doméstico.

Son aquellas aguas utilizadas con fines higiénicos (sanitarios, cocinas, lavando, etc.) Consistentes básicamente en residuos descargados por los humanos, que llegan a las redes de alcantarillado por medio de las descargas de las instalaciones hidráulicas de los hogares, establecimientos comerciales, públicos y similares.

2.1.2.2. Aguas Residuales de Origen Industrial.

Son residuos líquidos generados en los procesos industriales. Poseen características específicas del tipo de la industria. La gran variedad y cantidad de productos vertidos por este tipo de actividad obliga a una investigación propia para cada tipo de industria, pues no existe similitud alguna entre los vertidos procedentes de industrias de alimentación, química, agrícola, metalúrgica, etc.

2.1.2.3. Aguas Residuales de Origen Agrícola.

Son aguas procedentes de actividades agrícolas y ganaderas. El tratamiento de este tipo de aguas no debe pasar por desapercibido debido al grado de contaminación que pueden originar.

Además de contener sustancias similares a los vertidos de origen doméstico, pueden contener productos característicos de la actividad agropecuaria, tales como fertilizantes, biocidas, estiércol, etc. En cuanto a los fertilizantes es importante resaltar que antes eran de origen orgánico y en la actualidad son casi sustituidos por abonos de origen inorgánico, tales como sulfato, nitratos, fosfatos, etc., de especial incidencia en la contaminación de aguas.

2.1.3. Características de las Aguas Residuales Domésticas

A continuación se describen brevemente los constituyentes físicos, químicos y biológicos de las aguas residuales, los contaminantes importantes de cara al tratamiento de las aguas, los métodos de análisis, y las unidades que se emplean para caracterizar la presencia de cada uno de los contaminantes en el agua residual.

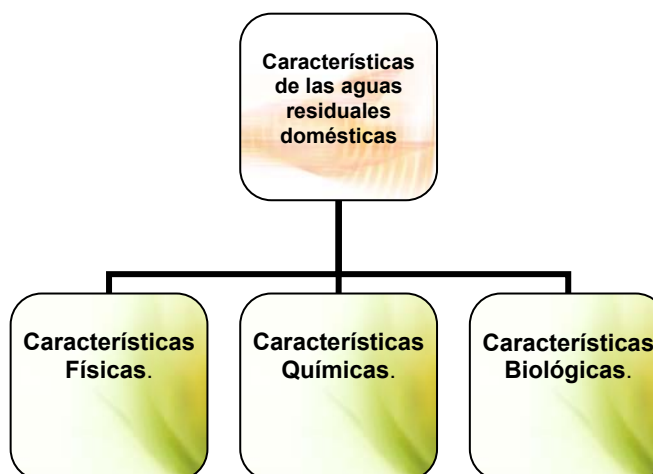


Figura 2.1.3.1. Características de las Aguas Residuales Domésticas

2.1.3.1. Características Físicas.

La característica física más importante del agua residual es su *Contenido Total de Sólidos*, los cuales comúnmente se clasifican en: suspendidos, disueltos y sedimentables. Otras características físicas son la temperatura, color y olor.

2.1.3.2. Características Químicas

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual. La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

Materia Orgánica

Los compuestos orgánicos están formados por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en algunos casos de nitrógeno. También

pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%). A lo largo de los años, se han desarrollado diferentes ensayos para la determinación del contenido orgánico de las aguas residuales. En general, los diferentes métodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores a 1 mg/l, y los empleados para determinar las concentraciones de .001 mg/l a 1 mg/l. El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio:

- a) Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)
- b) Demanda química de oxígeno (DQO) y
- c) Carbono orgánico total (COT).
- d) Determinar el impacto en el medio receptor.

Los ensayos de laboratorio antes mencionados serán detallados en el siguiente capítulo.

En el segundo grupo de ensayos, los empleados para determinar concentraciones a nivel de traza, por debajo de 1 mg/l, se emplean métodos instrumentales que incluyen la cromatografía de gases y la espectroscopia de masa.

Materia Inorgánica

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua.

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto.

Las aguas residuales, salvo el caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo de uso.

2.1.3.3. Características Biológicas.

Las características biológicas de las aguas residuales son de fundamental importancia en el control de enfermedades causadas por organismos patógenos de origen humano, y por el papel activo y fundamental de las bacterias y otros microorganismos dentro de la descomposición y estabilización de la materia orgánica, bien sea en el medio natural o en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Debido a la importancia de las características biológicas de un agua residual, se hace necesario conocer los principales grupos de microorganismos que originan dichas características, estos grupos están conformados por bacterias, hongos, algas, protozoos, y virus. A la vez, estos se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias, la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de las eubacterias.

Las condiciones ambientales de temperatura y pH tienen un importante efecto sobre la sobrevivencia y crecimiento de las bacterias. En general, el crecimiento óptimo ocurre dentro de un estrecho intervalo de pH y temperatura, aunque las bacterias pueden sobrevivir dentro de intervalos más amplios. De acuerdo con el intervalo de temperatura en el que las bacterias funcionan mejor, pueden clasificarse como psicrófilicas, mesófilicas, termófilicas o hipertermófilicas.

Los intervalos de temperatura para cada una de las categorías de bacterias se presentan en la tabla 2.1.3.3.1. El pH del ambiente es también un factor clave en el crecimiento de organismos. Muchas bacterias no pueden tolerar niveles superiores a 9.5 o inferiores a 4.0; por lo general, el pH óptimo para crecimiento bacterial oscila entre 6.0 y 7.5.

Clase	Intervalo	Temperatura, °C
		Óptimo
Psicrófilicas*	10 – 20	12 – 14
Mesófilicas	10 – 50	32 – 42
Termófilicas	40 – 70	55 – 65
Hipertermófilicas	70 – 95	80 – 90

Tabla 2.1.3.3.1 Intervalos comunes de temperatura para algunos tipos de bacterias.

*También llamadas criofílicas.

Nota. $1.8 (^{\circ}\text{C}) - 32 = ^{\circ}\text{F}$

Una descripción general de los microorganismos encontrados en las aguas residuales se observa en la tabla 2.1.3.3.2, empleando los términos presentados anteriormente.

ORGANISMO	DESCRIPCIÓN
BACTERIAS	Las bacterias son organismos procarióticos unicelulares. El interior de la célula contiene una suspensión coloidal de proteínas, carbohidratos, y otros compuestos orgánicos complejos, llama citoplasma.
HONGOS	Los hongos son eucarióticos multicelulares, fotosintéticos, y heterotróficos. Los hongos son aerobios estrictos y se reproducen en forma sexual o asexual, por fusión binaria, gemación, o por formación de esporas
PROTOZOOS	Los protozoos son móviles, de tamaño microscópico, con estructura eucariótica y generalmente unicelulares. La mayoría de los protozoos son aerobios heterótrofos, algunos anaerobios aéreo tolerantes y un grupo reducido de anaerobios. Por lo general, los protozoos son de tamaño mayor al de las bacterias y con frecuencia se usan como fuente de energía. Es por eso que los protozoos son usados para el pulimento de los efluentes de procesos de tratamiento biológico, al alimentarse de bacterias y materia orgánica particular
ROTÍFEROS	Los rotíferos son eucarióticos animales aerobios, heterotróficos y multicelulares. Su nombre se deriva del hecho que tienen dos juegos de cilios sobre la cabeza que usan para moverse y capturar comida
ALGAS	Las algas son eucarióticas unicelulares o multicelulares, autotróficas y fotosintéticas. Son importantes en los procesos de tratamiento biológico, especialmente en los procesos de tratamiento de aguas residuales con lagunas de estabilización, en donde su habilidad de producir oxígeno por fotosíntesis es vital para el ambiente ecológico del agua
VIRUS	Los virus están compuestos de un ácido nucleico (ADN o ARN) ubicado en el centro, y rodeado por una capa externa de proteína llamada capsid.

Tabla 2.1.3.3.2. Descripción de microorganismos presentes en aguas naturales y residuales.

2.1.4. Tratamiento de las Aguas Residuales Domésticas.

Se conocen como operaciones unitarias a los métodos de tratamiento en los que predominan los fenómenos físicos, y como procesos unitarios a los métodos en que la eliminación de los contaminantes se realiza en base a procesos químicos o biológicos. En la actualidad, estas operaciones y procesos

unitarios se agrupan entre sí para constituir los así llamados tratamiento primario, secundario y terciario (o tratamiento avanzado).

El tratamiento primario contempla el uso de operaciones físicas tales como la flotación y el desbaste para la eliminación de los sólidos sedimentables y flotantes presentes en el agua residual. En el tratamiento secundario se realizan procesos biológicos y químicos, los cuales se emplean para eliminar la mayor parte de la materia orgánica. Y por último, en el tratamiento terciario se emplean combinaciones adicionales de los procesos y operaciones unitarias para remover esencialmente nutrientes, cuya reducción con tratamiento secundario no es significativa.

El tratamiento de las aguas residuales puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. Todos estos métodos se basan en fenómenos físicos, químicos y biológicos.

Los mecanismos de tratamiento pueden ser alterados de diferentes maneras, lo que inevitablemente dará como resultado diferentes capacidades de tratamiento. Es importante tomar en cuenta que los costos de inversión, incrementan de acuerdo al grado de tratamiento que se le de al agua residual. Es decir que si necesitamos un agua mas depurada, tenemos que emplear un tratamiento que brinde mejores resultados, lo que implicará un aumento de los costos.

En general, el tratamiento de las aguas residuales tanto municipales como industriales incluye:

- La retención de las sustancias contaminantes, tóxicas y reutilizables, presentes en las aguas residuales.
- El tratamiento del agua.
- El tratamiento del lodo.

Las propiedades resultantes de las aguas residuales clarificadas y del lodo dependen de la naturaleza de las aguas residuales a ser tratadas y del método de tratamiento elegido. Los criterios para distinguir los métodos de tratamiento varían:

- En el caso de aguas residuales domésticas (municipales), los métodos se clasifican según el tipo de tratamiento del agua, independientemente del tratamiento del lodo.
- En el caso de aguas residuales industriales, el objetivo principal, generalmente es la recuperación y reutilización de materias primas (por ejemplo fenoles, agentes de extracción, entre otros), por lo que los métodos de tratamiento industrial, se determinan según el tipo de materia prima y el tipo de reutilización que se le dará.

En el caso de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, se emplean tres métodos, definidos según su base de trabajo: MECÁNICO, QUÍMICO Y BIOLÓGICO. Se les conoce también como tratamientos convencionales.

La eficiencia del tratamiento de las aguas residuales municipales depende del tipo de tratamiento utilizado. La tabla 2.1.4.1. Muestra algunos valores de eficiencias de diferentes tipos de tratamiento típicos para aguas residuales municipales.

TRATAMIENTO	EFICIENCIA EN %				
	SUSTANCIAS SUSPENDIDAS	DBO	DQO	P	N
TRATAMIENTO MECÁNICO	40-70	25-40	APROX. 15	APROX. 15	APROX. 7
TRATAMIENTO BIOLÓGICO	85-95	85-95	APROX. 80	APROX. 30	APROX. 40
REDUCCIÓN ADICIONAL DE LA CONTAMINACIÓN RESTANTE, EN %					
MICROFILTROS	20-40	5-10	5-10	—	—
FILTRACIÓN	50-80	10-20	5-20	—	—
TRATAMIENTO QUÍMICO	70-90	50-85	40-70	50-90	0-30

Tabla 2.1.4.1. Eficiencia de remoción de sistemas de tratamiento para aguas residuales municipales.*

* Manual de Disposición de Aguas Residuales. Origen y Descarga, Tratamiento y Análisis de las Aguas Residuales, Tomo I Y II. O.P.S.

2.1.4.1. Terminología Básica.

Para efectos de la interpretación del presente capítulo será adoptada la siguiente terminología.

2.1.4.1.1. Plantas de tratamiento de Aguas Residuales Domésticas.

Es la unidad o conjunto de unidades destinadas a mejorar la calidad del agua de tal forma que produzcan en los cuerpos receptores, efectos compatibles con las exigencias legales y/o con la utilización aguas abajo de la población.

2.1.4.1.2. Procesos de Tratamiento.

El tratamiento de aguas residuales puede incluir varias fases técnicas, para garantizar un tratamiento compatible con las condiciones locales del cuerpo receptor. Las diversas fases o grados de tratamiento se pueden clasificar de la siguiente forma:

Tratamientos preliminares

Destinados a la preparación de las aguas residuales para su disposición o tratamiento subsecuente. Las unidades de tratamiento preliminar se pueden constituir en:

- a. Rejas y canales Afluentes.
- b. Desarenadores.
- c. Trampa de Grasas y Aceites.
- d. Aireación preliminar
- e. Homogenización.

Tratamientos primarios

Los tratamientos primarios son complementarios a los preliminares y pueden incluir:

- a. Sistemas de Fosa Séptica.
- b. Tanque Imhoff.
- c. Sedimentación simple (primaria).
- d. Precipitación química y sedimentación.

Tratamientos secundarios

Complementa los tratamientos precedentes y debe incluir un proceso biológico adecuado y una sedimentación final (secundaria).

Se acostumbra calificar al tratamiento secundario como completo o tratamiento en ciclo completo.

- a. Lagunas de Estabilización
- b. Lodos Activados
- c. Sedimentadores Secundarios
- d. Filtros biológicos
- e. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)

Tratamientos terciarios

Complementa los procesos anteriores siempre que las condiciones locales exijan eventualmente un grado más elevado de depuración o la remoción de nutrientes, para evitar la eutrofización en el cuerpo receptor.

Los procesos complementarios que pueden ser aplicados son:

- a. Procesos físico-químicos.
- b. Procesos físico-biológicos.
- c. Desinfección.

2.1.4.1.3. Operaciones Unitarias.

Métodos de tratamiento en los cuales predomina la aplicación de fuerzas físicas (rejas, mezclas, floculación, sedimentación, flotación y filtración).

2.1.4.1.4. Procesos Químicos Unitarios.

Métodos de tratamiento en los cuales la remoción de contaminantes ocurre por la incorporación de productos químicos (precipitación, adsorción y desinfección).

2.1.4.1.5. Procesos Biológicos unitarios.

Métodos de tratamiento en los cuales la remoción de contaminantes ocurre por medio de actividad biológica.

2.1.4.1.6. Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales.

Está constituido por un proceso conjugado o conjunto de procesos de tratamiento que se verifican en una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

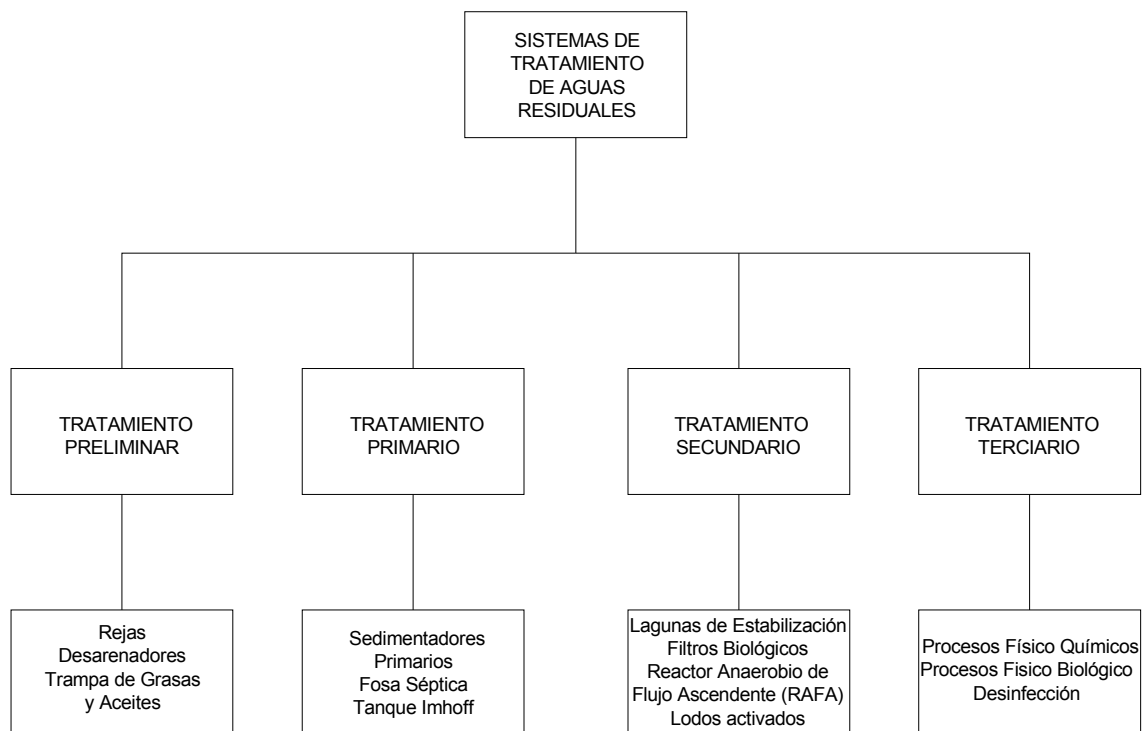


Figura 2.1.4.1.6.1. Clasificación de los sistemas de tratamiento de A. R.

2.1.4.1.7. Sistemas Convencionales.

Son aquellos constituidos por procesos que incluyen unidades de tratamientos que normalmente son utilizadas en las plantas de tratamiento de aguas residuales, dichas unidades se mencionan a continuación:

- a) Tratamiento preliminar, comprende la remoción de sólidos gruesos por cribado y remoción de arena por desarenación.
- b) Tratamiento primario, comprende la remoción de sólidos por proceso de sedimentación, el tratamiento o acondicionamiento del lodo por digestión

anaerobia o aerobia y su remoción de humedad por espesamiento, por gravedad, secado natural o disposición en lagunas.

c) Tratamiento secundario, comprende la remoción de materia orgánica por actividad biológica.

2.1.4.1.8. Sistemas no convencionales.

Un sistema no convencional es aquel donde se emplean unidades de tratamiento que no son utilizadas comúnmente o en una secuencia común, además este tipo de sistema se caracteriza porque tienen un costo mínimo en concepto de energía, son sostenibles, el mantenimiento es simple y una buena eficiencia de funcionamiento

2.1.4.1.9. Unidades complementarias y componentes de los sistemas.

Unidades cuyo fin es transportar, desviar o elevar el agua residual para interconectar y/o efectuar el control de la operación de la Planta Tratamiento de Aguas Residuales.

2.1.4.2. Etapas de Tratamiento.

Cada etapa en el tratamiento tiene una función específica que contribuye en forma secuencial, al mejoramiento de la calidad del efluente respecto a su condición inicial al ingresar al ciclo de depuración, que va del proceso más simple, hasta el más complejo. Esto permite separar las etapas, por lo tanto el

análisis de cada una es en forma individual, existiendo siempre una interrelación entre cada una. Así mismo el criterio a utilizar para la selección y diseño de las respectivas unidades que se proponen, dependen de la etapa de tratamiento.

- Tratamiento Preliminar
- Tratamiento Primario
- Tratamiento de Lodos
- Tratamiento Secundario
- Tratamiento Terciario

2.1.4.2.1. Tratamiento Preliminar.

Los tratamientos preliminares son destinados a preparar las aguas residuales para que puedan recibir un tratamiento subsiguiente sin perjudicar a los equipos mecánicos y sin obstruir tuberías y causar depósitos permanentes en tanques. Sirven también para minimizar algunos efectos negativos al tratamiento tales como grandes variaciones de caudal y de composición y la presencia de materiales flotantes, como aceites, grasa y otros.

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Tanques de Homogenización.
- Cámaras de neutralización.
- Trampas de Grasas y aceites.

- Rejas y canales afluentes.
- Desarenadores.

De éstos, prácticamente todas las plantas de tratamiento incluyen rejas y desarenadores. Los demás tipos de unidades son frecuentemente empleadas para residuos líquidos industriales.

El tratamiento es físico, puesto que la remoción de éstos sólidos de mayor tamaño se lleva a cabo por el proceso de tamizado y por la sedimentación en el desarenador a través de la interacción de fuerzas como la gravedad, diferencias de concentración y el tamaño de las partículas.

2.1.4.2.2. Tratamiento Primario.

El tratamiento primario constituye el primero, y a veces el único tratamiento de las aguas residuales. Este proceso elimina los sólidos flotantes y los sólidos en sedimentables tanto finos como gruesos. Si la planta provee solamente un tratamiento primario, se considera que el efluente sólo ha sido parcialmente tratado. Es un simple tratamiento físico que consiste en la separación de elementos sólidos que contiene el agua.

El tratamiento primario persigue retener una buena parte de los sólidos en suspensión que lleva el agua residual (entre un 90 y 95% de los sólidos sedimentables). A fin de lograr lo anterior se emplea el efecto de la gravedad, para que se depositen los sólidos sedimentables en los sedimentadores o en las lagunas. Los parámetros de diseño apuntan a un tiempo de retención y velocidad del líquido lo más constante posible, impidiendo las variaciones de caudal, con la finalidad de que los lodos y la espuma recogida en el fondo y la superficie no se vuelvan a mezclar con el líquido y puedan separarse para ser enviados a tratamiento posteriores.

Otro propósito es conseguir un rendimiento suficiente para el correcto funcionamiento del tratamiento secundario.

En algunas ocasiones se potencia el tratamiento primario con la adición de reactivos de manera que aumenta la formación de sólidos sedimentables a partir de sólidos coloidales ó disueltos. En otras es necesario proceder a la neutralización del pH antes de la siguiente etapa de tratamiento.

La actividad biológica no es particularmente importante en el tratamiento primario aunque la materia orgánica y los lodos residuales pueden sufrir una digestión parcial si el tiempo de retención es largo.

Entre algunos de los elementos más empleados en el tratamiento primario están:

- Sedimentadores Primarios.

- Fosas Sépticas.
- Tanque Imhoff.

2.1.4.2.3. Tratamiento Secundario.

El tratamiento secundario es un tratamiento biológico que persigue transformar la materia orgánica del agua residual en materia celular, gases, energía y agua.

A su vez se retienen también sólidos en suspensión y sólidos coloidales.

En la zona de tratamiento secundario algunas veces se añaden reactivos para favorecer la eliminación de fósforo, o de sólidos coloidales. A este tratamiento químico no se le debe considerar un tratamiento secundario.

- Lagunas de estabilización.
 - Aerobias.
 - Anaerobias.
 - Facultativas.
 - Aereadas.
- Filtros Biológicos.
- Reactores Anaeróbico de Flujo Ascendente (RAFA).
- Lodos Activados.
- Sedimentadores Secundarios.

2.1.4.2.4. Tratamiento Terciario.

El tratamiento avanzado del agua residual se define como el tratamiento adicional necesario para la eliminación de los sólidos suspendidos no tratados en las etapas anteriores y de las sustancias disueltas que permanecen en el agua residual después del tratamiento secundario convencional. Estas sustancias pueden ser materia orgánica o inorgánica, en forma de sólidos suspendidos, y su naturaleza puede variar desde iones inorgánicos relativamente simples, como el calcio, el potasio, el sulfato, el nitrato y el fosfato, hasta un número cada vez mayor de compuestos orgánicos sintéticos muy complejos. En el transcurso de los últimos años se ha conseguido tener un conocimiento mucho más complejo sobre el efecto de las sustancias en el medio ambiente. La investigación sobre los posibles efectos tóxicos de estas sustancias en el medio ambiente continua, así como la investigación sobre los procesos de tratamientos, tanto convencionales como avanzados, dirigidos a su eliminación.

Los métodos de tratamiento avanzado de las aguas residuales se pueden clasificar en función del tipo de operación o proceso unitario, o por el objetivo principal de eliminación que se quiere conseguir. Para facilitar la comparación general de las diversas operaciones y procesos, la Tabla 2.1.4.2.4.1 muestra la principal función de eliminación de constituyentes; los tipos de operaciones y

procesos aplicables para desarrollar esta función y el tipo de agua residual tratada

PRINCIPAL FUNCIÓN DE ELIMINACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA OPERACIÓN O DEL PROCESO
Eliminación de sólidos suspendidos	Filtración Micro tamices
Oxidación de amoníaco	Nitrificación biológica
Eliminación de nitrógeno	Nitrificación/desnitrificación biológica
Eliminación de nitratos	Desnitrificación biológica en etapas separadas
Eliminación biológica de fósforo	Eliminación de fósforo en la línea principal Eliminación de fósforo en la línea auxiliar
Eliminación biológica conjunta de nitrógeno y fósforo	Nitrificación/desnitrificación biológica y eliminación de fósforo
Eliminación física o química de nitrógeno	Arrastre por aire Cloración al breakpoint Intercambio iónico
Eliminación de fósforo por adición de reactivos químicos	Precipitación química con sales metálicas Precipitación química con cal
Eliminación de compuestos tóxicos y materia orgánica refractaria	Adsorción sobre carbono Fangos activados -carbón activado en polvo Oxidación química
Eliminación de sólidos Inorgánicos disueltos	Precipitación química Intercambio iónico Ultrafiltración Osmosis inversa Electrodialisis
Compuestos orgánicos volátiles	Volatilización y arrastre con gas

Tabla 2.1.4.2.4.1. Eliminación de constituyentes por medio de operaciones y procesos de tratamiento avanzados (Metcalf & Eddy, 1996)

2.1.4.2.5. Tratamiento Cuaternario.

Esta etapa de tratamiento se aplica, cuando es necesario reutilizar aguas residuales de origen agrícola, donde se encuentran presentes contaminantes como los pesticidas, herbicidas, entre otros.

2.1.4.2.6. Tratamiento de Quinta Generación.

Los tratamientos de Quinta Generación van encaminados a efectuar un aprovechamiento o rehúso de las aguas residuales domésticas; en lo que se refiere al consumo humano.

En el medio no es común efectuar un tratamiento de quinta generación, debido a los altos costos que implican la implementación de estos procesos. A continuación se describen brevemente algunos procesos usados en el tratamiento de quinta generación:

Ultrafiltración

Los sistemas de Ultrafiltración son operaciones que emplean membranas porosas para la eliminación de materia disuelta y coloidal. Estos sistemas se diferencian de los sistemas de osmosis inversa en que precisan presiones relativamente bajas, normalmente inferiores a 1.034 kN/m^2 . La Ultrafiltración se suele emplear para eliminar materia coloidal y moléculas de gran tamaño con pesos moleculares superiores a 5.000. Las aplicaciones de la ultrafiltración incluyen la eliminación de aceites de cursos de agua, y la eliminación de la turbidez provocada por los coloides causantes de color.

Osmosis inversa

La ósmosis inversa es un proceso en el que se separa el agua de las sales disueltas en disolución, mediante la filtración, a través de una membrana

semipermeable a una presión superior a la presión osmótica provocada por las sales disueltas en el agua residual.

2.1.4.3. Tratamiento Químico del Agua Residual.

Constituye un complemento a la depuración del agua residual, también muchas veces se llama de afino. Los diferentes tratamientos empleados persiguen: Reducir los sólidos en suspensión y la parte orgánica asociada, reducir la DBO y DQO solubles, reducir el contenido de fósforo y/o nitrógeno, eliminar microorganismos patógenos; eliminar detergentes o tóxicos no biodegradables.

2.1.4.4. Tratamiento Biológico del Agua Residual.

Los procesos biológicos pueden clasificarse en:

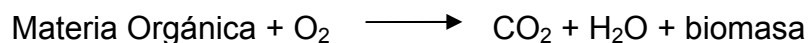
- Procesos aerobios,
- Procesos anaerobios,
- Procesos anóxicos,
- Anóxicos combinados y
- Los procesos de lagunaje.

Los procesos individuales se pueden dividir en sistemas de cultivo en suspensión, en sistemas de cultivo fijo, o en sistemas resultantes de la combinación de ambos.

La característica primordial que diferencia dichos procesos es la forma como se dan, es decir la forma en como los microorganismos, encargados de la degradación del material contaminante, subsisten para dicho fin. A continuación se describe la microbiología involucrada en proceso aerobios y anaerobios.

2.1.4.4.1. Tratamiento Biológico Aerobio.

Antes que nada es necesario comprender la importancia de los microorganismos dentro del sistema. El papel clave de las bacterias es descomponer la materia orgánica producida por otros organismos vivos. En el reactor, las bacterias aerobias o facultativas utilizan parte de la materia orgánica del agua residual, con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en forma de células nuevas. En tanto que las bacterias son los microorganismos que realmente degradan el residuo orgánico del afluente, las actividades metabólicas de otros organismos son, igualmente importantes en el sistema de lodos activados. Por otro lado, del mismo modo que es importante que las bacterias descompongan el residuo orgánico tan pronto como sea posible, también lo es el que se forme un flóculo adecuado, puesto que este punto constituye un requisito previo para la separación de los sólidos biológicos en la instalación de sedimentación.



2.1.4.4.2. Tratamiento Biológico Anaerobio.

En este caso la conversión de la materia orgánica se produce en tres etapas la primera es la transformación por vía enzimática (hidrólisis) de los compuestos de alto peso molecular en compuestos que puedan servir como fuentes de energía y de carbono celular. El segundo paso (acidogénesis), implica la conversión bacteriana de los compuestos producidos en la primera etapa en compuestos intermedios identificables de menor peso molecular. El tercer paso (metanogénesis), supone la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples, principalmente metano y dióxido de carbono. La conversión de la materia orgánica y de los residuos se lleva a cabo mediante la acción conjunta de diferentes organismos anaerobios. Un grupo de microorganismos se ocupa de la hidrolización de los polímeros orgánicos y de los lípidos para formar elementos estructurales básicos como los monosacáridos, los aminoácidos y los compuestos relacionados con estos. Un segundo grupo fermenta los productos de la descomposición para producir ácidos orgánicos simples. Un tercer grupo convierte el hidrógeno y el ácido acético, originado por las bacterias formadoras de ácidos, en gas metano y dióxido de carbono. Con el objeto de mantener un sistema de tratamiento anaerobio que estabilice correctamente el residuo orgánico, los microorganismos formadores de ácidos y de metano se deben encontrar en un estado de equilibrio dinámico. Para mantener dicho estado, el contenido del reactor deberá carecer de oxígeno disuelto y estar libre de concentraciones

inhibitorias de constituyentes tales como los metales pesados y los sulfuros. Además, el medio acuoso deberá presentar valores de pH situados entre 6.6 y 7.6. También deberá existir una alcalinidad suficiente para que el pH del sistema no descienda por debajo de 6.2, puesto que este punto marca el límite de actividad de las bacterias formadoras de metano. Es necesario disponer de suficiente cantidad de nutrientes tales como nitrógeno o fósforo, para asegurar el crecimiento adecuado de la comunidad biológica. La temperatura también es un parámetro ambiental importante. Los intervalos de temperatura óptimos son el mesófilico (30 a 38° C) y el termófilico (49 a 57° C).

Las ventajas e inconvenientes del tratamiento anaerobio de un residuo orgánico, en comparación con el tratamiento aerobio, vienen condicionadas por el lento crecimiento de las bacterias formadoras de metano. El lento crecimiento de estas bacterias obliga a tiempos de retención más dilatados, para conseguir una adecuada estabilización de los residuos. No obstante, este bajo crecimiento implica que solo una pequeña parte del residuo orgánico biodegradable está siendo sintetizado en forma de nuevas células. La mayor parte del residuo orgánico se transforma en metano, que es un gas combustible y por ello, un producto final útil.

Se pueden resumir las ventajas y desventajas de ambos procesos en función del tiempo de retención, la generación de lodos de desecho, el control de la

temperatura y el control de los microorganismos responsables de la degradación en cada caso. Por lo cual se puede ver que el caso de un proceso aerobio nos generaría una gran cantidad de lodos de desecho que posteriormente tendrían que ser tratados para su utilización, mientras que por otro lado el proceso aerobio nos complicaría el control y eficiencia de este proceso puesto que no se contaría con un sistema mecanizado para la regulación de los medios propicios para la subsistencia de los microorganismos. Cabe destacar que las ventajas que ofrece el proceso anaerobio pueden ser de gran utilidad, como la generación de gas metano y la poca generación de lodos ya aptos para su utilización, pero haciendo una comparación de las dificultades que presentan en la implementación ambos procesos, se optará por un proceso aerobio en el cual se puede sacar ventaja en la generación de lodos siempre y cuando se les de un tratamiento adecuado posteriormente.



El lodo proveniente de la sedimentación y de los procesos de tratamiento biológico debe estabilizarse o tratarse antes de disponer de él o de reutilizarlo. La necesidad de la estabilización o del tratamiento depende del tipo de disposición o de reutilización y de las molestias potenciales debidas a los olores en el lugar. El lodo se procesa para:

1. Eliminar los olores desagradables.
2. Reducir o inhibir la putrefacción potencial

3. Reducir su contenido de organismos patógenos.
4. eliminación total o parcial del contenido de agua.

Las formas de tratamiento incluyen:

1. La reducción biológica de los sólidos volátiles biodegradables.
2. La oxidación química de los sólidos volátiles.
3. La adición de sustancias químicas para volver el lodo no biodegradable.
4. Calentamiento para desinfectar o esterilizar el lodo.

Los métodos más comunes de tratamiento de lodos para instalaciones pequeñas de aguas residuales son la digestión anaerobia y los lechos de secado. La digestión aerobia, la oxidación química y la estabilización con cal son métodos menos utilizados.

Digestión Aeróbica

En general, la digestión aeróbica se usa para estabilizar lodos activados de las plantas de tratamientos compactas y aerobias o de las plantas de tratamiento pequeñas; sin embargo esto solamente se aplica en otros países.

En las plantas de tratamiento pequeñas debería de usarse la digestión aerobia en vez de la digestión anaerobia porque:

1. La operación es relativamente fácil.

2. Los costos son menores.
3. Genera un producto final estable, sin olor y similar al humus.
4. En el licor sobrenadante se produce una menor concentración de DBO.

Por lo general, la digestión aeróbica se lleva a cabo en tanque de concreto abiertos y no calentados.

Los factores que deben considerarse en el diseño son la temperatura, el tiempo de retención hidráulico, la carga de sólidos, las necesidades de oxígeno, el requerimiento de aire y la necesidad de energía para la mezcla.

CAPITULO III

ESTUDIOS Y ANALISIS PREVIOS AL

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

Introducción

En el Salvador, el objetivo principal del tratamiento de las aguas residuales es mejorar sus propiedades, para que estas puedan cumplir con los requerimientos de la “Propuesta de norma de aguas residuales descargadas a un cuerpo receptor” y reglamentos relacionados, antes de ser vertidas. De esta manera se pretende disminuir el impacto sobre el ambiente y la salud de las personas.

El requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo de una planta de tratamiento de aguas residuales, es conocer la cantidad y el grado de contaminación del agua a tratar, también es de suma importancia conocer el grado de tratamiento que se le dará. Dicho grado de tratamiento se determinará en relación con las normas de calidad a las que se someterá el efluente de la planta de tratamiento y su grado de contaminación. En el próximo capítulo se hará un análisis en cuanto a la propuesta de la norma de calidad y reglamentos del país; en tanto que en el presente capítulo se desarrollaran los aspectos referentes a los estudios y análisis previos al diseño.

A fin de realizar un diseño adecuado de las unidades de una planta de tratamiento de Aguas Residuales, es necesario contar con información básica y datos que solo los estudios previos pueden brindarnos. A continuación se describen brevemente algunos aspectos relevantes en cuanto a dicha información y estudios, lo que brindará el fundamento teórico básico para los diseños de las unidades de tratamiento.

3.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO EN ESTUDIO.

Un proyecto de tratamiento de aguas residuales, al igual que todos los proyectos, debe encontrarse muy bien documentado, por lo tanto es necesario contar con información general del sitio donde se llevará a cabo dicho proyecto y entre esta información se puede mencionar la siguiente:

a. Nombre de la localidad o municipio.

Debido a que el presente trabajo de graduación se limitara al diseño de unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento en El Salvador, se sobreentiende que el lugar del proyecto se puede encontrar ubicado en cualquiera de los 262 municipios, comprendidos en los 14 departamentos del país. Es recomendable que se describan los nombres del departamento y del municipio donde se ubicará el proyecto. Esto ayudará a formar una idea general y limitará la región en un lugar más específico. Incluso se puede ilustrar la ubicación por medio de la demarcación en un mapa de El Salvador, donde claramente se indique el departamento y el municipio donde se ubicará el proyecto.

b. Ubicación geográfica.

Es necesario observar el panorama general del sitio donde se ubicará la planta, esto se logra haciendo uso de los cuadrantes pertenecientes a dicha región, los cuales brindan información valiosa. Dicha información consiste en una apreciación visual de los diferentes cauces de ríos y quebradas que se pueden

considerar en el análisis de los cuerpos receptores, usos de suelos, accidentes geográficos, asentamientos humanos, industria, comercio, vías de acceso, etc. La información contenida en los cuadrantes deberá ser complementada con datos de interés general actuales tomados por medio de una visita al lugar, ya que estos pueden haber variado conforme el tiempo ha transcurrido. Una vez localizado el cuadrante en el cual se encuentra el sitio de interés, se debe proceder al análisis del entorno de dicho sitio y se debe tomar en cuenta la mayor parte de variables que se observen en este.

Además es necesario familiarizarse con el terreno donde se ubicará la planta y su entorno, esto puede lograrse a través de un mapa del municipio donde se señale de manera particular el sitio donde esta se ubicará.

c. Datos demográficos.

Los datos demográficos darán la pauta de la población que se considerará en el diseño de las unidades de la planta y brindará un comportamiento del crecimiento de la población para efectuar el diseño del proyecto. Esta información demográfica debe de ser tomada, de manera recomendable, de los censos llevados a cabo en el transcurso de los años, a fin de observar la tendencia del crecimiento poblacional en la Zona. También se puede hacer uso de los datos que los líderes de las comunidades recolectan en sus zonas o por censos directos.

En el caso de que el proyecto se ubique en una urbanización es necesario conocer el número de viviendas y el número de habitantes por vivienda en la zona, dicho número también puede ser tomado de los censos.

d. Actividad económica.

A fin de obtener información general de la economía del sector donde se realizará el proyecto, se deben considerar todas aquellas actividades económicas que se realizan en el medio geográfico ya delimitado, debido a que la calidad del agua depende del tipo de actividades que se realizan en la región de influencia del proyecto y de esta manera determinar previamente si el agua residual puede tratarse por medios biológicos.

Adicional a lo mencionado anteriormente, todo proyecto de tratamiento de aguas residuales debe llevar a cabo los estudios factibilidad y los estudios previos mencionados a continuación.

- Climatología
- Geología y suelos
- Topografía.
- Recursos hídricos

3.2.CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Las aguas residuales presentan características físicas, químicas y biológicas especiales sobre las demás aguas, que es necesario comprender para optimizar su manejo, recolección, transporte, tratamiento y disposición final y minimizar los efectos adversos de su vertimiento a aguas naturales o al suelo, obteniendo así un mejor manejo ambiental de los desechos y la calidad del agua.

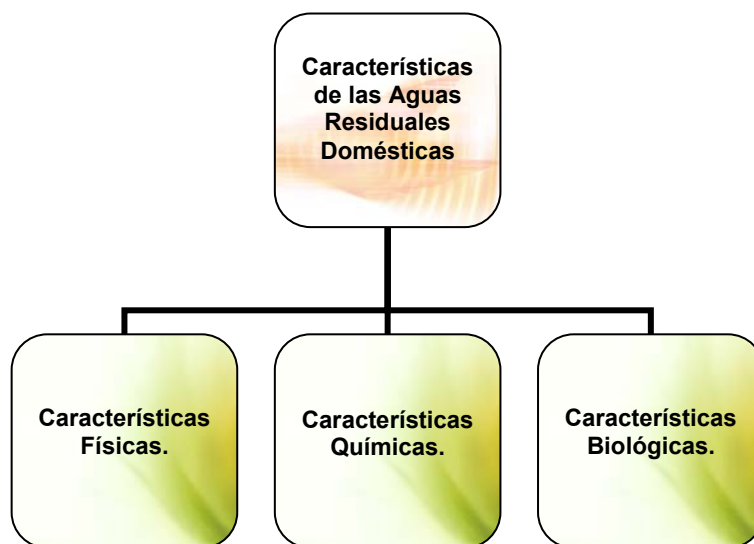


Figura 3.2.1 Características de las Aguas Residuales Domésticas

Las características de las aguas residuales domésticas son diferentes a las que tienen los desechos de las industrias y los desechos de las actividades agrícolas. Las diferencias en las características de estos desechos son múltiples, no siendo posible utilizar los mismos sistemas de tratamiento para todos los desechos con la misma eficiencia. En otras palabras, un proceso

eficiente para aguas residuales domésticas puede exigir modificaciones para tratar desechos de actividades agrícolas o resultar ineficaz en el tratamiento de un desecho industrial.

Los sistemas de manejo y tratamiento de los desechos deben tomar ventaja de las características de esos desechos, especialmente del contenido de materia orgánica, sólidos, nitrógeno y fósforo. Por lo tanto la caracterización de las aguas residuales debe llevarse a cabo antes de cualquier diseño, debido a que los procesos a emplear en el tratamiento dependen directamente de los valores tomados de la caracterización. (DBO, DQO. pH, temperatura, etc.).

3.2.1. Medición de parámetros

De la misma manera que en las aguas naturales se miden las características físicas, químicas y biológicas, también es necesario medirlas en las aguas residuales, a fin de establecer las cargas orgánicas y de sólidos que transportan, determinar efectos del vertimiento a cuerpos de agua y seleccionar las operaciones y procesos de tratamiento que resultaran más eficaces y económicos.

En la caracterización de las aguas residuales es importante conocer la temperatura, la concentración y la clase de sólidos, demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, potencial de hidrogeno, fósforo y

nitratos principalmente, el color, el olor y el sabor no son significativos en la caracterización de desechos líquidos.

En la siguiente tabla 3.2.1.1, se establece una comparación entre las características que es importante conocer tanto en las aguas de un río, del agua potable y de las aguas residuales, tomando en consideración que en esta ocasión interesa únicamente el agua residual

Características	Agua de Río	Agua Potable	Aguas residuales
pH, U	X	X	X
Temperatura, °C	X	X	X
Color, U	X	X	
Turbidez, U	X	X	X
Olor, U	X	X	
Sólidos Totales, mg/l	X	X	X
Sólidos Sedimentables, mg/l			X
Sólidos Suspendidos, mg/l			X
Sólidos Volátiles, mg/l			X
Conductividad, Ω	X	X	
Alcalinidad	X	X	
Dureza	X	X	
Oxígeno Disuelto (OD)	X	X	X
DBO	X		X
DQO	X		X
Nitrógeno orgánico			X
Nitrógeno Amoniacal	X		X
Nitrito	X		
Nitrato	X	X	X
Cloruro	X	X	X
Fosfato	X		X
Detergentes sintéticos	X		X
Coliformes, NMP	X	X	X

Tabla 3.2.1.1 Características que es necesario conocer en los distintos tipos de aguas.

Aún cuando en la tabla anterior se muestre una serie de parámetros que es necesario conocer en las aguas residuales, el reglamento especial de aguas

residuales de la Ley de Medio Ambiente de El Salvador, establece como análisis obligatorios para aguas residuales domésticas, los siguientes:

- a. Demanda Bioquímica de Oxígeno, DBO
- b. Potencial hidrógeno, pH
- c. Grasas y aceites
- d. Sólidos sedimentables
- e. Sólidos suspendidos totales
- f. Coliformes totales y
- g. Cloruros

A continuación se describen los parámetros más importantes en la caracterización de las aguas residuales, resaltando su importancia en el diseño.

3.2.1.1. Parámetros de medición de materia orgánica.

En la medición de la materia orgánica se utilizan varios parámetros, y cada uno de ellos no es estrictamente comparable con los demás, debido a que miden una cantidad diferente de materia orgánica en el mismo desecho. Las definiciones de estos parámetros y la representación de la Imagen 3.2.1.1.1, ayudan a comprender mejor las diferencias básicas que hay entre ellos.

DTO, (Demanda teórica o demanda total de oxígeno): es la cantidad estequiométrica de oxígeno para la oxidación completa de una sustancia a CO_2 , H_2O , HNO_3 , H_3PO_4 , H_2SO_4 , etc.

En el diseño de unidades para el tratamiento de aguas residuales, este parámetro no interesa, debido a que en el tratamiento no se necesita remover toda la materia orgánica.

DQO, (Demanda química de oxígeno): es la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar contaminantes (orgánicos e inorgánicos) por reacciones puramente químicas, se mide mediante análisis químicos.

DBO, (Demanda bioquímica de oxígeno): es la cantidad de oxígeno utilizado en la oxidación biológica de la materia orgánica carbonacea en los desechos, a 20 °C durante un periodo de tiempo específico. Es una prueba química y biológica

COT, (Carbono orgánico total): medida del carbono orgánico en los desechos, es una prueba instrumental. Los resultados son parecidos a los de la DBO.

La medida de la concentración de materia orgánica produce resultados diferentes para cada método o medida, sin embargo, existe cierta interrelación para un mismo desecho y en general para diferentes desechos. La imagen 3.5, permite apreciar mejor estas interrelaciones y vislumbrar las limitaciones que existen en la interpretación de resultados.

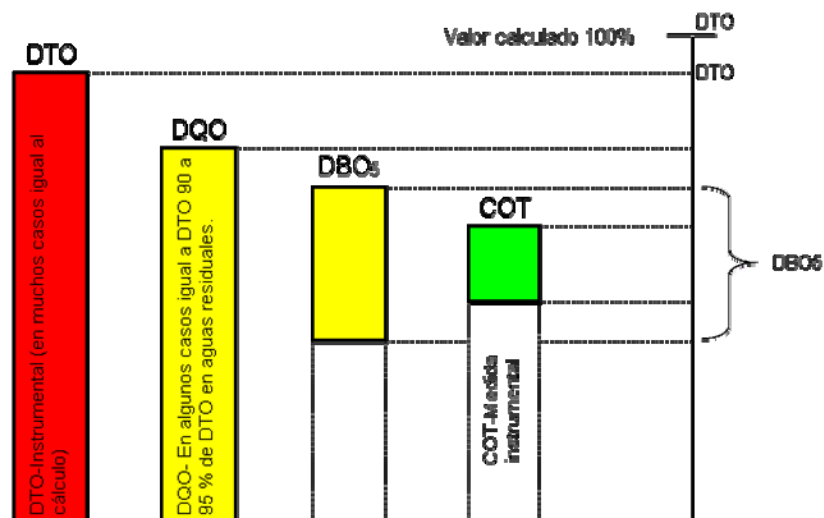


Figura 3.2.1.1.1. Relación que existe entre la DTO, DQO, DBO y COT

3.2.1.1.1. Relación DQO/DBO

Esta relación es importante en el agua residual, debido a que con el análisis de esta, se puede determinar si dicha agua es biológicamente tratable.

La biodegradabilidad de una sustancia, es la propiedad que permite que las aguas residuales puedan ser depuradas por medio de microorganismos, los que utilizan la sustancia como alimento y fuente de energía para su metabolismo y reproducción, lo que condiciona en gran medida la viabilidad de tratar biológicamente un efluente.

Para diseñar una planta de tratamiento con unidades de tipo biológico, es necesario saber cuanta materia orgánica biodegradable está presente en el efluente de aguas residuales, por consiguiente se necesita determinar la DBO, sin embargo es aconsejable medir también en paralelo la demanda química de

oxígeno DQO, de esta forma se obtiene información acerca de la biodegradabilidad de los compuestos orgánicos presentes en el efluente, por medio de la razón DQO/DBO. Ya que esta es una aproximación cuantitativa de la biodegradabilidad de un afluente. Así se tiene que, cuando:

$$(DQO/DBO_5) < 2.5$$

es un efluente o compuesto biodegradable, pudiéndose utilizar sistemas biológicos para su tratamiento.

3.2.1.2. Gama de Sólidos

El agua residual contiene una variedad de materiales sólidos. La clasificación de los diferentes tipos de sólidos se encuentra en la tabla 3.2.1.2.1.

Definiciones para sólidos encontrados en agua residual*	
Prueba	Descripción
Sólidos Totales (ST)	Residuo remanente después que la muestra ha sido evaporada y secada a una temperatura específica (103 a 105 °C)
Sólidos volátiles totales (SVT)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los ST son calcinados (500±50 °C)
Sólidos fijos totales (SFT)	Residuo que permanece después de incinerar los ST (500±50 °C)
Sólidos suspendidos totales (SST)	Fracción de ST retenido sobre un filtro con un tamaño de poro específico, medido después que ha sido secado a una temperatura específica. El filtro más usado para la determinación de SST es el filtro Whatman de la fibra de vidrio que tiene un tamaño nominal de poros de aproximadamente 1.58 µm.
Sólidos suspendidos volátiles (SSV)	Estos sólidos pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SST son calcinados (500±50 °C)
Sólidos suspendidos fijos (SSF)	Residuo remanente después de calcinar SST (500±50 °C)
Sólidos disueltos totales (SDT) (ST-SST)	Sólidos que pasan a través del filtro y luego son evaporados y secados a una temperatura específica. La medida de SDT comprende coloides y sólidos disueltos. Los coloides son de tamaño 0.001 a 1 µm.
Sólidos disueltos volátiles (SDV) (SVT-SST)	Sólidos que pueden ser volatilizados e incinerados cuando los SDT son calcinados (500±50 °C)
Sólidos disueltos fijos (SDF)	Residuo remanente después de calcinar los SDT (500±50 °C)
Sólidos sedimentables	Sólidos suspendidos, expresados como milímetros por litros, que se sedimentarán por fuera de la suspensión, dentro de un periodo de tiempo específico.
*Adaptado de Standard Methods (1995)	

Tabla 3.2.1.2.1. Definiciones para los sólidos encontrados en el agua residual

Se presume que los sólidos volátiles (SV) representan la materia orgánica, a pesar de que parte de la materia orgánica no se incinere y de que algunos compuestos inorgánicos se descompongan a altas temperaturas. De manera que tanto los ST como los SST poseen fracciones de sólidos fijos y volátiles, y en forma similar los sólidos disueltos totales (SDT) también tengan sólidos fijos y volátiles. Los sólidos totales disueltos se calculan por diferencia entre los Sólidos Totales y los Sólidos Suspendidos:

$$SDt = STt - SSt \dots\dots\dots t : \text{Totales}$$

$$SDt = STv - SSt \dots\dots\dots v : \text{Volatiles}$$

$$SDf = STf - SSt \dots\dots\dots f : \text{Fijos}$$

En cuanto a los sólidos sedimentables, cuando se tienen muestras blancas o muy limpias, el dato se toma como: < 0,1 ml/L/h ó 0 ml/L/h.

En la Figura 3.2.1.2.1 se muestra la fracción orgánica e inorgánica, disuelta, suspendida, sedimentable y no sedimentable, biodegradable y no biodegradable de los sólidos totales y la parte removida por diferentes procesos de tratamiento de las aguas residuales domésticas.

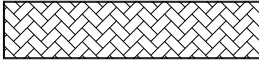




SOLIDOS TOTALES (400-1200 mg/l)				
INORGANICOS (Cenizas) 0.50		ORGANICOS (Volatiles) 0.50		
DISUELTOS 0.35	SUSPENDIDOS 0.45		DISUELTOS 0.20	
No Sedimentables 0.40		Sedimentables 0.25	No Sedimentables 0.35	
No Biodegradables 0.58		Biodegradables 0.15	No Biodegradables 0.17	Biodegradables 0.10
REMOCION EN SISTEMAS DE TRATAMIENTO:				
Primario				
Primario+Biologico				
Químico				
Químico+adsorción				

Figura 3.2.1.2.1. Sólidos en Aguas Residuales Domésticas y Sistemas de Tratamiento

La razón por la cual es necesario minimizar la cantidad de sólidos contenidos en aguas residuales es porque estos se oxidan consumiendo oxígeno disuelto en el agua, sedimentan en el fondo de los cuerpos receptores donde modifican el hábitat natural y afectan la biota acuática.

3.2.1.3. Grasas y Aceites

Las grasas y aceites ingresan al agua residual como mantequilla, manteca de cerdo, margarina, grasas y aceites vegetales. Las grasas se hallan generalmente en las carnes, germen de cereales, semillas, nueces y ciertas

frutas. Su eliminación antes del vertido es importante ya que puede interferir con la vida biológica en las aguas y crear películas y materiales en flotación imperceptibles.

FUENTES DE GRASAS Y ACEITES	EFECTOS GRASAS Y ACEITES
Actividades domésticas en general, procesamiento de alimentos, Trabajo en metal, lavanderías, Curtiembres, Procesamiento de lanas, Refinerías de petróleo, Química orgánica e industrial.	Interfieren con los organismos biológicos en los procesos de tratamiento.

Tabla 3.2.1.3.1 Procedencia de las grasas y aceites y sus efectos

3.2.1.4. Turbiedad.

La turbiedad se debe al contenido de materias en suspensión como: arcilla, limo, materia orgánica finamente dividida, bacterias similares y organismos microscópicos, que en caso de alta concentración provocan problemas al paso de la luz solar y por consiguiente en los fenómenos de fotosíntesis.

A continuación se mencionan algunas de las razones por las cuales se le debe tomar importancia a la disminución del parámetro de la turbiedad en las aguas residuales:

- a. Disminuye la Fotosíntesis
- b. Puede ser muy tóxica a muy altas turbiedades
- c. Algunos peces no pueden encontrar alimentos
- d. La temperatura es mas baja en el fondo de las aguas turbias

3.2.1.5. Detergentes

Los detergentes son sustancias que alteran la tensión superficial (disminuyen la atracción de las moléculas de agua entre sí en la superficie) de los líquidos, especialmente en el agua. Este tipo de sustancias se denominan tensó activas.

Los detergentes mas usados están compuestos generalmente por fosfatos. En cuanto a la biodegradabilidad, tanto los detergentes como los jabones son biodegradables, pero ésta se ve limitada si estos compuestos se encuentran en exceso en el agua.

El inconveniente empieza cuando ya se ha desechado el detergente, los fosfatos de este son arrastrados por el drenaje y la mayoría de las plantas de tratamiento de aguas residuales no están diseñadas para eliminar fosfatos y por lo tanto, éstos pasan al medio ambiente acuático a través del efluente. Se calcula que alrededor del 50% de los fosfatos de las aguas residuales provienen de los detergentes, el porcentaje restante se deriva de compuestos fosforosos de desechos humanos y animales y fertilizantes de fosfato. La razón por la cual es necesario regular la cantidad de fosfatos encontrados en el efluente de una planta de tratamiento, es que este actúa como elemento nutritivo para algas y plantas acuáticas, lo que a su vez provoca degradación de las aguas naturales.

Cuando se utiliza un detergente común para lavar la ropa, se contribuye, aunque sea a escala modesta, a la contaminación de las aguas, la cual si no es tratada antes de ser vertida a un cuerpo receptor, favorece en este la eutrofización, o sea que acelera el envejecimiento de los cuerpos de agua.

También el uso de los compuestos tensoactivos en el agua, al ser arrojados a los lagos y ríos provoca la disminución de la solubilidad del oxígeno disuelto en el agua con lo cual se dificulta la vida acuática

3.2.1.6. Temperatura.

La temperatura varía de un lugar a otro y durante las horas del día y épocas del año. En el trópico puede variar entre 15 y 26 °C para desechos domésticos.

El aumento de temperatura acelera la descomposición de la materia orgánica, aumenta el consumo de oxígeno para la oxidación y disminuye la solubilidad del oxígeno y otros gases.

La densidad, viscosidad y tensión superficial disminuyen al aumentar la temperatura, o al contrario cuando esta disminuye. Estos cambios modifican la velocidad de sedimentación de partículas en suspensión y la transferencia de oxígeno en procesos biológicos de tratamiento. A continuación se enumeran algunos aspectos importantes respecto a la temperatura.

- a. Un cambio de temperatura puede indicar que se están adicionando aguas de origen industrial.
- b. Es un factor importante en la degradación biológica de desechos orgánicos
- c. Rangos normales de temperatura:

Muestra	Rango
Afluente	18-29 °C
Efluente	15.4-35 °C (Puede ser mas alta para lagunas)
Agua Receptora	25-35°C – Temperatura ambiental

- d. Las temperaturas altas disminuyen el oxígeno disuelto
- e. El metabolismo de los peces aumenta con la temperatura
- f. La toxicidad de muchas sustancias aumenta cuando la temperatura es mayor
- g. Todas las especies de peces tienen un límite de temperatura que pueden tolerar.

3.2.1.7. Potencial de Hidrógeno (pH).

El pH óptimo para el uso de microorganismos en el tratamiento es entre 6 y 8. Un cambio del pH (por ejemplo, si se agregan desechos industriales) puede dañar el proceso biológico.

A continuación se muestran rangos de pH comúnmente encontrados en el tratamiento de aguas residuales domésticas.

Aguas crudas-----	6.8-8.0
Lodos crudos-----	5.6-7.0
Efluente de la planta -----	6.0-8.0

3.2.1.8. Coliformes Totales.

Son un buen indicador microbiano de la calidad del agua ya que son fáciles de detectar y enumerar en esta, las bacterias coliformes no provienen solo de las heces de los animales de sangre caliente, sino también de la vegetación y del suelo. Entre ellos se encuentran las siguientes especies: Escherichia Coli, Citrobacter, Enterobacter y Klebsiella, y es necesario regularlos en las

descargas por que pueden dañar la salud de las personas al ser expuestas en cantidades razonables en los cuerpos receptores.

3.2.1.9. Coliformes Fecales.

Entre ellos se encuentran los del genero *Escherichia* y en menor grado se encuentran los del genero *enterobacter*, *Citrobacter* y *Klebsiella*.

De todos estos microorganismos, los *Escherichia coli* tienen un origen específicamente fecal, ya que estas siempre están presentes en grandes cantidades en las heces humanas.

3.2.1.10. Fósforo total

El fósforo es uno de los principales nutrientes en una descarga, ya que sirve de alimento a los microorganismos, normalmente se encuentran en las descargas urbanas (detergentes, heces, orinas, entre otras).

Este elemento propicia el crecimiento elevado de las algas en las aguas residuales, produciendo la eutrofización, o sea un intenso desarrollo de la flora acuática, lo que conlleva a un elevado consumo de oxígeno que es sustraído del cuerpo hídrico. Dentro de los principales problemas podemos mencionar los siguientes:

En las plantas de tratamiento de agua provoca problemas de operación, afecta la sedimentación primaria ya que engloba partículas haciendo que la sedimentación sea más lenta, dificulta la dilución de oxígeno atmosférico en

agua y recubre las superficies de trabajo con sedimentos que contienen altas concentraciones de grasas, proteínas y lodos.

3.2.1.11. Nitrógeno Total.

El nitrógeno al igual que el fósforo constituye uno de los principales elementos nutritivos en la descarga, ya que sirven de alimento a los microorganismos responsables de la estabilización de la materia orgánica, dándole energía para sus actividades y su desarrollo en una planta de tratamiento de aguas residuales por medios biológicos. Cuando el contenido de nitrógeno sea insuficiente se necesitará la adición del mismo para hacer tratable el agua residual.

3.3.COMONENTES QUE SE AGREGAN AL AGUA DESPUÉS DE SU USO.

A diferencia de las aguas naturales, que tienen concentraciones bajas de minerales y materia orgánica, las aguas residuales han recibido sales inorgánicas y materia orgánica de la preparación de alimentos y el metabolismo humano principalmente y toda clase de materiales que se descartan por los desagües, e imparten propiedades especiales a las aguas servidas; además se adicionan biocidas, detergentes y desinfectantes.

A fin de ampliar lo escrito anteriormente se enumeran a continuación los compuestos que se agregan al agua, a medida que se le da uso:

3.3.1. Compuestos inorgánicos

Los compuestos inorgánicos agregados a las aguas durante su uso son principalmente: a) sales, b) nutrientes, c) minerales y d) sustancias tóxicas en el proceso.

- a. **Sales**, generalmente están en solución y contribuyen a aumentar la salinidad del agua. El aumento de sales disueltas durante el uso municipal del agua puede alcanzar a 300-350 mg/l.
- b. **Nutrientes**, El nitrógeno agregado en las proteínas principalmente y el fósforo en compuestos orgánicos y los detergentes son nutrientes que promueven el crecimiento de organismos productores, autótrofos, en aguas receptoras de desechos. Las aguas residuales domésticas, algunos desechos industriales y de actividades pecuarias son ricos en nutrientes.
- c. **Trazas de elementos**, Minerales como hierro, calcio, cobre, potasio sodio, magnesio, etc., son esenciales a la actividad microbiana. En ocasiones, especialmente en desechos industriales, hay deficiencia de uno o más de estos elementos, y la actividad microbiana es inhibida.
- d. **Tóxicos**, Afectan a los microorganismos y a los procesos de tratamiento y provienen de productos farmacéuticos, químicos y biocidas. Algunos tóxicos comunes son plomo, cromo, zinc, mercurio, cianuro, ácidos, bases fuertes, derivados del petróleo y biocidas.

3.3.2. Gases.

En las aguas residuales los gases son producto de la descomposición biológica de la materia orgánica y de la transferencia desde la atmósfera. Los gases disueltos en aguas residuales son: a) Oxígeno disuelto, b) dióxido de carbono, c) metano, d) amoníaco y e) ácido sulfhídrico.

- a. **Oxígeno disuelto**, Este se disuelve desde la atmósfera y de la actividad fotosintética de algas. Hay muy poco oxígeno disuelto en el producto cloacal fresco y ninguno en aguas residuales sépticas.
- b. **Dióxido de Carbono (CO₂)**, la concentración es función del pH y el equilibrio químico del agua, también se encuentran monóxido de carbono (CO). El CO₂ en el agua es producido durante la respiración de microorganismos en aguas residuales y como producto de la descomposición biológica.
- c. **Metano CH₄**, Se forma de la descomposición anaerobia de la materia orgánica. Se encuentra en condiciones anaerobias donde hay descomposición en condiciones anóxicas.
- d. **Amoníaco: NH₃ y NH₄**, las distribuciones dependen del pH de las aguas. Valores más altos de pH favorecen la presencia del gas, NH₃, especialmente por encima de 9. El amoníaco es el resultado de la descomposición biológica de compuestos nitrogenados.
- e. **Sulfuro de hidrógeno (H₂S)**, altera el pH de las aguas y produce corrosión de las alcantarillas, debido a la formación de ácido sulfúrico en medios mal

ventilados. El H_2S se produce en condiciones anaerobias cuando predomina la formación de ácidos y no hay producción de metano.

3.3.3. Compuestos orgánicos.

La materia orgánica en aguas residuales esta representada por hidratos de carbono, (azucares, almidones), proteínas, grasas, celulosa, lignina, orgánicos sintéticos, etc. La identificación y medida de cada compuesto resulta dispendiosa y no es necesario este grado de detalle. Se han ideado métodos para medir la materia orgánica en conjunto en base a la demanda de oxigeno para su oxidación o el contenido total de carbono.

3.4.RANGO DE VALORES DE LOS PARÁMETROS DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

Como ya se ha mencionado, en un proyecto de tratamiento de aguas residuales es absolutamente necesario conocer la caracterización de las aguas residuales a tratar. Cuando la red de alcantarillado existe, es necesario tomar una serie de muestras y seguir el protocolo de análisis de las mismas, a fin de conocer las concentraciones de los parámetros antes descritos.

Ahora bien cuando la red de alcantarillado no existe y se pretende desarrollar un proyecto de tratamiento junto al proyecto de la red de alcantarillado, se debe hacer uso de las concentraciones usuales en las aguas residuales domésticas, determinadas de los estudios realizados a otras aguas residuales del mismo

tipo, con similares condiciones de las que se encuentran en estudio. Aquí es donde la experiencia tiene validez, ya que un agua residual si es del todo doméstica tendrá características similares a las de otro tipo de agua doméstica de otra región, donde se tengan condiciones similares a las que se están analizando para realizar el proyecto.

Las medidas exactas de los parámetros de un agua residual específica, solo se pueden lograr haciéndole un estudio a esa agua en particular. Sin embargo de acuerdo a lo observado en la mayoría de los estudios analizados, los valores de estos parámetros, efectivamente varían entre los rangos que se producen en las siguientes tablas, tomadas de publicaciones en las bibliografías citadas, las cuales se han elaborado de acuerdo a la experiencia en la caracterización de una buena cantidad de aguas residuales del tipo doméstico en países con similares condiciones a las del país.

Se han descrito hasta el momento algunos aspectos de relevancia en cuanto a los parámetros más importantes del agua residual doméstica, y también se han analizado algunos estudios realizados al agua residual, en las regiones Centro y Sur Americanas, incluyendo algunos estudios realizados en afluentes de plantas de tratamiento del país, a fin de conocer la composición y los rangos de concentraciones típicas en el agua residual doméstica.

En las siguientes tablas se muestran los intervalos y valores usuales de los parámetros de interés en aguas residuales domésticas, tomados de diferentes

bibliografías, y que son de mucha importancia para caracterizar un agua residual. Como podrá observarse al analizar los datos de las tablas, los valores tomados para cada parámetro varían de una tabla a la otra dentro de un rango aceptable y tomando a consideración que las aguas analizadas para determinar dichos valores, son de lugares y países distintos y a lo mejor con alguna que otra variación en condiciones del entorno, pero son bastante aceptables y aplicables al momento de solucionar un problema de caracterización de aguas residuales.

Parámetros	Venezuela Mérida	Colombia Palmira	México
Temperatura, °C	--	24.6	--
Turbiedad, unidades	--	145	--
Sólidos Totales, mg/l	408	593	987
Sólidos Fijos, mg/l	230	272	769
Sólidos volátiles, mg/l	178	321	218
Sólidos suspendidos, mg/l	--	262	167
Sólidos disueltos, mg/l	--	331	820
Sólidos sedimentables, mg/l	4.0	2.7	3.0
Valor del pH, unidades	7.5	7.2	--
Cloruros, mg/l	72	38.9	--
Fosfatos, mg/l	5.8	15.4	29
Nitrógeno total, mg/l	34.5	21	21
Nitrógeno orgánico, mg/l	14.5	8.4	9
Nitrógeno amoniacal, mg/l	20.0	12.6	12
Nitritos, mg/l N	0.02	0.004	--
Nitratos, mg/l N	0.03	0.056	--
DBO5, mg/l (demanda bioquímica de oxígeno)	219	167	301
DQO, mg/l (demanda química de oxígeno)	364	361	430
Grasas y aceite, mg/l	--	32	96

Tabla 3.4.1 Variaciones de los parámetros característicos en aguas residuales domésticas en tres países distintos. (Tomado de manual de diseño de lagunas de estabilización)

Constituyente	Concentración			
	Unidades	Fuerte	Media	Débil
Sólidos Totales	mg/l	1200	720	350
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	850	500	250
Fijos	mg/l	525	300	145
Volátiles	mg/l	325	200	105
Sólidos Suspendidos	mg/l	350	220	105
Fijos	mg/l	75	55	20
Volátiles	mg/l	275	165	80
Sólidos Sedimentables	ml/l	20	10	5
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	400	220	110
Carbono Orgánico Total	mg/l	290	160	80
Demanda Química de Oxígeno	mg/l	1000	500	250
Nitrógeno (total en la forma N)	mg/l	85	40	20
Orgánico	mg/l	35	15	8
Amoníaco libre	mg/l	50	25	12
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	15	8	4
Orgánico	mg/l	5	3	1
Inorgánico	mg/l	10	5	3
Cloruros	mg/l	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	200	100	50
Grasas y aceites	mg/l	150	100	50
Sulfato	mg/l	34	22	12
Coliformes totales	NPM/100 ml	10 ⁷ - 10 ⁹	10 ⁷ - 10 ⁸	10 ⁶ - 10 ⁷
Coliformes Fecales	NMP/100ml	10 ³ a 10 ⁷	10 ⁴ a 10 ⁵	
Compuestos orgánicos volátiles	µg/l	>400	100 – 400	<100

Tabla 3.4.2. Composición típica del Agua Residual Domésticas

Fuente: Metcalf & Eddy (1995).

Constituyente	Concentración			
	Unidades	Fuerte	Media	Débil
Sólidos Totales	mg/l	1000	500	200
Volátiles	mg/l	700	350	120
Fijos	mg/l	300	150	80
1.Totales en Suspensión	mg/l	500	300	100
Volátiles	mg/l	400	250	70
Fijos	mg/l	200	100	50
2.Totales Disueltos	mg/l	500	200	100
Volátiles	ml/l	300	100	50
Fijos	mg/l	200	100	50
3.Sedimentables	mg/l	12	8	4
DBO ₅	mg/l	300	200	100
Consumo de Oxígeno	mg/l	150	75	30
Oxígeno Disuelto	mg/l	0	0	0
Nitrógeno Total	mg/l	85	50	25
Orgánico	mg/l	35	20	10
Amoniacal	mg/l	30	30	15
Nitrito	mg/l	0.1	0.05	0
Nitrato	mg/l	0.4	0.2	0.1
Cloruros	mg/l	175	100	15
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	200	100	50
Grasas y Aceites	mg/l	40	20	0

Tabla 3.4.3 Composición típica del agua residual domestica (Según el Manual de disposición de aguas residuales, cooperación T. Republica Federal de Alemania)

Característica	Aporte másico Unitario
Caudal de agua residual	200 l/persona*día
DBO _{5,20} Total	54 g DBO _{5,20} /persona*día
DQO	71 g DQO/persona*día
Sólidos Totales	422 g ST/persona*día
Sólidos Totales Fijos	293 g STF/persona*día
Sólidos Totales Volátiles	129 g STV/persona*día
Sólidos Disueltos Totales	368 g SDT/persona*día
Sólidos Disueltos Fijos	268 g SDF/persona*día
Sólidos Disueltos Volátiles	100 g SDV/persona*día
Sólidos Suspendidos Totales	54 g SST/persona*día
Sólidos Suspendidos Fijos	25 g SSF/persona*día
Sólidos Suspendidos Volátiles	29 g SSV/persona*día
Nitrógeno Orgánico	1.5 g N/persona*día
Nitrógeno Amoniacal	7.1 g N/persona*día
Nitrógeno Kjeldahl	8.6 g N/persona*día
Fósforo Total	1.6 g P/persona*día
Fósforo Orgánico	0.4 g P/persona*día
Fósforo Inorgánico	1.2 g P/persona*día
Coliformes Fecales, No de bacterias/ (hab.d)	2x10 ¹¹
Salmonella Sp, No de bacterias/ (hab.d)	1x10 ⁸
Nematodos intestinales, No de huevos / (hab.d)	4x10 ⁵

Tabla 3.4.4 Aportes percapitas de contaminantes en aguas residuales domésticas

3.5. ANALISIS Y MEDICION DE DATOS BASICOS

3.5.1. Población de Diseño.

La población es un factor determinante para el diseño del sistema de tratamiento, por lo que es necesario estimar adecuadamente la población futura de diseño. En el caso de que la planta se este proyectando en un lugar donde la población ya se encuentra establecida, la norma de ANDA en el numeral 2 establece que la población futura de diseño debe ser estimada con base a la población inicial, levantamientos censales, estadísticas continuas y otras investigaciones demográficas.

En el caso de que la población, para la cual se diseñará el sistema de tratamiento resida en una urbanización, la población futura de diseño se calcula en base al número de viviendas y el número de habitantes por unidad habitacional. (Esto de acuerdo al Numeral 3 de la Norma Técnica para proyectos de Alcantarillado Sanitario de ANDA). Se considera que en una urbanización el número de habitantes no crecerá como lo hace en una población normal, ya que el número de casas esta limitado a la extensión del terreno designada para la urbanización y como el número de casas no aumenta y los habitantes por vivienda se pueden considerar teóricamente fijos, la población futura no necesita ser proyectada al futuro de acuerdo al período de diseño, como comúnmente se hace en otros tipos de población.

El período de diseño del proyecto dependerá de la vida útil de las instalaciones y recursos financieros con un mínimo deseable de 20 años, según norma de ANDA.

3.5.1.1. Cálculo de la Población de diseño.

Para el cálculo de la población en una urbanización se debe usar la siguiente fórmula:

$$\#habfuturos = \#viviendasfuturas * (\#hab / Vivienda)$$

Con la fórmula anterior se encontrará la población aportadora en una urbanización. Donde el número de viviendas se puede obtener de un censo directo de viviendas u obteniendo información del constructor de la urbanización. Para el número de habitantes por vivienda se puede tomar de los censos oficiales efectuados en el país, en la región o lugar donde se encontrará el proyecto de tratamiento, dicho número en El Salvador anda alrededor de los 3.4 habitantes por vivienda.

Para calcular la población cuando esta crece con el tiempo, la norma de ANDA recomienda usar los métodos de ajuste de los mínimos cuadrados, el método aritmético o el geométrico, según sea el caso.

Método Aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \times (T_f - T_{uc})$$

Donde:

P_f :	Población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.
P_{uc} :	Población (hab.) correspondiente al último año censado con información.
P_{ci} :	Población (hab.) correspondiente al censo inicial con información.
T_{uc} :	Año correspondiente al último año censado con información.
T_{ci} :	Año correspondiente al censo inicial con información
T_f :	Año al cual se quiere proyectar la información.

Método Geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

Donde r es la tasa de crecimiento anual en forma decimal y las demás variables se definen igual que para el método anterior. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1$$

3.5.2. Determinación de los caudales de diseño

Se han estudiado las normativas más comunes en las regiones Centro y Sur Americanas y de acuerdo a lo analizado, el diseño del proceso de las unidades de tratamiento debe basarse en el caudal medio diario o el caudal que se

indicará para cada unidad respectiva en el capítulo V de este manual. El diseño hidráulico de la planta debe hacerse para el caudal máximo horario.

Una vez establecido lo anterior, el problema radica en conocer los caudales antes mencionados. A continuación se describe la metodología a seguir para conocer estos caudales a fin de que sean útiles en el diseño de las unidades de tipo biológico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador.

Si la red de alcantarillado existe se debe seguir los protocolos para determinar las variaciones de caudal en la zona de estudio y para determinar los caudales de diseño en un sitio donde no existe red de alcantarillado es necesario hablar de las dotaciones de agua potable, ya que estas se encuentran ligadas a los caudales de aguas residuales producidos por la población de diseño.

La norma de ANDA recomienda usar un rango de dotación doméstica urbana con valores entre 80 a 350 l/p/d, siendo este un rango bastante amplio para considerar una dotación. En el numeral 5 de esta norma también pueden encontrarse consumos específicos por establecimientos y actividades.

Según la norma RAS-2000 de Colombia, la dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto, esta dotación puede variar de 100 a 175 l/h/d. La dotación neta puede ajustarse teniendo en cuenta estudios socioeconómicos del sitio donde se ubicará el proyecto, el costo marginal de los servicios y el efecto del clima en

el consumo. La dotación neta también puede estimarse a partir de registros históricos o por comparación con poblaciones similares. Por supuesto que todo dato de dotación presentado, tiene que ser el resultado de estudios de consumo de agua en una población determinada.

Ahora bién, la dotación sirve para determinar los caudales medios diarios, haciendo uso de la población respectiva de diseño y el caudal medio diario es usado como base para determinar los caudales máximos, haciendo uso de los factores de mayoración o coeficientes de variación de consumo de agua, como la norma de ANDA los denomina.

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbit, válidas para poblaciones de 1 000 a 1, 000, 000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima el factor de mayoración (F) en función del número de habitantes

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})}$$

Harmon

$$F = \frac{5}{P^{0.2}}$$

Babbit

$$F = \frac{3,5}{P^{0.1}}$$

Flores

Donde:

F es el factor de mayoración y es la población

El factor de mayoración también puede ser dado en términos del caudal medio diario como en las fórmulas de Los Ángeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3.53}{Q_{MD}^{0.0914}}$$

Los Ángeles

$$F = \frac{3.70}{Q_{MD}^{0.0733}}$$

Tchobanoglous

La fórmula de Los Ángeles es válida para el rango de 2,8 a 28300 L/s, mientras que la de Tchobanoglous lo es para el rango de 4 a 5000 L/s. Esta última relación es adecuada cuando la contribución de aguas residuales de procedencia comercial, industrial e institucional no representa más del 25% del caudal total de aguas residuales.

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4.

El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

En el numeral 6 de la norma de ANDA, se presentan rangos de factores de mayoración para la determinación del consumo máximo horario y esta indica el siguiente rango:

Consumo máximo horario=1.8 a 2.4 del consumo medio diario.

Una vez determinado el caudal máximo diario, es necesario afectarlo por un coeficiente retorno de aguas residuales. Dicho coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua residual al sistema de recolección y evacuación. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía el rango comprendido entre 0.7 y 0.85, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado. La norma de ANDA propone que se use 0.80 como coeficiente de retorno.

En un sitio donde exista una red de alcantarillado, para la determinación del caudal de las descargas, deben efectuarse por lo menos 3 jornadas de medición horaria durante las 24 horas del día y en cada uno de los emisarios que se consideren representativos. Con estos datos deben determinarse los caudales medio y máximo horario representativos de cada descarga y el factor de mayoración correspondiente.

Un aspecto de mucha importancia es que los caudales deben relacionarse con la población de aporte de cada descarga para determinar los correspondientes aportes de agua residual per cápita.

Deben efectuarse mediciones para determinar la cantidad de agua de infiltración y otros caudales afluentes asociados a conexiones erradas al sistema de alcantarillado. Deben encontrarse factores para caudales de infiltración (en términos de área o de longitud de la red L/s/ha ó L/s/km) de modo que se pueda proyectar el caudal esperado. Así mismo deben tenerse en cuenta los periodos de sequía y de lluvia.

Al mismo tiempo que se efectúan las mediciones de caudales máximos en los colectores, debe estimarse el caudal máximo horario con base en los factores de mayoración encontrados.

3.5.3. Cálculo del caudal proyectado de agua residual en la red.

En resumen de todo lo anterior se tiene lo siguiente:

1. La estimación del aporte por aguas residuales domésticas (Q_D) (L/s) esta dada por:

$$Q_D = \frac{\text{Dotación} \times P_f \times R}{86400}$$

Donde:

Dotación= Estimación del consumo medio diario por habitante. Dotación neta (L/hab. día)

P_f = Población proyectada en el periodo de diseño (habitantes)

R = Coeficiente de Retorno.(0.80)

2. Determinación del caudal con los factores de mayoración

$$Q_{MH} = F * Q_{MD}$$

Donde:

Q_{MH} = Caudal con factores de mayoración (si el caudal de diseño es el medio diario este factor de mayoración tiene el valor de 1) (L/s)

F = Factor de mayoración

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

Q_{DT} = Caudal de diseño total

Q_{MH} = Caudal con factor de mayoración

Q_{INF} = Caudal por filtraciones, definido por la siguiente ecuación

$$Q_{INF} = F_{INF} * A_{drenaje}$$

F_{INF} = Factor de aportes por infiltraciones (L/s Ha) (Se puede tomar los valores sugeridos en las normas de ANDA, 0.20 L/s. Ha si se han usado en la red de recolección tuberías de Cemento y 0.10 L/s. Ha si se han usado tuberías de PVC)

$A_{drenaje}$ = Área de drenaje en Ha

Q_{CE} = Caudal por conexiones erradas (L/s) definido por la siguiente ecuación:

$$Q_{CE} = F_{CE} * A_{drenaje}$$

F_{CE} = Factor de aportes por conexiones erradas (L/s Ha) (Se puede tomar los valores sugeridos en las normas de Colombia RAS-2000, 0.20 L/s. Ha y 0.10 L/s. Ha como valores máximos y mínimos)

$A_{drenaje}$ = Área de drenaje en Ha

CAPITULO IV:

**DIAGNOSTICO GENERAL DE PLANTAS DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR: NORMAS,
LEYES Y REGLAMENTOS QUE SE DEBEN
CONSIDERAR EN EL DISEÑO**

4.1.DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS TIPOS DE PLANTAS MÁS USADAS EN EL SALVADOR.

En el presente capítulo se pretende describir de manera general los tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas más comunes en el país, con el fin de identificar aquellas unidades de tipo biológico que son mayormente usadas en el tratamiento del agua residual. No es posible tener identificadas todas las plantas de tratamiento de nuestro medio, pero si un buen número de ellas. En los siguientes apartados se hace mención de algunas plantas encontradas en el interior del país, tomándolas como una muestra del total existente. Entre las plantas que se utilizan con mayor frecuencia en la región nacional se pueden mencionar las siguientes:

4.1.1 Plantas Convencionales.

Estas plantas se caracterizan por estar conformada por unidades de tratamiento físicas y biológicas que incluyen los procesos tales como: el tratamiento preliminar, donde el agua residual circula por unidades de tratamiento tales como rejas, trampas de grasas y desarenadores. En el tratamiento primario donde el agua residual es tratada en unidades como los sedimentadores Dortmund Primarios u otros tipos de unidades, para luego finalizar en el tratamiento secundario, donde el agua residual pasa a ser tratada por Filtros Percoladores, RAFA, Lagunas de Estabilización, Biodigestor de Lodos, etc. y nuevamente puede ser evacuada en Tanques sedimentadores tipo Dortmund

secundarios. Finalmente el fango o lodo es descargado en los patios de secado. Estas tres fases son implementadas como medidas que permiten garantizar el mejoramiento del vertido final a los cuerpos receptores.

A continuación se muestra en la siguiente Tabla, el estado actual y algunas características de algunas plantas convencionales existentes en el país.

LUGAR	Ubicación y/o Nombre de planta	Población servida (Habitantes)	Capacidad para tratar (l/s)	Observaciones
AYUTUXTEPEQUE	Colonia La Ascensión	1,500	2.60	Funciona deficiente, fue abandonada.
	Urbanización La Santísima Trinidad	24,000	41.67	Se encuentra en funcionamiento,
CUSCATANCINGO	Urbanización Ciudad Futura	15,000	26.04	Se encuentra funcionando, cumpliendo con los requisitos de calidad
	Condominios Tazumal y Las Terrazas	3,768	6.54	Fue abandonada
SANTA TECLA	Urbanización Alpes Suizos I	10,086	17.51	No funciona, se deterioraron los sedimentadores, fue abandonada
	Urbanización Alpes Suizos II	3,000	5.21	No funciona, se deterioraron los sedimentadores, fue abandonada
	Urbanización Los Girasoles	2,700	4.69	No funciona, se deterioraron los sedimentadores, fue abandonada
	Comunidad el Quequeisque	600	1.04	Después del terremoto del 2000 quedo fuera de funcionamiento
SOYAPANGO	Reparto San Ramón	3,645	6.33	Funciona deficiente, poco mantenimiento por el urbanizador
	Urbanización La Campanera	4,200	7.29	Funcionando y opera con deficiencias
	Urbanización San Francisco	9,000	15.63	Se encuentra en funcionamiento cumpliendo con los requisitos de calidad
ILOPANGO	Urbanización Alta Vista I	21,000	36.46	Funciona, mantenimiento por el urbanizador

	Urbanización Alta Vista II	15,000	26.04	Funciona, mantenimiento por el urbanizador
	Urbanización Cumbres de San Bartolo	16,800	29.17	Funciona con deficiencia, mantenimiento por el urbanizador
	Urbanización Cumbres de San Bartolo II	16,775	29.12	En construcción a partir de junio-2000
APOPA	Urbanización San José Vista Bella	3,204	5.56	Finalizo construcción en Julio-2001, no la pusieron a funcionar, quedo abandonada
TONACATEPEQUE	Urbanización Parcelación Libertad	9,000	15.63	-
LOURDES	Urbanización Los Chorros I	7,200	12.50	Funcionando con deficiencia, mantenimiento por urbanizador
	Urbanización Los Chorros II	3,600	6.25	Funcionando, mantenimiento por urbanizador

Tabla 4.1.1.1 Aspectos importantes de algunas plantas convencionales construidas en El Salvador.

En la tabla anterior podemos ver las principales unidades de tratamientos que se incluyen en los procesos de pretratamiento, tratamiento primario, hasta el tratamiento secundario. Estos son ejecutados en las diferentes plantas de tratamiento de aguas residuales. Lo anterior nos da la pauta de selección de las unidades de tratamiento más comunes que conforman las plantas convencionales del país.

Descripción de Plantas Convencionales

Esta se efectuará solamente a las siguientes plantas: la ubicada en la Urbanización Santísima Trinidad, y las ubicadas en la Urbanización Alta Vista I y II, las cuales fueron seleccionadas de manera aleatoria de la muestra total.

Urbanización Santísima Trinidad, Ayutuxtepeque, San Salvador.

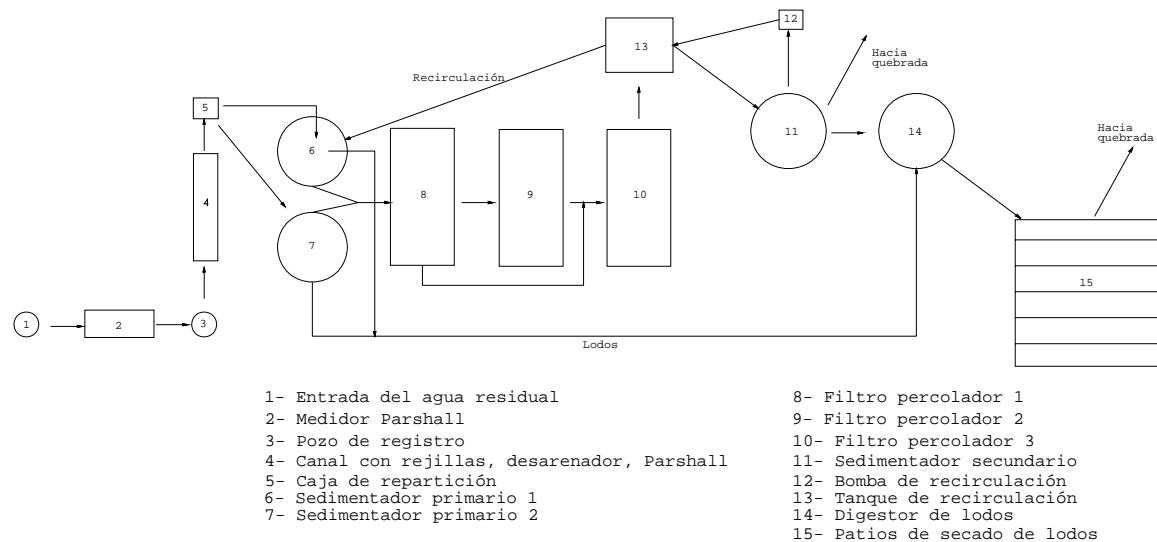


Figura. 4.1.1.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Santísima Trinidad.

Esta planta se encuentra ubicada en el municipio de Ayutuxtepeque departamento de San Salvador, y esta diseñada para servir una población de 24,000 habitantes. Su operación es por medios gravitatorios. Los principales tratamientos que brinda son el preliminar, el cual se efectúa por rejillas a la entrada del afluente y cámaras desarenadoras ubicadas en paralelo.

En los Tratamientos Primarios, la planta fue diseñada para que funcionara con dos Sedimentadores tipo Dortmund que funcionan en paralelo, descargando los lodos al biodigestor. En el Tratamiento Secundario funciona por medio de tres Filtros Percoladores Biológicos de aproximadamente 10 metros de altura. El lecho filtrante de éstos es de piedra volcánica. En el fondo de los filtros percoladores existen ventanas para la entrada del aire, de manera que el

proceso se realice en condiciones netamente aeróbicas, el agua filtrada sale por estas ventanas y es recogida en canaletas que la trasladan a la unidad siguiente.

También cuenta con un Tanque de Recirculación el cual está construido con las siguientes dimensiones: 3.5 metros de ancho por 4.0 metros de largo y una profundidad de 3.5 metros. Al tanque de recirculación llega el agua residual procedente de los filtros percoladores, luego pasa al sedimentador secundario para luego ser bombeada a los tanques sedimentadores primarios y así poder darle un mejor tratamiento a dicha agua residual, posee un Tanque Sedimentador Secundario similar al de los tanques sedimentadores primarios y de iguales dimensiones. El Tratamiento de Lodos se efectúa a través del Digestor de Lodos circular, posteriormente el fango es secado en cuatro patios existentes con las dimensiones de 5 metros de ancho por 15 metros de largo.

Para terminar el proceso, la descarga del efluente se realiza desde el Tanque de Sedimentación Secundario, de donde es transportado el vertido final, por medio de tuberías ubicadas a un extremo de éstos, para luego ser vertida directamente a la quebrada Chicagüaste (En ocasiones también se evacúa de manera directa una pequeña cantidad del efluente producto del secado de lodos hacia la quebrada el Chicaguaste).



Figura 4.1.1.2



Figura 4.1.1.3



Figura 4.1.1.4



Figura 4.1.1.5



Figura 4.1.1.6



Figura 4.1.1.7

Figura 4.1.1.2. Tanques sedimentadores primarios tipo Dortmund.

Figura 4.1.1.3. Filtro percolador biológico # 3.

Figura 4.1.1.4. Tanque sedimentador secundario tipo Dortmund.

Figura 4.1.1.5. Digestor de lodos.

Figura 4.1.1.6. Patios de secado de lodos.

Figura 4.1.1.7. Descarga del agua residual tratada al cuerpo receptor.

Urbanización Alta Vista I y II, Ilopango, San Salvador.

Esta planta se encuentra ubicada en el Municipio de Ilopango, departamento de San Salvador, y ha sido diseñada para servir a una población de 36,000 habitantes.

El sistema de tratamiento indicado, se puede dividir de la siguiente manera: Planta 1, que corresponde a la primera etapa de la urbanización y Planta 2, correspondiente a la segunda etapa. Ambas se encuentran ubicadas en paralelo sobre el mismo lugar, cuando existía solamente una planta, esta operaba por gravedad. Con la incorporación de la segunda planta, se ha combinado la operación por gravedad y bombeo (la segunda planta).

El Tratamiento Preliminar se realiza con rejillas gruesas (se cuenta con dos rejillas gruesas, una por cada cámara desarenadora), cámaras desarenadoras ubicadas en paralelo, medidor Parshall y rejillas finas. Es importante señalar que antes de separar el caudal hacia las Planta 1 y 2, éste pasa por un filtro percolador.

Después de recibir el tratamiento preliminar el agua residual es llevada hacia un Filtro Percolador Biológico de forma circular, el cual tiene aproximadamente 14 metros de diámetro y una altura total de 6.50 metros; el lecho filtrante del filtro tiene una profundidad de 5 metros. En este filtro el agua es distribuida por un rociador, el sistema se activa automáticamente cuando el caudal llega a un nivel predeterminado. En el fondo cuenta con tres ventiladores para que el proceso sea aerobio.

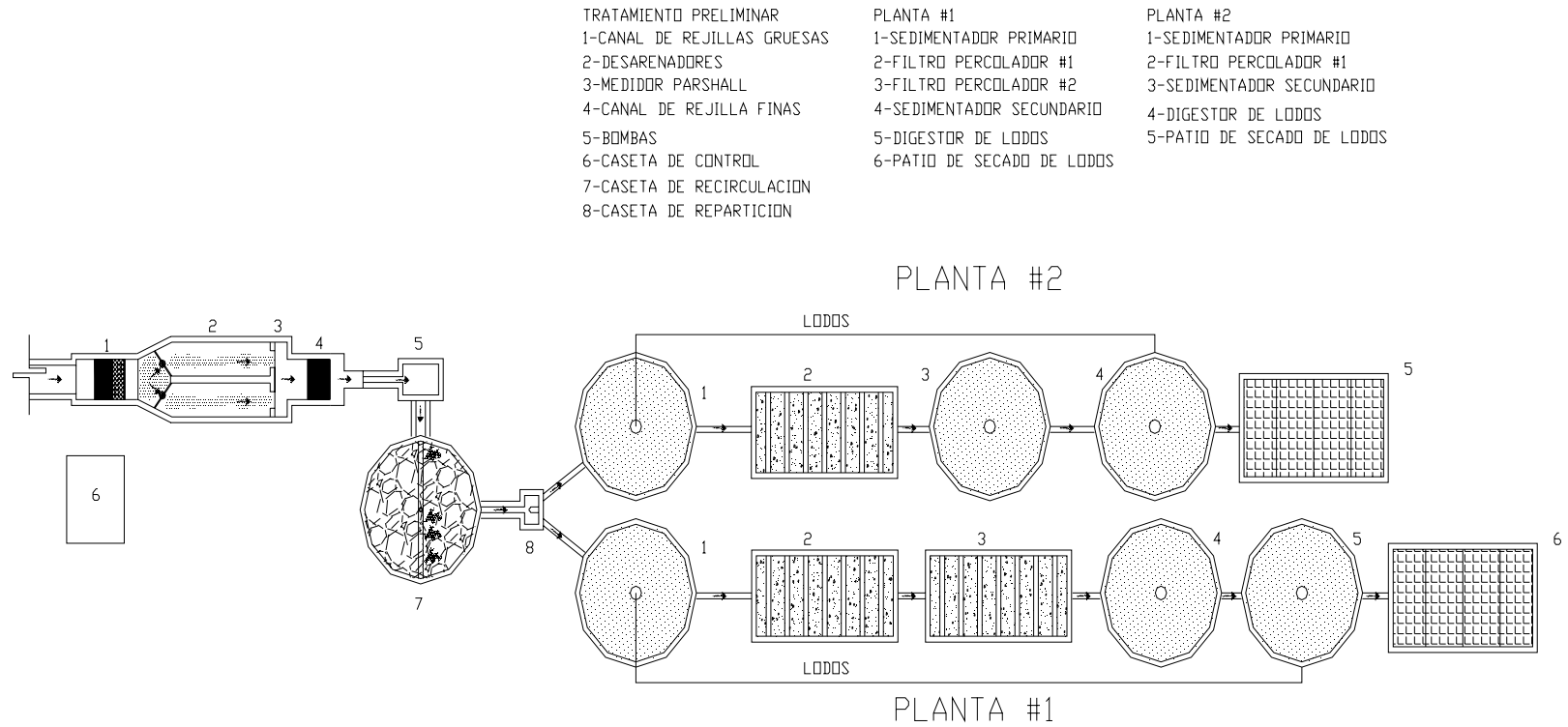


Figura 4.1.1.8 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Alta Vista I y II.

En el Tratamiento Primario se encuentra un Tanque Sedimentador Tipo Dortmund, ubicado en la Planta 1. Este es un tanque circular. Las dimensiones del sedimentador son 14 metros de diámetro y una profundidad de 7 metros, y de igual manera en la Planta 2, es de forma circular. Las dimensiones del sedimentador son 13 metros de diámetro y una profundidad de 7 metros.

El tratamiento Secundario en la planta 1 cuenta con dos Filtros Percoladores que tienen aproximadamente 2.50 metros de altura. Cada filtro tiene 20 canaletas de concreto para la distribución uniforme del flujo. El lecho filtrante de éstos es de piedra volcánica, con un espesor de 0.50 metros, de manera que el proceso se realice en condiciones aeróbicas. La Planta 2, cuenta con un filtro percolador, con dimensiones aproximadamente de 5 metros de altura. El filtro posee 28 canaletas de concreto para la distribución uniforme del flujo. La planta también cuenta con un Tanque Sedimentador Secundario, la estructura de este tanque es similar a la del tanque sedimentador primario, de iguales dimensiones, pasarela de servicio y forma de las pantallas.

El Tratamiento de lodos se efectúa por medio de un digestor de lodos, en la planta 1 su geometría es circular la profundidad de éste es de 3 metros y el diámetro de 20 metros. En la planta 2 cuenta con una profundidad de 7 metros y el diámetro es de 13 metros. En la planta 1 existen seis Patios de Secado, con dimensiones de 4 metros de ancho por 12 metros de largo, En la planta 2, existen cuatro patios de secado con dimensiones de 5 metros de ancho por 11 metros de largo.



Figura 4.1.1.9.



Figura 4.1.1.10



Figura 4.1.1.11



Figura 4.1.1.12



Figura 4.1.1.13



Figura 4.1.1.14

Figura 4.1.1.9. Rejillas gruesas.

Figura 4.1.1.10. Cámaras desarenadoras.

Figura 4.1.1.11. Rejillas finas.

Figura 4.1.1.12. Filtro percolador.

Figura 4.1.1.13. Tanque sedimentador primario tipo Dortmund

Figura 4.1.1.14. Filtros percoladores.



Figura 4.1.1.15



Figura 4.1.1.16



Figura 4.1.1.17



Figura 4.1.1.18



Figura 4.1.1.19



Figura 4.1.1.20

Figura 4.1.1.15. Tanques sedimentadores secundario tipo Dortmund

Figura 4.1.1.16. Tanque sedimentador secundario tipo Dortmund

Figura 4.1.1.17. Digestor de lodos

Figura 4.1.1.18. Patios de secado de lodos

Figura 4.1.1.19. Patios de secado de lodos

Figura 4.1.1.20. Digestor de lodos

4.1.2. Plantas con Tanques Imhoff Utilizados como Tratamiento Primario.

Este tipo de plantas de tratamiento por lo general cuenta con las siguientes unidades de tratamiento: Rejas, trampas de grasas, desarenadores, patios de secado de lodos y tanques Imhoff.

En la tabla siguiente se describen aspectos importantes de dos plantas que realizan tratamiento al agua residual a través de Tanques Imhoff. En estos casos específicos se utiliza el Tanque Imhoff tratamiento no solamente Como se verá mas adelante el tratamiento primario con este tipo de unidades se realiza cuando la población es relativamente pequeña. Este tratamiento es aplicable en nuestro país y se usa como una de las medidas más simples en la depuración de las aguas servidas.

LUGAR	Ubicación y Nombre de planta	Población servida (Habitantes)	Capacidad para tratar (l/s)	Unidades de Tratamiento
AYUTUXTEPEQUE	Colonia El Carmen, al norte de Urbanización Chávez Galeano	324	0.56	Se encuentra en abandono
SAN MARCOS	Hogar del Niño Minusválido Abandonado	200	0.61	
TONACATEPEQUE	Urbanización Distrito Italia	15,000	0.61	Rejas desarenador Trampa de grasas Tanque Imhoff

Tabla 4.1.2.1 Características de algunas plantas donde se usan tanques Imhoff.

A continuación se describen plantas de tratamiento donde se implementan tanques Imhoff:

Tratamiento del Hogar del Niño Minusválido Abandonado

Esta planta se encuentra ubicada en los Planes de Renderos, departamento de San Salvador, la cual ha sido diseñada para una población de 200 personas.

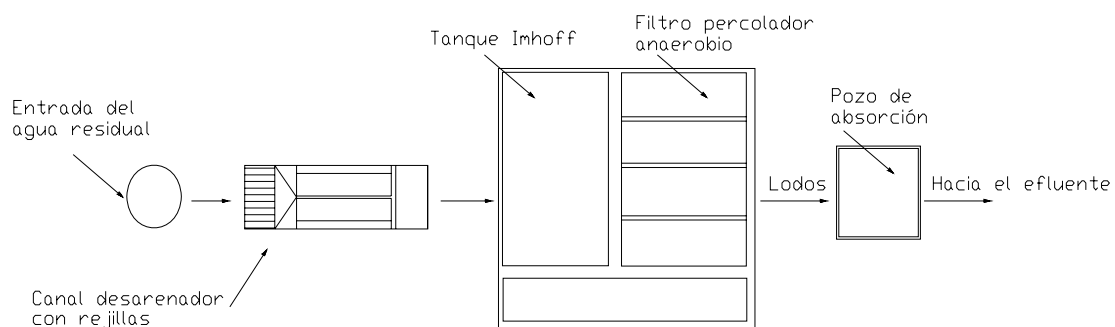


Figura 4.1.2.1. Esquema de la planta de tratamiento del Hogar del Niño Minusválido Abandonado.

Se realiza el Tratamiento Preliminar con rejillas, un desarenador de dos cámaras desarenadoras (de 3.5 metros de largo aproximadamente y un metro de ancho cada una), y un medidor de caudal tipo vertedero rectangular. El Tratamiento Primario se efectúa principalmente a través de un Tanque Imhoff. La estructura se encuentra incrustada en el suelo.

El Tratamiento Secundario que posee la planta lo realiza por medio de un Filtro Anaeróbico, ubicado paralelo al tanque Imhoff, esta completamente sellado y no

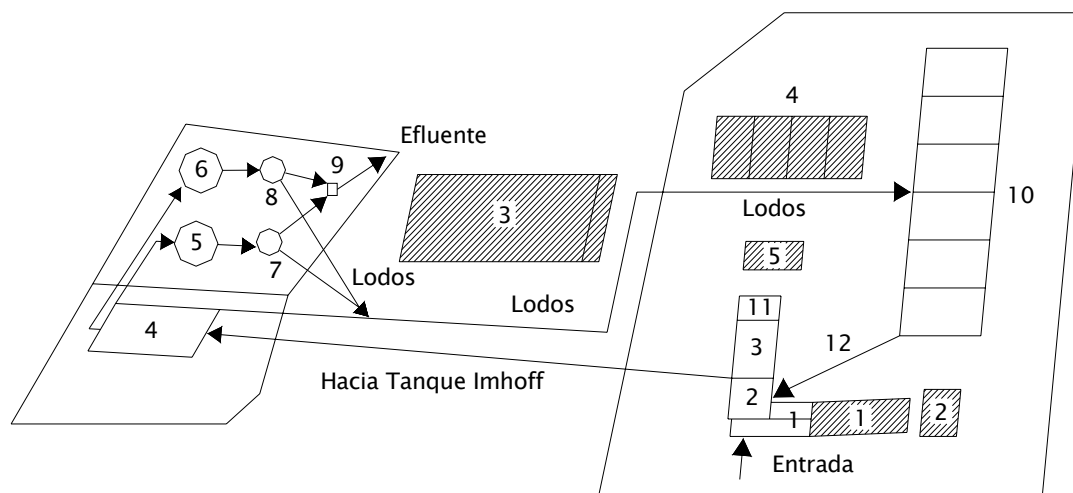
cuenta con compuertas para la inspección por lo que no puede observarse su lecho filtrante, ni el flujo ascendente.

Para el Tratamiento de Lodos, estos son removidos directamente a los patios de secado para su deshidratación y posterior disposición final. En este caso para la extracción de los lodos se realiza por unas tuberías de PVC que depositan los lodos en un pozo que hace las veces de patio de secado., tiene forma cuadrada y un lecho de secado constituido por grava.

Para la evacuación o Disposición Final, el agua tratada es transportada a través de una tubería hacia una caja pequeña y de esta es descargada en una quebrada cercana, ubicada al norponiente de las instalaciones del Hogar.

Planta de Tratamiento de La Urbanización Distrito Italia

Ubicada en el Municipio de Tonacatepeque, departamento de San Salvador, y diseñada para servir a una población de 15,000 personas, sin embargo debido al incremento de la población, se ha construido una nueva planta en el mismo terreno. La descripción técnica corresponde a la planta que actualmente esta en operación.



Elementos de la planta nueva
(no se han puesto a funcionar)

- 1.- Desarenadores
- 2.- Bombas
- 3.- Tanque Imhoff
- 4.- Patios de secado
- 5.- Caseta del operador

Elementos de la planta antigua
(Funcionando)

- 1.- Canal de rejillas
- 2.- Tanque cisterna
- 3.- Bombas y caseta de control
- 4.- Tanque Imhoff
- 5.- Filtro percolador biológico # 1
- 6.- Filtro percolador biológico # 2
- 7.- Sedimentador secundario # 1
- 8.- Sedimentador secundario # 2
- 9.- Caja de recolección
- 10.- Patios de secado
- 11.- Caseta del operador
- 12.- Retorno del agua filtrada en los patios de secado al tanque cisterna

Figura 4.1.2.2 Esquema de la planta de la Urbanización Distrito Italia.

Las unidades de tratamiento están distribuidos en dos grupos, el primer grupo encierra el canal que contiene las rejillas, tanque cisterna y patios de secado, correspondientes a la planta que esta en funcionamiento, además en este grupo se localizan los siguientes elementos de la planta nueva: desarenadores, tanque cisterna, y patios de secado. En el segundo grupo están el Tanque

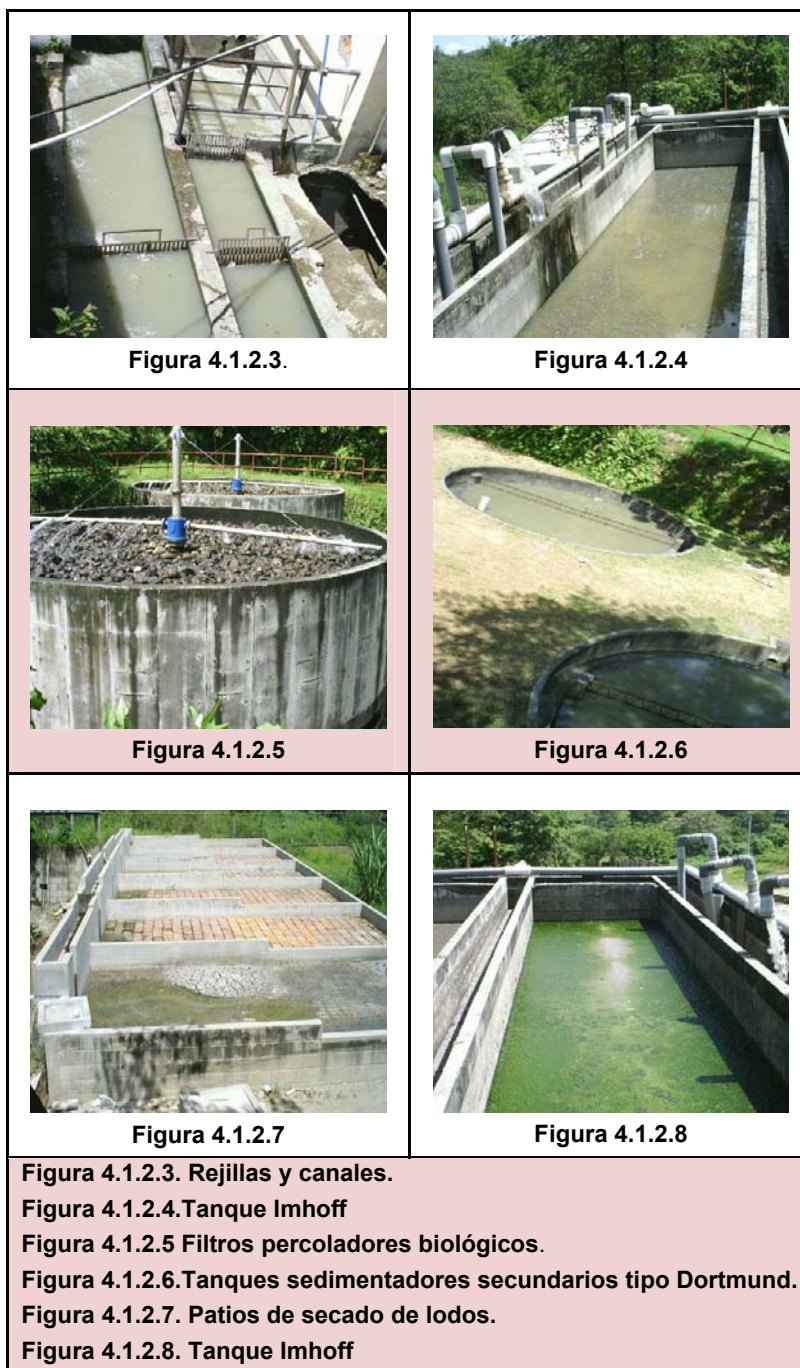
Imhoff, los filtros percoladores y los sedimentadores tipo Dortmund, esta planta funciona por gravedad y bombeo,

Como primera operación se menciona el Tratamiento Preliminar, efectuado por Rejillas. Esta planta cuenta con dos canales, conectados en serie, mediante un by-pass, dichos canales contienen tres rejillas, una en el primero y dos en el segundo. Después del tratamiento preliminar el agua llega a un tanque cisterna de un metro de ancho, 1.50 de largo y 2 metros de profundidad, desde donde es bombeada.

El Tratamiento Primario se realiza por medio de la unidad biológica Tanque Imhoff, que posee una capa espesa de lodo en la cámara de gases y natas. En el Tratamiento Secundario se realiza con dos Filtros Percoladores Biológicos que trabajan simultáneamente, son de forma circular, tienen aproximadamente 8 metros de diámetro y 4 metros de altura, con una profundidad de lecho filtrante de 3 metros de la altura total, el agua es distribuida por un rociador que consiste en dos tubos perforados, conectados a un eje, el cual gira por la acción de la fuerza del agua, así como también poseen dos Tanques Sedimentadores Secundarios.

En cuanto al Tratamiento de Lodos, este se realiza a través de 6 Patios de Secado, de dimensiones de 2.50 metros de ancho por 4 metros de largo cada uno, en donde filtran el líquido hasta un tubo de PVC perforado que lo colecta para ser regresado al tanque cisterna, por medio de gravedad.

Con respecto a la Disposición Final la descarga del agua tratada se hace a la quebrada Las Flores, la cual llega al río Guaycume, que es un contribuyente del río Las Cañas.



4.1.3 Plantas con Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA).

A continuación se presenta en la siguiente tabla las plantas que efectúan el tratamiento de las aguas residuales por medio de un RAFA (Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente), proceso que solamente es efectuado por tres de las cinco plantas de tratamiento que se describen a continuación.

Lugar	Ubicación y Nombre de planta	Población servida (Habitantes)	Capacidad para tratar (l/s)
CUSCATANCINGO	Urbanización Ciudad Corinto	1,500	15.63
	Comunidad Maria Auxiliadora	1,800	3.13
ILOPANGO	Urbanización Vista al Lago	21,000	36.46
MEJICANOS	Residencial del Bosque	906	1.57
APOPA	Urbanización Santa Teresa de Las Flores	9,600	16.67

Tabla 4.1.3.1 Características de algunas plantas donde se usan RAFA's.

Planta de Tratamiento de La Urbanización Santa Teresa de Las Flores

Se encuentra: ubicada en el Municipio de Apopa, departamento de San Salvador, y su diseño se realizo para una población de 9,600 habitantes y su operación es por gravedad.

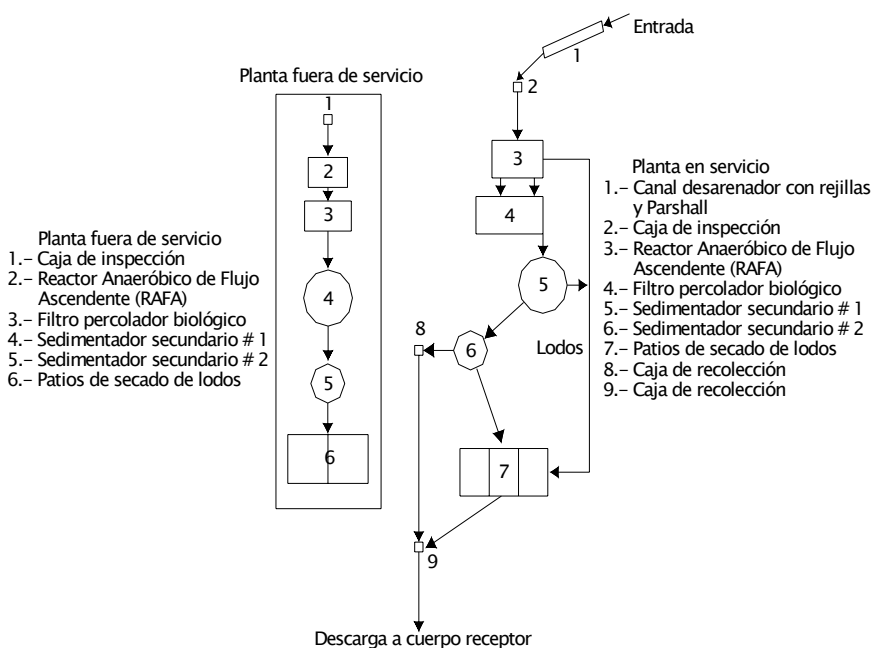


Figura 4.1.3.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Santa Teresa de las Flores.

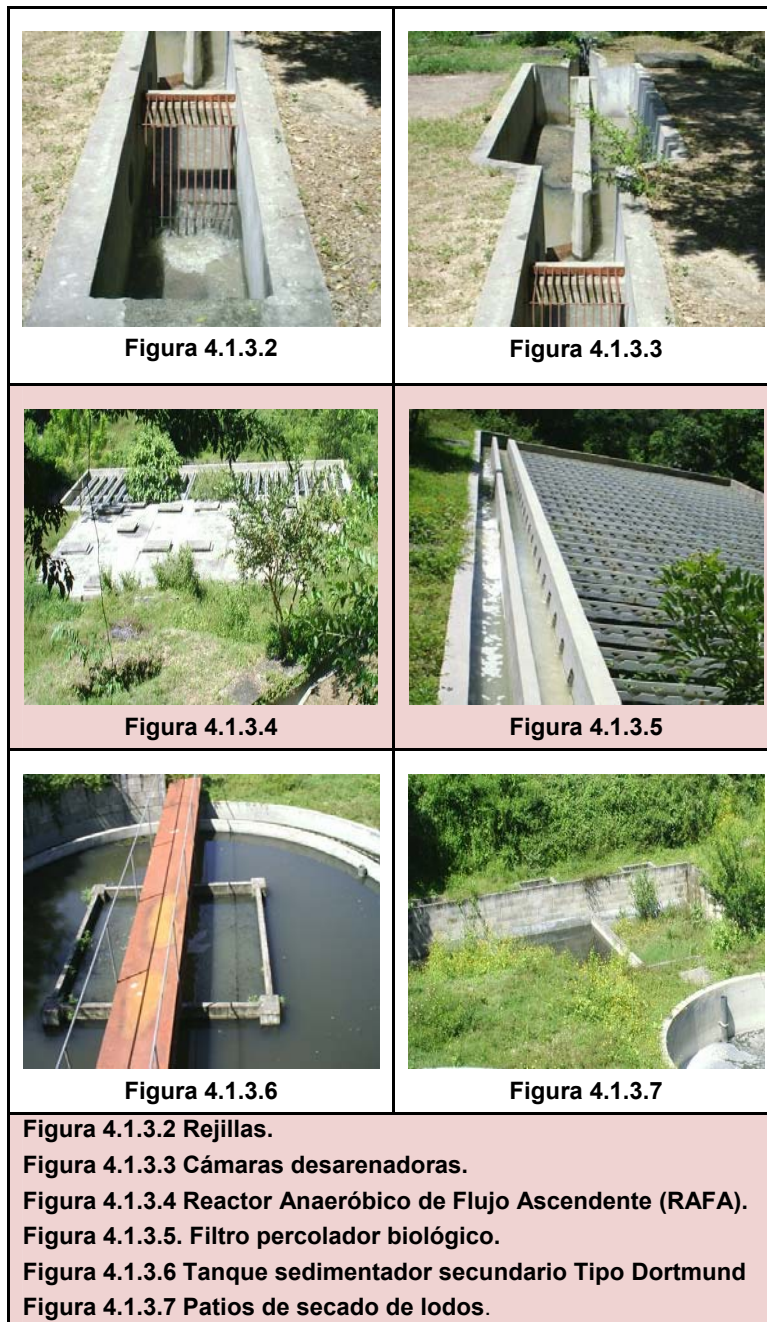
El Tratamiento Preliminar se realiza a través de rejillas contenidas en un canal de 0.50 metros de ancho por 3.00 metros de largo y una profundidad de 0.75 metros, cámaras desarenadoras, luego se encuentra el medidor de caudal Parshall. El Tratamiento Primario se realiza con un RAFA, las dimensiones de este son 10 metros de ancho, 11 metros de largo y 6 metros de profundidad.

Para efectuar el Tratamiento Secundario, en esta planta lo realizan por medio de un Filtro Percolador Biológico que tiene aproximadamente 8 metros de ancho, 18 metros de largo y 3.50 metros de altura.

También son utilizados dos tanques sedimentadores circulares, identificados como 1 y 2. Las dimensiones aproximadas de los sedimentadores son las

siguientes: para el 1, 15 metros de diámetro y una profundidad de 3.50 metros, y el 2 cuenta con 6 metros de diámetro y una profundidad de 3 metros.

Existen tres patios de secado de dimensiones de 4 metros de ancho por 9 metros de largo cada uno.



4.1.4 Plantas con Sistemas de Lodos Activados.

Existen varias plantas de tratamiento de aguas residuales que poseen los sistemas de Lodos Activados como tratamientos biológicos. A continuación se describen las principales plantas con sistemas de Lodos Activados:

Lugar	Ubicación	Población servida (Habitantes)	Capacidad para tratar (l/s)	Unidad de Tratamiento
SANTA TECLA	Urbanización Vía del Mar	2,000	3.47	Rejas Desarenador Lodos Activados Sedimentador Secundario Patio de secado
MEJICANOS	Urbanización Altos del Escorial	2,520	4.38	Lodos Activados Sedimentador Secundario Patio de secado
APOPA	Urbanización Los Naranjos y Las Jacarandas	9,414	16.34	Rejas Desarenador Trampa de grasas Lodos Activados Sedimentador Secundario Patio de secado
TONACATEPEQUE	Urbanización Altos de Las Flores	532	0.92	Rejas Desarenador Medidor de caudal Lodos Activados Sedimentador Secundario Patio de secado

Tabla 4.1.4.1 Características de algunas plantas donde se usan Lodos activados.

Planta de Tratamiento de la Urbanización Altos del Escorial

Dicha planta se ubica en el Municipio de Mejicanos, Departamento de San Salvador. La población para la cual fue diseñada es de 2,520 personas. En la planta, las aguas residuales son trasladadas a la entrada por gravedad ya que su topografía accidentada lo permite. En la planta no se efectúa el Tratamiento Preliminar, debido a que el agua residual es descargada de manera directa a la planta de tratamiento.

El Tratamiento Primario es llevado a cabo por el proceso de Lodos Activados. La modalidad del proceso es de aireación extendida con régimen completamente mezclado. El sistema de lodos activados está constituido por dos tanques paralelos de 8.50 metros de longitud, 8 metros de ancho y 3.50 metros de profundidad útil, cada uno cuenta con una bomba para poner en marcha los tanques de aireación.

En el Tratamiento Secundario se lleva a cabo por medio de sedimentadores secundarios. Los tanques de lodos activados han sido equipados con tuberías en la parte posterior que sirven para transportar el agua tratada a los tanques de sedimentación secundaria cuando se alcanza el nivel de rebalse.

Para el Tratamiento de Lodos la planta cuenta con dos patios de secado con las siguientes dimensiones, 7.20 metros de largo, 3.60 metros de ancho y 1 metro de profundidad.

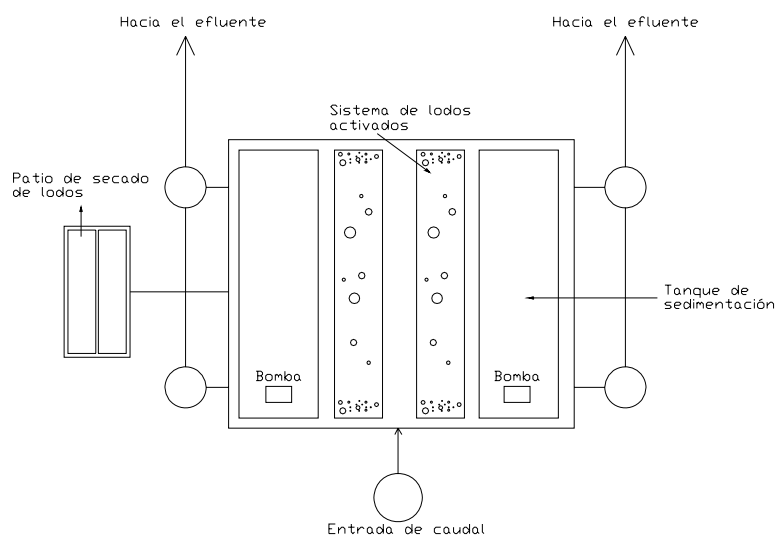
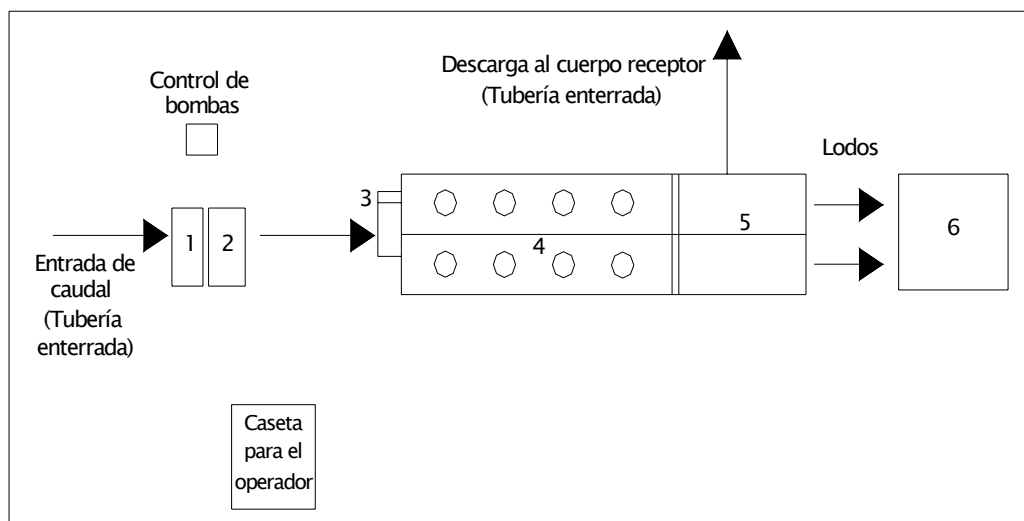


Figura 4.1.4.1 Esquema de la planta de tratamiento Altos de la Escorial

Planta de Tratamiento de La Zona Franca El Pedregal

Esta planta se encuentra ubicada en carretera a Zacatecoluca y desvió Costa del Sol, y fue diseñada para servir una población de 7,000 personas, para el tratamiento de aguas provenientes de los sanitarios, lavaderos y cocinas.



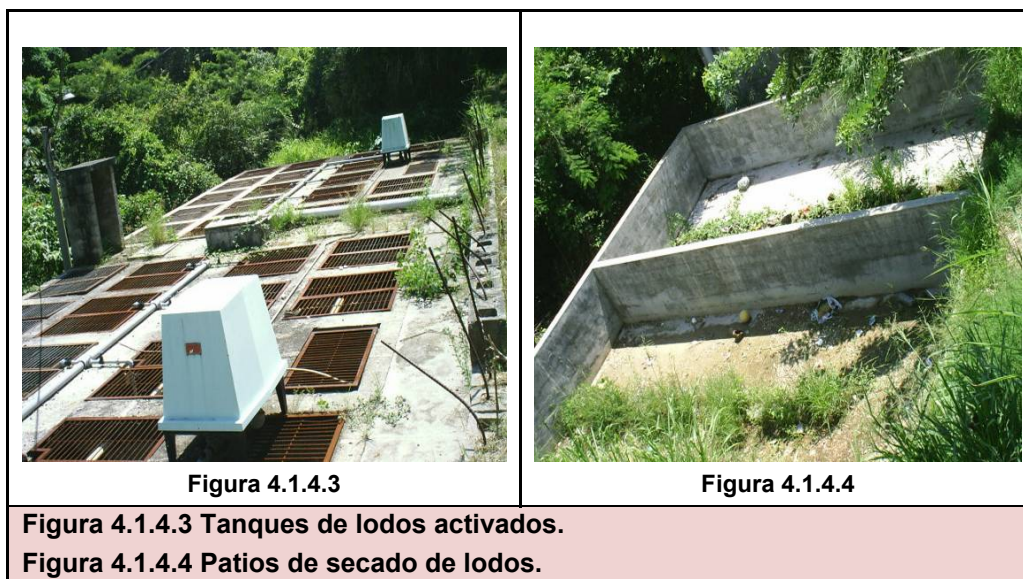
- 1.- Caseta con rejillas y medidor de caudal
- 2.- Caseta de control de aireadores
- 3.- Control eléctrico de los aireadores
- 4.- Sistema de lodos activados
- 5.- Tanques de sedimentación
- 6.- Patios de secado de lodos

Figura 4.1.4.2. Esquema de la planta de tratamiento de la Zona Franca

El tratamiento primario se efectúa a través de Lodos Activados, la modalidad del proceso es de mezcla completa y el sistema de lodos activados está constituido por dos tanques paralelos de 19 metros de longitud, 5 metros de ancho y 5 metros de profundidad útil, cada uno cuenta con cuatro aireadores tipo estacionarios/fijos verticales que tienen una potencia total de 24 HP, (6 HP cada aireador). En el Tratamiento Secundario se incluyen unidades físicas y

biológicas como la Sedimentación Secundaria. Los tanques de lodos activados tienen un nivel de rebalse, cuando este es alcanzado se transporta el agua tratada a los tanques de sedimentación secundaria por medio de unas canaletas ubicadas al final de los tanques de lodos activados, el período de retención en estos tanques es de aproximadamente 72 horas.

Finalmente la disposición de los lodos se realiza con los patios de secado de lodos de lodos.



4.1.5 Plantas con Lagunas de Estabilización.

Desde sus inicios, la implementación de estas plantas de tratamiento de aguas residuales se efectuó solamente fuera del Área Metropolitana de San Salvador, en la actualidad no han cambiado los métodos y estas alternativas de tratamiento son ubicadas en su mayoría en beneficios de café o en lugares que

se encuentran alejados de las cabeceras departamentales es decir en el área rural.

Planta de Tratamiento Con Laguna de Estabilización ANSP (Academia Nacional de Seguridad Pública)

Esta planta se encuentra ubicada, en el municipio de San Luís Talpa, departamento de la paz, y fue diseñada para una población 3,500 personas.

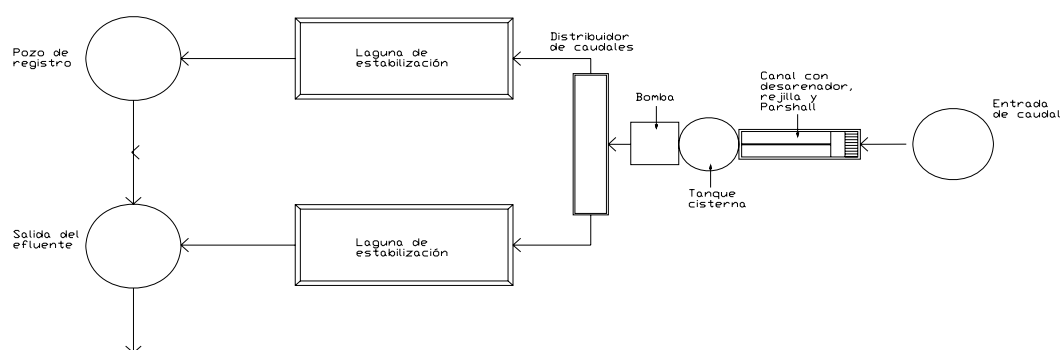


Figura 4.1.5.1 Esquema de la planta de tratamiento de ANSP, San Luís Talpa

El Tratamiento preliminar se encuentra constituido por las siguientes unidades: rejas, cámaras desarenadoras y un medidor de caudal tipo Parshall para luego pasar a un tanque cisterna desde donde se bombea el agua residual a las lagunas de estabilización.

El tratamiento primario se efectúa con Lagunas Facultativas. Existen dos lagunas cuya profundidad total es de 2 metros, 1.60 metros de profundidad máxima de agua y 0.40 metros de bordo libre, por lo tanto en la parte superior

son aerobias existe presencia de algas que dan un color verde característico a la superficie de las lagunas y en la parte inferior son anaerobias, están diseñadas para que funcionen en paralelo.

La relación entre los taludes laterales es de 1:1, el tiempo de retención es de 10 días, las dimensiones de éstas son 100 metros de largo por 44 metros de ancho.



Figura 4.1.5.2



Figura 4.1.5.3



Figura 4.1.5.4



Figura 4.1.5.5

Figura 4.1.5.2 Rejillas.

Figura 4.1.5.3 Cámaras desarenadoras.

Figura 4.1.5.4 Salida de emergencia

Figura 4.1.5.5 Laguna de estabilización.

4.1.6 Otros Tipos de Plantas de Tratamiento.

Lugar	Ubicación, Nombre	Población servida (Habitantes)	Capacidad para tratar (l/s)	Unidades de Tratamiento
AYUTUXTEPEQUE	Urbanización Campo Verde	396	0.69	Rejillas Tanque Imhoff modificado a Reactor Anaeróbico de Flujo Ascendente Pila de secado de lodos
	Urbanización Chávez Galeano Sector "A"	1,080	1.88	Rejillas Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente Tanque Imhoff y Filtro Biológico Pila de secado de lodos
CUSCATANCINGO	Residencial San Lucas	714	1.24	Rejillas Digestor de lodos Tanque Imhoff Filtro Anaeróbico de Flujo Ascendente Pila de secado de lodos
LOURDES	Urbanización Las Moritas	1,176	2.04	Rejillas Digestor de lodos Reactor Anaeróbico Filtros Anaeróbico Pila de secado de lodos
	Urbanización Campos Verdes de Lourdes II	18,000	31.25	Rejillas Digestor de lodos Reactor Anaeróbico Filtros percoladores Pila de secado de lodos
	Urbanización Villa Lourdes	18,000	31.25	Rejillas Digestor de contacto de mezclado continuo Filtros percoladores Pila de secado de lodos

Tabla 4.1.6.1. Plantas de tratamientos con diversas unidades biológicas

Planta de Tratamiento de la Urbanización Villa Lourdes

Dicha planta se encuentra ubicada en el municipio de Lourdes Colón, departamento de La Libertad. Fue diseñada para una población de 18,000 personas. El agua residual de la urbanización Villa Lourdes es trasladada por

gravedad a la planta para recibir el respectivo tratamiento antes de ser descargada al cuerpo receptor.

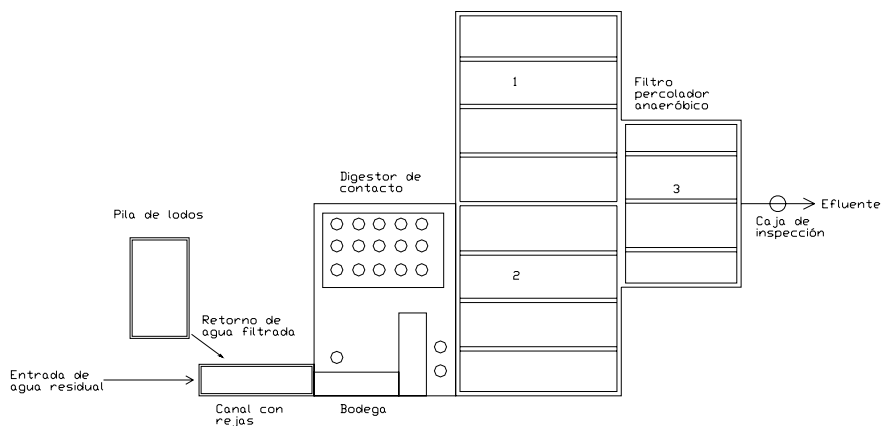
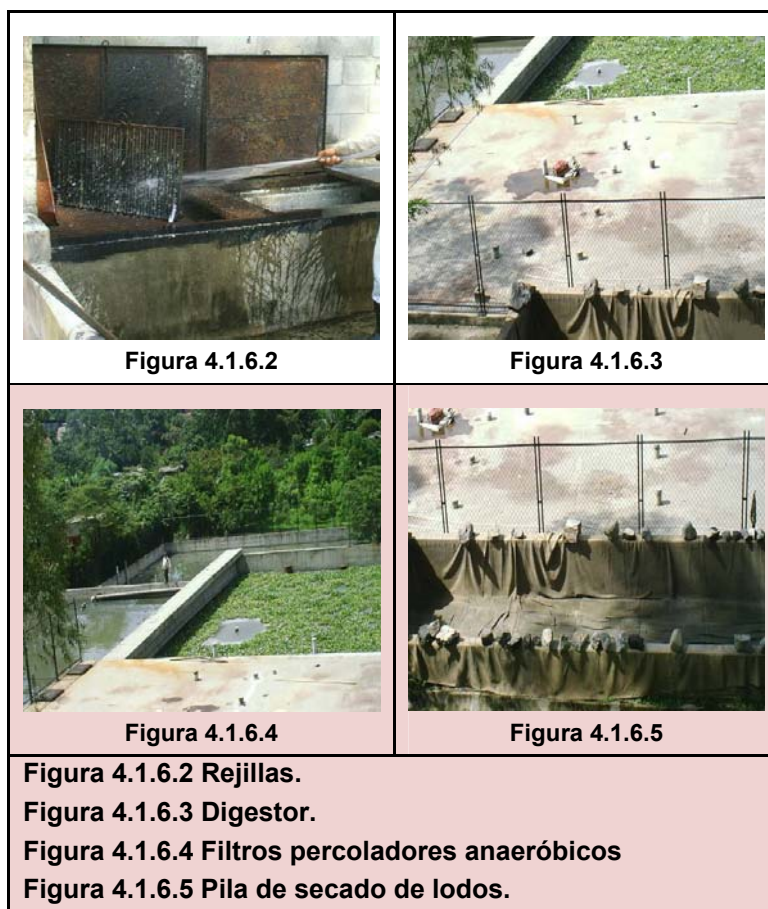


Figura 4.1.6.1 Esquema de la planta de tratamiento de la Urbanización Villa Lourdes

En el Tratamiento Preliminar son utilizadas dos Rejillas ubicadas en un canal de 0.75 metros de ancho por 3.00 metros de largo y una profundidad de 0.45 metros, utilizadas para separar los sólidos gruesos. Además cuenta con un digestor anaeróbico que está dividido en dos celdas. La celda de entrada, la cual sirve como una cuenca de sedimentación/retención de sólidos, tiene las siguientes dimensiones (largo = 16 metros; ancho = 12 metros; altura de la cuenca = 4.5 metros; profundidad del agua = 3.75 metros). La segunda “celda de retención” tiene las dimensiones básicas (largo = 12 metros; ancho = 12 metros; altura de cuenca = 4.5 metros; y profundidad de agua = 3.75 metros). Las unidades utilizadas en el tratamiento secundario son: tres filtros percoladores ubicados en serie. El agua servida que sale del digestor de contacto debe pasar por cada uno de los tres filtros. Cada uno de estos filtros

de flujo ascendente tienen las mismas dimensiones, (largo = 24 metros; ancho = 24 metros; altura de la cuenca = 4.50 metros; profundidad del filtro de roca = 3.75 metros; profundidad del agua = 4.05 metros).

El tratamiento de lodos es desarrollado por El Digestor de Contacto y también es usada una Pila de Secado. Solamente existe una pila de secado de dimensiones de 2 metros de ancho por 8 metros de largo.



Como se aprecia en la descripción general de las plantas de tratamiento de El Salvador, realizada anteriormente, las plantas de tratamiento y unidades de

tratamiento físicas y biológicas más utilizadas en El Salvador son las que se encuentran representadas en las tablas 4.1.6.2, 4.1.6.3 y 4.1.6.4:

Principales Unidades de Tratamiento en El Salvador						
Tipo de Planta	Unidades que la componen	Población servida (Hab.)	Capacidad (L/s)	Tipo de Tratamiento	Plantas Existentes	% que opera
Completa	Rejas, trampa de grasas, desarenadores, sedimentador primario, tanques sedimentadores secundarios, Filtros percoladores, fango o lodo y patio de secado	600-24000	2.60-36.46	Pretratamiento, Tratamiento Primario, Tratamiento secundario	19	16,22
Tanque Imhoff	Rejas, trampas de grasas, desarenadores, sedimentadores, tanques Imhoff y patios de secado de lodos	324-350	0.56-0.61	Pretratamiento, Tratamiento Primario, Tratamiento secundario	2	2,70
Con Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente RAFA	Rejas, desarenadores, RAFA, Filtro Percolador, sedimentadores primario Dourmon y patios de secado de lodos	906-21000	1.57-36.46	Pretratamiento, Tratamiento Primario, Tratamiento secundario	5	8,11
Plantas con Lodos Activados	Lodos Activados Sedimentadores secundarios Patios de secado	532-9414	0,92-16,34	Tratamiento Primario, Tratamiento secundario	4	8,11
Plantas con Lagunas de Estabilización	Rejas Desarenador Medidor de caudal (Parshall) Lagunas Facultativas	3500	—	Pretratamiento, Tratamiento Primario	1	2,70
Otros Tipos de Plantas	Rejillas Digestor de lodos Filtros percoladores Pila de secado de lodos	18000	—	Pretratamiento Tratamiento primario Tratamiento Secundario	6	16,22
TOTAL					37	54,05
					45,95	

Tabla 4.1.6.2 Tipos de plantas más usadas en El Salvador.

Unidades Físicas y Biológicas más Utilizadas en El Salvador	
Unidad de tratamiento Físicas y Biológicas	% de Plantas que las poseen (Muestra)
Rejas	100
Trampa de grasas	100
Desarenadores	100
Medidor Parshall (medidor de caudal y velocidad en desarenadores)	50
Sedimentador Primario tipo Dortmund	90
Sedimentador Secundario tipo Dortmund	80
Plantas con Tanques Imhoff	20
Plantas con RAFA	10
Plantas con Lodos Activados	10
Filtro Percolador biológico	90
Plantas con Lagunas	10
Patios de secado	100

Tabla 4.1.6.3 Unidades Físicas y biológicas más usadas en El Salvador.

4.2.NORMAS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE LAS UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR.

4.2.1. PROPUESTAS DE NORMAS NACIONALES

Según lo dicta el documento correspondiente a la norma, esta es una adaptación de la propuesta de “Norma de Aguas Residuales Descargadas a un Cuerpo Receptor”, a la que inicialmente ANDA (Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados) le dio seguimiento, luego quedo en manos del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Dicha adaptación fue realizada por los Comités Técnicos de Normalización del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, que son los organismos encargados de la normalización.

En esta propuesta de Norma se establecen las características y valores permisibles de los parámetros que se deben depurar de las aguas residuales descargadas en los lugares del vertido, con los propósitos de proteger y rescatar los cuerpos receptores de El Salvador. Según lo dictado en la Propuesta de Norma, todo lo que en ella se establece es aplicable en el territorio Salvadoreño.

Un aspecto importante es que los niveles máximos permisibles de los parámetros que se establecen en la Norma, deberán ser alcanzados por medio de los tratamientos respectivos que se le realicen al agua residual y para alcanzar dichos niveles no será permitida la dilución.

En el presente documento solamente se considerarán los parámetros que se ven involucrados en el tratamiento del agua residual de tipo domestico o como es reconocida en el texto de la norma “Agua Residual de Tipo Ordinario”, por lo que es necesario mencionar que la Norma establece los valores máximos de parámetros de aguas residuales de tipo ordinario, para descargar a un cuerpo receptor, dichos valores se muestran en la siguiente tabla:

ACTIVIDAD	DQO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	Sólidos sedimentables (ml/l)	Sólidos Suspendidos Totales (mg/l)	Aceites y Grasas (mg/l)
Agua residual de tipo ordinario	150	60	1	60	20

Tabla 4.2.1.1. Parámetros máximos permitidos en descargas de efluentes tratados.

Además de establecer valores para la descarga de aguas residuales de tipo ordinario a los cuerpos receptores, esta norma también establece valores de parámetros permisibles para la descarga del agua resultante de una serie de actividades llevadas a cabo en la industria y valores permisibles para aguas residuales de tipo especial.

Además, la norma contiene los requerimientos para la toma de muestras, donde para cada parámetro que se desee analizar se establece lo siguiente:

- Tipo de recipiente que debe usarse
- El preservante de la muestra que debe usarse en caso de ser necesario
- El tiempo máximo que puede ser almacenada la muestra
- Y finalmente el volumen necesario de la muestra para llevar a cabo el ensayo

Además, el contenido de la norma proporciona la referencia Standard Methods y de la ASTM, donde se describen los métodos de análisis para la determinación de los parámetros contemplados en la norma.

Finalmente cabe mencionar que corresponde al Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), velar por el cumplimiento de esta norma una vez sea obligatoria.

DECRETO 50

- El decreto 50 fue dado, el dieciséis de octubre de mil novecientos ochenta y siete y básicamente establece en su contenido lo siguiente:
- El procedimiento para obtener la autorización de verter un agua residual particular a un cuerpo receptor.
- Aspectos importantes sobre el manejo de las aguas residuales domésticas
- Sanciones y procedimientos por quebrantar este decreto referente al agua residual.
- Límites permisibles de descarga de sustancias a los sistemas de alcantarillado, con el fin de que proteger las obras sanitarias.
- Estudios necesarios que deben realizar de manera conjunta el MAG, MSPAS y ANDA con el fin de establecer las zonas de protección contra la contaminación

REGLAMENTO ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES.

Este fue dado el treinta y uno de mayo del año dos mil, y fue creado por la necesidad de regular adecuadamente el manejo de las aguas residuales para contribuir a la recuperación, protección y aprovechamiento sostenibles del recurso hídrico respecto de los efectos de la contaminación, fundamentado en el artículo 70 de la Ley del medio ambiente y básicamente establece lo siguiente:

- Aspectos generales sobre el tratamiento del agua residual, disposición de lodos e informes operacionales (donde menciona el contenido de los informes).
- Establece los análisis obligatorios que se le deben de realizar a las aguas residuales de tipo ordinario y a las de tipo especial y los criterios sobre los cuales se basa la obligatoriedad de los análisis.
- Una lista de análisis complementarios de acuerdo a la actividad que este produciendo el agua residual.
- Aspectos relevantes sobre el muestreo mínimo y análisis de las aguas residuales por parámetro de interés.
- Disposiciones sobre el Rehúso de las aguas residuales.

NORMA DE ANDA

La norma de ANDA fue dada en octubre de 1998, y debido a que es la Norma Técnica para abastecimientos de agua potable y alcantarillados de aguas negras, contiene poca información para el tratamiento del agua residual doméstica. Lo relevante que se puede encontrar en esta norma, son los aspectos referentes a las estimaciones de caudales de aguas residuales por medio de las dotaciones, factores de mayoración de caudales y factores de retorno para la estimación del agua potable usada que se convierte en agua residual, así como los métodos de proyección de población aceptados por la normativa Salvadoreña. También establece, al igual que la Norma Salvadoreña

de aguas residuales descargada a un cuerpo receptor, que las plantas deben de diseñarse para que produzcan un efluente que contenga un máximo de 60 mg/l de DBO5 y 60 mg/l de sólidos en suspensión.

Realmente es muy útil para la determinación de la población de diseño y nos brinda los aspectos básicos para la determinación de los caudales de diseño de la planta en general.

4.2.2. NORMAS INTERNACIONALES.

A nivel internacional han logrado desarrollar en mayor grado el tema del tratamiento de las aguas residuales, prueba de ello es el avance en las normativas desarrolladas en cuanto al tratamiento de las aguas residuales en las regiones Sur, Centro y Norte Americanas. A continuación se hace una breve descripción de algunas normas consideradas de importancia de otros países, las cuales se describen ampliamente en el Capítulo V.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN OS.90 PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (MEXICO)

El objetivo principal de esta, es normar el desarrollo de proyectos de tratamiento de aguas residuales en los niveles preliminar, básico y definitivo.

Mencionando de manera general el contenido de esta norma se puede apuntar lo siguiente:

- Contiene detalladas las etapas de diseño que se deben de llevar a cabo en el diseño de un sistema de tratamiento.
- Presenta porcentajes de remoción por unidades de tratamiento, que son útiles para la selección de los procesos.
- Menciona aspectos de relevancia sobre los estudios básicos de ingeniería que se deben de realizar para el desarrollo adecuado del diseño,
- Sugiere aportes percapitas comunes de caudales y contaminantes en el agua residual.
- Establece criterios, parámetros y metodologías de diseño para una diversidad de unidades de tipo biológico, que son muy útiles para diseñar ya que en el país no se cuenta con un documento de este tipo.

NORMA BOLIVIANA NB 688. INSTALACIONES SANITARIAS, ALCANTARILLADO SANITARIO, PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (BOLIVIA)

Esta norma en lo que respecta al tratamiento de aguas residuales, tiene un contenido bastante similar al de la norma técnica de edificación de México. Por lo que no se mencionara su contenido general, pero si se hace mención de esta, a fin de que el lector se entere de su existencia y examine detenidamente su contenido a fin de comparar los criterios que en esta se mencionan.

*REGLAMENTO TECNICO PARA EL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO
BASICO – RAS (COLOMBIA)*

Este reglamento contiene 5 títulos, los que se consideran de mucha importancia, estos tienen relación entre si y se detallan a continuación:

Titulo A: Denominada “DOCUMENTACIÓN TÉCNICO NORMATIVA DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO”

Titulo B: Denominado “SISTEMAS DE ACUEDUCTO”

Titulo C: Denominado “SISTEMAS DE POTABILIZACION”

Titulo D: Denominado “SISTEMAS DE RECOLECCION Y EVACUACION DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y PLUVIALES”

Titulo E: Denominado “TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES”

Titulo F: Denominado “SISTEMAS DE ASEO URBANO”

Titulo G: Denominado “ASPECTOS COMPLEMENTARIOS”

Titulo H: Denominado “COMPENDIO DE LA NORMATIVIDAD TECNICA Y JURIDICA DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO Y SUS ACTIVIDADES COMPLEMENTARIAS.

Todo el contenido de este reglamento al cual se ha hecho mención, se relaciona entre si, pero como puede observarse el Titulo E es el base para el tratamiento de aguas residuales, de donde se hace referencia a los demás títulos si es necesario. Al igual que la norma Boliviana y la Norma Mexicana mencionadas anteriormente, este reglamento contiene metodologías,

parámetros y procesos de diseño de una diversidad de unidades de tipo biológico, por lo que su consideración en el diseño puede resultar de mucho interés.

Por su puesto que existen muchas otras normas que se podrían mencionar, pero en esta ocasión solo se mencionan estas, debido a que se consideran con un contenido útil en el diseño de unidades de tipo biológico.

4.3. LEYES Y OTROS DOCUMENTOS

Chequeando a nivel Centro Americano se encuentra que todos los países centroamericanos cuentan con un marco jurídico que regula los vertidos. Estos son:

- *Environmental Protection (Effluent Limitations) Regulations*, 1995 de Belice, aplican a descargas de efluente en cualquiera de los cuerpos de agua interiores del país o al medio ambiente marítimo. No aplican, sin embargo, a descargas de efluente en cuerpos de agua interiores provenientes de grupos de vivienda de menos de cinco unidades.
- *El acuerdo gubernativo 60-89, Reglamento de requisitos mínimos y sus límites máximos permisibles de contaminación para la descarga de aguas residuales de Guatemala*, tiene por objeto establecer los límites de contaminación permisibles para las descargas de aguas servidas. Pero

esta normativa está siendo revisada, en cuanto a modificaciones en el establecimiento de los límites permisibles y el marco regulatorio. De hecho las autoridades guatemaltecas acaban de presentar una nueva propuesta de acuerdo.

- *El Reglamento Especial de Aguas Residuales de la República de El Salvador*, define las acciones exigidas por el ente regulador (parámetros, análisis y frecuencias de muestreo). En cambio la Norma Salvadoreña NSR 13.07.03:00, que todavía no ha sido aprobada, contiene los valores permisibles de descarga a un cuerpo receptor.
- *Las Normas Técnicas de las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores y alcantarillado sanitario*, de Honduras, establece los valores límites de descarga al medio receptor, sin ser específicos por tipo de industria. Actualmente está por ser aprobado el Reglamento de Aguas Residuales y de Rehúso, que definiría las responsabilidades y acciones del ente regulador y de los entes generadores.
- *El Decreto 33-95, Disposiciones para el control de la contaminación proveniente de las descargas de aguas residuales domésticas, industriales y agropecuarias*, de Nicaragua, establece los valores máximos permisibles o rangos de los vertidos líquidos generados por dichas actividades y que descargan a medios receptores, junto con las medidas administrativas correspondientes a los entes reguladores.

- *El Reglamento de vertido y rehúso de aguas residuales* de la República de Costa Rica, Decreto Ejecutivo 26042-S-MINAE, describe el marco regulatorio y los límites permisibles para las descargas a cuerpos receptores y alcantarillado. Este reglamento está en este momento en proceso de revisión. Además Costa Rica cuenta con un Reglamento de Aprobación y Operación de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales recién aprobado.
- *Las Normas para Aguas Residuales* de la República de Panamá, contiene los siguientes Reglamentos Técnicos: Reutilización de aguas residuales tratadas, Descarga de efluentes líquidos directamente a sistemas de recolección de aguas residuales, Descarga de efluentes líquidos directamente a cuerpos y masas de agua superficiales y subterráneas y Uso y disposición final de lodos. Estos reglamentos definen, en forma detallada, el marco regulatorio y los límites de vertidos a los medios receptores.

CAPITULO V

GUIAS PARA EL DISEÑO DE UNIDADES DE

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

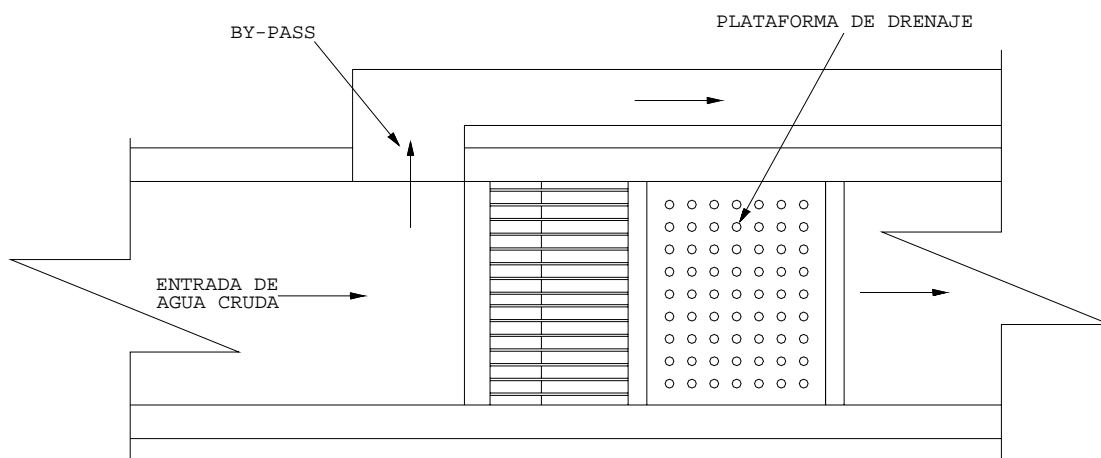
DOMÉSTICAS DE TIPO BIOLÓGICO Y

FÍSICO: CRITERIOS Y PARÁMETROS DE

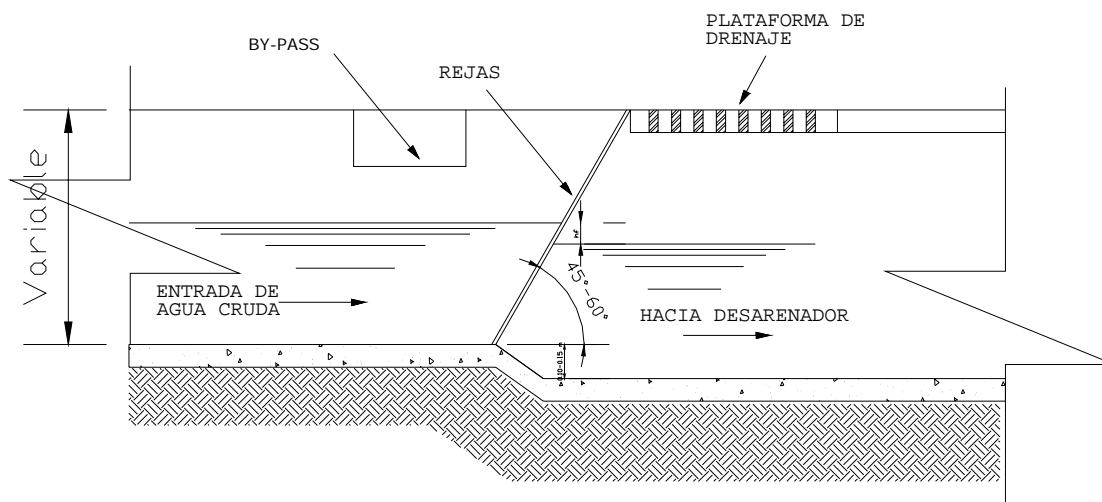
DISEÑO.

5.1.1 Guía para el diseño de Rejas y canales afluentes

Las rejillas son unidades destinadas a brindar un pretratamiento a las aguas residuales. Prácticamente están formadas por barras que pueden tener diferentes secciones, aunque la más común es la de sección rectangular, sin embargo existe una diversidad de secciones que pueden ser utilizadas en el dimensionamiento de dicha unidad, así como por ejemplo: las barras circulares, de forma rómbica, ovaladas y de forma irregular, etc. estas rejillas se ubican de tal manera de que el operador pueda realizar fácilmente su mantenimiento por lo que en su mayoría son ancladas al canal de aproximación según como se muestra en la Figura 5.1.1



P L A N T A D E D E T A L L E R E J A S



S E C C I O N D E R E J A S

Figura 5.1.1.1. Ubicación de Rejas en canal de aproximación

Las rejillas tienen como objeto la remoción de los materiales gruesos o en suspensión, los cuales pueden ser retirados manual o mecánicamente. Posteriormente los sólidos removidos por las rejillas son colocados sobre una plataforma o loseta perforada con drenaje para poder drenar los sólidos gruesos retenidos que posean humedad de aproximadamente 80% antes de disponerlos de una manera sanitaria (Rolim, 2000), y que posteriormente son enterrados o ubicados en contenedores de basura.

Por lo general, en toda planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, la operación inicial es proporcionada por las rejillas del sistema ya que son utilizadas para remover los sólidos grandes (gruesos) que flotan o están suspendidos. Estos sólidos gruesos consisten principalmente de papel,

plásticos, trapos y tela, y otros desechos sólidos que pueden entrar en el alcantarillado. Dependiendo de la abertura de las barras en una rejilla, los sólidos gruesos también pueden consistir de excretas humanas, por tal razón, esta unidad de pretratamiento es de las primeras que se encuentran operando al inicio de la planta, para proteger las siguientes unidades y dispositivos como bombas, tuberías y algunas piezas especiales del sistema, de esa manera se hace más fluida la circulación del afluente al retener los objetos de gran tamaño, facilitando su limpieza al retirar con rapidez dichos sólidos.

Las rejas remueven cantidades de material por metro cúbico dependiendo del espaciamiento entre las barras y de la velocidad del afluente entre ellas, es por ello que para la separación de sólidos gruesos se utilizan rejas ubicadas transversalmente al flujo. Al pasar el agua, el material grueso queda retenido en el enrejado. El material retenido debe ser retirado con los propósitos de evitar obstrucciones en las siguientes unidades de tratamiento de la planta, tal fin se debe realizar de manera manual utilizando un rastrillo o de manera mecánica y luego ser enterrado, en el mejor de los casos diariamente. La cantidad de material retenido varía dependiendo de la abertura entre las barras de las rejillas. Estudios han demostrado que las cantidades de sólidos gruesos retenidos varían entre 0.008 y 0.038 m³/1,000m³ en rejillas con aberturas entre 20 a 50 mm. Utilizando estos rangos, y asumiendo un caudal por persona de 120 L/cápita-día, una población de 10,000 habitantes podría tener una

producción de material retenido entre 0.01 y 0.05 m³/día (10—50 L/día). Sin embargo, el diseñador debe verificar la cantidad retenida a través de mediciones efectuadas en campo cuando la unidad de pretratamiento en cuestión se encuentre en operación.

Las cantidades de material retenido por las rejillas en litros por metro cúbico según Schrdenfer (USA) se muestran en la siguiente tabla.

Espaciamiento (cms)	Cantidad (Lts/m ³)
2.0	0.038
2.5	0.023
3.5	0.012
4.0	0.009

Tabla 5.1.1.1. Cantidad de material retenido según espaciamiento entre rejillas.

Si optamos por rejillas con separación medias, la cantidad de material retenido por ellas será de 0.040 Litros por metro cúbico.

Parámetros de Diseño

Para la selección de los parámetros que intervienen en la etapa de diseño se han analizado las normas peruana, mexicana y boliviana con los propósitos de tener una mejor comparación entre cada uno de los parámetros requeridos en el diseño de las unidades que den un tratamiento preliminar, primario y secundario para que de esa manera se proporcionen una serie de valores o intervalos que sean más apegados al medio de nuestro país.

Localización de las rejas

La norma colombiana RAS-2000 recomienda que las rejillas deban colocarse aguas arriba de las estaciones de bombeo o de cualquier dispositivo de tratamiento subsecuente que sea susceptible de obstruirse por el material grueso que trae el agua residual sin tratar.

El canal de aproximación a la rejilla debe ser diseñado para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado aguas arriba de está. Además, debe tener preferiblemente una dirección perpendicular a las barras de la rejilla.

Se debe usar un rango de velocidades entre 30 y 60 cm/s y entre 60 y 120 cm/s para rejillas limpiadas manualmente y mecánicamente respectivamente. Para ninguno de los dos casos de limpieza manual o mecánica se permitirá una pérdida de cabeza mayor a 75 cm.

Requisitos mínimos de diseño

Según las normas mencionadas anteriormente se deben considerar en el diseño los siguientes parámetros para cumplir con las cantidades de remoción más aceptables en sus eficiencias.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de limpieza	-	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica	Manual	Mecánica
Tipo de barra	-	Rectangular			Rectangular		
Espesor de barra	mm-	-	-	-	-	5 -15	-
Ancho de barra	mm.	-	-	-	-	30 - 75	-
Espaciamiento entre barras	mm.			15 a 50	3 y 77	20 y 50	-
Velocidad entre barras Limpias	mm.	-	-	-	0.6 y 1.2	0,60 a 0,75	-
Velocidad de aproximación	m/s	-	-	0.3 y 0.6	0.3 y 0.9	0,30 y 0,60	-
Angulo de inclinación de las barras (con respecto a la horizontal)	grados	-	-	-	-	45 y 60	-

Tabla 5.1.1.2 Comparación de Normas Internacionales

Otras consideraciones que hacen las normas mexicana, boliviana y colombiana se mencionan a continuación:

Aspectos de importancia sobre rejillas y canales afluentes encontrados en La Norma Mexicana

Las rejillas deben utilizarse en toda planta de tratamiento, aún en las más simples.

Se diseñarán preferentemente rejillas de limpieza manual, salvo que la cantidad de material cribado justifique las de limpieza mecanizada.

El diseño de las rejillas debe incluir:

- Una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad;
- Iluminación para la operación durante la noche;

- Espacio suficiente para el almacenamiento temporal del material cribado en condiciones sanitarias adecuadas.
- Solución técnica para la disposición final del material cribado; y
- Las compuertas necesarias para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades.

El diseño de los canales se efectuará para las condiciones de caudal máximo horario, pudiendo considerarse las siguientes alternativas:

- Tres canales con rejillas de igual dimensión, de los cuales uno servirá de by pass en caso de emergencia o mantenimiento. En este caso dos de los tres canales tendrán la capacidad para conducir el máximo horario;
- Dos canales con rejillas, cada uno dimensionados para el caudal máximo horario;
- Para instalaciones pequeñas puede utilizarse un canal con rejillas con by pass para el caso de emergencia o mantenimiento.

Para el diseño de rejillas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Las dimensiones de las barras dependen de la longitud de las mismas y del mecanismo de limpieza.
- b) Para localidades con un sistema inadecuado de recolección de residuos sólidos, se recomienda un espaciamiento no mayor a 25 mm.
- c) Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea adecuada. La

velocidad a través de las barras limpias debe ser basada en caudal máximo horario. Las velocidades deben verificarse para los caudales mínimos, medio y máximo.

d) En la determinación del perfil hidráulico se calculará la pérdida de carga a través de las rejillas para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área obstruida. Se utilizará el valor más desfavorable obtenido al aplicar las correlaciones para el cálculo de pérdida de carga. El tirante de agua en el canal antes de las rejillas y el borde libre se comprobará para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área de rejillas obstruida.

e) El cálculo de la cantidad de material cribado se determinará de acuerdo con la siguiente tabla.

Abertura (mm)	Cantidad (litros de material cribado / m³ de agua residual)
20	0.038
25	0.023
35	0.012
40	0.009

Tabla 5.1.1.3. Material retenido según Norma Mexicana.

f) Para facilitar la instalación y el mantenimiento de las rejillas de limpieza manual, las rejas serán instaladas en guías laterales con perfiles metálicos en “U”, descansando en el fondo en un perfil “L” o sobre un tope formado por una pequeña grada de concreto.

Aspectos de importancia sobre rejillas y canales afluentes encontrados en La Norma Colombiana

Requisitos mínimos de diseño.

El diseñador es libre de escoger el tipo de rejillas, siempre y cuando se cumplan las recomendaciones mínimas de diseño que se estipulan mas adelante.

Tipos

- Limpiadas manualmente.
- Limpiadas mecánicamente.
- En forma de canasta.
- Retenedoras de fibra.

Cálculo de pérdida de carga

Para el cálculo de la pérdida de carga se recomienda usar la siguiente ecuación:

$$K = \beta \cdot \left(\frac{S}{b} \right)^{1.33} \cdot \text{Sen} \alpha \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

- β: Factor de Forma, a obtenerse de la tabla 5.1.1.4, en conjunto con la figura 5.1.1.2,
- S: Abertura de las barras
- b: Espesor de las barras,
- V: Velocidad en el canal y
- g: Aceleración de la gravedad.

	Forma de la Sección transversal						
Factor de forma	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Tabla 5.1.1.4. Coeficiente de Pérdida para Rejillas

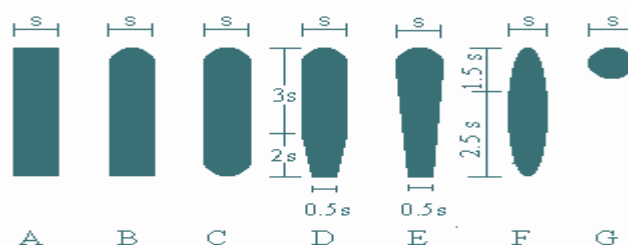


Figura 5.1.1.2. Secciones de rejillas

Este procedimiento para calcular h_f es válido solo cuando la rejilla está limpia.

En ninguno de los casos se permitirá una pérdida de cabeza mayor a 75 cm.

Sistemas de control para rejillas mecánicas

Se recomienda el uso de los dispositivos de tiempo como sistemas de control.

Todas las unidades mecánicas operadas por dispositivos de tiempo deben estar provistas de controles automáticos auxiliares que pongan en marcha el mecanismo de limpieza cuando el nivel de agua llegue al máximo predeterminado.

Diseño de rejillas

Para el diseño de esta unidad de tratamiento utilizaremos el siguiente cuadro, en donde se nos proporciona de la información necesaria de todas las características de los parámetros que se ven involucrados en dicha etapa. En el cuadro se muestran las normas de diseño recomendadas y los detalles para rejillas El canal de aproximación antes de la rejilla debe tener un canal de

desvío para el caso de una emergencia. La inclinación con la vertical de la rejilla varía entre 45 a 60° para que se remueva el material retenido fácilmente con un rastro. El material de construcción de las barras y la plataforma de drenaje debe ser resistente a la corrosión; se recomienda utilizar acero inoxidable, acero galvanizado, y aluminio en la construcción de la plataforma.

Parámetro	Parámetro recomendado
Forma de barra	Rectangular No debe utilizar barras de refuerzo
Ancho de barra	5 – 15 mm
Espesor de barra	25 – 40 mm
Espaciamiento (aberturas) entre barras	25 – 50 mm 50 mm recomendado para que las heces humanas pasen por las barras.
Inclinación con la vertical	45 – 60°
Plataforma de drenaje	Suficientemente ancha para realizar el almacenamiento temporal del material retenido en condiciones sanitarias
Canaleta de desvío (By-pass)	Suficiente para desviar el caudal máximo durante una emergencia
Material de construcción de barras y plataforma de drenaje	Acero inoxidable o galvanizado y aluminio.
Velocidad de aproximación	0.45 m/s
Tiempo de retención en canal de aproximación	≥ 3 s
Largo de canal de aproximación	≥ 1.35 m.
Velocidad a través de las barras	≤ 0.6 m/s para caudal promedio ≤ 0.9 m/s para caudal máximo
Perdida de carga máxima	0.15 m.
Cantidad de material retenido	0.008 – 0.038 m ³ /1000 m ³ .
Disposición de material retenido	Solución técnica utilizando métodos sanitarios.

Tabla 5.1.1.5. Parámetros de Diseño para Rejillas (Adaptado de Reynolds y Richards, 1996)

Los dispositivos de remoción de sólidos gruesos por medio de las barras o rejas tienen las siguientes partes:

1. Dispositivos de remoción
2. Dispositivos de retención

Proceso de diseño de Rejillas y del Canal de Aproximación

Para el dimensionamiento de las rejillas consideramos las siguientes características de las rejillas:

- Forma de la barra
- Ancho de barra
- Espesor de barra
- Inclinação
- Velocidad de aproximación
- Velocidad a través de las barras

En el dimensionamiento de las rejillas utilizaremos las Tablas 5.1.1.4 y 5.1.1.5, de ellas tomaremos los datos antes mencionados:

Dimensionamiento del canal de aproximación o canal de entrada

Por continuidad tenemos:

$Q = A \times V$, luego despejando el Área tenemos:

$$A = \frac{Q}{V},$$

Donde:

Q = caudal de diseño
A = área de la sección del canal
V = velocidad de aproximación

Asumiendo un ancho “b” de canal se obtendrá el tirante “T” del canal. Es importante considerar un incremento de ancho de sección del 25% mínimo como medida de seguridad por incrementos de caudales y por cuestiones de operación y mantenimiento.

Determinando el tirante o profundidad del flujo “T”:

$$A = T \times b \text{ y luego despejando para “T” tenemos } T = A / b$$

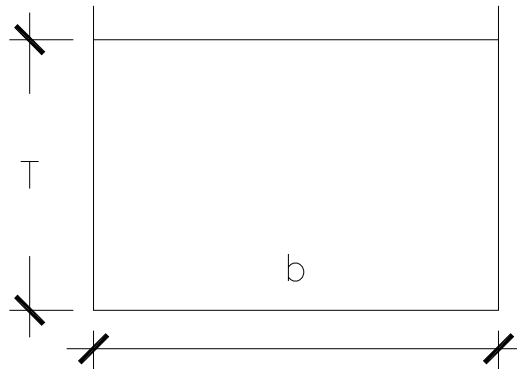


Figura 5.1.1.3. Canal de aproximación

Tomando en cuenta los parámetros recomendados de las tablas anteriores se deben definir las siguientes características de las rejillas:

- Profundidad de pletina propuesta “w” en cms.
- Anchura de pletina “t” en cms.
- Separación libre entre cada pletina “a” en cms.
- Ancho de canal de entrada, “b” cms.
- b_u = Ancho útil o ancho libre (sumatoria de todos los espacios entre cada barra).

Donde:

$$b_u = b \times E$$

E: Eficiencia (la eficiencia varía entre 0.60 a 0.85, siendo más comunes 0.75)

La eficiencia se determina de la siguiente manera:

$$E = \frac{a}{a + t},$$

Donde:

A: Ancho de pletina

T: Espesor

Luego considerando la eficiencia anterior se procede a determinar el ancho útil "b_u" en metros. El ancho ocupado por las pletinas será "b_p" y se determina así:

$$b_p = b - b_u$$

Ahora se determina el número de pletinas a colocar en el ancho del canal:

$$Num_{PLETINAS} = \frac{b_p}{w}$$

El ancho final será:

$$b = Num_{PLETINA} \times t + 10 \times a$$

Calculando las pérdidas de carga (<=15 cm)

$$h_f = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_R^2 - v_a^2}{2 \times g} \right),$$

Donde:

h_f = Pérdidas de carga en metros.

V_R = Velocidad a través de las barras.

v_a = Velocidad aguas arriba de las rejas ó velocidad de Aproximación.

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

Analizando para el 50% de obstrucción de rejas se obtiene por continuidad

$V = 2 \times V$ y luego

$$A \times V = Av \left(\frac{1}{2} \right),$$

por lo tanto se sustituye en la ecuación de las pérdidas.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_R^2 - v_a^2}{2 \times g} \right),$$

Esta tiene que ser menor que 15 cm para cumplir con el diseño propuesto, y este resultado significara que cuando se tenga el valor obtenido se tendrá que remover el material retenido en las rejillas.

Disposición Final de los Sólidos Gruesos

Sin duda los desechos gruesos están muy contaminados con patógenos, y son excesivamente nocivos con malos olores y malas apariencias, en el caso de haber estado almacenado por mucho tiempo. Deben ser enterrados diariamente con el mínimo de manejo por el operador de la instalación. El diseño de la instalación de pretratamiento debe incluir un área reservado cerca de la rejilla donde el operador puede enterrar los sólidos gruesos.

5.1.2. Guía para el Diseño de Desarenadores

Los desarenadores son unidades de tratamiento preliminar que constan de cámaras diseñadas para reducir la velocidad del agua residual y permitir la sedimentación o depósito de sólidos minerales (arena y otros) por sedimentación, las unidades de sedimentación son utilizadas para separar las arenas cuyo diámetro varía entre 0.2 y 2 mm., siendo estas arrastradas en las alcantarillas por las aguas residuales; evitando de esta manera causar perturbaciones en las siguientes unidades de tratamiento. Estos minerales son originados de operaciones de lavado, así como infiltraciones, desechos industriales, etc. La remoción de la arena tiene como finalidad proteger las bombas contra desgaste, evitar obstrucciones de tuberías e impedir la formación de depósitos de material inerte en el interior de sedimentadores y digestores. (Pequeños Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, Max Lothar Hess).

El sistema de pretratamiento es una estructura auxiliar que debe preceder a cualquier sistema de tratamiento. Esta estructura persigue principalmente los objetivos de reducir los sólidos en suspensión de distintos tamaños que traen consigo las aguas

La mayoría de las fuentes superficiales de agua tienen un elevado contenido de materia en estado de suspensión, siendo necesaria su remoción previa, especialmente en temporada de lluvias

Los desarenadores son unidades de pretratamiento las cuales poseen secciones rectangulares o circulares, las cuales pueden constar de dos o tres cámaras para la sedimentación de los materiales que arrastra el agua residual. Esta unidad de tratamiento al igual que las rejillas es de tipo obligatorio en toda planta de tratamiento de aguas residuales, debido a que por medio de ellas se le brinda protección a las siguientes unidades del sistema.

Esta unidad de tratamiento cuenta con cuatro partes que efectúan una función específica dentro de la cámara desarenadora, las cuales se describen de acuerdo a su ubicación:

- a) *Zona de entrada*: la cual tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.
- b) *Zona de desarenación*: en esta parte de la estructura es donde se realiza el proceso de depósito de partículas por acción de la gravedad.

- c) *Zona de salida*: Conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada, y.
- d) *Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada*: Constituida por una tolva con pendiente mínima del 10% que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos. En la figura 5.1.2.1 se aprecian algunas de las características de los desarenadores de flujo horizontal.

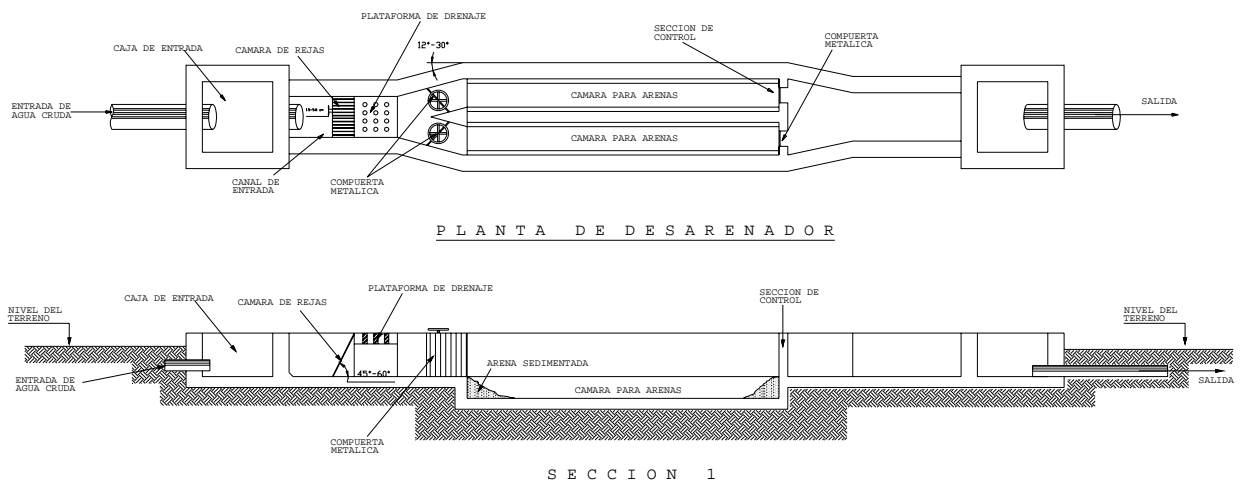


Figura 5.1.2.1. Desarenador (Planta y corte longitudinal).

Esta unidad de pretratamiento debe ser incorporada en todo sistema de depuración de las aguas residuales a excepción de las lagunas, sin embargo se deberán efectuar análisis que permitan determinar el contenido de acumulación

de arenas en la laguna; por lo que los desarenadores se emplean para cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducción de la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimización de pérdida de volumen en tanques de tratamiento biológico.
- Antes de las centrífugas, intercambiadores de calor y bombas de diafragma de alta presión.

Geometría

En lo que concierne a los principios de funcionamiento, se distinguen dos tipos de desarenadores: alargados y los circulares. Los desarenadores alargados tienen una zona recolectora de arena en la parte inferior, generalmente con una sección transversal rectangular, la cual está bordeada por una capa de drenaje subyacente. Sobre la sección de drenaje, existe un canal trapezoidal que facilita el transporte de arena depositada en los bordes exteriores hacia el área de recolección de las arenas y facilita el flujo, para así mantener en lo posible una velocidad constante bajo cualquier condición de flujo.

Los desarenadores alargados son diseñados para mantener una velocidad de flujo constante (menor ó igual que 30 cm/s). En el caso de desarenadores circulares de arena, de Geiger, las aguas residuales ingresan tangencialmente a estanques circulares en forma de embudo. Después de desarrollar un flujo angular de 180°, las aguas pasan a la tubería de salida. Este desarenador funciona en base al principio según el cual, surgen fuerzas impelentes en el interior de la curva. Al inducirse un movimiento circular, las fuerzas centrífugas hacen que el nivel del agua se eleve, apartándose del eje de rotación. En tanto la presión en el borde exterior es mayor, el flujo que ingresa se entrecruza con un movimiento circular, cuya dirección se aleja del centro. Esto da como resultado un flujo en forma de espiral.

En comparación con los desarenadores alargados, los circulares tienen estructuras relativamente compactas y económicas. Sin embargo, el grado de remoción de arenas es menor que en un desarenador largo bien construido y adecuadamente operado.

Por lo general, esta unidad de tratamiento físico se diseña en forma de canal longitudinal, controlando la velocidad horizontal, para propiciar la sedimentación del material inorgánico, manteniendo los sólidos orgánicos en suspensión. Esto permitirá retirar la materia sedimentada durante períodos de limpieza establecidos, manual o mecánicamente. Lo anterior implica la construcción de unidades en paralelo, para facilitar la limpieza de las unidades. Se recomienda construir 2 unidades en paralelo como mínimo, para fines de operación y

limpieza, esto no significa que solo deben construirse dos canales en todos los casos, ya que dicho número dependerá de la cantidad de agua que se tiene que tratar.

La velocidad horizontal se controla mediante dispositivos para este fin, como el vertedero tipo Sutro, o tipo Parshall. El canal deberá estar provisto de una tolva en el fondo para almacenar las arenas depositadas, las cuales deberán ser removidas en períodos de limpieza establecidos.

La longitud de los desarenadores depende también del caudal y generalmente varía de 10 a 25 m. Se puede calcular la longitud con la carga superficial ya que es igual a la velocidad de sedimentación. La carga superficial ($\text{m}^3/\text{h}.\text{m}^2$) es la cantidad de agua que se está depositando por unidad de superficie, y el área superficial (caudal /velocidad de sedimentación).

La cantidad de arena acarreada por el agua residual es variable, según el sistema de conducción de las aguas residuales, el estado de las calles, la pendiente de escurrimiento, la estación del año y del tipo de tubería utilizado. Se pueden considerar entre 5 y 10 Lts./hab.año, de arena, también, tomando como referencia el caudal se puede utilizar un valor que va de 20 a 200 Lts. de arena por cada 1000m^3 de agua residual tratada, haciendo un promedio cercano a 100 Lts de arena por cada 1000m^3 de agua residual tratada.

La tasa de aplicación superficial, comprende el siguiente rango: 45 – 70 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ o 1000 – 1680 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, donde se puede trabajar con 1200 como promedio

utilizado en el diseño. Para el dimensionamiento de los desarenadores se utiliza el caudal máximo horario de descarga con una relación largo-alto ≥ 25 .

Las cantidades de material retenido según la ubicación geográfica es la siguiente:

EE.UU.	10 – 90 Lts de arena/1000m ³ de agua residual
Japón	30 – 50 Lts de arena/1000m ³ de agua residual
Sao Paulo	29 Lts de arena/1000m ³ de agua residual (Zona residencial)
Sao Paulo	15 Lts de arena/1000m ³ de agua residual (zona industriales)
América Latina	30 – 40 Lts de arena/1000m ³ de agua residual.

El diseño del sistema de tratamiento deberá estar sujeto a un cuidadoso análisis para justificar el dimensionamiento de los procesos de la planta para condiciones por encima del promedio. El caudal de diseño de las obras de llegada y tratamientos preliminares será el máximo horario calculado sin el aporte pluvial.

Localización del desarenador

Generalmente los desarenadores se localizan antes de los sedimentadores primarios y estaciones de bombeo y son precedidos por rejillas o rejas gruesas, independientemente de las características geométricas de los desarenadores.

Los desarenadores deben diseñarse de manera tal que la velocidad pueda controlarse. La velocidad debe estar en un rango entre mínimo 20 cm/s, medio 30 cm/s y máximo 40 cm/s.

Cada unidad debe tener la capacidad para operar en forma independiente con los caudales de diseño cuando la otra unidad está en limpieza. Se recomienda un rango entre 700 y 1600 m³/m²/día de tasa de aplicación superficial. Estos valores pueden ser expresados en términos de velocidad de sedimentación, variando aproximadamente entre 30 m/h y 65 m/h. El tiempo de retención hidráulico debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse.

Las unidades de pretratamiento como los desarenadores remueven algunos de los parámetros que se encuentran en la caracterización de las aguas residuales como son los que se encuentran en la tabla 5.1.2.1:

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.

Tabla 5.1.2.1. Eficiencias típicas de remoción de los desarenadores

Desp. → Despreciable.

En la Tabla 5.1.2.2 se muestra la comparación de los parámetros de diseño que incluyen cada una de las normas internacionales utilizadas en este documento para el correcto dimensionamiento de las cámaras desarenadoras. Solamente de esta manera podremos tener un rango o intervalo que nos permita adecuar las dimensiones de acuerdo a las necesidades de la unidad en particular. A

continuación se presenta un análisis visual del contenido de las normas mexicana, boliviana y la colombiana

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Número de cámaras desarenadoras	unidad	2.00	2.00	2.00
Velocidad en las cámaras	m/h	0.20 – 0.40	0.20– 0.40	0.30 – 0.36
Tiempo de retención hidráulico	Minutos	20 segundos y 3 minutos	20 segundos y 3 minutos	A definir oportunamente
Tasa de desbordamiento	m ³ /m ² /día	700 y 1600	700 - 1600	1080 y 1680
Tipo de limpieza	-	Manual para Q _{max} inferiores a 50 l/s	Manual para Q _{max} <50 l/s	Manual
Caudal de diseño	m ³ /día	Q _{máx} horario	Q _{máx} horario	Q _{máx} horario
Frecuencia mínima de limpieza	semana	-	-	1 vez
Estructuras de control de caudal	unidad	Sutro	Sutro	Sutro, Parshall o Palmer

Tabla 5.1.2.2. Parámetros recomendados para el diseño de desarenadores

También se presentan otras de las consideraciones que presentan las normas analizadas en la tabla anterior:

La Norma Mexicana considera que la inclusión de desarenadores es obligatoria en las plantas que tienen sedimentadores y digestores.

Los desarenadores serán preferentemente de limpieza manual, sin incorporar mecanismos, excepto en el caso de desarenadores para instalaciones grandes.

Según el mecanismo de remoción, los desarenadores pueden ser a gravedad de flujo horizontal o helicoidal. Los primeros pueden ser diseñados como canales de forma alargada y de sección rectangular.

Los desarenadores de flujo horizontal serán diseñados para remover partículas de diámetro medio igual o superior a 0,20 mm. Para tal efecto se debe tratar de controlar y mantener la velocidad del flujo alrededor de 30 cm/s con una tolerancia + 20%. La tasa de aplicación deberá verificarse para las condiciones del lugar y para el caudal máximo horario. A la salida y entrada del desarenador se preverá, a cada lado, por lo menos una longitud adicional equivalente a 25% de la longitud teórica. La relación entre el largo y la altura del agua debe ser como mínimo 25. La altura del agua y borde libre debe comprobarse para el caudal máximo horario.

El control de la velocidad para diferentes tirantes de agua se efectuará con la instalación de un vertedero a la salida del desarenador. Este puede ser de tipo proporcional (sutro), trapezoidal o un medidor de régimen crítico (Parshall o Palmer Bowlus). La velocidad debe comprobarse para el caudal mínimo, promedio y máximo.

Para desarenadores de limpieza manual se deben incluir las facilidades necesarias (compuertas) para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades. Las dimensiones de la parte destinada a la acumulación de arena deben ser determinadas en función de la cantidad prevista de material y la frecuencia de limpieza deseada. La frecuencia mínima de limpieza será de una vez por semana.

El Medidor y Repartidores de Caudal. Debe ser incorporado después de las rejillas y desarenadores. Esta unidad se debe incluir en forma obligatoria, y puede ser del tipo Sutro, Parshall o Palmer Bowlus. El medidor de caudal debe incluir un pozo de registro para la instalación de un limnógrafo. Este mecanismo debe estar instalado en una caseta con apropiadas medidas de seguridad.

Las estructuras de repartición de caudal deben permitir la distribución del caudal, considerando todas sus variaciones, en proporción a la capacidad del proceso inicial de tratamiento para el caso del tratamiento convencional y en proporción a las áreas de las unidades primarias, en el caso de lagunas de estabilización. En general estas facilidades no deben permitir la acumulación de arena.

Los repartidores pueden ser de los siguientes tipos:

- Cámara de repartición de entrada central y flujo ascendente, con vertedero circular o cuadrado e instalación de compuertas manuales, durante condiciones de mantenimiento correctivo.
- Repartidor con tabiques en régimen crítico, el mismo que se ubicará en el canal.

Para las instalaciones antes indicadas el diseño se efectuará para las condiciones de caudal máximo horario, debiendo comprobarse su funcionamiento para condiciones de caudal mínimo al inicio de la operación.

Los desarenadores deben ser proyectados para la remoción de partículas con más del 95% en peso y con diámetro de sedimentación igual o superior a 0.2 mm y peso específico igual a 2.65 kgf/m^3 , excepto que por determinación de análisis exista la conveniencia de remoción de partículas de otros diámetros.

Los desarenadores deberán ser proyectados para el caudal máximo de proyecto.

Desarenadores de retención de arena por gravedad

Deberán cumplir los siguientes aspectos:

- a) La sección de escurrimiento deberá ser tal que con cualquier caudal, la velocidad de flujo sedimente las partículas con diámetro antes mencionado. Es obligatorio el uso de un dispositivo de control de velocidad aguas abajo.
- b) En el fondo del desarenador deberá ser previsto un espacio para la acumulación de material sedimentado con una altura mínima de 0.20 m y a lo largo de todo el canal.
- c) En instalaciones de tratamiento con caudales máximos inferiores a 50 l/s, los desarenadores por gravedad serán de limpieza manual, para caudales máximos superiores de limpieza mecanizada. Se justificará en cada caso la solución adoptada.
- d) En el caso de proyectos con un solo desarenador por ser suficiente, debe ser prevista una unidad adicional para situaciones de emergencia, el desarenador adicional puede ser de limpieza manual.

Otras consideraciones de la Norma Colombiana referente a los Desarenadores son.

Su localización debe efectuarse después de rejillas y antes de tanques de sedimentación primaria y estaciones de bombeo.

La Velocidad mínima del agua en los desarenadores debe ser diseñada de manera tal que esta pueda controlarse.

El Tiempo de retención hidráulico debe basarse en el tamaño de las partículas que deben separarse; se recomienda un tiempo entre 20 segundos y 3 minutos. Esto se logra mediante dispositivos que permitan regular la velocidad del flujo.

Para las Estructuras de control de caudal, se recomienda controlar la velocidad en el desarenador mediante vertederos tipo Sutro o proporcional, o con secciones transversales que garanticen los rangos de velocidad especificados para diferentes alturas de la lámina de agua.

Proceso de Diseño del Desarenador

Las condiciones de diseño son:

- Se usa el caudal máximo horario en tiempo húmedo, en cada una de las unidades.
- Con desarenadores de limpieza manual, se usa un número mínimo de dos unidades, para flexibilidad en la operación, con una unidad fuera de servicio en el tiempo de remoción manual de la arena.

- Se adopta la temperatura del agua residual cruda.
- Partícula a sedimentar de 0.2 mm y gravedad específica = 2.65 kgf/m³ según normas
- Se usa teoría de sedimentación de una partícula

Teoría de la sedimentación

Para estas condiciones y temperaturas posibles del desecho entre 10 y 25 grados Celsius, se opera en la zona de transición ($0.55 < NR < 1000$) y la velocidad de sedimentación se calcula con las siguientes relaciones:

$$NR = \frac{0.1 \times V_s \times D}{V_i \times C_d} = \frac{24}{NR} + \frac{3}{NR^{1/2}} + 0.34$$

$$V_s = \left[1308(SG - 1) \times \frac{D}{C_d^{1/2}} \right]$$

Donde:

NR = Número de Reynolds

V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula, cm/s

D = Diámetro de la partícula, cm

V_i = Viscosidad cinemática, cm²/s

SG = Gravedad específica de la partícula = 2.65 kgf/m³.

C_d = Coeficiente de arrastre

Determinación de la forma

El ancho de los desarenadores se determina en función del tamaño de los equipos de limpieza y consideraciones prácticas. Con desarenadores de

limpieza manual se escoge un ancho de 1.0 m. para trabajo de una cuadrilla de limpieza.

De la ecuación de continuidad se determina la relación entre la altura, velocidad horizontal y el caudal:

$$Q_m = A \times V_c = 1.0 \times h \times V_c$$

$$h = \frac{Q_m}{V_c}$$

La longitud del desarenador se calcula igualando los tiempos de sedimentación y arrastre, de lo cual resulta la siguiente relación:

$$L = h \times \frac{V_c}{V_s}$$

Donde:

- Q_m = Caudal máximo, m³/s
- A = Área transversal en el desarenador, m²
- V_c = Velocidad crítica de arrastre, m/s
- h = Profundidad del líquido en el desarenador, m
- L = Longitud teórica del desarenador, m

Criterios adicionales de diseño

Longitud adicional

Para asegurar un 75% de remoción de las partículas escogidas, se añade un 25% de longitud extra.

Borde libre

La profundidad de los desarenadores se determina añadiendo un borde libre de 30 cm.

Profundidad adicional para almacenamiento de la arena

La profundidad adicional para acumulación de arenas se calcula para un valor escogido de 20 m³ de arenas por cada millón de m³ tratados, basado en el caudal medio.

Esto resulta en una profundidad adicional de 25 cm. para almacenamiento de arenas.

En las plantas de tratamiento deben ser determinadas la frecuencia y el tiempo de limpieza en los desarenadores, ya sea que operen manualmente o no, sin embargo en este caso solamente consideraremos unidades que operen manualmente, por lo que dichos valores deben ser comparados con los rangos de valores propuestos para este caso. Es recomendable realizar la extracción de la arena en los desarenadores de limpieza manual cada 2 semanas, en un tiempo de 3-4 horas.

Desarenadores Rectangulares

Vertedero proporcional

El vertedero proporcional tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en

las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0.2 mm. La siguiente ecuación determina las descargas que se generan en los vertederos proporcionales:

$$Q = b \times (2 \times a \times g)^{1/2} \left(h + a \times \frac{2}{3} \right)$$

$$Q_1 = b \times (2 \times g)^{1/2} \left[(h + a)^{3/2} - h^{2/3} \right]^{2/3}$$

Donde:

Q = Descarga total en el vertedero proporcional, m³/s

Q_1 = Descarga en la sección rectangular, m³/s

b = Ancho en la sección rectangular, m

a = Alto en la sección rectangular, m

h = Altura total del vertedero proporcional, m

Se asume un valor del ancho “ a ” de modo que “ b ” sea menor que el ancho del desarenador y se calcula la forma del vertedero con la siguiente relación:

$$X = 2b \left[1 - \text{Arc tan} \left(\frac{Y}{a} \right)^{1/2} \times \frac{2}{\pi} \right]$$

Donde:

X = Ancho del vertedero a una altura Y , m

El término $\text{Arctan} (Y/a)^{1/2}$ debe estar expresado en radianes.

Para un ángulo cualquiera “ θ ” en grados (1 - 360°), el equivalente en radianes está dado por:

$$\alpha(rad) = \theta^\circ \times \frac{\pi}{180}$$

- El período de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 16 años.
- El número de unidades mínimas en paralelo es 2 para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe incluir un canal de by-pass para efectos de mantenimiento.

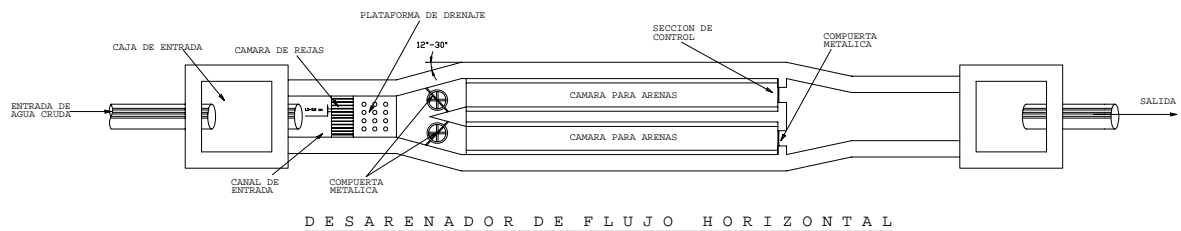


Figura 5.1.2.2. Desarenador de 2 unidades en paralelo (planta).

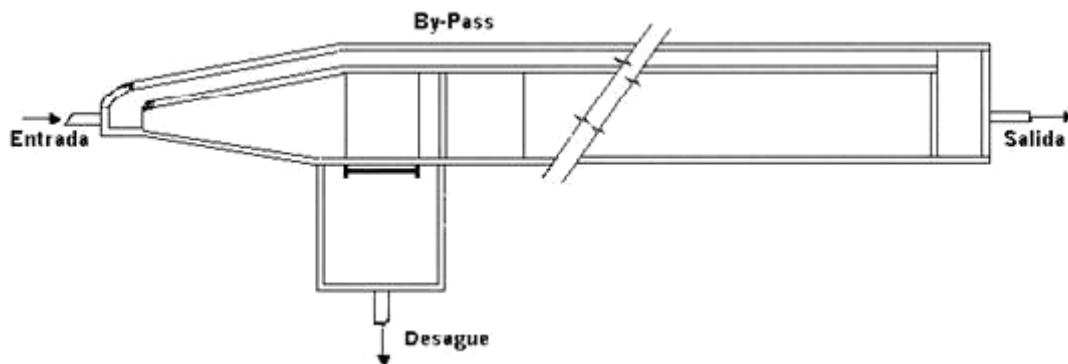


Figura5.1.2.3. Desarenador de 1 unidad con by pass (planta).

- El período de operación es de 24 horas por día.
- Debe existir una transición en la unión del canal o tubería de llegada al desarenador para asegurar la uniformidad de la velocidad en la zona de entrada.
- La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de $12^{\circ} 30'$

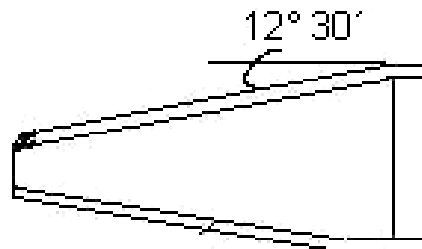


Figura 5.1.2.4. Detalle de la transición del flujo en el desarenador

- La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material (Krochin, $V=1\text{m/s}$).
- La llegada del flujo de agua a la zona de transición no debe proyectarse en curva, pues produce velocidades altas en los lados de la cámara. La manera correcta será como se muestra en la Figura 5.1.2.5

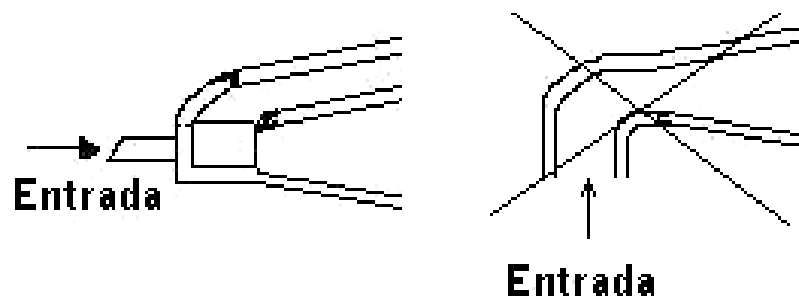


Figura 5.1.2.5. Detalle de entrada del flujo hacia el desarenador

- La relación largo/ancho debe ser entre 10 y 20.

Material	ϕ Limite de las partículas (cm)	Número de Reynolds	Vs	Régimen	Ley Aplicable
Grava	>1.0	>10,000	100	Turbulento	$V_s = 1.82 \sqrt{dg \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \right)}$, Newton
Arena gruesa	0.100 0.080 0.050 0.050 0.040 0.030 0.020 0.0	1,000 600 180 27 17 10 4 2	10.0 8.3 6.4 5.3 4.2 3.2 2.1 1.5	Transición	$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_a - \rho}{\rho} \times g \right)^{2/3} \left[\frac{d}{\left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/3}} \right]$ Allen
Arena fina	0.010 0.008 0.006 0.005 0.004 0.003 0.002 0.001	0.8 0.5 0.24 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0	0.8 0.6 0.4 0.3 0.2 0.13 0.06 0.015	Laminar	$V_s = \frac{1}{18} \times g \left(\frac{\rho_a - \rho}{\mu} \right) d^2$, Stokes

Tabla 5.1.2.3. Velocidad de partícula según su diámetro

- La sedimentación de arena fina ($d < 0.01$ cm) se efectúa en forma más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1.0$).
- La sedimentación de arena gruesa se efectúa en régimen de transición con valores de Reynolds entre 1.0 y 1000.

- La sedimentación de grava se efectúa en régimen turbulento con valores de número de Reynolds mayores de 1000.
- La descarga del flujo puede ser controlada a través de dispositivos como vertederos (sutro) o canales Parshall (garganta).

Si el flujo es controlado por un vertedero sutro tenemos la siguiente relación:

$$Q = 2.74\sqrt{ab}\left(H - \frac{a}{3}\right)$$

Donde:

- a: altura mínima (m)
- b: ancho de la base (m)
- H: altura del agua (m)

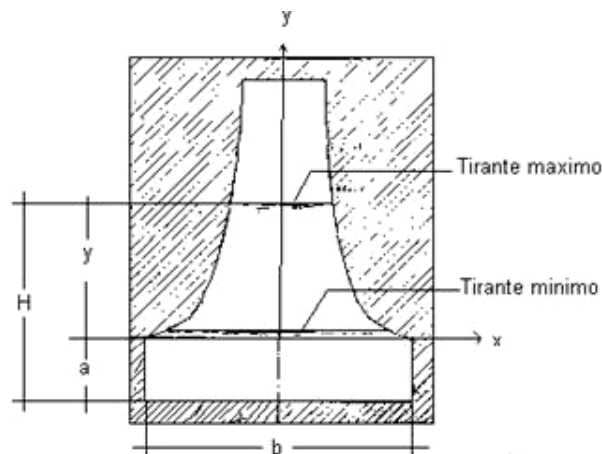


Figura 5.1.2.6. Detalle del vertedero

La forma de las paredes del vertedero es dada por:

Una alternativa de cálculo para este tipo de vertedero es partiendo de la ecuación:

$$Q = 1.84 \times l \times h^{3/2}$$

Donde:

Q : Caudal sobre el vertedero ($m^3/seg.$)

l : Ancho del vertedero (m)

h : Carga sobre el vertedero (m)

Agrupando la ecuación: $Q = 1.84 (l \times h^{1/2}) \times h$, tenemos que Q varía con la altura.

Entonces es necesario que el valor dentro del paréntesis sea una constante K .

Luego para un Q_{max} ($m^3/seg.$), At_{max} (m^2) y W_{max} (m) obtenemos el h_{max} (m) y l_{max} (m). Determinamos la constante $k = l \times h^{1/2}$, y hallamos los valores de l_{medio} , l_{min} , h_{medio} y h_{min} a partir de las relaciones indicadas anteriormente y de los Q_{medio} y Q_{min} .

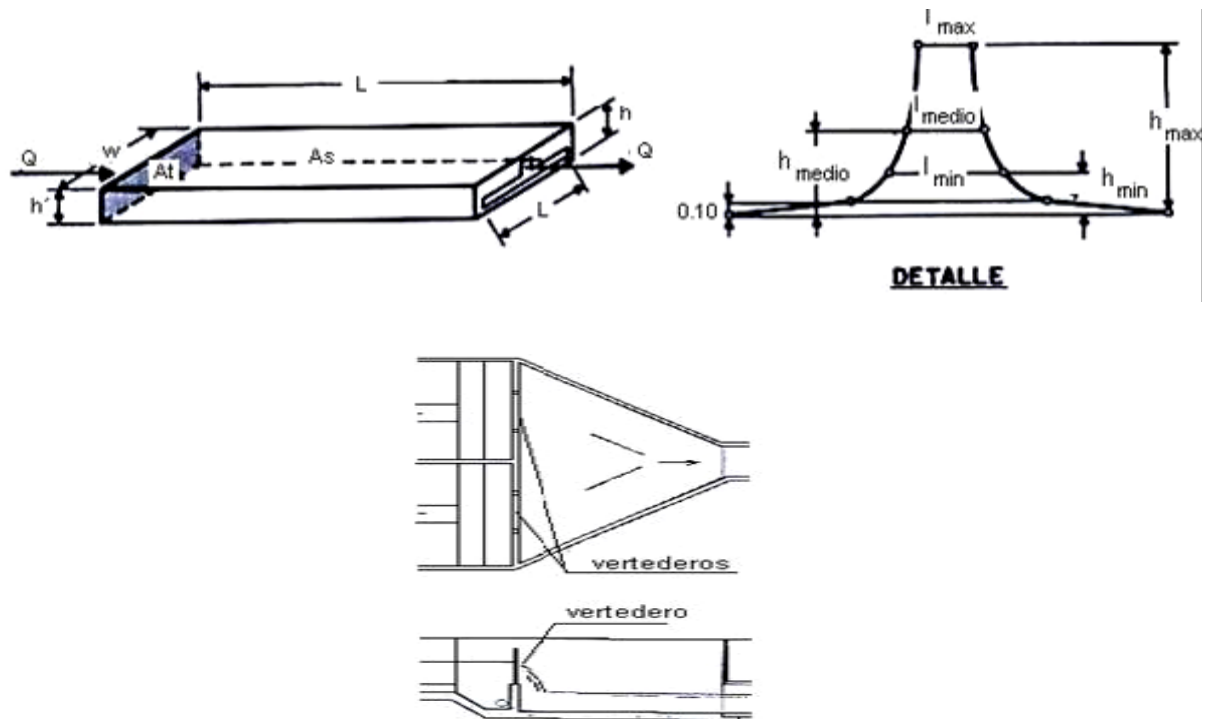


Figura 5.1.2.7. Planta y Corte de vertedero

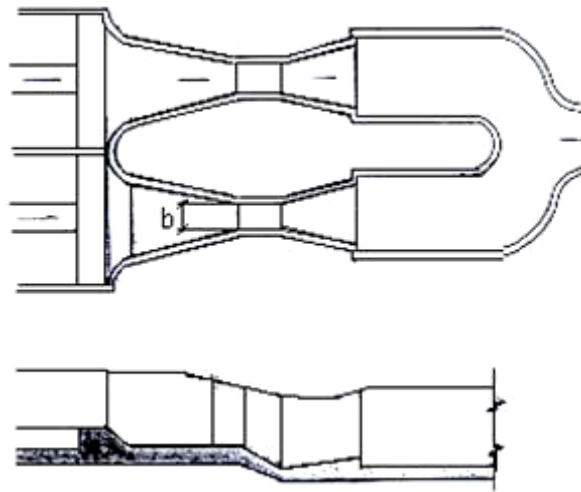


Figura 5.1.2.8. Sección parabólica del Parshall, Planta y Corte

Dimensionamiento

- Se utiliza una velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en las tablas de comparación entre las normas las cuales consideran la relación de los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la velocidad de flujo de 30 cm/s.
- Utilizaremos una carga superficial TAS (Tasa de Aplicación Superficial) de $1200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- El caudal de diseño será el máximo horario en m^3/s
- Haciendo uso de la continuidad en el flujo tenemos:

$$\frac{Q_{\text{max Horario}}}{A} = \frac{\text{SeccionDesarenador} \times V_{\text{desarenacion}}}{A_{\text{contacto}}}$$

Donde:

Q_{maxhor} =Caudal máximo horario

Sección Desarenador =Área del sedimentador m^2

$V_{\text{desarenación}}$ =Velocidad de sedimentación de la partícula $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$

Por lo tanto:

$$B = \frac{Q_{\text{max horario}}}{h \times v}$$

Se efectúa inicialmente el dimensionamiento del vertedero que controlara el flujo en la unidad de tratamiento, en este caso se diseñara un Sutró. Para ello se deben calcular los siguientes caudales: $Q_{\text{máxhorario}}$, $Q_{\text{medio horario}}$, $Q_{\text{min horario}}$.

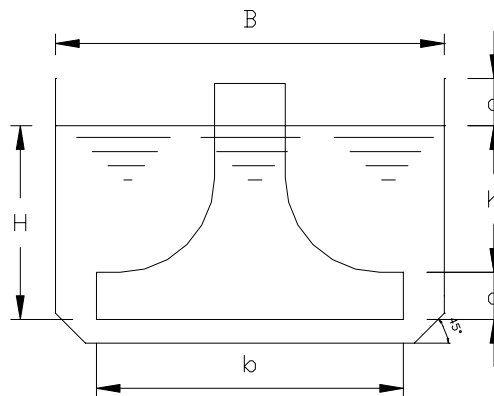


Figura 5.1.2.9. Características del vertedero Sutró

Con la ecuación siguiente determinaremos el valor de “b”

$$Q = 2.74 \times a^{1/2} \times b \left(H - \frac{a}{3} \right)$$

Donde:

b= ancho de la base

H = h + a = altura del agua

B= ancho total

Q=caudal mínimo horario

Los valores de “a” varían de 10 a 15 cm. Se debe asumir un valor entre este rango para la tolva de arenas.

Luego se procede a calcular el valor de la altura “H” y “B” del flujo en el vertedero

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 0.5$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición, mediante el término del diámetro y el término de velocidad de sedimentación del gráfico 1.

- Se determina el coeficiente de arrastre (C_D), con el valor del número de Reynolds a partir del nuevo valor de V_s hallado.

$$C_D = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

- Se determina la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición mediante la ecuación.

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g}{C_D} (\rho_s - 1) d}$$

Así tenemos que:

$$V_s = \frac{Q}{A_s}$$

Entonces:

$$V_s' = \frac{Q \times \text{coefic. segur}}{A_s}$$

- Determinamos la velocidad limite que resuspende el material o velocidad de desplazamiento:

$$V_d = \sqrt{\frac{8k}{f} \times g(\rho_s - 1)d}$$

Donde:

K: Factor de forma (0.04, arenas unigranulares no adheribles)
 V_d: Velocidad de desplazamiento (cm/seg)
 F: Factor de rugosidad de la cámara

Estimamos el valor de f mediante la fórmula

$$R = \frac{4R_m \times V_h}{\eta} \times \frac{4R_m}{K}$$

Donde:

K: $1 \cdot 10^{-1}$ cm
 V_h: Velocidad horizontal (cm/seg)
 R_m: Radio medio hidráulico(cm)

- Determinamos la velocidad horizontal (V_h), mediante la ecuación.

$$V_h = \frac{Q}{A_t}$$

- Luego se debe cumplir la relación $V_d > V_h$, lo que asegura que no se producirá la resuspensión.
- Las dimensiones de ancho, largo y profundidad serán de tal forma que se cumpla las relaciones determinadas en los criterios de diseño mencionadas anteriormente.
- La longitud de la transición de ingreso la determinamos mediante la ecuación:

$$L_1 = \frac{B - b}{2 \times \text{tg}\theta}$$

Donde:

θ : Ángulo de divergencia ($12^\circ 30'$)

B : Ancho del sedimentador (m)

b : Ancho del canal de llegada a la transición (m)

Operación y mantenimiento

Se recomienda que los desarenadores con un caudal inferior a 50 L/s sean limpiados manualmente; para caudales mayores de 150 L/s se recomienda una limpieza mecánica.

En desarenadores de limpieza manual que se usen con aguas negras combinadas debe llevarse a cabo lo siguiente:

1. Medición periódica del lecho de arena acumulado.
2. Aislamiento del desarenador en el momento en que la arena ocupe 2/3 del volumen.
3. Drenaje del agua residual en la cámara. Este se puede realizar, en algunas instalaciones, por medio de canalizaciones que devuelven el líquido drenado al afluyente o a una unidad del sistema de tratamiento adoptado.
4. Remoción de la arena.
5. Estimación de la cantidad de arena removida para los registros en las fichas de operación.
6. Transporte del el material removido hacia el sitio de disposición.
7. Lavado del desarenador para ser utilizado nuevamente.
8. Analizar una muestra de la arena removida en términos de sólidos volátiles.
Adopción de medidas de corrección para las muestras que presenten alto contenido de estos.
9. Verificación de la cantidad de arena en las unidades subsecuentes.
10. Remoción de la arena, si fuera el caso, retenida en las demás unidades de tratamiento.

Para los desarenadores de limpieza mecánica, la operación debe ser similar a los de limpieza manual, cumpliendo además con lo siguiente:

1. Mantenimiento de los equipos de acuerdo con el manual de instrucciones del fabricante.
2. Mantenimiento del equipo libre de obstrucciones.
3. Lavado diario, con chorros de agua, de las paredes y los raspadores.
4. Vaciado y revisión, por lo menos una vez por año, de las unidades. Debe ensayarse el equipo que se encuentre inmerso así como la condición de la estructura.

Con el fin de evitar excesos de materia orgánica en el material removido se recomienda lo siguiente:

1. Aumentar la velocidad.
2. Disminuir el tiempo de retención. Para lograr esto puede reducirse el área de la sección transversal.

Para evitar el arrastre de arena en el efluente se recomienda:

- a) Remover con mayor frecuencia la arena acumulada.
- b) Colocar en funcionamiento otro vertedero.
- c) Aumentar el área de la sección transversal de la cámara. Se recomienda además que el desarenador cuente con un sistema de desvío del flujo o paso directo.

5.1.3. Guía para el diseño de Trampas de Grasas y aceites

Esta unidad de tratamiento preliminar se ubica después de las rejillas y de los desarenadores y consiste en tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie, y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es parecido al de un tanque séptico. Recibe nombres específicos según al tipo de material flotante que vaya a removerse.

1. Domiciliar: Normalmente recibe residuos de cocinas y está situada en la propia instalación del alcantarillado.
2. Colectiva: Son unidades de gran tamaño y pueden atender conjuntos de residencias e industrias.
3. En Sedimentadores: Son unidades adaptadas en los sedimentadores (primarios en general), las cuales permiten recoger el material flotante en dispositivos convenientemente proyectados, para encaminarlo posteriormente a las unidades de tratamiento de lodos.

Las trampas de grasas son unidades que brindan un pretratamiento específico a las aguas residuales, es decir que luego de que el agua residual ha pasado por las rejillas y los desarenadores, solamente queda por eliminar las grasas y aceites provenientes de los regaderos de viviendas o instituciones públicas o privadas. Las trampas de grasas pueden ser diseñadas con secciones

rectangulares, circulares o cuadradas; siempre y cuando se tomen en cuenta las consideraciones respectivas para su dimensionamiento.

También los sedimentadores primarios pueden usarse como sistemas de remoción de grasas, en dicho caso debe asegurarse que exista la capacidad de almacenamiento y los dispositivos mecánicos que permitan la evacuación del sobrenadante de forma segura y oportuna para evitar interferencias en los procesos posteriores y generación de malos olores por acumulación prolongada. En caso de considerarse necesario la utilización de trampas de grasa.

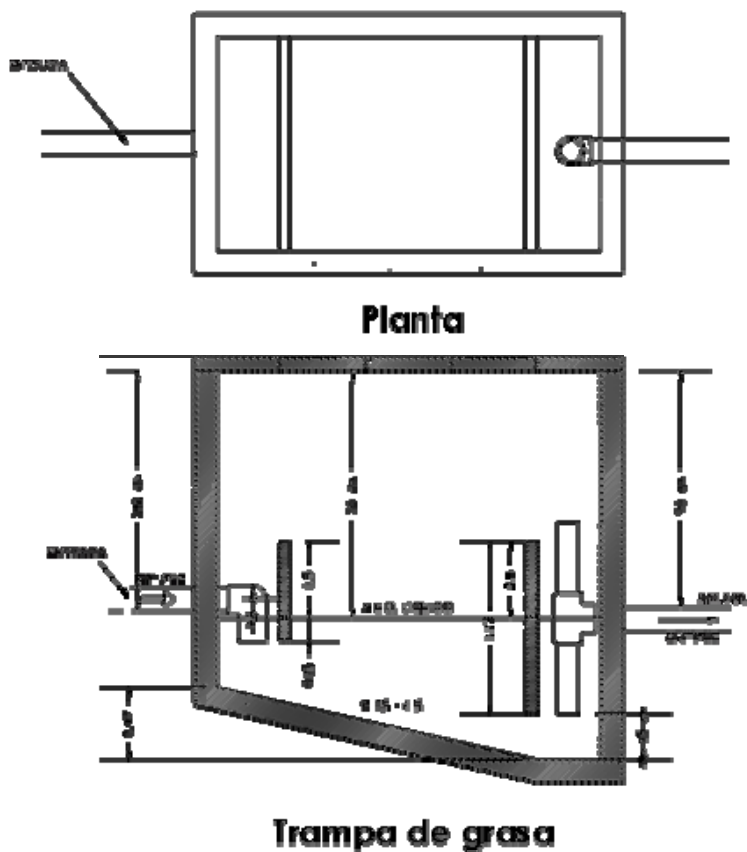


Figura 5.1.3.1 Esquema General de Trampa de Grasa.

Funcionamiento de las trampas de grasas

La principal función de esta unidad es la eliminación de los desechos grasos que poseen un peso específico menor que el agua, dando lugar a flotación.

La grasa se separa en la superficie y se retira mediante un vertedero ajustable, luego de que se haya acumulado, enfriado y solidificado, para luego ser enterrada. Con esto aseguraremos que las líneas de interconexión de las unidades de tratamiento, no sean atascadas por la acumulación de la grasa, después se hace pasar el agua residual en las siguientes unidades de tratamiento para su depuración respectiva.

Capacidad y Eficiencia de las trampas de grasas y aceites

En la determinación de la capacidad de este elemento se considerara, en general, el doble de la cantidad de líquidos que entra durante la hora de máximo gasto del afluente. La dotación para pequeñas instalaciones debe ser de 9.5 litros por persona y en ningún momento menor de 120 litros en total.

Si basamos el tamaño de la trampa de grasas en apreciaciones de eficiencia y de la capacidad de conducción, estas dependen del número y tipo de fregadero o accesorios que descargan en la trampa de grasa, las cuales deben ser calificada de acuerdo a su capacidad de acumulación de grasas, que no es más que la cantidad de grasa en libras que dicha trampa puede conectar antes que la eficiencia promedio baje de 90%.

Se considera comúnmente que la capacidad de retención de grasas, en peso, debe ser, cuando menos, del doble de la velocidad del gasto de galones por minuto (un galón = 3.785 litros por minuto). Es decir, una trampa con un gasto nominal de 20 galones por minuto (75.7 litros por minuto), debe retener cuando menos el 90% de la grasa que se le descarga, hasta que contenga, cuando menos, 40 libras (18.1 kg) de grasa. Las capacidades mínimas del gasto de trampas conectadas a diferentes tipos de accesorios aparecen en la siguiente tabla.

Tipo de afluente	Caudal (L/min)	Capacidad de retención de grasa (kg)	Capacidad máxima recomendada (L)
Cocina de restaurante	56	14	190
Habitación sencilla	72	18	190
Habitación doble	92	23	240
Dos habitaciones sencillas	92	23	240
Dos habitaciones dobles	128	32	330
Lavaplatos para restaurantes	-	-	-
Volumen de agua mayor de 115 litros	56	14	115
Volumen de agua mayor de 190 litros	92	23	240
Volumen entre 190 y 378 litros	144	36	378

Tabla 5.1.3.1. Capacidades de retención de grasa

Parámetros de diseño de trampas de grasa

Los parámetros de diseño de esta unidad de tratamiento solamente se verán reflejados por la norma colombiana, debido a que las normas Mexicana y Boliviana no consideran esta unidad de pretratamiento en sus contenidos.

Aspectos de importancia sobre trampas de grasa y aceite considerados en La Norma Colombiana

Según esta norma, las trampas de grasas son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie, y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es parecido al de un tanque séptico. Recibe nombres específicos según al tipo de material flotante que vaya a removerse.

La capacidad mínima permisible debe ser cerca de 473 litros para pequeñas instalaciones que atiendan hasta 50 personas, con capacidades proporcionalmente más grandes para poblaciones mayores.

Requisitos mínimos de diseño

Las consideraciones más importantes para el diseño de trampas de grasa son:

1. La capacidad de la trampa.
2. Que los medios para asegurar que tanto la entrada como la salida estén adecuadamente entrampadas.
3. La facilidad y conveniencia con que las trampas puedan ser limpiadas y la grasa acumulada eliminada.
4. Inaccesibilidad de las trampas a los insectos y animales rastreros.

5. La distancia entre la entrada y la salida, que debe ser suficiente para permitir la separación diferencial por gravedad de la grasa, de tal forma que no escape a través de la salida.

Los accesorios de control del flujo deben instalarse en el lado de la entrada de trampas pequeñas para protegerlas de sobrecargas u oleajes repentinos del fregadero o de otros accesorios. No es necesaria la ventilación en grandes trampas exteriores, donde el efecto de sifón del contenido puede prevenirse proporcionando salidas de buen tamaño.

Cuando es muy importante la eliminación eficiente de grasas, se emplea una trampa mejorada de dos cámaras, la cual posee una cámara primaria (o separador de grasas) y una secundaria (o de almacenamiento de grasas) colocando la trampa lo más cercana posible a la fuente de desechos.

Localización de las trampas de grasas y aceites

Deben ser ubicados lo más cerca posible de la fuente de agua residual (generalmente la cocina) y aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que requiera este dispositivo para prevenir problemas de obstrucción, adherencia a piezas especiales, acumulación en las unidades de tratamiento y malos olores. Debe tenerse en cuenta, que independientemente de su localización, deben existir condiciones favorables

para la retención y remoción de las grasas. En lugares sombreados, para mantener bajas temperaturas en sus interiores, se recomienda incluir en ellos una tapadera que permita realizar su limpieza rutinaria fácilmente, con los propósitos de impedir que se produzca una acumulación de la misma en los interiores de la unidad

Parámetros de diseño

El diseño debe realizarse de acuerdo con las características propias y el caudal del agua residual a tratar, teniendo en cuenta que la capacidad de almacenamiento mínimo expresada en kg. de grasa debe ser de por lo menos una cuarta parte del caudal de diseño (caudal máximo horario) expresado en litros por minuto.

El tanque debe tener 0.25 m^2 de área por cada litro por segundo, una relación ancho/longitud de 1:4 hasta 1:8 y una velocidad ascendente mínima de 4mm/s. En las tablas 5.1.3.2 y 5.1.3.3 se pueden ver los caudales y capacidades de retención y los tiempos de retención hidráulica típicos que se deben usar para trampas de grasa respectivamente.

Entradas y salidas

Deben colocarse elementos controladores de flujo en las entradas para protección contra sobrecargas o alimentaciones repentinas. El diámetro de la

entrada debe ser cómo mínimo de 50 mm y el de la salida de por lo menos 100 mm. El extremo final del tubo de entrada debe tener una sumergencia de por lo menos 150 mm. El tubo de salida que haga la recolección debe localizarse por lo menos a 150 mm del fondo del tanque y con una sumergencia de por lo menos 0.9m.

Tiempo de retención (minutos)	Caudal de entrada (L/s)
3	2 - 9
4	10 - 19
5	20 o más

Tabla 5.1.3.2. Tiempos de retención hidráulicos

Las Trampas de Grasas en general solo son empleadas:

- Cuando hay desechos industriales conteniendo grandes cantidades de aceites y grasas.
- Previo al lanzamiento submarino de aguas residuales.

Los líquidos, pastas y demás cuerpos no miscibles con el agua, pero que tienen un peso específico menor y que por lo tanto tienen tendencia a flotar en su superficie, pueden ser retenidos en dispositivos muy simples, denominados trampas de grasas, estos deben propiciar una permanencia tranquila del agua residual durante el tiempo suficiente para que una partícula a ser removida pueda recorrer la trayectoria entre el fondo y la superficie.

Según las regulaciones suizas para el diseño de trampas de grasas y aceites con partículas de diámetro menor ó igual a 0.25 mm, se pueden tomar los valores de la tabla 5.1.3.3 como base para el dimensionamiento.

Densidad de los aceites y grasas, (kg/dm ³)	Velocidad de ascenso Va, (m/h).	Área de la superficie de los separadores de aceites y grasas para Q= 1lt/s, M ²
0,75	22,50	0,16
0,80	18,00	0,20
0,85	13,50	0,27
0,90	9,00	0,40

Tabla.5.1.3.3. Normas suizas para el dimensionamiento de separadores de aceites y grasas

PROCESO DE DISEÑO DE TRAMPA DE GRASAS Y ACEITES

PARÁMETROS DE DISEÑO

- *Tiempo de retención*

3 min. ----- hasta 10 L /seg.

4 min. ----- 10 – 20 L /seg.

5 min. ----- más de 20 L / seg.

- *Relación entre Largo y Ancho*

Recomendado →1.0 : 1.8

- *Tasa de aplicación:*

4 L / s / m² ≡ 0.25 m² por cada L/s

40 L por cada L/s

La salida de la trampa de grasas debe tener una cubierta contra malos olores de 60 mm. de espesor, pero no debe haber ninguna en la parte lateral de la entrada de agua.

El caudal de diseño es: Q_{\max} (L/s ó m³/seg)

Con un Tiempo de retención adecuado (según tablas de diseño de normas)

- *Área Superficial:*

Con relación de: 1 L/ seg. → L/ seg.

Área superficial = Tasa de aplicación* Q_{\max} (m²)

- *Dimensionamiento Superficial de La Trampa De Grasas*

Tenemos que:

Área Superficial = Tasa de Aplicación* $Q_{\max\text{horario}}$

Largo de la trampa = $L = \sqrt{A_{\text{superficial}} \times r}$

Ancho de la Trampa de grasas = $a = \frac{L}{r}$

Luego:

Área Superficial = Relación Largo-Ancho (r) (Recomendada)

Tasa aplicación* Q_{\max} = Relación Largo Ancho

- **Cálculo del Volumen acumulado:**

Se selecciona el tiempo de retención “ T_R ” y se sustituye en la ecuación siguiente en segundos:

$$Q = V / t \rightarrow \text{Despejando para } V = Q * T_R$$

$$V = Q_{\text{máx}} (\text{m}^3 / \text{seg.}) * T_R (\text{seg.})$$

Luego para el fondo de la trampa de grasas tenemos la siguiente relación:

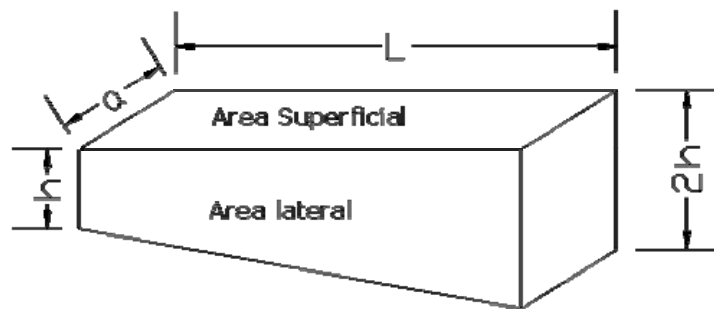


Figura 5.1.3.2. Esquema del Tanque Recolector

- **Cálculo de las dimensiones laterales de la trampa:**

Relación del Volumen con respecto al área lateral y el ancho

$$V = A_{\text{lateral}} \times a$$

$$A_{\text{lateral}} = \frac{(h + 2h) \times L}{2}$$

Luego tenemos.

$$V = \frac{(h + 2h) \times L \times a}{2} = \frac{3h \times L \times a}{2} \rightarrow h = \frac{2 \times V}{3 \times L \times a}$$

Finalmente se determina la altura de la cámara de sedimentación y se obtienen las siguientes dimensiones:

$$h = \frac{2 \times V}{3 \times L \times a}$$

Operación y mantenimiento

Las trampas de grasa deben operarse y limpiarse regularmente para prevenir el escape de cantidades apreciables de grasa y la generación de malos olores. La frecuencia de limpieza debe determinarse con base en la observación. Generalmente, la limpieza debe hacerse cada vez que se alcance el 75% de la capacidad de retención de grasa como mínimo. Para restaurantes, la frecuencia de limpieza varía desde una vez cada semana hasta una vez cada dos o tres meses. Estas unidades deben ser dotadas de las siguientes características:

1. Capacidad suficiente de acumulación de grasa entre cada operación de limpieza.
2. Condiciones de turbulencia mínima suficiente para permitir la flotación del material.
3. Dispositivos de entrada y salida convenientemente proyectados para permitir una circulación normal del afluente y el efluente.
4. Distancia entre los dispositivos de entrada y salida, suficiente para retener la grasa y evitar que este material sea arrastrado con el efluente.
5. Debe evitarse el contacto con insectos, roedores, etc.

A continuación se presenta un resumen de los parámetros recomendados por la norma Colombiana ya que las otras no contienen recomendaciones para dicha unidad de tratamiento

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Capacidad mínima admisible (hasta 50 personas)	Litros	-	473	-
Numero de cámaras	c/u	-	2	-
Capacidad de almacenamiento	Kg.	-	$Q_{maxhor}/4$	-
Área del tanque por cada litro/segundo	m ²	-	0.25	-
Relación ancho/longitud	-	-	1:4-1:8	-
Caudal de diseño	m ³ /día	-	Q_{maxhor}	-
Velocidad ascendente mínima	mm/s	-	4	-
Diámetro de la entrada	mm	-	50	-
Diámetro de la salida	mm	-	100	-
Sumergencia del extremo final del tubo de entrada	mm	-	150	-
Ubicación tubo de salida	mm	-	150 del tanque	-
Sumergencia del tubo de salida	m	-	0.9	-

Tabla 5.1.3.4. Resumen de parámetros recomendados por las normas

5.2. TRATAMIENTO PRIMARIO

5.2.1 GUIA PARA EL DISEÑO DE SEDIMENTADORES PRIMARIOS

Descripción de los sedimentadores

La finalidad del tratamiento por sedimentación es eliminar los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante del agua residual y, por lo tanto, reducir el contenido de sólidos en suspensión del agua. Una importante proporción de sólidos sedimentan cuando el líquido está en reposo o escurre a una velocidad relativamente baja. Los lodos retirados del estanque de sedimentación se vacían o inyectan al estanque de digestión.

Los tanques de sedimentación pueden proporcionar el principal grado de tratamiento del agua residual, o se pueden emplear como paso previo al tratamiento posterior. Cuando se utilizan como único medio de tratamiento, estos tanques sirven para la eliminación de: (1) sólidos sedimentables capaces de formar depósitos de fango en las aguas receptoras; (2) aceite libre, grasas, y otras materias flotantes, y (3) parte de la carga orgánica vertida a las aguas receptoras. Cuando los tanques de sedimentación se emplean como paso previo de tratamientos biológicos, su función es la reducción de la carga afluente a las unidades de tratamiento biológico. Los tanques de sedimentación bien dimensionados y explotados con eficiencia eliminan entre el 50 y el 70 % de los sólidos suspendidos y entre el 25 y el 40 % de la DBO₅.

Los tanques de sedimentación pueden clasificarse según el propósito (sedimentación primaria ó secundaria), método de limpieza (manual, mecánico,

presión hidrostática), forma (rectangular ó circular), según su carga superficial (flujo horizontal, vertical, radial y longitudinal), etc.

Clasificación de sedimentadores según su propósito

Tanques de sedimentación primaria

Tanques de sedimentación secundaria

Clasificación de sedimentadores según su método de limpieza

Según el sistema de limpieza, los tanques se subdividen en los siguientes tipos:

- a. *Tanques de limpieza manual:* Generalmente son rectangulares, con pendiente de 1 a 2%.en el fondo del tanque Se permite la acumulación de lodos hasta el momento que se nota desprendimiento de gases.
- b. *Tanques de remoción de lodos por presión hidrostática:* Son estanques con fondo en forma de tolva con pendientes que varían de 1.2: 1 a 2: 1, lo cual permite extraer los lodos diariamente por presión hidrostática sin necesidad de vaciar el estanque.
- c. *Tanques de limpieza mecánica:* La limpieza se efectúa con raspadores unidos a brazos rotatorios, cadenas sin fin o a puentes giratorios que se mueven a una velocidad baja determinada.
- d. *Tanques de limpieza por sistema de tubería móvil:* Estos estanques son similares a los descritos anteriormente, pero en lugar de raspadores disponen de tubos perforados que succionan los lodos.

Clasificación de sedimentadores según su forma

Los tanques sedimentadores pueden tener forma: (a) rectangular o (b) circular. En el Salvador, comúnmente, se usan los tanques sedimentadores circulares. A continuación se describen individualmente los tanques rectangulares y circulares.

Tanques rectangulares. En el Salvador, el uso de tanques de sedimentación rectangulares no es muy usual, como ya se menciona, los más usados son los tanques de sedimentación circular. En la siguiente figura se muestra el esquema general de un tanque de sedimentación rectangular.

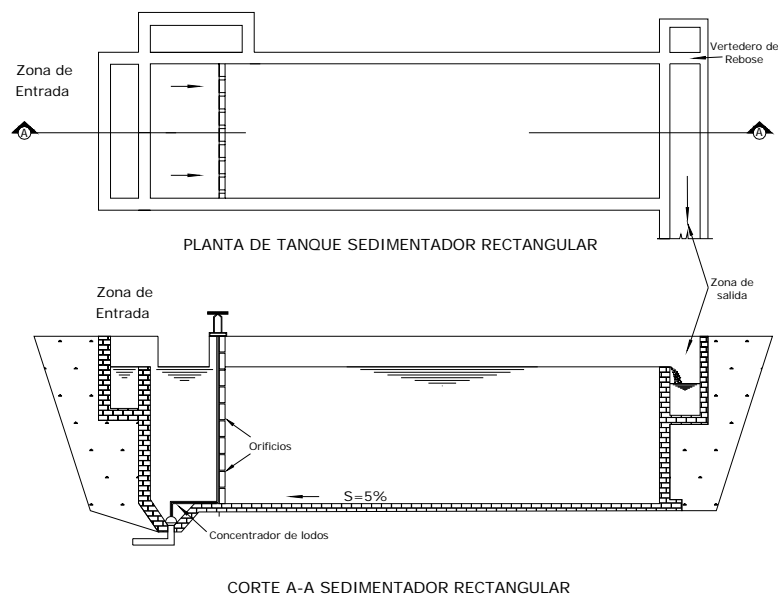


Figura 5.2.1.1 Esquema general de un tanque de sedimentación rectangular de flujo longitudinal

Los tanques de sedimentación rectangulares, pueden incorporar sistemas de rascado de fangos, con rascadores accionados por cadenas o con puentes de

traslación. Son varios los fabricantes que suministran equipos de recogida de fangos para decantadores de este tipo, y suelen consistir en una doble cadena cerrada que puede ser de aleación de acero, metálica o termoplástica. En la figura 5.2.1.2 se muestran tanques rectangulares con este tipo de cadenas:

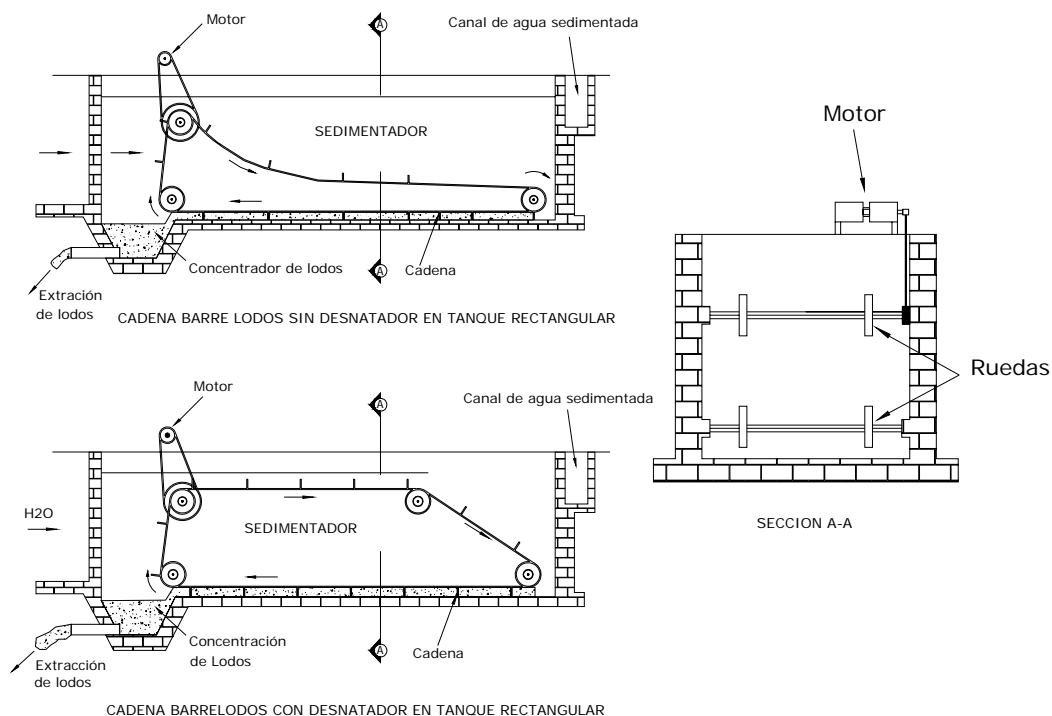


Figura 5.2.1.2. Esquemas de sistemas de cadenas para la remoción mecánica de lodos en tanque de sedimentación rectangular

Sujetos a las cadenas, a intervalos regulares de aproximadamente 3 m, se colocan tablonces de madera o de fibra de vidrio, que se extienden por toda la anchura del tanque. Para ver con mayor detalle lo anteriormente escrito, se puede observar la figura 5.2.1.3, donde se representa este sistema.

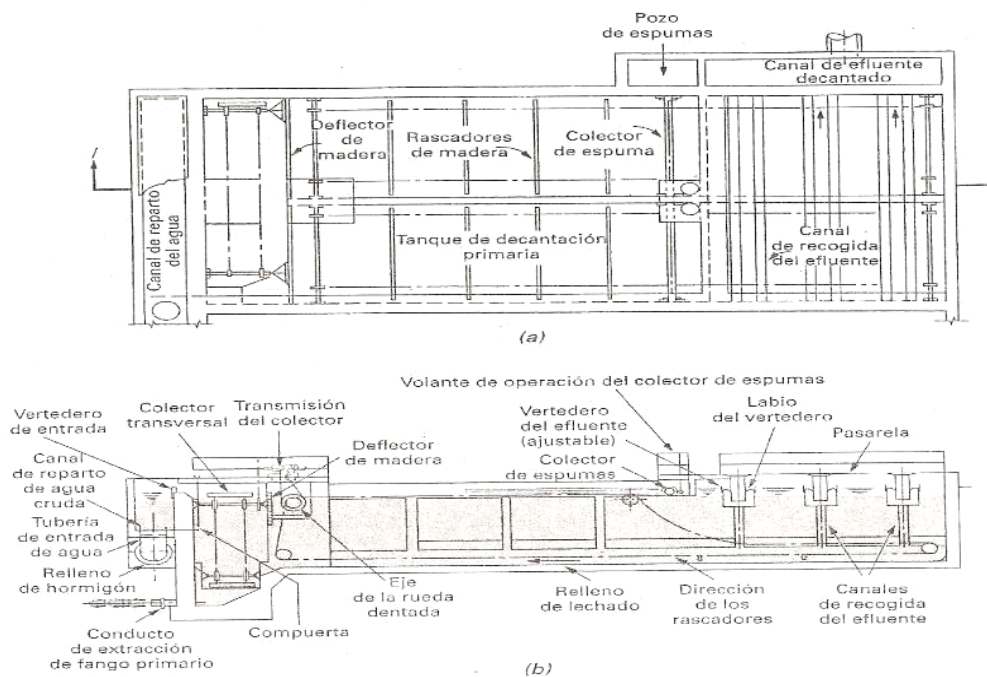
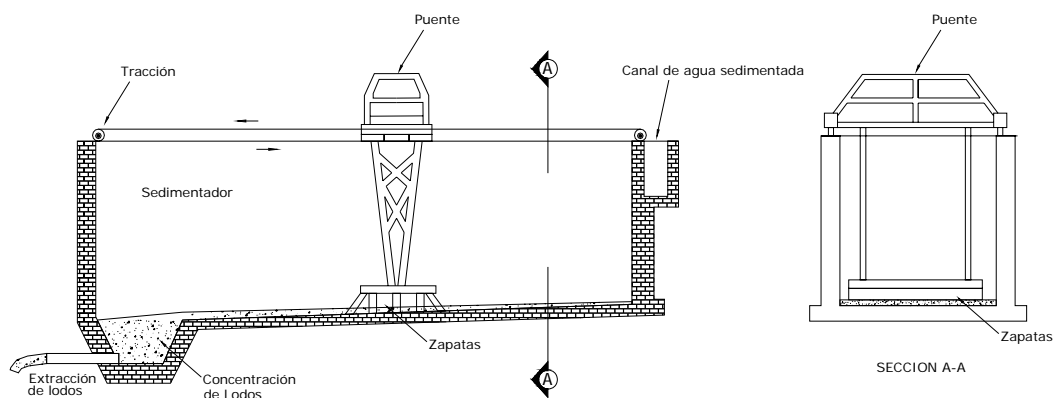


Figura 5.2.1.3. Detalles del sistema de barrido de lodos por cadenas en un tanque rectangular

En el caso de plantas pequeñas, los sólidos que sedimentan en el tanque se arrastran a unos cuencos de recogida del fango, mientras que en las plantas grandes, se arrastran a unos canales de fondo transversales. Estos canales transversales están equipados con sistemas de recolección (colectores transversales), de cadena y rascadores de tornillo, que conducen el fango a uno o más cuencos de fango.

En los tanques rectangulares, la extracción del fango también 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 ríeles dispuestos en los muros laterales, y de los que cuelgan una

o más rasquetas de fango. Algunos de los puentes están diseñados de tal manera que es posible elevar las rasquetas por encima del nivel del fango en el recorrido de vuelta a la posición inicial. En la figura 5.2.1.4 se muestra este tipo de sistema.



PUENTE CORREDIZO CON ZAPATAS BARRE LODOS EN TANQUES RECTANGULARES

Figura 5.2.1.4. Mecanismo tipo puente de traslación para la remoción mecánica de lodos en tanque de sedimentación rectangular.

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: (1) canales que ocupan toda la anchura del tanque, con vertederos de entrada; (2) canales de entrada con orificios de entrada sumergidos, o (3) canales de entrada con compuertas grandes y deflectores. Los vertederos de entrada, a pesar de que son efectivos en cuanto a la distribución del flujo en toda la anchura del canal, introducen una componente vertical de la velocidad en los cuencos de recogida de fangos que puede resuspender las partículas de fango. Los orificios de entrada pueden conseguir una buena distribución del

flujo en el ancho del tanque si se mantienen las velocidades dentro del intervalo entre 3 y 9 m/min. 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 toda la anchura del canal, deberán extenderse desde 150 mm por debajo de la superficie hasta 300 mm por debajo de la abertura de entrada.

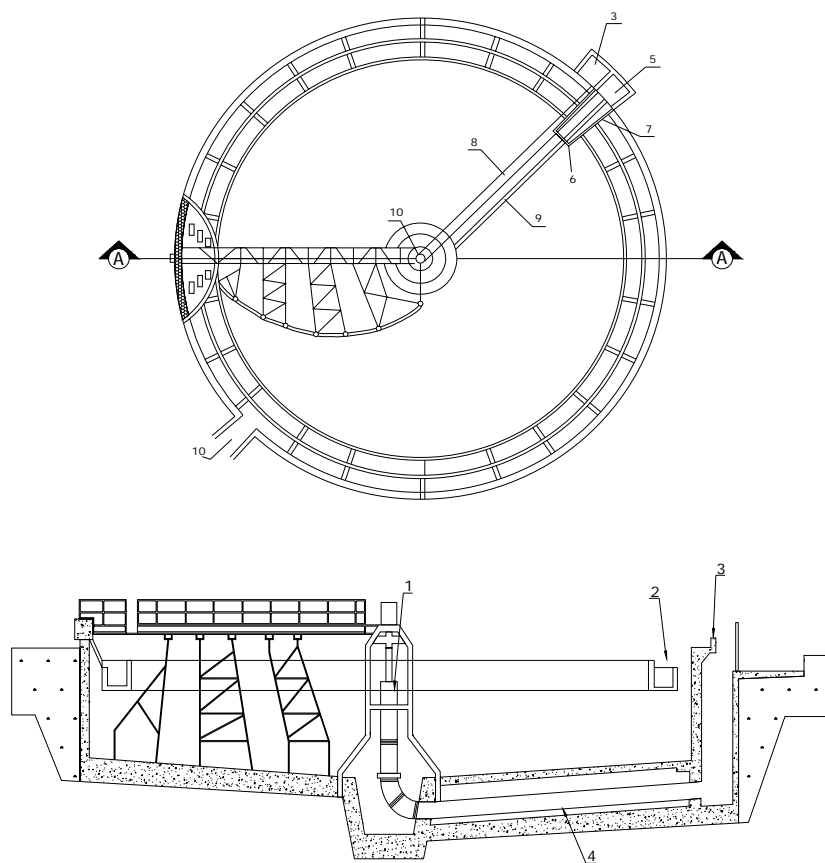
Las espumas se suelen recoger en el extremo de salida de los tanques rectangulares por medio de los rascadores que hacen su camino de retorno por la superficie del líquido. La espuma se arrastra mediante los rascadores hasta un punto en el que se retiene por medio de unos deflectores para su extracción. La espuma también se puede arrastrar 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 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 un tornillo. Excepto en el momento de recogida de las espumas, las aberturas se hallan por encima del nivel normal del agua en el 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 las 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 espumas 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 recoge 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 fangos producidos en la planta; no obstante, en muchas plantas, las espumas se eliminan por separado.

Los tanques rectangulares múltiples exigen menos espacio que los circulares, razón por la cual se emplean en zonas en las que la disponibilidad de terreno constituye una limitante. Los tanques rectangulares se prestan a ser construidos adyacentes a los tanques de preaireación y de aireación en las plantas de lodos activados, permitiendo el aprovechamiento de paredes comunes y reduciendo

los costes de construcción. También se adopta esta solución, de forma generalizada, en los casos en los que es necesario cubrir o cerrar los tanques.

Tanques Circulares de flujo radial. A continuación, en la figura 5.2.1.5, se muestra el esquema general de un tanque de sedimentación circular.



SECCION A-A SEDIMENTADOR CIRCULAR

- | | |
|--|--|
| 1. TUBERIA DISTRIBUIDORA METALICA | 6. POZO PARA LODO SUPERFICIAL |
| 2. CANAL PARA EL AGUA CLARIFICADA | 7. TUBERIA DE RECOLECCION DEL LODO SUPERFICIAL |
| 3. POZO DE ENTRADA PARA LAS AGUAS RESIDUALES | 8. TUBERIA DE AGUAS RESIDUALES |
| 4. TUBERIA PARA AGUAS RESIDUALES | 9. TUBERIA DE DESCARGA DE LODOS |
| 5. POZO DE LODOS | 10. SALIDA PARA EL AGUA CLARIFICADA |

Figura 5.2.1.5. Esquema general de tanques de sedimentación circulares

En los tanques circulares, el sistema de flujo es radial (a diferencia del flujo horizontal que se daba en los tanques rectangulares). Para conseguir este sistema de flujo radial, el agua residual a decantar se introduce por el centro o bien por la periferia del tanque, tal como muestra las Figuras 5.2.1.6 y 5.2.1.7.

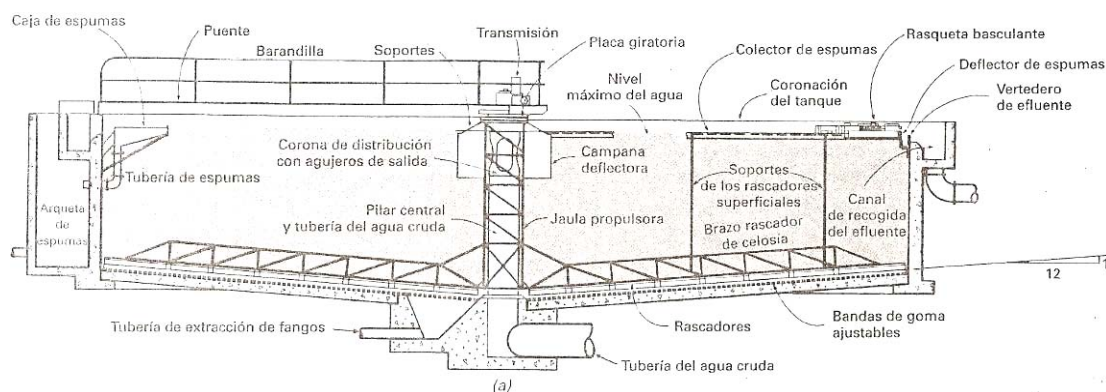


Figura 5.2.1.6. Tanques circulares de decantación primaria: de alimentación central (de infilco Degremont)

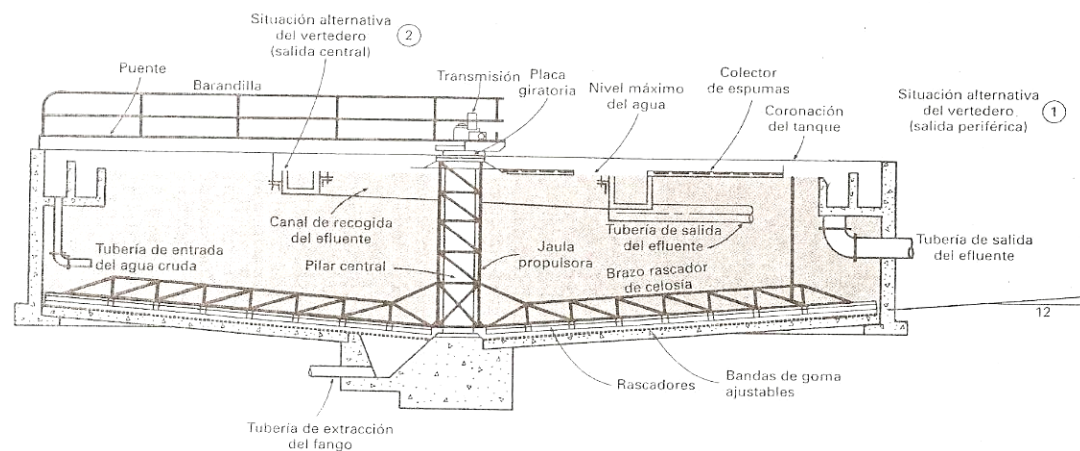


Figura 5.2.1.7. Tanques circulares de decantación primaria: de alimentación periférica (de Ecodyne y cloe-Yeomans)

Ambas configuraciones de flujo han proporcionado, por lo general, resultados satisfactorios, a pesar de que el sistema más comúnmente empleado es el de

introducir el agua por el centro. En las unidades de alimentación periférica, se han producido algunos problemas con la distribución del flujo y la eliminación de espumas.

En el diseño de alimentación central (Fig. 5.2.1.6), el agua residual se transporta hacia el centro del tanque mediante una tubería suspendida del puente o embebida en hormigón por debajo de la solera. En la zona central, el agua residual pasa por una campana circular diseñada para distribuir el flujo uniformemente en todas direcciones. La campana central tiene un diámetro que suele variar entre el 15 y el 20 % del diámetro total del tanque, con una profundidad que varía entre 1 y 2.5 m. El puente rascador gira lentamente y puede tener dos o cuatro brazos equipados con rascadores de fondo. Los puentes también incluyen unos rascadores superficiales para la eliminación de espumas.

En el diseño de alimentación perimetral (Fig. 5.2.1.7), existe un deflector circular suspendido a corta distancia del muro del tanque, formando un espacio anular en el que se descarga el agua residual en dirección tangencial. El agua residual circula en espiral alrededor del tanque y por debajo del deflector, mientras el líquido decantado se recoge por medio de unos vertederos colocados a ambos lados de un canal situado en la parte central. La grasa y la espuma quedan retenidas en la superficie del espacio anular.

En los tanques circulares de 3.6 a 9 m de diámetro, el equipo de extracción de fango está soportado por medio de vigas apoyadas en las paredes laterales.

Los tanques de diámetro superior a 10.5 m utilizan un pilar central que soporta el puente rascador y que es accesible por medio de una pasarela. La solera del tanque tiene forma de cono invertido, con una pendiente aproximada de 1/12, y el fango se arrastra a un cuenco relativamente pequeño situado junto a la zona central del tanque.

Clasificación de tanques de sedimentación según su Carga Superficial

Los sedimentadores según su carga superficial pueden clasificarse en dos tipos: de baja velocidad de separación y de alta velocidad de separación. Los primeros pueden ser de flujo horizontal y de flujo vertical o manto de lodos. Los segundos pueden ser de pantallas o celdas. En la tabla 5.2.1.1 se presenta información específica para cada uno de ellos.

Velocidad del flujo	Clase	Cargas superficiales m ³ /m ² /día
Baja	Horizontal	15-30
	Vertical	30-60
Alta	Pantallas	60-180
	Celdas	

Tabla 5.2.1.1. Clasificación de Sedimentadores según su carga superficial

Sedimentadores de flujo horizontal: La sedimentación con flujo horizontal se hace en tanques rectangulares y circulares, en los cuales la masa líquida se traslada de un punto a otro con una velocidad v_o , mientras que las partículas caen con una velocidad v_{sc} .

Sedimentadores de flujo vertical y manto de lodos: Ya desde 1869, Sillar y Wigner habían observado que el lodo recientemente coagulado al ser agregado a un agua turbia, tiene el poder de hacer precipitar las partículas en suspensión. La primera aplicación de este descubrimiento, cuya explicación racional se desconocía, fue hecha por Muelle-Nohnsen, en 1880, en un tanque de sedimentación que construyó en Dortmund, en la zona del Rhim, en Alemania. Este tipo de unidad, que vino a ser bastante usada, y que nunca fue patentada, se conoció con el nombre de tanque Dortmund.

El tanque Dortmund esencialmente consiste en una estructura de fondo cónico, al cual entra el agua cruda por la parte inferior y asciende atravesando un manto de partículas en suspensión, hasta llegar a las canaletas superiores en las que se recoge el agua sedimentada. Este tipo de unidad fue de uso común en Europa, hasta principio de siglo (1910). Posteriormente los fabricantes empezaron a obtener patentes para una gran variedad de sedimentadores de mantos de lodos, que no son sino modificaciones de los diseños básicos de los tanques Dortmund iniciales.

En la figura 5.2.1.8 se muestra un esquema general de un tanque Dortmund.

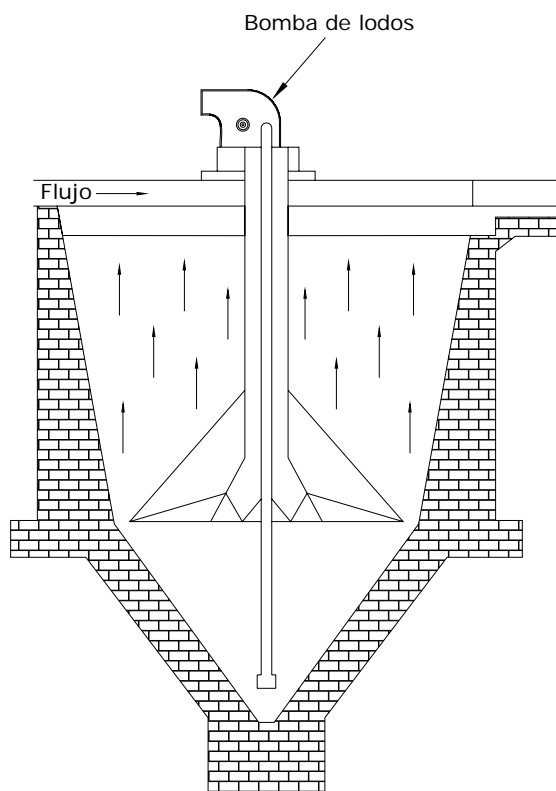


Figura 5.2.1.8 Esquema General de un Tanque Dortmund

El Uso de los tanques Dortmund vino a generalizarse en las Américas, solamente después de la última guerra mundial, cuando las compañías fabricantes de equipos, se hicieron fuertes e impulsaron la venta de este tipo de unidades, no solo para la industria, sino también para las plantas de tratamiento municipales.

En Europa, los sedimentadores de flujo vertical han sido siempre preferidos y son hoy en día los que se usan más comúnmente, debido a que talvez las plantas de tratamiento son diseñadas por los vendedores de equipos y no por firmas consultoras independientes.

Este tipo de sedimentadores pueden trabajar con cargas superficiales de $30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ a $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. La mayoría de los equipos patentados suelen diseñarse con $60 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$. El tiempo de retención de este tipo de unidades, suele estar entre 1.0 y 1.5 horas.

La concentración de sólidos en el manto varía entre el 10% y 20% del volumen. La profundidad de la colcha es diferente según el tipo de unidad, y suele ser de 1 a 3m. Cuanto mayor sea la altura del manto, mayor será la remoción de turbiedad.

Descripción de las zonas de un sedimentador.

De manera general, en un sedimentador se pueden considerar cuatro zonas, las cuales son: (a) la de entrada (b) la de sedimentación (c) la de salida (d) la de lodos. En la figura 5.2.1.9 se indican las zonas mencionadas.

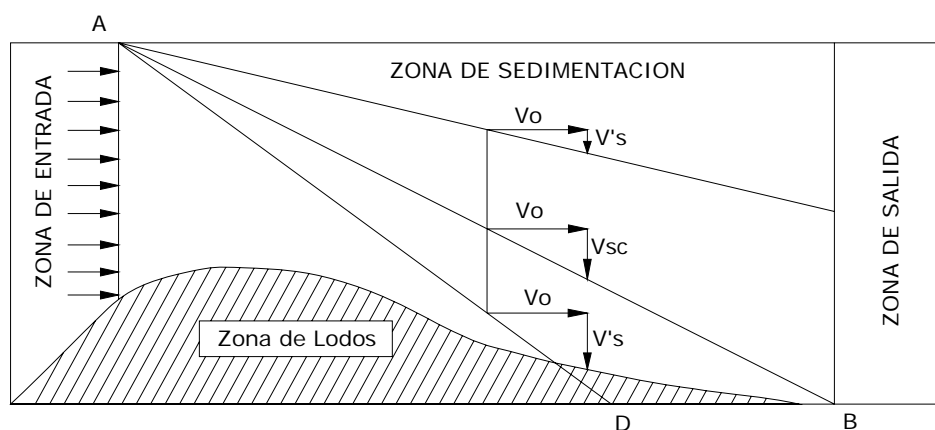


Figura 5.2.1.9. Esquema general de las Zonas de un sedimentador

Zona de entrada

Los propósitos de la estructura de entrada se resumen en lo siguiente:

- ✓ Distribuir el afluente tan uniformemente como sea posible en toda el área transversal del sedimentador.
- ✓ Evitar chorros de agua que puedan provocar movimientos rotacionales de la masa líquida u otras corrientes cinéticas.
- ✓ Disipar la energía que trae el agua.
- ✓ Evitar altas velocidades que puedan perturbar los sedimentos del fondo.

Debe tenerse en cuenta que la energía cinética de los chorros de agua producidos por pequeños orificios sumergidos, no se disipa tan fácilmente como podría pensarse. Ensayos experimentales han demostrado que a una distancia de 10 diámetros aguas abajo del orificio, la velocidad del chorro disminuye solamente un 40% y a 100 diámetros, un 94%.

Esto significa que en un orificio de 10cm de diámetro que introduzca agua a un sedimentador con una velocidad de 30 cm/seg, producirá disturbios hasta $0.1 \times 100 = 10\text{m}$ de distancia dentro del tanque, donde la velocidad se reduciría a 1.8 cm/seg, todavía mayor que la velocidad horizontal promedio v_0 del sedimentador que suele ser menor de 1.0 cm/seg. Es pues conveniente que las velocidades de entrada no sean, en lo posible mayores que 15cm/seg.

Por otra parte, si las velocidades en los orificios de entrada son muy bajas, la distribución del flujo no es uniforme.

Camp considera que aún en los mejores diseños, las turbulencias de entrada y de salida se extienden a una distancia por lo menos igual a la profundidad del tanque.

En un tanque rectangular, la ubicación de la pantalla difusora, en la zona de entrada debe ser entre 0.7 a 1.00 m de distancia de la pared de entrada. Tal como se indica en la figura 5.2.1.10

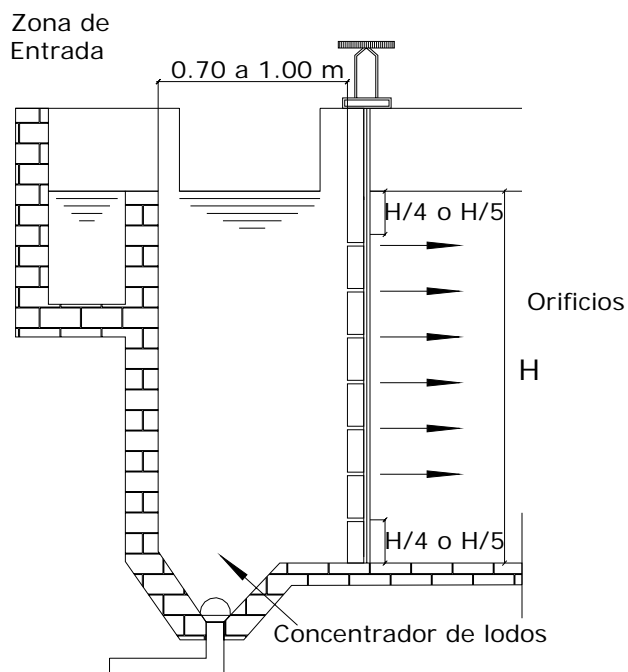


Figura 5.2.1.10. Ubicación de la pantalla difusora en un tanque de sedimentación rectangular.

Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a $1/5$ o $1/6$ de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre $1/4$ ó $1/5$ de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

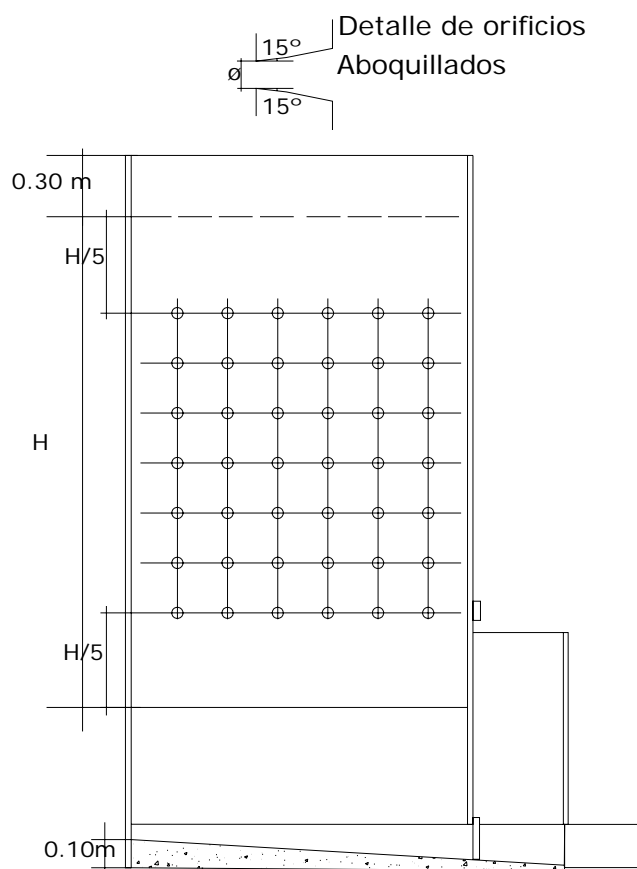


Figura 5.2.1.11. Elevación de pantalla difusora en un tanque de sedimentación

Zona de sedimentación:

Dada la complejidad del problema del modelo de sedimentación, Hazen (1904), y luego Camp (1946), introdujeron el concepto de tanque ideal. Camp lo define como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo". Por definición, el tiempo en el cual la partícula crítica llega al fondo es igual al tiempo teórico de detención t_0 .

Lo anterior se refleja en la siguiente relación:

$$t_o = \frac{V}{Q}$$

Donde:

t_o : Tiempo teórico de detención
 V : Volumen del decantador
 Q : Caudal de diseño

Como el volumen es igual al área superficial A por la profundidad h del tanque, se tiene:

$$t_o = \frac{Ah}{Q} = \frac{h}{\frac{Q}{A}} = \frac{h}{v_{sc}}$$

$$v_{sc} = \frac{h}{t_o} = \frac{h}{\frac{Ah}{Q}} = \frac{Q}{A} = \text{Carga superficial}$$

Esto demuestra, en palabras de Hazen, que "la proporción de sedimento removido es función del área del decantador" y "de la cantidad del agua tratada en la unidad de tiempo, y es completamente independiente de la profundidad del sedimentador". Esta conclusión permaneció inalterada por cerca de 60 años, pero no es cierta, ya que la validez de esta depende de la siguiente hipótesis que se sabe es errónea: "que el tanque real" actúa como un "sedimentador real". Si todos los sólidos del agua residual fueran partículas discretas de tamaño, densidad, peso específico y forma relativamente uniformes, la eficiencia de eliminación de dichos sólidos dependería del área superficial del tanque y del tiempo de detención. En esta situación, suponiendo que las velocidades de circulación horizontales se mantengan por debajo de las

de arrastre, la profundidad del tanque no tendría importancia. Sin embargo, los sólidos de la mayoría de las aguas residuales no se ajustan a estas características regulares, sino que son de naturaleza heterogénea, y las condiciones en las que se hallan presentes varían desde la dispersión total hasta la floculación completa.

Por lo tanto, más correcto sería afirmar que el asentamiento de partículas discretas en un decantador de flujo continuo, el área superficial A y la carga superficial Q/A , son parámetros más importantes que la profundidad y el período de detención.

De lo anterior se puede concluir que el estudio de la eficiencia de un decantador solo se puede hacer en forma práctica o con modelos, estudiando el comportamiento de las masas de agua por medio de trazadores u otros sistemas apropiados.

Zona de lodos

Los lodos se depositan en el fondo del sedimentador de manera desuniforme. Entre el 60% y el 90% queda almacenado al inicio del mismo, en el primer tercio de su longitud.

Respecto a la zona de lodos, hay dos aspectos que se deben tener en consideración los cuales son:

- *La velocidad del agua en el fondo*
- *La forma de remoción de los lodos*

Si la velocidad del agua en el fondo del sedimentador es muy grande, las partículas asentadas pueden ser resuspendidas en el flujo y acarreadas en el efluente. Por otra parte, la remoción de los sedimentos puede hacerse en forma continua o en forma intermitente. Cuando se hace en forma continua se utilizan cadenas barredoras de lodos, las que van empujando a estos lentamente por medio de zapatas a un concentrador, donde se extraen por gravedad periódicamente.

Cuando se remueven en forma intermitente, hay que vaciar el tanque cada cierto tiempo y extraerle los sedimentos manualmente. Para facilitar esta operación debe dejarse alrededor del tanque llaves de manguera, para poder lanzar agua a presión a los fangos del fondo.

La amplitud que se deje en la zona de fangos depende del volumen que se obtenga de ellos y del tiempo y la forma como se haga la remoción.

Si se usan equipos barrelosos (que pueden ser cadenas o puentes), el volumen almacenado es relativamente pequeño y la profundidad del tanque puede hacerse menor.

En cambio, cuando no se usan estos equipos, debe dejarse una mayor profundidad para que la remoción no tenga que hacerse con demasiada frecuencia sino cada dos o tres meses, previendo un espacio en el tanque para

la acumulación de lodo, ya que cuando se interrumpe el trabajo de un decantador, se recargan las otras unidades.

Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

Factores que se deben considerar en el diseño de sedimentadores.

- *Carga Superficial*

La carga superficial es la velocidad crítica mínima de sedimentación Q/A , que se espera que en promedio tenga un cierto porcentaje (70-98%) de partículas de la suspensión.

El efecto de la carga superficial y del tiempo de detención sobre la eliminación de sólidos suspendidos varía ampliamente en función de las características del agua residual, de la proporción de sólidos sedimentables, concentración de sólidos, así como de otros factores. Es conveniente poner especial atención en el hecho de que las cargas de superficie deben ser lo suficientemente reducidas como para asegurar el rendimiento de las instalaciones en condiciones de caudal punta, que puede variar entre tres veces el caudal medio para plantas pequeñas y el doble del caudal medio para plantas de grandes dimensiones

Una vez se ha establecido la superficie del tanque, el tiempo de retención viene gobernado por la profundidad del agua en el interior del tanque. Las cargas de

superficie que se usan en la actualidad proporcionan, en base a los caudales medios, tiempos de retención nominales entre 2 y 2.5 horas. No obstante, como los caudales que se adoptan en proyecto suelen tener en cuenta las previsiones futuras, en los primeros años de explotación los tiempos de retención reales pueden resultar algo mayores.

- *Período de retención y profundidad*

El período de retención es el tiempo máximo que la partícula con la mínima velocidad de sedimentación escogida, tarda en llegar hasta el fondo. Por tanto es directamente dependiente de la profundidad del tanque. Cuanto menor sea la profundidad, menor será el tiempo de detención necesario para recolectar dicha partícula.

Normalmente, los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención entre 1.5 y 2.5 horas para el caudal medio del agua residual. Los tanques que proporcionan tiempos de retención menores (0.5 a 1.0 h), con menor eliminación de sólidos suspendidos, se usan en ocasiones como tratamiento primario previo a las unidades de tratamiento biológico.

En el proyecto de los tanques de sedimentación primaria, los efectos de la temperatura no suelen requerir atención especial, sobretodo si se trata del diseño de estas unidades en países como El Salvador, donde la temperatura no

sufre variaciones significativas y se mantiene alrededor de los 20°C , sin embargo en zonas de climas fríos, los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas retardan la sedimentación de las partículas en los sedimentadores y reducen los rendimientos de las instalaciones para temperaturas inferiores a los 20°C. En la Figura 5.2.1.12 se presenta una curva que muestra el incremento del tiempo de retención necesario para igualar el tiempo de detención correspondiente a 20°C. Por ejemplo, para un agua residual a 10°C, el tiempo de detención necesario para igualar el rendimiento que se obtendría con el agua a 20°C sería 1.38 veces superior. Por lo tanto, para conseguir rendimientos adecuados, en los casos en los que se espera que el agua residual entre a bajas temperaturas es necesario adoptar ciertos factores de seguridad en el proyecto de los sedimentadores.

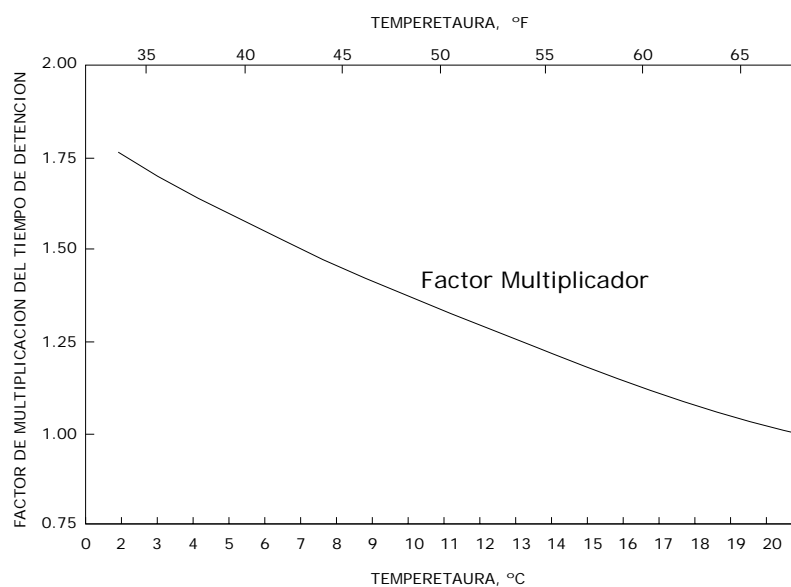


Figura 5.2.1.12. Variación del tiempo de retención respecto a la temperatura en sedimentadores primarios

Los sedimentadores horizontales no pueden construirse con profundidades muy pequeñas, debido a los siguientes factores:

- ✓ Que la velocidad de escurrimiento horizontal no puede hacerse muy alta.
- ✓ Que existen interferencias que revuelven el sedimentador (corrientes térmicas, de densidad, etc.).
- ✓ Consideraciones estructurales y de operación.

Se ha encontrado en base a la experiencia, que las profundidades varían entre 3.0 y 5.0 m y, con mas frecuencia, entre 3.50 y 4.50 m.

- Velocidad horizontal de escurrimiento y relación largo profundidad

Si Q es el flujo que entra al sedimentador, v_{sc} es la velocidad crítica (carga superficial), a es el ancho del tanque y v_o es la velocidad horizontal, tomando la nomenclatura anterior se tiene:

$$Q = v_{sc} A_o$$

$$Q = v_o A_v, \text{ como } A_h = aL$$

$$A_v = ah$$

$$\frac{L}{h} = \frac{v_o}{v_{sc}}$$

Por tanto, la relación: Longitud L de la zona de sedimentación, sobre profundidad h de la misma, dependerá de las velocidades v_o sobre v_{sc} que se

escojan. En otras palabras, a igualdad de carga superficial, la relación L/h determinara la velocidad horizontal v_0 en el sedimentador.

Por ejemplo, si se quiere que en un sedimentador de 50m de longitud, la velocidad horizontal no sobrepase de 0.60 cm./seg cuando se trabaja con una carga de $40 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, la relación L/h será de 12.5 (tomado de la figura 5.2.1.13) y, por tanto, la profundidad deberá ser $50/12.5=4\text{m}$. A esto habrá que añadirle lo necesario para almacenamiento de lodos, si se tratar de un sedimentador donde no habrá remoción mecánica de lodos.

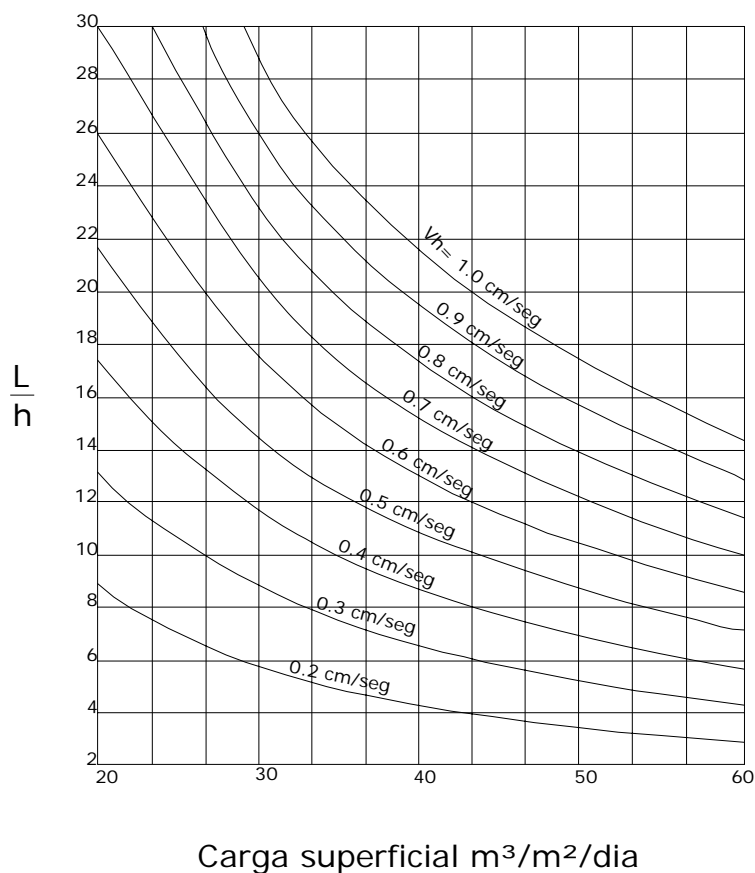


Figura 5.2.1.13 Velocidad horizontal V_h para diferentes relaciones de longitud-profundidad (L/h) de la zona de sedimentación.

Suponiendo un $Q=40,000 \text{ m}^3/\text{día}$, el ancho sería de 20 m para la carga superficial estipulada.

La velocidad también puede cambiarse escogiendo diferente relación de ancho a largo. Por ejemplo, en el caso propuesto, si $a=25\text{m}$, y $L=40\text{m}$, $v_o = 40 \text{ m/día}=0.464 \text{ cm. /seg}$. Al ir ampliando el ancho del tanque, para la misma carga superficial, la misma profundidad y el mismo gasto, se va disminuyendo la velocidad horizontal. En la práctica se usan relaciones que se encuentren en el rango siguiente:

$$5:1 \leq L/h \leq 25:1$$

- *Velocidad de arrastre.*

La velocidad de arrastre es importante en las operaciones de sedimentación. Las fuerzas actuantes sobre las partículas sedimentadas son causadas por la fricción del agua que fluye sobre las mismas. En los tanques de sedimentación, las velocidades horizontales se deben mantener a niveles bajos, de modo que las partículas no sean arrastradas desde el fondo del tanque. La velocidad crítica viene dada por la siguiente ecuación, desarrollada por Camp a partir de estudios realizados por Shields:

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V_H : Velocidad horizontal mínima a la que se inicia el fenómeno de arrastre.
 K : Constante que depende del tipo de material arrastrado.
 s : Peso específico de las partículas.

- g*: Aceleración de la gravedad.
d: Diámetro de las partículas.
f: factor de fricción de Darcy-Weisbach.

Los valores típicos de k son 0.04 para arena unigranular, y 0.06 para materia más agregada. El término f (factor de fricción de Darcy Weisbach) depende de las características de la superficie sobre la que tiene lugar el flujo y del número de Reynolds. Los valores típicos de f están entre 0.02 y 0.03. Tanto k como f son constantes adimensionales.

- *Número de unidades*

En toda planta debe haber por lo menos dos unidades de sedimentación, de tal forma que cuando se suspenda una por efectos de mantenimiento o desperfectos en su funcionamiento, se pueda seguir trabajando con la otra. Teniendo en cuenta esta eventualidad, el área total de los decantadores debe incrementarse en un porcentaje adicional como se especifica en la tabla 5.2.1.2.

Número de unidades	Carga superficial m ³ /m ² /día				
	20	30	40	50	60
2	0	0	33	67	100
3	0	0	11	22	33
4	0	0	8.5	17	25
5 o más	0	0	7.0	13	20

Tabla 5.2.1.2 Porcentaje de área adicional de sedimentación que debe proveerse de acuerdo al numero de unidades y cargas superficiales

- *Producción de fango*

Se debe conocer o estimar el volumen de fango producido en los tanques de sedimentación primaria, de modo que el proyecto y dimensionamiento de los

tanques, junto con las instalaciones de tratamiento y eliminación del fango, se puedan llevar a cabo correctamente. El volumen de fango producido dependerá de: (1) las características del agua residual cruda, incluidas la edad y concentración de la misma; (2) el tiempo de retención y el grado de tratamiento a llevar a cabo en los tanques; (3) el estado de los sólidos sedimentados, incluyendo el peso específico, el contenido de agua, y los cambios de volumen experimentados bajo la influencia de los dispositivos mecánicos de eliminación de fangos o de la profundidad del tanque, y (4) el lapso de tiempo transcurrido entre las operaciones de extracción de fangos. En la Tabla 5.2.1.3 se proporcionan datos sobre el peso específico y la concentración de sólidos en el lodo extraído de los tanques de sedimentación primaria.

Tipo de lodo	Peso Especifico	Concentración de sólidos	
		Intervalo	Típico
Únicamente fangos primarios:			
Agua residual de concentración media	1.03	4 - 12	6
Agua residual procedente de redes de alcantarillado unitarias	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

Tabla 5.2.1.3. Información típica sobre el peso específico y la concentración del lodo procedente de los tanques de sedimentación primaria

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS SEDIMENTADORES

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según				
		Guía*	Metcalf y Eddy	Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Tanques Rectangulares						
Tiempo de retención	horas	2-6			>1.0	1.5 – 2.5
Carga Superficial	m ³ /m ² /h			1.0 – 1.50	1.37 – 2.70	1.0 – 2.50
Profundidad del sedimentador	m	1.5-2.5	3.0-4.5	> 2	2.0 – 5.0	2.0 – 3.50
Relación Largo/ Ancho	-	3-6		> 4:1	1.5:1 a 15:1	3 - 10
Relación ancho/ Profundidad	-			> 2:1		
Relación Largo/ Profundidad	-	5-20			10 - 15	5 – 30
Longitud	m		15-90			
Ancho	m		3.0-25			
Velocidad de los rascadores	m/min.		0.60-1.20	>0.60		0.60 – 1.20
Velocidad horizontal en el fondo del sedimentador	cm/seg			<1.0		
Eficiencia de remoción de DBO	%					30 – 42
Eficiencia de remoción de Sólidos suspendidos	%					50 – 66
Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según				
		Guía*	Metcalf y Eddy	Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Tanques circulares						
Diámetro	m		3.0 – 60		3.0 - 60	
Profundidad del sedimentador	m		3.0-4.5	4.90 – 6.00	2.5 – 4.0	3.0 – 5.0
Velocidad de los rascadores	Rev. /min.		0.02-0.05			0.016 – 0.05

Tabla 5.2.1.4. Parámetros de diseño de tanques de sedimentación

*Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores OPS/CEPIS/05.158 UNATSABAR

ASPECTOS ADICIONALES ENCONTRADOS EN LA NORMA BOLIVIANA

- Sedimentadores con capacidad de 500 m^3 , pueden ser proyectados con o sin remoción mecanizada de lodo, para capacidades mayores de 500 m^3 es obligatoria la remoción de lodo en forma mecanizada.
- Los sedimentadores primarios deben ser dimensionados para el caudal máximo.
- La utilización de un solo sedimentador, sólo es admitido para caudales máximos inferiores a 250 l/s.

ASPECTOS ADICIONALES ENCONTRADOS EN LA NORMA MEXICANA

Sedimentador primario

Los tanques de sedimentación pequeños, de diámetro o lado no mayor de 3.6m, deben ser proyectados sin equipos mecánicos. La forma puede ser rectangular, circular o cuadrado; los rectangulares podrán tener varias tolvas y los circulares o cuadrados una tolva central, como es el caso de los sedimentadores tipo Dortmund. La inclinación de las paredes de las tolvas será de por lo menos 60 grados con respecto a horizontal.

Los tanques de sedimentación con dimensiones mayores, usarán equipo mecánico para el barrido de lodos y transporte a los procesos de tratamiento de

lodos. Cuando se diseñen tanques convencionales de sedimentación primaria sin datos experimentales se utilizarán los siguientes criterios de diseño:

- Los canales de repartición y entrada a los tanques deben ser diseñados para el caudal máximo horario.
- La eficiencia de remoción del proceso de sedimentación puede estimarse de acuerdo con la tabla siguiente:

Período de retención nominal en horas	DBO 100 a 200 mg/l		DBO 200 a 300 mg/l	
	DBO	SS*	DBO	SS*
1.5	30	50	32	56
2.0	33	53	36	60
3.0	37	58	40	64
4.0	40	60	42	66

Tabla 5.2.1.5 Parámetros para la estimación de eficiencias de remoción

ASPECTOS ADICIONALES ENCONTRADOS EN LA NORMA COLOMBIANA

En los casos en que no es posible realizar ensayos de sedimentación para determinar la tasa de desbordamiento superficial, se recomiendan los siguientes valores según el tipo de tratamiento que la preceda y para caudales medio diario y máximo horario.

Tipo de tratamiento	Tasa de desbordamiento superficial TDS (m ³ /m ² /d)	
	Caudal promedio	Caudal pico
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16-32	40-48
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8-16	24-32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16-24	40-48
Sedimentación seguida por biodiscos	16-32	40-48
<i>Efluente secundario</i>	16-24	32-40
<i>Efluente nitrificado</i>		

Tabla 5.2.1.6 Valores de TDS recomendadas

Profundidad del tanque

Se recomiendan los siguientes valores de profundidad de agua en el tanque de sedimentación secundaria.

Tipo de tratamiento	Profundidad (m)
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de filtros percoladores	3.0-3.6
Sedimentación siguiendo un proceso de biodiscos	
Efluente secundario	3.0-3.6
Efluente nitrificado	3.0-3.6

Tabla 5.2.1.7 Valores de profundidad de agua

PROCESO DE DISEÑO DE LOS SEDIMENTADORES

DIMENSIONAMIENTO DE TANQUE SEDIMENTADOR RECTANGULAR

1. Determinar el área superficial de la unidad (A_s), que es el área superficial de la zona de sedimentación, de acuerdo a la siguiente relación:

$$A_s = \frac{Q}{V_s}$$

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación (m/seg.)
 Q : Caudal de diseño (m^3 /seg.)

2. Determinar las dimensiones de Largo L (m), ancho B (m) y altura h (m) de manera tal que se cumplan las relaciones o criterios mencionados anteriormente. Considerando el espaciamiento entre la entrada y la cortina o pared de distribución de flujo.

3. Determinar la velocidad horizontal V_H (m/seg.) de la unidad. La cual debe cumplir con las relaciones mencionadas anteriormente.

$$V_H = \frac{100xQ}{BxH}$$

4. Determinar el tiempo de retención T_o (horas), mediante la relación:

$$T_o = \frac{A_s x H}{3600xQ}$$

5. Determinar el número de orificios, cumpliendo con los criterios de diseño.

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

Donde:

- V_o : Velocidad en los orificios (m/seg.)
 Q : Caudal de diseño (m^3 /seg.)
 A_o : Área total de orificios (m^2)

$$n = \frac{A_o}{a_o}$$

Donde:

- a_o : Área de cada orificio (m^2)
 n : Número de orificios

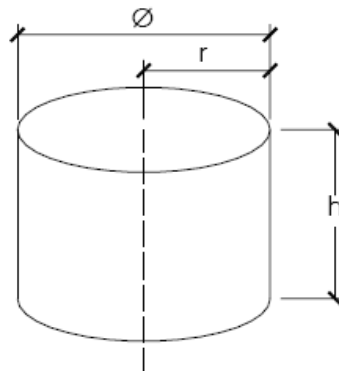
DIMENSIONAMIENTO DE TANQUE SEDIMENTADOR TIPO DORTMUND

1. Establecer el diámetro del sedimentador que puede variar, según las normas, de 3.0 m a 60.0 m, de acuerdo al espacio disponible.
2. Establecer el tiempo de retención, normalmente los tanques de sedimentación se proyectan para que proporcionen un tiempo de retención de 1.5 a 2.5 horas. Si se va a diseñar un tanque en una temperatura que no anda alrededor de los 20°C, puede usarse el grafico de la figura 5.2.1.12.
3. Determinar la carga superficial a usar. Según las normas y literatura analizada esta carga superficial puede variar en un rango de 30 a 60 m³/m²/día. Se pueden tomar valores en este rango.
4. Calculo del área superficial. Al igual que en los tanques rectangulares esta área se puede calcular con la siguiente formula:

$$A_s = \frac{Q}{V_s}$$

Donde V_s es la velocidad de sedimentación o carga superficial.

5. Dimensionamiento de la zona de sedimentación:



Como el tanque es circular, con el área encontrada se debe determinar el radio y el diámetro del sedimentador.

$$\phi = 2r = 2 * \sqrt{\frac{A_s}{\pi}}$$

Con este diámetro o el radio encontrado, se debe calcular el área de la superficie del sedimentador.

6. Cálculo de la profundidad del tanque.

Esta profundidad se calcula tomando en cuenta el tiempo de retención elegido, la carga superficial V_s y la siguiente relación:

$$h = t_0 * V_s$$

7. Calcular la velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal con la siguiente fórmula, que ya fue descrita en el presente texto:

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Con los siguientes valores:

$$K=0.05, s=1.05, g= 9.8 \text{ m/s}^2, d= 100 \times 10^{-3} \text{ } \mu\text{m}, f=0.025$$

8. Calcular la velocidad horizontal teórica que se dará de acuerdo a las dimensiones tomadas y considerando el caudal pico o sea el caudal máximo horario.

Dicha velocidad se puede calcular con la siguiente expresión:

$$V_h = \frac{Q_{pico}}{A_{flujo}}$$

Como ya se menciona este caudal pico es el máximo horario y el área de flujo es la mitad del área superficial de un cilindro, porque es donde se estará distribuyendo el flujo de agua.

$$A_{flujo} = \frac{(2\pi r) \times h}{2} = \pi r h$$

Esta velocidad horizontal calculada se debe comparar con la velocidad de arrastre calculada en el paso 7, si es menor, el material sedimentado no será resuspendido, si es mayor sucederá lo contrario y por lo tanto existe la necesidad de redimensionar el sedimentador.

9. Determinación del diámetro en la zona de entrada, en el centro del tanque.

Este diámetro debe considerarse entre el 15 y el 20 % del diámetro del sedimentador.

10. Cálculo de la remoción en el sedimentador.

La remoción tanto para DBO, así como para sólidos suspendidos, puede estimarse tomando en cuenta lo dictado en la tabla 5.2.1.5

11. Dimensionamiento del tanque.

Ya se ha encontrado el diámetro y la altura de parte cilíndrica recta, ahora debe calcularse la altura del cono truncado. Este cálculo se realiza considerando la pendiente dictada en las normas, que anda alrededor del 8%, y de esta forma se tiene dimensionado el sedimentador.

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS SEDIMENTADORES

Debe evitarse una acumulación excesiva de lodos, ya que estos pueden descomponerse y crear gases y olores indeseables. Se debe quitar la capa de natas, que se forma en la superficie del agua, por lo menos dos veces al día y remover de inmediato el lodo flotante. En caso de que un tanque se ponga fuera de servicio por uno o dos días, se debe drenar el contenido del tanque y limpiar luego el interior. Si el tanque sale de servicio permanentemente, se debe de llenar con tierra para prevenir problemas de salud y contaminación.

Adicionalmente se mencionan las siguientes actividades:

Actividades diarias:

El control de las válvulas

- ✓ Limpieza del canal perimetral de descarga y vertedores
- ✓ La evacuación de lodos y de materias flotantes
- ✓ La limpieza del sumidero de lodo

Actividades semanales:

- ✓ La limpieza con agua a presión de la caja de conexión al digestor.

Una vez al año:

- ✓ Vaciar el tanque y revisar la estructura de concreto
- ✓ Localizar los puntos de corrosión de los vertederos, placa deflectora y cincho metálico y pintar con anticorrosivo si es necesario para evitar el deterioro del material.

5.2.2 GUIA PARA EL DISEÑO DE FOSAS SEPTICAS

Los sistemas de fosas sépticas, comúnmente son utilizados en el tratamiento de las aguas residuales de familias que habitan en localidades que no cuentan con servicios de alcantarillado o que la conexión al sistema de alcantarillado les resulta costosa por su lejanía. Estos sistemas se pueden utilizar en localidades rurales o urbanas y generalmente están compuestos por tanques sépticos, cajas de distribución y unidades de postratamiento del efluente, tales como: pozos de absorción, zanjas de infiltración y zanjas de arena filtrante.

Ventajas del uso de sistemas de Fosas Sépticas

- Apropiado para comunidades rurales, edificaciones, condominios, donde no es posible la conexión al drenaje sanitario, etc.
- Su limpieza no es frecuente (de dos a tres años).
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.

Desventajas del uso de sistemas de Fosas Sépticas

- De uso limitado para un máximo de 500 habitantes.
- También de uso limitado a la capacidad de infiltración del terreno que permita disponer adecuadamente los efluentes en el suelo.
- Requiere facilidades para la remoción de lodos (bombas, camiones con bombas de vacío, etc.).

A continuación se muestran algunos esquemas generales de sistemas de fosas sépticas:

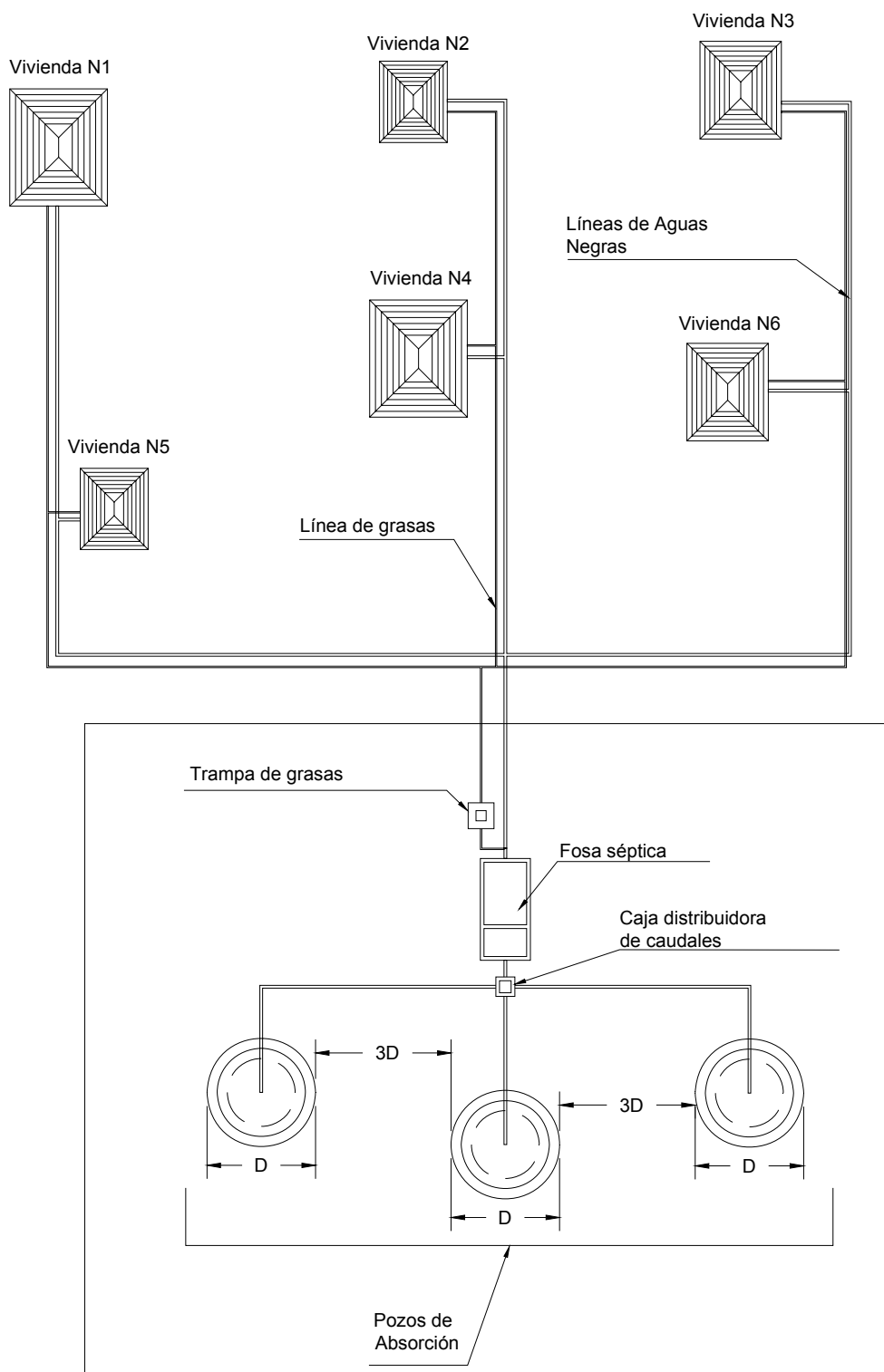


Figura 5.2.2.1 Sistema de Fosa séptica con pozos de absorción.

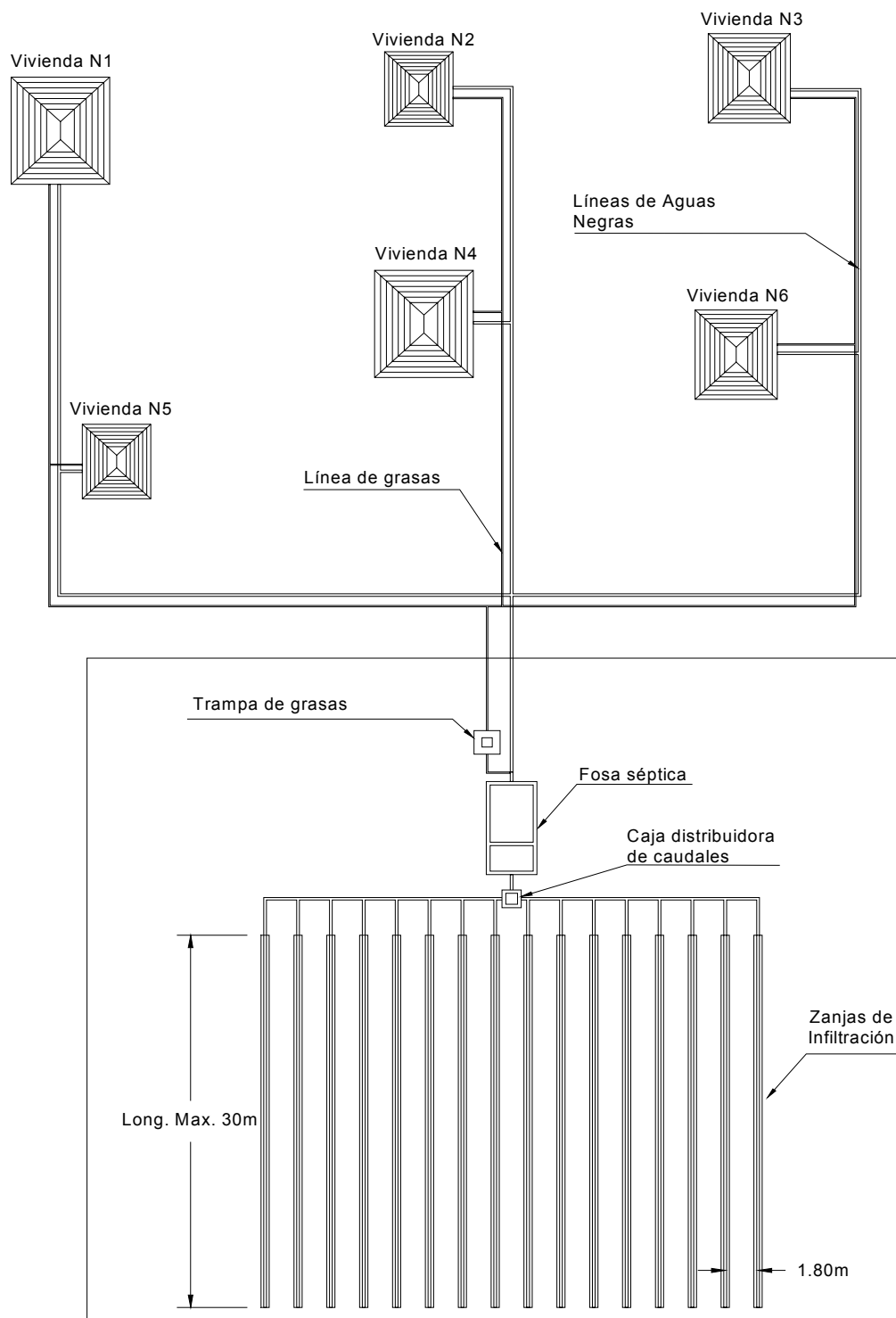


Figura 5.2.2.2 Sistema de Fosa séptica con campos de Riego o absorción.

Hasta este punto, se ha descrito de manera general los sistemas de fosa sépticas, a continuación se describen las unidades de dichos sistemas:

Tanques Sépticos

Son depósitos en donde el material sedimentable que contienen las aguas residuales se decanta, produciendo un líquido libre de sedimentos, que puede infiltrarse con facilidad en el subsuelo. De esta manera, la función del tanque séptico es la de proteger y conservar la capacidad de absorción del subsuelo por largo tiempo, facilitando la adecuada disposición de las aguas residuales domésticas, en las unidades de postratamiento (pozos de absorción, zanjas de infiltración y zanjas de arena filtrante).

El material sedimentable decantado, en el tanque séptico, se descompone bajo condiciones anaeróbicas por acción de los microorganismos presentes en las aguas residuales. El proceso de descomposición de la materia sedimentable y la presencia de aceites y grasas dan origen a la formación de natas, que se ubican en la parte superior del tanque, y a la producción de gases que deben ser eliminados a través de las instalaciones sanitarias de la vivienda.

En resumen, los tanques sépticos cumplen tres funciones: a) eliminación y digestión de sólidos; b) tratamiento biológico; y c) almacenamiento de natas y lodos.

No es recomendable la descarga de grandes cantidades de productos químicos hacia los tanques sépticos, por que se inhibirá la digestión de los lodos

sedimentados y consecuentemente puede producir la liberación de malos olores. La presencia de grandes cantidades de grasas en las aguas residuales también afecta el funcionamiento de los tanques sépticos, por lo que se hace necesario la construcción de trampas de grasas en aquellas instalaciones cuyas aguas residuales son ricas en estos elementos.

La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C. El empleo de desinfectantes en cantidades anormalmente grandes, también hace que mueran las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

Como el efluente de los tanques sépticos es anaerobio y contiene probablemente un elevado número de agentes patógenos, que son una fuente potencial de infección, no debe usarse para regar cultivos ni descargarse a canales o aguas superficiales.

Los principios que han de orientar el diseño de un tanque séptico son los siguientes:

- Prever un tiempo de retención de las aguas servidas, suficiente para la separación de los sólidos y la estabilización de los líquidos.
- Asegurar que el tanque sea lo bastante grande para la acumulación de lodos y espumas.

- Prevenir las obstrucciones y asegurar la adecuada ventilación de los gases.

El ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador, propone que los tanques sépticos, se dimensionen de acuerdo a lo observado en la figura 5.2.2.3, complementado con el contenido de la tabla 5.2.2.1.

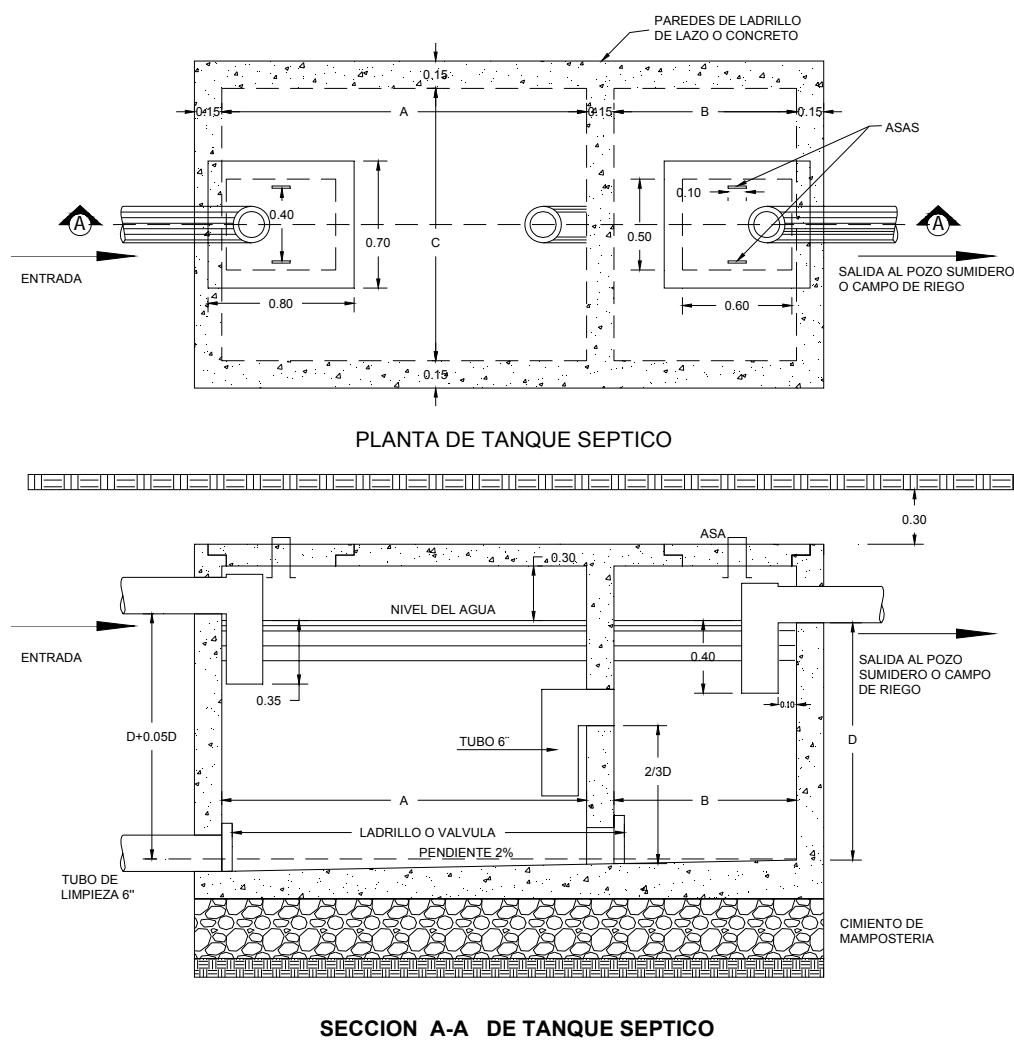


Figura 5.2.2.3. Esquema de tanque séptico, usado para el dimensionamiento, de acuerdo al Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social de El Salvador

La figura anterior se complementa con la tabla 5.2.2.1 que se presenta a continuación:

No de personas	A	B	C	D
7 o menos	2.00	1.00	1.00	1.30
9	2.30	1.15	1.00	1.30
12	2.60	1.30	1.15	1.30
15	3.00	1.45	1.30	1.30
50	5.40	2.60	1.60	1.60
100	6.60	3.30	2.00	2.00

Tabla 5.2.2.1. Dimensiones de un tanque séptico de acuerdo al número de personas (Corresponde a las cotas mostradas en la figura 5.2.2.3)

En los tanques sépticos se debe usar mampara intermedia si el número de personas excede de 15. Para mantenimiento debe limpiarse como máximo cada dos años, o al presentarse problemas de obstrucciones. Puede hacerse la limpieza y disposición de lodos por presión hidrostática en terrenos quebrados.

El efluente del tanque séptico ira a un pozo sumidero o a un campo de riego. Debe usarse campo de riego en aquellos lugares donde el manto de agua este poco profundo, o donde el terreno es poco permeable.

Cajas de distribución

Este implemento del sistema de fosa séptica tiene por objeto distribuir el agua servida procedente del tanque séptico proporcionalmente a cada uno de los ramales del campo de oxidación o a los pozos de absorción, para lo cual se colocan todas las tuberías de salida a la misma altura.

Se recomienda localizar la tubería de entrada a 5 cm del fondo de la caja y las tuberías de salida 1cm del mismo fondo. En lo posible el ancho de la caja no excederá de 45 cm y su largo se determinara en función del número de salidas, considerando un espacio mínimo de 25 cm entre los ejes de estas. Los materiales para su construcción podrán ser: piedra, ladrillo o concreto.

La caja de distribución debe ser inspeccionada cada tres meses para observar la presencia de sedimentos que pudieran afectar la distribución del agua residual hacia los pozos o campo de oxidación. En caso de verificarse una mala distribución de agua por la presencia de sólidos se deberá proceder a su limpieza.

Pozos de absorción

El pozo de absorción se recomienda como alternativa cuando no se pueden usar los campos de absorción, o donde el suelo permeable es muy profundo. El líquido proveniente del tanque séptico pasa a través del pozo hecho con ladrillos o rocas con juntas abiertas (sin mortero) o con suelo lleno de rocas sueltas internamente y llega al suelo circundante. Luego es tratado por las bacterias presentes en el suelo. Las dimensiones y el número de pozos dependerán de la permeabilidad del terreno y del nivel freático (agua subterránea). La distancia entre dos pozos debe ser de por lo menos tres veces el diámetro interno del mayor de ellos. Cada pozo debe tener tapa de inspección y su diámetro debe oscilar entre 1.0 a 2.50 m.

El pozo de absorción se diseñará de acuerdo con la naturaleza del terreno y las pruebas de infiltración y el fondo de estos pozos debe estar a una distancia vertical mínima de 1.50 m del nivel freático. Se debe de tomar en cuenta que el área de absorción de los pozos, es en las paredes y no en el fondo.

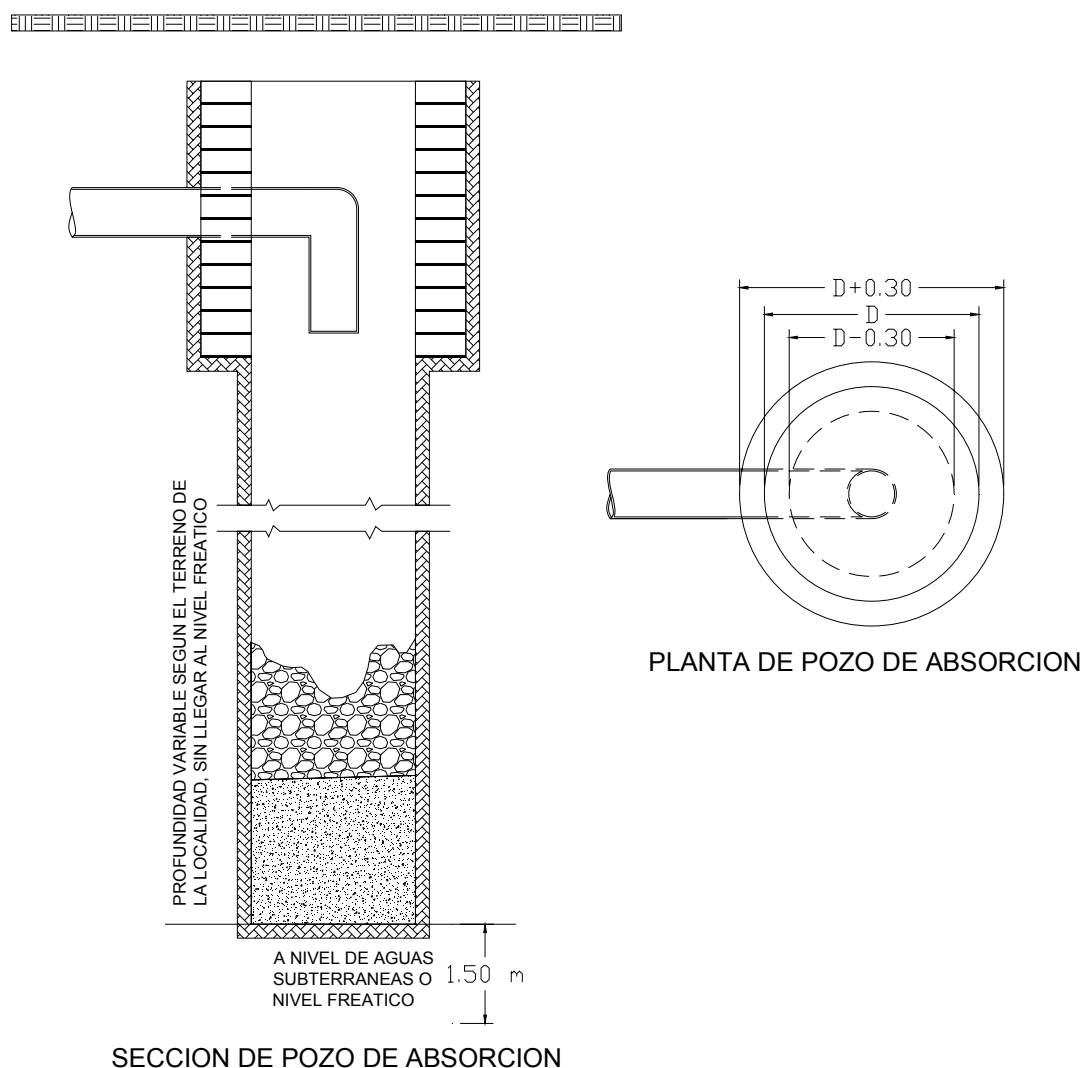


Figura 5.2.2.4. Esquema de Pozo de Absorción

Campos de Riego o absorción

Los campos de riego o absorción pueden ser: Zanjas de filtración o Zanjas de arena filtrante. Estos campos deben ser inspeccionados periódicamente, en razón que con el tiempo tiende a depositarse materias sólidas que obturan los poros del material filtrante, afectando la capacidad del campo de tratamiento, así como su capacidad de infiltración, lo que conduce indefectiblemente a cambiar el material filtrante o en su defecto, a la construcción de un nuevo campo de infiltración.

Para el diseño de los campos de absorción se deben considerar los siguientes criterios:

- ✓ El número mínimo de líneas de tuberías será de dos.
- ✓ La longitud máxima de cualquier línea de tuberías será de 30 m
- ✓ Separación entre líneas de tuberías debe andar entre 1.80m y 2.40m
- ✓ La profundidad de las zanjas varia de 0.45m a 0.60 m
- ✓ La pendiente de la zanjas será de 0.01 a 0.025 m por cada 10 m

Como se mencionaba anteriormente los campos de riego o absorción, pueden ser zanjas de arena filtrante o zanjas de infiltración, las características básicas de estos dos tipos de zanjas, se exponen a continuación:

Características de las zanjas de infiltración:

Estos tipos de zanjas se usan si el nivel freático esta de 2 a 3 m, y su diseño básicamente esta regido por las condiciones mencionadas en los criterios para el diseño de los campos de absorción, mencionados en los párrafos de arriba.

A continuación se muestra un esquema básico de una zanja de infiltración o absorción:

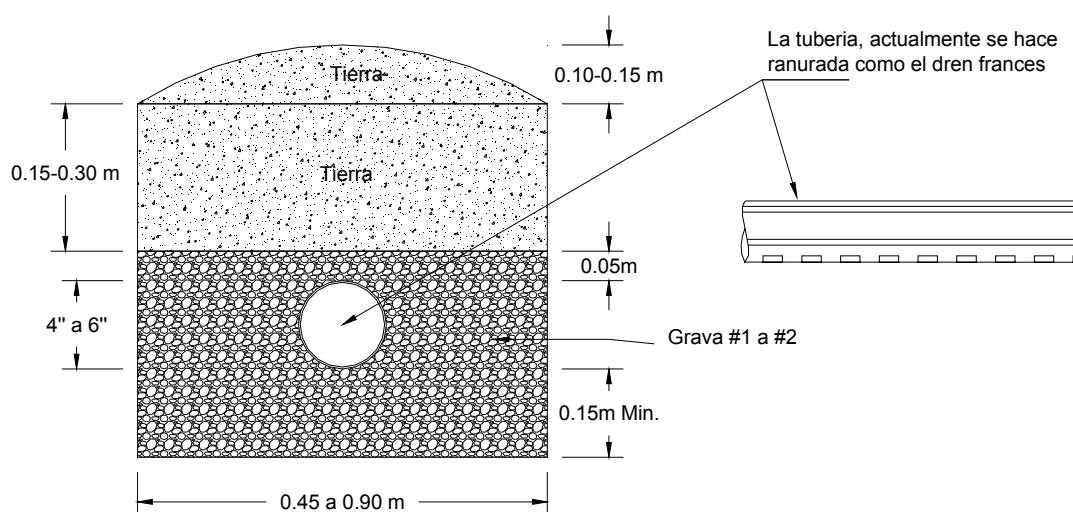


Figura 5.2.2.5. Esquema de Zanja de infiltración

Características de las zanjas de arena filtrante:

Estos tipos de zanjas se usan si el nivel freático es prácticamente superficial, y su diseño básicamente esta regido por las condiciones mencionadas en los criterios para el diseño de los campos de absorción, mencionados en los párrafos anteriores.

Pruebas de filtración

A fin de conocerse la capacidad de absorción de un suelo, se debe realizar una prueba de infiltración. De acuerdo al centro de Ingeniería Sanitaria Robert A. Taft, la prueba de infiltración, se debe realizar de acuerdo a la siguiente metodología:

Número y localización de las pruebas: Seis o más pruebas deben realizarse en los agujeros de prueba, espaciados uniformemente sobre el sitio propuesto para el campo de absorción. Generalmente este espaciamiento es de 1m y una vez obtenidos los resultados de todas las pruebas hechas, se toma el promedio.

Tipo de agujero de prueba: Excave o perfore un pozo con dimensiones horizontales de 10 a 30 cm. y lados verticales hasta la profundidad de la zanja de absorción propuesta. Con objeto de acortar el tiempo, el trabajo y el volumen de agua requerido para la prueba; los agujeros pueden ser perforados con una barrena de 10cm.

Preparación del agujero de prueba: Rasque cuidadosamente el fondo y las paredes del agujero con el filo de un cuchillo, para remover cualquier superficie de suelo remoldeado y proporcionar una interfase natural del suelo en el cual pueda filtrarse el agua. Retire todo el material suelto del agujero; agregue 5cm de arena gruesa o grava fina para proteger el fondo contra socavaciones y sedimentos.

Saturación y expansión del suelo: Es importante distinguir entre la saturación y expansión. La saturación significa que los espacios vacíos entre las partículas del suelo están llenos de agua. Esto puede llevarse a cabo en poco tiempo. La expansión es provocada por la intrusión de agua dentro de las distintas partículas de suelo. Este es un proceso lento, especialmente en suelos arcillosos y es la razón por la cual se requiere un periodo prolongado de tiempo. En el transcurso de la prueba, llene cuidadosamente el agujero con agua limpia a una profundidad mínima de 30 cm. sobre la grava. En la mayoría de los suelos es necesario rellenar el agujero, añadiendo una reserva de agua, posiblemente con un sifón automático, para mantener el agua en el agujero durante 4 horas cuando menos y preferentemente durante toda la noche. Determine la tasa de infiltración 24 horas después que el agua ha sido colocada por primera vez en el agujero. Este procedimiento es para asegurarse que el suelo ha tenido amplia oportunidad de expandirse y acercarse a la condición en la que se encontrara en la estación más húmeda del año. Por lo tanto, la prueba dará resultados comparables en el mismo suelo, sin importar que se ejecute en la época de secas o de lluvias. En suelos arenosos que contienen poca o ninguna arcilla, el procedimiento de expansión no es esencial y la prueba debe ejecutarse tal como se describe párrafos posteriores, después de que el agua del primer llenado se ha filtrado totalmente.

Medición de la tasa de infiltración: Con la excepción de suelos arcillosos, las mediciones de la tasa de filtración deben ejecutarse al día siguiente de aplicar el procedimiento descrito en el párrafo anterior.

Si el agua permanece en el agujero después del período nocturno de expansión, añada agua limpia hasta que la profundidad del agua quede aproximadamente a 15 cm. sobre la grava.

Desde un punto de referencia fijo, mida el descenso del nivel del agua durante un periodo de 30 min. Este descenso se usa para calcular la tasa de filtraciones, sustituyendo la altura de descenso y el tiempo, en la siguiente expresión:

$$TI = \frac{t}{h}$$

Donde:

t: Tiempo medido en minutos

h: Altura del agua medida en pulgadas

Si no permanece el agua en el agujero después del periodo nocturno de expansión, añada agua limpia hasta que la profundidad del agua quede aproximadamente a 15 cm. sobre la grava. Desde un punto de referencia fijo. Mida el descenso del nivel del agua a intervalos de 30 minutos aproximadamente, durante 4 horas, añadiendo 15 cm. sobre la grava cuando

sea necesario. El descenso que ocurre durante el período final de 30 min., se usa para calcular la tasa de filtración.

En suelos arenosos (o algunos otros donde los primeros 15 cm. de agua se filtran en menos de 30 minutos, después del período nocturno de expansión), el intervalo de tiempo entre mediciones debe ser 10 minutos, y la duración de la prueba, una hora. El descenso que ocurra en los últimos 10 minutos se usa para calcular la tasa de filtración.

A fin de conocer, para residencias individuales, el área de absorción necesaria de acuerdo a la tasa de infiltración, se puede usar la tabla 5.2.2.3 o el gráfico mostrado en la figura 5.2.2.7

Tasa de infiltración (min./in)	Área requerida (m ² /dormitorio)
<1	6.5
2	7.9
3	9.3
4	10.7
5	11.6
10	15.3
15	17.7
30	23.2
45*	27.9
60*	30.7

Tabla 5.2.2.3. Áreas requeridas de absorción para residencias individuales

*Con estos valores de infiltración no conviene hacer pozos de absorción.

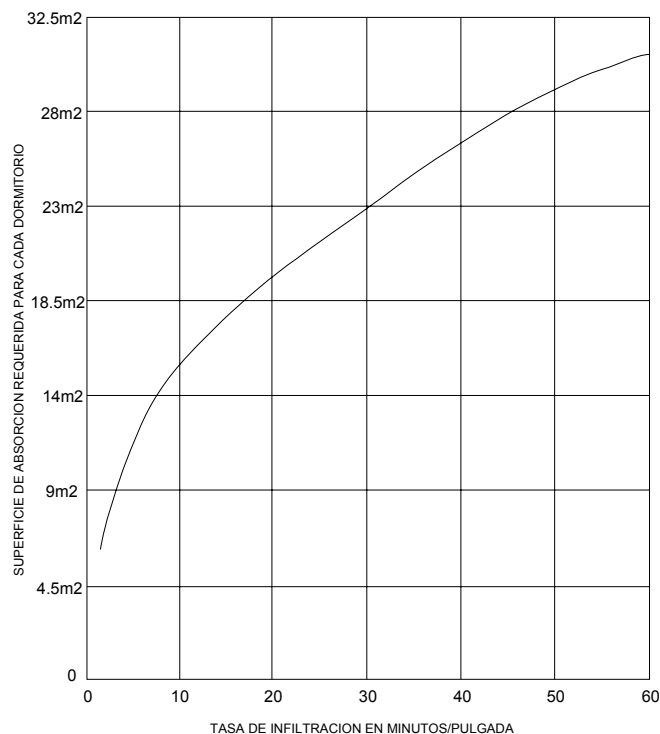


Figura 5.2.2.7. Áreas requeridas de absorción para residencias individuales

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE FOSA SEPTICA

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Tanque Séptico				
Distancia de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración	m		1.50	
Distancia de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua.	m		3.0	
Distancia de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza	m		15.0	
Profundidad útil del tanque séptico	m	1.20 a 2.80*	1.20 a 2.80*	
Largo interno mínimo	m		0.80	
Relación Largo/ Ancho	-	2:1 a 4:1	2:1 a 4:1	
Número de cámaras	u	2	2	
Tiempo de retención	días	0.5 – 1.0 *		

Tabla 5.2.2.4 Comparación de parámetros para el diseño de Sistemas de Fosa Séptica

*Ver información mas detallada en texto adicional de acuerdo a las normas mencionadas en los siguientes párrafos.

Volumen útil (m ³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Más de 10	1.8	2.8

Tabla 5.2.2.5 Valores de profundidad útil de acuerdo al volumen estimado para el tanque séptico (Tomado de Norma Colombiana RAS)

PROCESO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE FOSAS SEPTICAS

Diseño de tanques sépticos

En El Salvador, los tanques sépticos deben ser diseñados de acuerdo a los criterios brindados por las unidades de salud, bajo la dirección del Ministerio de Salud Pública y asistencia social. En apartados anteriores se han mencionado algunos de estos criterios, pero a fin de comprender más detalladamente el diseño de un tanque séptico, se presenta la siguiente metodología de diseño, aunque para el dimensionamiento del tanque séptico pueden usarse los datos de la tabla 5.2.2.1:

- a. Cálculo del volumen útil requerido para el tanque (V_u , en m³)

La norma Boliviana y algunos documentos mexicanos, recomiendan que los tanques sépticos, deben dimensionarse teniendo en cuenta un volumen destinado a la sedimentación y un volumen para la acumulación del lodo, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_u = 1000 + N(DT + L_f K)$$

Donde:

- V_u = Volumen útil del tanque séptico (lts)
- N = Número de personas ó unidades de contribución (habitantes ó unidades)
- T = Tiempo de detención (días)
- L_f = Contribución de lodo fresco (l/h/d)
- D = Dotación per cápita de aguas residuales por persona (l/h/d)
- K = Tasa de acumulación de lodo (días)

A continuación se describen los valores de los parámetros de la ecuación anterior:

- ✓ *Período de retención hidráulica (T en días)*

Para efectos de este manual los valores de tiempo de retención deben ser considerados de acuerdo a la siguiente tabla.

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención (T)	
	Días	Horas
Hasta 1,500	1.00	24
De 1,501 a 3,000	0.92	22
De 3,000 a 4,500	0.83	20
De 4,501 a 6,000	0.75	18
De 6,001 a 7,500	0.67	16
De 7,501 a 9,000	0.58	14
mas 9,000	0.50	12

Tabla 5.2.2.6. Tiempos de retención en proporción al volumen que se debe tratar

- ✓ *Contribución de lodo fresco (L_f)*

Se tomará como contribución de lodo fresco percápita $L_f = 1$ l/h.día, de manera general y para casos específicos se deben considerar los valores de la siguiente tabla:

Predio	Unidades	Contribución de lodo fresco L_f (L/día)
<i>Ocupantes permanentes</i>		L_f
Residencia		
Clase Alta	Persona	1.00
Clase media	Persona	1.00
Clase Baja	Persona	1.00
Hotel (Excepto lavandería y cocina)	Persona	1.00
Alojamiento provisional	Persona	1.00
<i>Ocupantes temporales</i>		
Fabrica en general	Persona	0.30
Oficinas temporales	Persona	0.20
Edificios públicos o comerciales	Persona	0.20
Escuelas	Persona	0.20
Bares	Persona	0.10
Restaurante	Comida	0.01

Tabla 5.2.2.7. Contribución de lodo fresco L_f en L/día

✓ *Tasa de acumulación de lodos digeridos (K)*

Esta tasa de acumulación depende de la temperatura del lugar donde se construirá el tanque séptico y el intervalo de limpieza medido en años y tiene valores de acuerdo a la siguiente tabla:

Intervalos de limpieza (años)	Valores de K (días) por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t=10 °C	10 °C < t < 20 °C	t=20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Tabla 5.2.2.8. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

b. Dimensionamiento del tanque séptico

Determinación de la profundidad útil del tanque (P_u):

Se debe establecer la profundidad del tanque séptico a partir de los datos de la tabla 5.2.2.5, que contiene rangos de profundidades de acuerdo al volumen útil del tanque, que se calcula en base a la expresión del paso anterior, las alturas varían de 1.2 a 2.8 m.

Determinación del largo y el ancho del tanque

En base a la relación largo-ancho elegida, el volumen útil encontrado y la altura del tanque ya establecida, se puede determinar tanto el largo como el ancho del tanque séptico. Si el número de personas, para las cuales se diseña el sistema, es mayor a 15, deben considerarse dos cámaras en el tanque. Entonces la primera cámara tendrá una longitud $2L/3$ y el largo de la otra cámara será de $L/3$.

$$L = (r).(Ancho)$$

Donde:

L: Largo total del tanque séptico (m, 1m mínimo)
 R: Relación Largo-Ancho del tanque séptico (2:1 a 4:1)
 Ancho: Ancho del tanque séptico (m, 0.80m mínimo)

$$Vu = Ancho^2 * r * Pu$$

$$Ancho = \sqrt{\frac{Vu}{r * Pu}}$$

c. Volumen de natas

Como valor se considera un volumen mínimo de 0.7 m^3 / período de limpieza

d. Profundidad de espuma sumergida (H_e , en m)

$$H_e = \frac{0.70}{L * Ancho}$$

e. Profundidad libre de espuma sumergida

Distancia entre la superficie inferior de la capa de espuma y el nivel inferior de la Tee de salida o cortina deflectora del dispositivo de salida del tanque séptico, debe tener un valor mínimo de 0.10 m.

f. El espacio libre entre nivel superior de natas y nivel inferior de losa del tanque séptico, debe de ser como mínimo 0.30m.

g. Profundidad neta del tanque séptico

Es la suma de las profundidades de natas, útil, que comprende la de sedimentación y almacenamiento de lodos, profundidad libre de natas sumergidas y borde libre.

Dimensiones internas del tanque séptico

Para determinar las dimensiones internas de un tanque séptico rectangular, se deben emplear los siguientes criterios:

- En general, la profundidad no deberá ser superior a la longitud total.
- El diámetro mínimo de las tuberías de entrada y salida del tanque séptico será de 100mm (4”).

- El nivel de la tubería de salida del tanque séptico deberá estar situado a 0.05m por debajo de la tubería de entrada.
- La parte superior de los dispositivos de entrada y salida deberán dejar una luz libre para ventilación de no más de 0,05 m por debajo de la losa de techo del tanque séptico.
- El fondo de los tanques tendrá una pendiente de 2% orientada al punto de ingreso de los líquidos.
- El techo de los tanques sépticos deberá estar dotado de losas removibles y registros de inspección de 150 mm de diámetro.

Proceso de diseño de sistemas de postratamiento de efluentes de tanques sépticos

Proceso de Diseño de pozos de absorción

a. Cálculo del coeficiente de infiltración C (lit/m²/día)

Si el diseño es para una residencia individual, se puede usar la Tabla 5.2.2.3 o el gráfico 5.2.2.7, para el cálculo del área de absorción del pozo, y se calcula la altura del pozo sustituyendo esta área en la expresión del paso c). Si es para un grupo de viviendas, se tiene que calcular el coeficiente de infiltración, sustituyendo la tasa de infiltración en la expresión siguiente:

$$C = \frac{1623}{TI + 7.5}$$

b. Cálculo del área necesaria para absorción.(m²)

$$A = \frac{Q}{C} \quad \text{Donde Q (Caudal) se sustituye en litros/día y C en lit/m}^2\text{/día}$$

c. Cálculo de altura necesaria del pozo

$$H = \frac{A}{\pi D}$$

Donde:

A: Área de absorción en m²

D: Diámetro del pozo en m (oscila entre 1 a 2.5 m)

A esta altura se le debe sumar la altura del broquel del pozo.

Proceso de Diseño de zanjas de infiltración

a. Cálculo del coeficiente de infiltración C (lit/m²/día)

Si el diseño es para una residencia individual, se puede usar la Tabla 5.2.2.3 o el gráfico 5.2.2.7, para el cálculo del área de absorción de la zanja. Si es para un grupo de viviendas, se tiene que calcular el coeficiente de infiltración, sustituyendo la tasa de infiltración en la expresión siguiente:

$$C = \frac{1220}{TI + 7.5}$$

b. Cálculo del área necesaria para absorción.(m²)

$$A = \frac{Q}{C} \quad \text{Donde Q (Caudal) se sustituye en litros/día y C en lit/m}^2\text{/día}$$

c. Cálculo de dimensiones de la zanja.

Tomando en consideración los criterios para el diseño de campos de absorción se deben dimensionar las zanjas hasta lograr el área de absorción antes encontrada

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE SISTEMAS DE FOSAS SEPTICAS

La falta de control en el funcionamiento de los tanques sépticos puede conducir a que las bacterias formadoras de metano, que juegan un papel importante en el proceso de estabilización de la materia orgánica, no permanezcan el tiempo necesario en el tanque como para cumplir con su función estabilizadora de manera completa.

Antes de poner en funcionamiento el tanque séptico, este debe ser llenado con agua y si fuera posible, inoculado con lodo proveniente de otro tanque séptico a fin de acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos en general.

El tanque séptico debe inspeccionarse cada año, cuando se trate de instalaciones domésticas y cada seis meses en el caso de establecimiento públicos como escuelas, industrias o comercios. Al abrir el registro del tanque séptico para efectuar la inspección o la limpieza, se debe tener el cuidado de dejar transcurrir un tiempo hasta tener la seguridad que el tanque se haya ventilado lo suficiente, por que los gases que en ella se acumulan pueden causar asfixia o ser explosivos al mezclarse con el oxígeno del aire. Por ello nunca debe encenderse fósforos o cigarrillo cuando se apertura un tanque séptico.

Los tanques sépticos se deben limpiar antes que se acumulen demasiada cantidad de lodos y natas, ya que su presencia por encima de determinados niveles conduce a que puedan ser arrastrados a través del dispositivo de salida obturando el campo de infiltración o el pozo de absorción. Cuando esto último sucede, el líquido aflora en la superficie del terreno y las aguas residuales se represan y en casos extremos el agua residual puede inundar la vivienda o a la edificación. Cuando se llega a estos extremos, no sólo es necesario limpiar el tanque séptico, sino que además será necesario construir un nuevo campo de infiltración.

El tanque séptico se ha de limpiar cuando el fondo de la capa de nata se encuentre a unos ocho centímetros por encima de la parte más baja del

deflector o prolongación del dispositivo de salida o cuando la capa de lodos se encuentre a 0.30 m por debajo del dispositivo de salida.

La presencia de turbiedad en el líquido efluente con la presencia de pequeñas partículas de sólidos sedimentables es un síntoma que la nata o los lodos han sobrepasado los límites permisibles y se está afectando severamente el sistema de infiltración, por lo que deberá programarse de inmediato su limpieza, ya que el volumen ocupado por la nata y el lodo ha hecho disminuir el período de retención del agua dentro del tanque séptico, conduciendo a una menor eficiencia de remoción del material sedimentable. Por ello, es una buena práctica disponer de una caja intermedia entre el tanque séptico y el campo de infiltración para observar la calidad de efluente drenado por el tanque séptico.

El espesor de la nata se puede medir con una regla de madera en cuyo extremo lleve fijada una aleta articulada (véase figura 5.2.2.8). La regla se fuerza a través de la capa de nata hasta llegar la zona de sedimentación en donde la aleta se desplazará a la posición horizontal. Al levantar el listón suavemente, se podrá determinar por la resistencia natural que ofrece la nata, el espesor de la misma. Este mismo dispositivo puede ser empleado para determinar el nivel bajo del deflector o de la prolongación del dispositivo de salida.

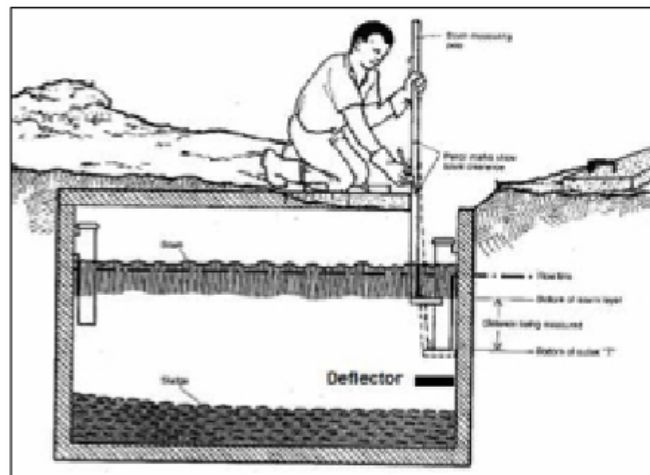


Figura 5.2.2.8. Medición de alturas de natas en un tanque séptico

Para determinar el espesor de lodo y la profundidad del líquido, se emplea una regla de madera en cuyo extremo tenga enrollado una tela tipo felpa (material del cual se fabrican las toallas) en una longitud de aproximadamente 1m (véase figura 5.2.2.9).

Este dispositivo se hace descender hasta el fondo del tanque a través del dispositivo de salida para evitar la interferencia de la capa de nata. Luego de mantener la regla por un minuto, se le retira cuidadosamente y las partículas de lodo quedarán adheridas sobre el enrollado de felpa, permitiendo determinar el espesor de la capa de lodos.

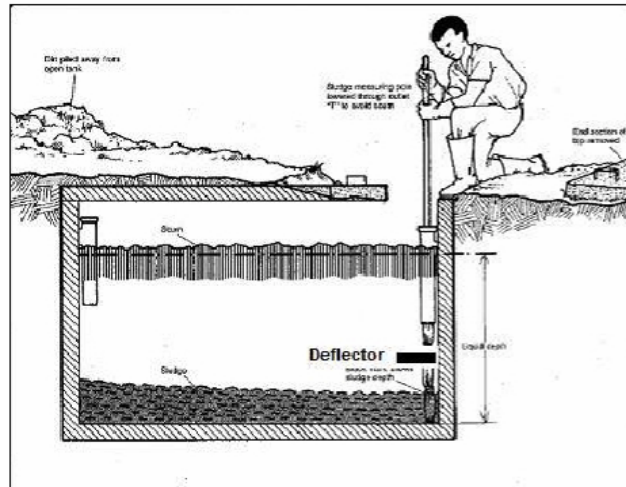


Figura 5.2.2.9. Medición de alturas de lodos

Con estas tres determinaciones: a) espesor de la capa de nata; b) espesor de la capa de lodo, y c) ubicación del nivel del deflector o prolongación del dispositivo de salida, se podrá determinar el momento de la limpieza del tanque séptico.

La limpieza inicial o el intervalo entre dos limpiezas consecutivas dependen de la intensidad de uso del tanque séptico, porque cuanto mayor es el uso, menor será el intervalo entre limpiezas. Normalmente, se recomienda limpiarlo una vez por año, pero ello depende de su diseño.

El dispositivo más empleado para la remoción del lodo del tanque séptico es el carro cisterna equipado con bomba de vacío y manguera. El retiro de los lodos se realiza hasta el momento en que se observe que el lodo se torna diluido.

En pequeñas instalaciones, la limpieza se puede ejecutar con un recipiente dotado de un mango largo para retirarlo del interior del tanque séptico o

mediante una bomba manual que descargue a un recipiente o a un camión tanque.

Para facilitar el retiro de la nata, poco antes del retiro del lodo, se esparce en su superficie cal hidratada o ceniza vegetal y luego, con la ayuda de una regla de madera se procede a mezclarlo. Esto inducirá a que gran parte de la espuma se precipite e integre al lodo, facilitando de esta manera su retiro. La parte remanente podrá ser retirada con la ayuda de un cucharón a través de la tapa de inspección.

Durante la limpieza del tanque séptico, por ningún motivo se debe ingresar al tanque hasta que se haya ventilado adecuadamente y eliminado todos los gases, a fin de prevenir los riesgos de explosiones o de asfixia de los trabajadores. Cualquier persona que ingrese al interior de un tanque séptico debe llevar atada a la cintura una cuerda cuyo extremo lo mantenga en el exterior del tanque una persona lo suficientemente fuerte como para izarla en el caso de que los gases del tanque lo lleguen a afectar.

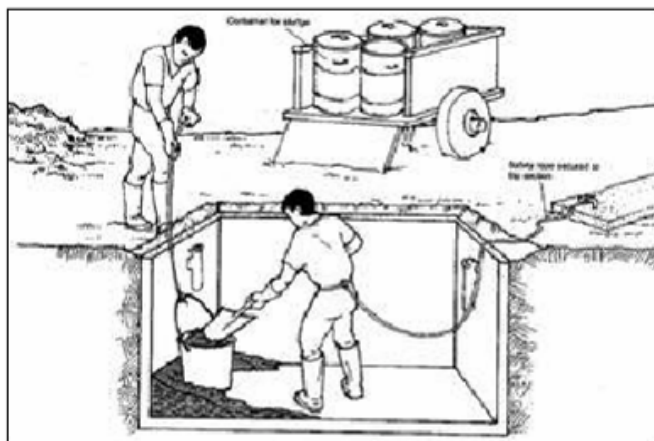


Figura 5.2.2.10. Desalojo manual del lodo de un tanque séptico

Una vez retirado el lodo, el tanque séptico no debe ser lavado o desinfectado y más bien se debe dejar una pequeña cantidad de lodo como inóculo para facilitar el proceso de hidrólisis de las nuevas aguas residuales que han de ser tratadas.

Los lodos extraídos deben ser dispuestos en una planta de tratamiento de aguas residuales para su acondicionamiento final o enterrado convenientemente en zanjas de unos 60 centímetros de profundidad.

Las personas encargadas del mantenimiento y conservación de los tanques sépticos, deberán emplear equipo de bioseguridad tal como: guantes y botas de hule.

5.2.3 GUIA PARA EL DISEÑO DE TANQUES IMHOFF

El tanque imhoff es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos. Este tanque elimina del 40 al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%.

Para comunidades con poblaciones menores a 5000 habitantes, los tanques imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación de los sólidos del agua residual y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se les llama tanques de doble acción.

Los tanques imhoff tienen una operación muy simple y no requieren de partes mecánicas, aunque para su uso es necesario que las aguas residuales pasen previamente por los procesos de cribado y remoción de arena.

El tanque imhoff típico es de forma rectangular, pero también existen los tanques de tipo circular, los cuales son usados para darles tratamiento a caudales pequeños.

De manera general los tanques imhoff constan de los siguientes compartimentos:

- Cámara de sedimentación.
- Cámara de digestión de lodos.
- Área de ventilación y acumulación de natas

En las figuras 5.2.3.1 a y b se muestran detalles de tanques Imhoff rectangulares y circulares, identificando los compartimientos a los que se ha hecho mención.

El proceso de eliminación y de digestión anaeróbica de sólidos sedimentables en un tanque Imhoff, es similar al proceso que se produce en una fosa séptica. La diferencia radica en que el tanque Imhoff consiste en un tanque de dos pisos en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior. Las aguas negras ingresan por el canal de entrada y pueden dirigirse a través de las cámaras de sedimentación en cualquier sentido; y, después de unas cuantas semanas, si se quiere, en sentido opuesto.

Los sólidos se sedimentan deslizándose por las superficies lisas de las paredes inclinadas, atravesando la ranura estrecha hacia abajo, para depositarse en la cámara de digestión, donde permanecen hasta que son bien digeridos. Depositados los sólidos sedimentables, las aguas negras salen clarificadas por el canal de salida.

Los gases provenientes de la digestión suben por las ventosas de gas. Los sólidos digeridos se extraen bajo carga estática por las válvulas de lodos a través de los tubos laterales.

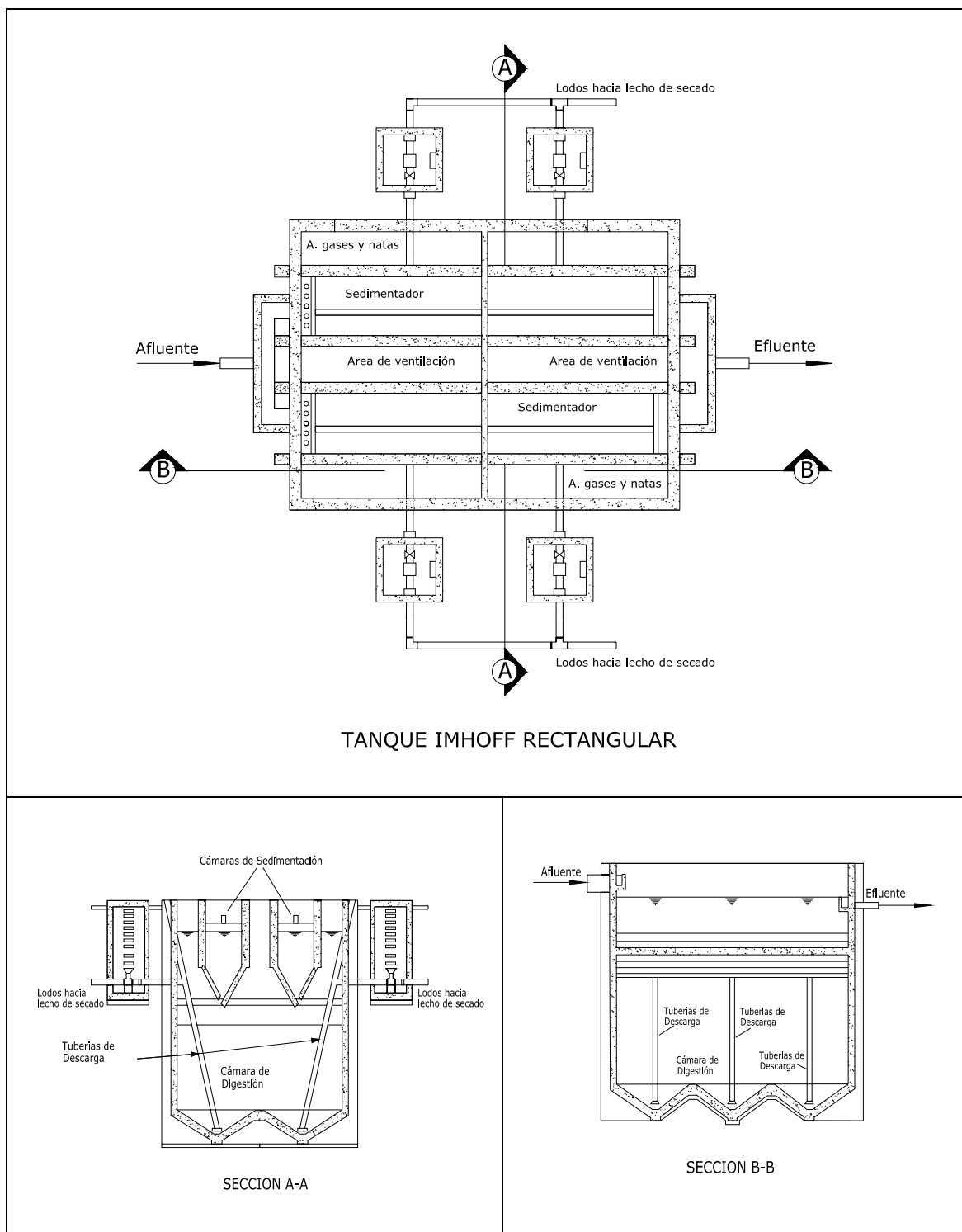


Figura 5.2.3.1 a. Esquema general de un tanque imhoff rectangular

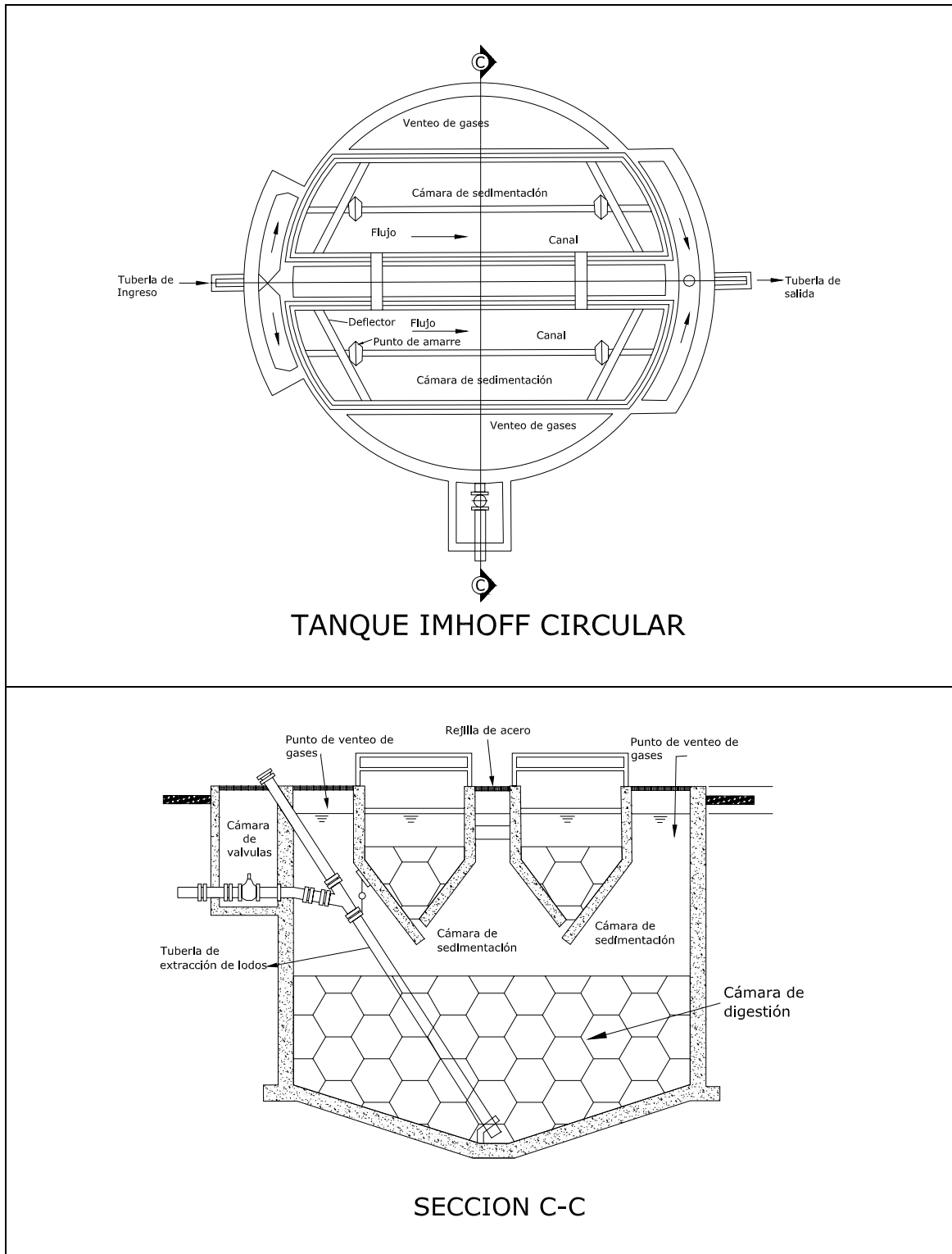


Figura 5.2.3.1 b Esquema general de un tanque imhoff circular

Los tanques imhoff se idearon para corregir los defectos principales de los tanques sépticos, es decir para impedir que los sólidos que se han separado de las aguas residuales se mezclen nuevamente con ellas, permitiendo la retención de estos sólidos para su descomposición en la misma unidad.

Ventajas del uso de los tanques imhoff:

- Los tanques imhoff reemplazan al sedimentador primario y digestores convencionales, ya que estos tanques tienen un sedimentador incorporado y una cámara de digestión. Solamente necesitan pre tratamiento por medio de cribas gruesas y la separación de las arenillas por medio de desarenadores.
- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características. No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.
- El lodo se seca y se evacua con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos.
- El tiempo de retención de estas unidades es menor en comparación con otras unidades.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Para su construcción se necesita poco terreno.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa.

- Pueden constituir el tratamiento primario complementario de los filtros percoladores y si el efluente lo permite, ser una única unidad de tratamiento.
- Son de operación sencilla pues carecen de elementos electromecánicos
- Los sólidos sedimentables alcanzan la cámara inferior en menor tiempo.
- La forma de la ranura y de las paredes inclinadas que tiene la cámara de sedimentación, fuerza a los gases de la digestión a tomar un camino hacia arriba que no perturba la acción sedimentadora.

Desventajas del uso de los tanques imhoff:

- Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.
- En ocasiones puede causar malos olores, aun cuando su funcionamiento sea correcto.
- Por su gran altura exigen excavaciones profundas y de gran volumen.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS TANQUES IMHOFF

Respecto a los parámetros de diseño de los tanques Imhoff, se tiene una amplia variedad procedente de bibliografía, a continuación se detallan de acuerdo a su origen bibliográfico.

Parámetros de diseño de T. Imhoff	Unidad	Valor	
		Intervalo	Usual
Cámara de Sedimentación			
Carga superficial	m ³ /m ² /día	24.5-40.8	32.6
Período de retención	horas	2-4	3
Relación largo/ancho	-	2:1-5:1	3:1
Pendiente de la cámara de sedimentación	-	1.25:1-1.75:1	1.5:1
Abertura de paso entre cámaras	m	0.15-0.30	0.25
Longitud del traslapo	m	0.15-0.30	0.25
Deflector de espuma			
Por debajo de la superficie	m.	0.25-0.40	0.30
Por encima de la superficie	m.	0.30	0.30
Borde libre	m.	0.45-0.60	0.60
Zona de ventilación de gases			
Área (con relación al área superficial total)	%	15-30	20
Ancho de la abertura*	m.	0.45-0.75	0.60
Cámara de digestión de lodos			
Capacidad de almacenamiento (sin calentamiento)	mes	4-8	6
Volumen+	m ³ /hab.	0.06-0.1	0.07
Tubería de extracción de lodos	pulg.	8-12	10
Distancia libre hasta nivel del lodo	m	0.30-0.90	0.60
Profundidad total del tanque (desde la superficie hasta el fondo del tanque)	m	7.30-9.75	9.15

Tabla 5.2.3.1 Criterios usuales para el diseño de tanques Imhoff. (Tomado de Tratamiento de Aguas Residuales en pequeñas poblaciones)

*La abertura mínima debe ser de 18 pulg. (450mm) para permitir el acceso al personal de limpieza.

+ Para un periodo de digestión de 6 meses.

Son tres las normas que se han tomado a consideración para analizar los parámetros de diseño de tanques Imhoff. A continuación se detallan los

nombres de estas normas, junto a la abreviatura que se usará en lo que sigue del texto cuando se haga referencia a ellas.

Norma Boliviana NB 688, Instalaciones Sanitarias, Alcantarillado Sanitario, Pluvial y Tratamiento de aguas residuales (Norma Boliviana)

Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS." (Norma Colombiana)

Norma OS 090, Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (Norma Mexicana)

Localización de los tanques

De las normas examinadas, la norma colombiana RAS-2000 es la única que establece las distancias mínimas y criterios de ubicación de los tanques imhoff, según estas normas deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- a. 1.50 m distantes de construcciones, límites de terrenos, sumideros y campos de infiltración.
- b. 3.0 m distantes de árboles y cualquier punto de redes públicas de abastecimiento de agua.
- c. 15.0 m distantes de pozos subterráneos y cuerpos de agua de cualquier naturaleza.

Zona de sedimentación

Según las normas examinadas, para el diseño de la zona de sedimentación se deben utilizar los siguientes criterios:

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Carga Superficial	m ³ /m ² /día	24.0	25.0 a 40.0	24.0
Período de Retención	horas	1.5 a 2.0	2.0 a 4.0	1.5 a 2.0
Forma del fondo del tanque de sedimentación.	-	Forma de V	Forma de V	Forma de V
Pendiente del fondo respecto a la horizontal	-	1.20:1 a 1.75:1	1.25:1 a 1.75:1	1.20:1 a 1.75:1
Abertura para paso de sólidos	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Prolongación de la ranura (Transición)	m	0.15 a 0.20	0.15 a 0.30	0.15 a 0.20
Borde libre mínimo	m	0.30		0.30
Profundidad o altura de la cámara de sedimentación	m	2.0 a 3.5		2.0 a 3.5
Relación Largo-Ancho	-	3:1 a 10:1	2:1 a 5:1	3:1 a 10:1
Relación Largo-Profundidad	-	5.0 a 30.0		5.0 a 30.0
Longitud máxima de la cámara de sedimentación	m	30.0		30.0

Tabla 5.2.3.2 Parámetros útiles para el diseño de la cámara de sedimentación de un Tanque Imhoff

Zona de digestión

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Distancia mínima desde el fondo del sedimentador al lodo	m		0.30 a 0.90	0.50
Forma de la tolva de lodos	-	Pirámide Truncada		Pirámide Truncada
Inclinación de las paredes del fondo.	°	35 a 45		15 a 30
Tasa per cápita de acumulación de lodo para periodos de 6 meses	L/hab.	50.0 a 100.0	55.0 a 100.0	
Profundidad del tanque desde la superficie hasta el fondo	m		7.0 a 10.0	
Diámetros mínimos de tubería de remoción de lodos	mm	200.0		200.0
Distancia mínima de la tubería de extracción de lodos respecto al fondo del tanque.	m	0.15		0.15
Carga hidráulica mínima para lograr la remoción de lodos.	m	1.80		1.80

Tabla 5.2.3.3 Parámetros útiles para el diseño de las cámaras de digestión de un Imhoff

De manera adicional la norma Mexicana considera lo siguiente:

- a. El compartimiento de digestión de lodos, será dimensionado para almacenar los lodos durante el proceso de digestión de acuerdo a la temperatura, para ello se usarán los valores que se presentan en las siguientes tablas:

TEMPERATURA (°C)	TIEMPO DE DIGESTION (DIAS)
5	110
10	76
15	55
20	40
> 25	30

Tabla 5.2.3.4 Variación de los tiempos de digestión de acuerdo a la temperatura.

- b. Alternativamente se determinará el volumen del compartimiento de lodos considerando un volumen de 70 litros por habitante para un período de 6 meses y para la temperatura de 15°C. Para otras temperaturas este volumen unitario se debe multiplicar por un factor de capacidad relativa de acuerdo a los valores de la siguiente tabla:

TEMPERATURA (°C)	FACTOR DE CAPACIDAD RELATIVA(Fcr)
5	2.00
10	1.40
15	1.00
20	0.70
>25	0.50

Tabla 5.2.3.5 Factor de capacidad relativa de acuerdo a la temperatura.

Área de ventilación y acumulación de natas

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Espaciamiento libre	m		0.45 a 0.75	1.00
Superficie libre mínima (Respecto a la superficie total)	%	20.0 a 30.0	15.0 a 30.0	30.0
Borde libre	m	-	0.30	-

Tabla 5.2.3.6 Parámetros útiles para el diseño del área de ventilación de un Imhoff

Lo anterior aplica tanto para tanques rectangulares, así como para tanques circulares.

En las siguientes tablas se proporcionan valores de los diámetros para tanques circulares dependiendo de la población contribuyente y tasas y volúmenes mínimos de acuerdo a la norma brasileña.

Población Contribuyente	Diámetro Ø (m)
250	2.50-3.00
500	3.00-4.00
750	3.50-4.50
1000	4.00-5.00
1500	5.00-6.00
2000	6.00-7.00
2500	7.00-8.00

Tabla 5.2.3.7 Diámetros estimados de tanques Imhoff circulares de acuerdo a la población

Cámara	Tasa (lts/hab.)	Volumen mínimo de cámara (lts)
Cámara de Sedimentación	30.00	1500
Cámara de Digestión	60.00	3000
Cámara de espumas o venteo	30.00	1500

Tabla 5.2.3.8 Tasa y volúmenes mínimos de los cámaras de un tanque imhoff según norma brasileña

PROCESO DE DISEÑO DE LOS TANQUES IMHOFF

A continuación se expone la metodología de diseño de un Tanque Imhoff

Diseño del sedimentador

- Cálculo del Caudal de diseño Q_p ($m^3/hora$)

$$Q_p = \frac{\text{Población} \cdot \text{Dotación}}{1000} \cdot F_r$$

Donde:

Dotación: Cantidad de agua usada por un habitante en un día (litro/hab./día.)
 F_r : Fracción del agua usada que se convierte en residual (Norma ANDA
 $F_r=0.80$)

- Selección de parámetros
 - Relación Largo-Ancho de las cámaras de sedimentación (r)
 - Carga por unidad de superficie (CUS) ($m^3/m^2 \cdot hora$)
 - Período de retención nominal (R) (horas)
 - Número de cámaras a usar (#unid.)
- Cálculo del Área por cámara de sedimentación A_s (m^2)

$$A_s = \frac{Q_p}{Cus}$$

Donde:

Cus: Carga por unidad de superficie ($m^3/m^2 \cdot hora$).

- *Cálculo del largo y ancho de las cámaras de sedimentación L y A_n (m)*

Con la relación largo ancho seleccionada anteriormente y las ecuaciones siguientes, se calcula el largo y el ancho de las cámaras de sedimentación:

$$r = \frac{L}{A_n}$$

$$A_s = L \cdot x \cdot A_n \longrightarrow A_s = r A_n \cdot x \cdot A_n \longrightarrow A_s = r \cdot x \cdot A_n^2$$

$$A_n = \sqrt{\frac{A_s}{r}}$$

$$L = r \cdot x \cdot A_n$$

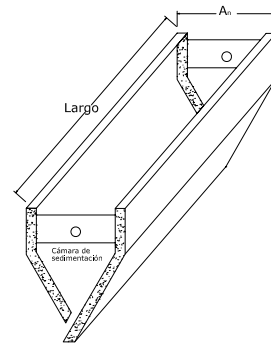


Figura 5.2.4.2 Esquema general de la cámara de sedimentación

Donde:

- r: Relación Largo Ancho de una cámara de sedimentación
- A_s : Área superficial de una cámara de sedimentación
- A_n : Ancho de una cámara de sedimentación
- L: Largo de la cámara de sedimentación

- *Cálculo del Volumen de las cámaras sedimentadoras V_s (m^3)*

$$V_s = \frac{Q_p \cdot x \cdot R}{\# \text{unid.}}$$

Donde:

Vs:	Volumen de una cámara sedimentadora
R:	Período de retención hidráulica (1.5 a 2.5 horas)
#unid.:	Número de cámaras de sedimentación

Adicionalmente, el volumen anterior también se puede calcular tomando en cuenta lo que expone la norma brasileña, la que indica que puede usarse una tasa de 30 lts de espacio en la cámara de sedimentación por habitante, y en caso de que el volumen calculado sea menor a 1500 lit., este último debe considerarse como el volumen mínimo que la cámara puede tener. Habiendo calculado el volumen con las procedimientos anteriores, se deben comparar y observar cual es el mas adecuado para el diseño.

- *Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras*

El fondo del tanque será de sección transversal en forma de V y la pendiente de los lados respecto a la horizontal tendrá de 50° a 60°.

En la arista central se debe dejar una abertura para paso de los sólidos removidos hacia el digestor de lodos, esta abertura será de 0.15 a 0.20 m. Uno de los lados deberá prolongarse, de 15 a 20 cm, de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador. La ilustración de lo anterior junto al planteamiento esquemático de las alturas que se calcularan a continuación se pueden observar en la figura 5.2.3.3.

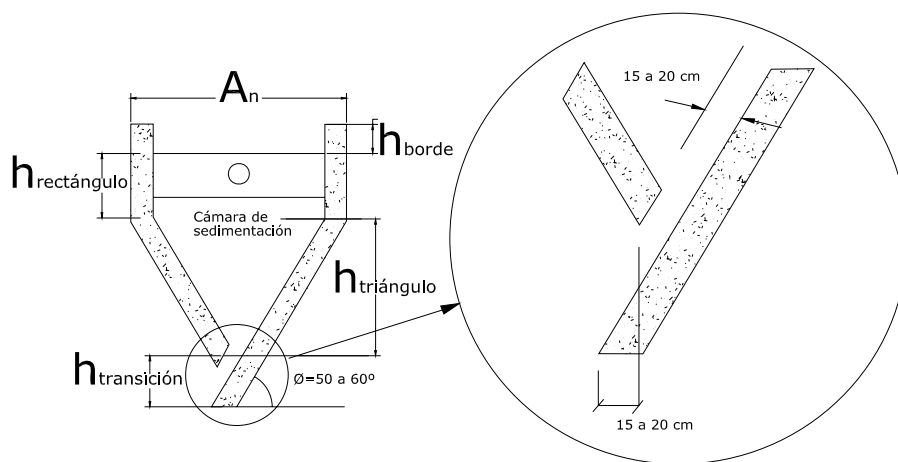


Figura 5.2.3.3 Esquema frontal de la cámara de sedimentación

Se debe calcular el área de la sección transversal de la cámara del sedimentador haciendo uso del volumen y el Largo ya encontrados y la siguiente relación:

$$A_{transversal} = \frac{V_s}{L}$$

Las alturas planteadas en la figura 5.2.4.3 se calculan siguiendo la metodología que se describe a continuación:

Cálculo de la altura del triángulo

$$h_{triángulo} = \frac{A_n \cdot \text{Tan } \phi}{2}$$

Con la altura encontrada se puede calcular el área del triángulo:

$$A_{\text{triángulo}} = \frac{A_n \cdot h_{\text{triángulo}}}{2}$$

Si al área transversal ($A_{\text{transversal}}$), le restamos la del triángulo que se ha encontrado, se obtiene el área del rectángulo, con la que se puede calcular su altura:

$$A_{\text{rectángulo}} = A_{\text{transversal}} - A_{\text{triángulo}}$$

La altura del rectángulo es:

$$h_{\text{rectángulo}} = \frac{A_{\text{rectángulo}}}{A_n}$$

La altura de transición ($t_{\text{transición}}$) debe tomarse de los rangos de parámetros planteados como parte de este texto.

Por lo tanto la altura de las cámaras de sedimentación es:

$$h_{\text{sedimentación}} = h_{\text{borde}} + h_{\text{rectángulo}} + h_{\text{triángulo}} + h_{\text{transición}}$$

La altura anterior (altura de la cámara de sedimentación) debe encontrarse en un rango cercano (ligeramente mayor) a la altura que se calcula con la siguiente relación:

$$h_{\text{sed}} = Cus.x.(R)$$

En el caso de que estas alturas no sean cercanas se tendrá que revisar el dimensionamiento de las cámaras de sedimentación.

Las variables de la ecuación anterior tienen el mismo significado anteriormente dado.

Área de ventilación y cámara de natas

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y el sedimentador (zona de espuma o natas) se tendrán en cuenta los siguientes criterios:

El espaciamiento libre puede variar de 0.60 a 1.0 m a cada lado, si el tanque Imhoff solo cuenta con una cámara de sedimentación. Si el tanque Imhoff cuenta con dos cámaras de sedimentación se recomienda un ancho que varíe de 0.60 a 1.00 m a cada lado y en medio de las dos cámaras de sedimentación, tal como se indica en la figura 5.2.3.4

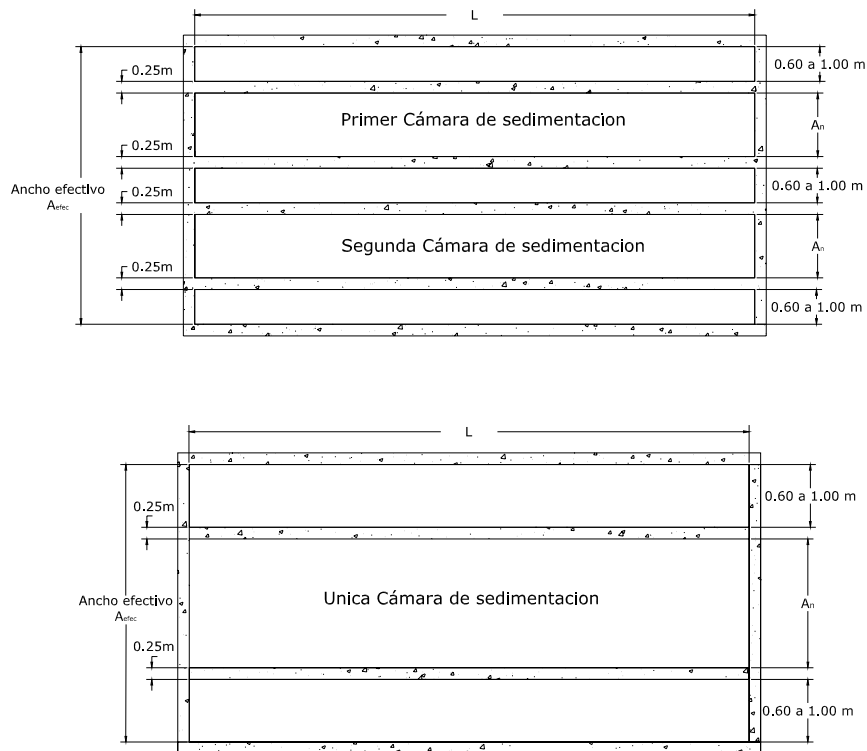


Figura 5.2.3.4 Vista en Planta de tanques Imhoff con una y dos cámaras de sedimentación

Con las cotas mostradas en los esquemas anteriores se debe calcular el área de la superficie libre total, que representa el área de ventilación y natas. Esta área deberá ser por lo menos el 30% de la superficie total del tanque.

El área libre se calcula con la siguiente formula:

$$A_{natas} = [A_{efectivo} - \#unid * (An + 0.50)] * L$$

Donde:

- A_{natas} : Área de natas y ventilación (m^2)
- $A_{efectivo}$: Ancho efectivo del tanque imhoff (sin ancho de paredes externas) (m)
- A_n : Ancho interno de las cámaras de sedimentación (m)
- $\#unid$: Número de cámaras de sedimentación
- L : Largo del tanque Imhoff y cámaras de sedimentación

Se debe comprobar que el área que se encontró represente al menos el 30 % del área total superficial del tanque Imhoff, si no es así, se debe dimensionar con un ancho mayor la zona de ventilación.

Se debe cumplir la siguiente relación:

$$\% = \frac{A_{natas} \times 100}{L \times A_{efectivo}} > 30\%$$

Si se cumple con la relación anterior, se puede estar seguro del buen dimensionamiento del área de ventilación, adicionalmente se debe dejar un borde libre mínimo de 0.30 m.

El volumen del área de ventilación se puede determinar tomando una tasa de 30 litros/hab. y si el volumen calculado es menor de 1500 lit, se puede usar este último valor para dimensionar la zona de venteo, espumas y gases.

Con el Volumen y el área encontrados se puede determinar la altura que será necesaria en esta zona.

$$h_{natas.y.gases} = \frac{V_{zona.de.natas}}{A_{natas}}$$

Esta altura debe compararse con la altura que se ha calculado para el sedimentador y si $h_{natas} < h_{sedimentación}$, es necesario redimensionar la cámara de sedimentación.

Diseño de la cámara de digestión

- *Volumen de almacenamiento y digestión V_d (m^3)*

Para el dimensionamiento del compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la tabla 5.2.3.5 y el uso de la siguiente fórmula:

$$V_d = \frac{70 * P * f_{cr}}{1000}$$

Donde:

f_{cr} :	Factor de capacidad relativa, (Ver tabla 5.2.3.5).
P:	Población.
V_d :	Volumen de almacenamiento y digestión (m^3)

El volumen de la tolva de lodos también se puede calcular considerando una tasa de 70 litros por habitante (en lo que se refiere a espacio en la tolva de lodos para un período de 6 meses) Si el volumen calculado es menor a 3,000 litros, este último valor es el que se debe considerar como volumen mínimo para el dimensionamiento del compartimiento de digestión de lodos.

El fondo de la cámara de digestión tendrá formas de troncos de pirámide invertida, para facilitar el retiro de los lodos digeridos. Las paredes laterales de las tolvas tendrán una inclinación de 30° a 45° con respecto a la horizontal.

El número y dimensiones de las tolvas pueden variar desde una tolva (con las dimensiones superiores iguales a la cámara superficial del tanque Imhoff), una

línea de tolvas en serie con ancho igual al ancho efectivo del tanque Imhoff y longitud igual a $(\text{Largo} / \# \text{de tolvas})$ (cuando solo hay una cámara sedimentadora), dos líneas de tolvas en serie con ancho igual a la mitad del ancho efectivo $- 0.25\text{m}$ y longitud igual a $\text{Largo}/\#$ de tolvas en una línea (cuando hay dos cámaras sedimentadoras) y así sucesivamente. En la figura 5.2.3.5. se ilustra lo anterior.

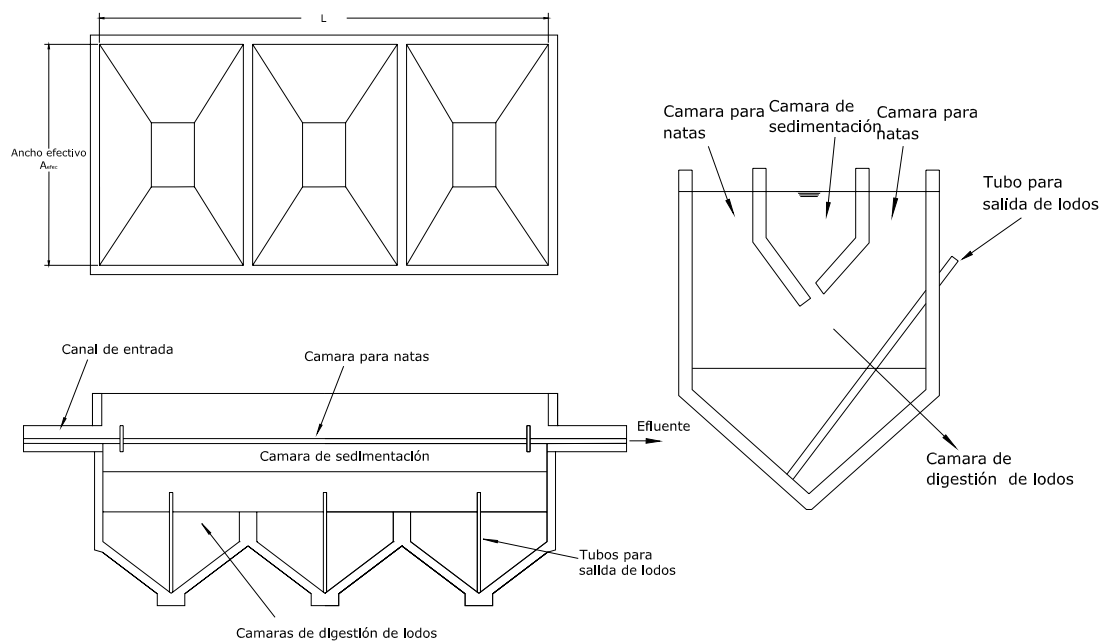


Figura 5.2.3.5.a Tanque Imhoff con una línea de tolvas en serie (una cámara de sedimentación)

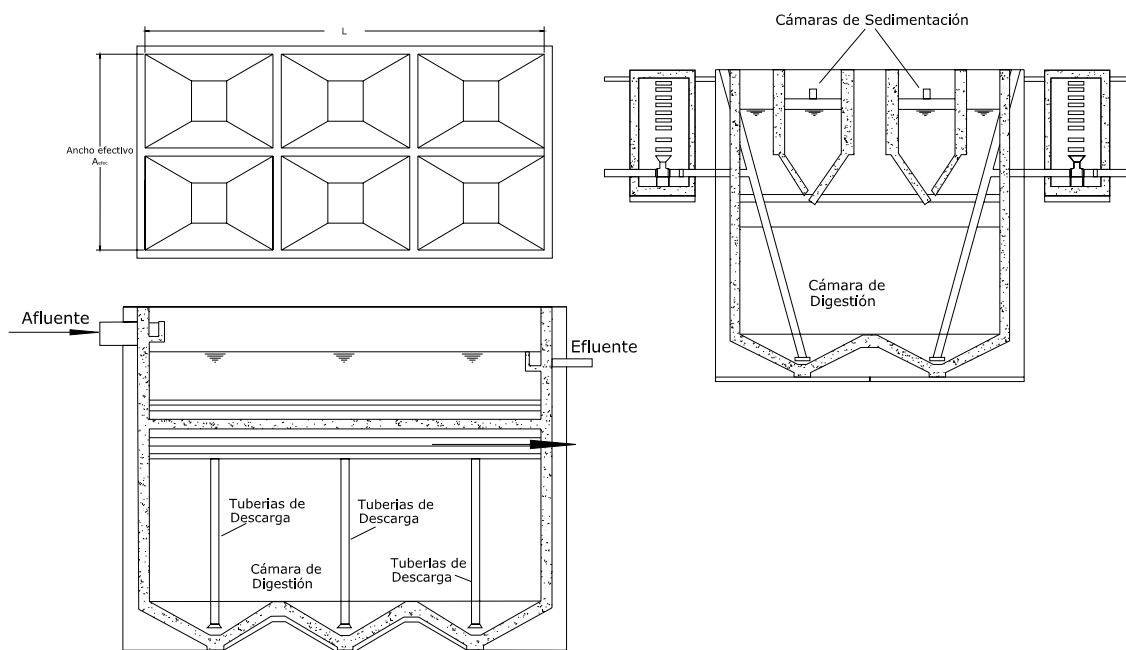


Figura 5.2.3.5.b Tanque Imhoff con dos líneas de tolvas en serie (dos cámaras de sedimentación)

- *Determinación del número de tolvas y sus dimensiones*

Se usa una tolva cuando el tanque es circular o rectangular de dimensiones pequeñas, sus dimensiones son el ancho efectivo y el largo del tanque imhoff (o el diámetro interno en el caso de los tanques circulares).

Cuando el tanque Imhoff es largo y sus dimensiones son grandes y se ha diseñado solo una cámara de sedimentación, es necesario colocar una línea de dos o más tolvas en serie, a continuación se proponen ecuaciones para calcular el número de tolvas necesarias y sus dimensiones.

$$\#tolvas = \frac{L}{A_{efectivo}}$$

Cuando el tanque Imhoff es largo y sus dimensiones son grandes y se han diseñado dos cámaras de sedimentación, es necesario colocar dos líneas de dos o más tolvas en serie, las ecuaciones para calcular el número de tolvas necesarias en este caso es:

$$\#tolvas = \frac{2 * L}{A_{efectivo}}$$

Donde:

L:	Largo del tanque Imhoff (dimensión interna sin incluir paredes) (m)
A _{efectivo} :	Ancho efectivo del tanque Imhoff (sin ancho de paredes externas) (m)
#tolvas:	Numero de tolvas (tomar el entero inferior al número que resultado del cálculo)

Las dimensiones de las tolvas serán las siguientes:

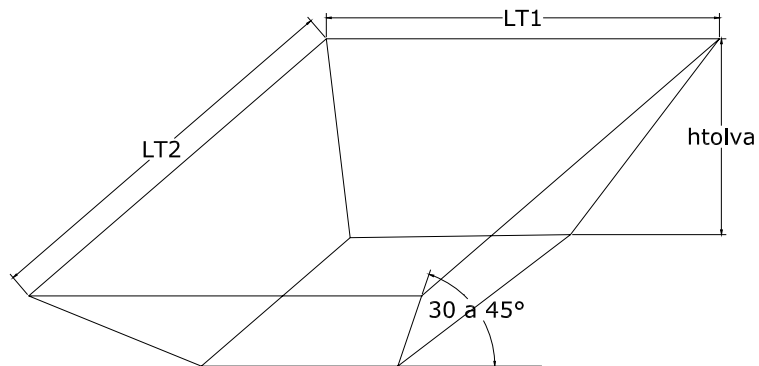


Figura 5.2.3.6 Esquema de una tolva con sus dimensiones

Ancho de las tolvas $LT_2 = \frac{A_{efectivo} - 0.25(\#unid.sed - 1)}{\#unid.sed}$

Largo de las tolvas $LT_1 = \frac{L - 0.25 * (\#tolvas / linea - 1)}{\#tolvas / linea}$

Se recomienda que $h_{tolvas} = \frac{LT_2}{4}$

- *Cálculo del volumen por tolva*

Aun cuando la tolva es una pirámide truncada, por simplicidad y porque no incide en el resultado negativamente se usara la formula para calcular el volumen de una pirámide:

$$V_{tolvas} = \frac{(LT_1) * (LT_2) * h_{tolva}}{3}$$

- *Cálculo del volumen*

Este volumen se calcula multiplicando el volumen de una tolva por el número de tolvas:

$$V_{tolvas.total} = \#tolvas * V_{tolvas}$$

- *Dimensionamiento de la parte rectangular de la cámara de digestión*

Se necesita calcular el volumen en la parte rectangular de la cámara de digestión que almacenara el remanente de lodos que no se pueden almacenar en las tolvas este volumen es:

$$V_{rectángular} = V_{tolvas.total} - V_d$$

$V_{rectángular}$: Volumen necesario en la parte rectangular de la cámara de digestión
 V_d : Volumen de almacenamiento y digestión (m^3)

- *Altura de la parte rectangular de la cámara de digestión*

La altura se calcula con la siguiente ecuación:

$$h_{rectángular} = \frac{V_{rectángular}}{L}$$

- *Altura de zona neutra*

La altura máxima de los lodos deberá estar 0.50 m por debajo del fondo del sedimentador.

- *Altura total del tanque Imhoff*

$$h_{tanque.imhoff} = h_{borde} + h_{rectángulo} + h_{triángulo} + h_{transición} + h_{zona.neutra} + h_{rectángular} + h_{tolvas}$$

$$h_{tanque.imhoff} = h_{sedimentación} + h_{zona.neutra} + h_{rectángular} + h_{tolvas}$$

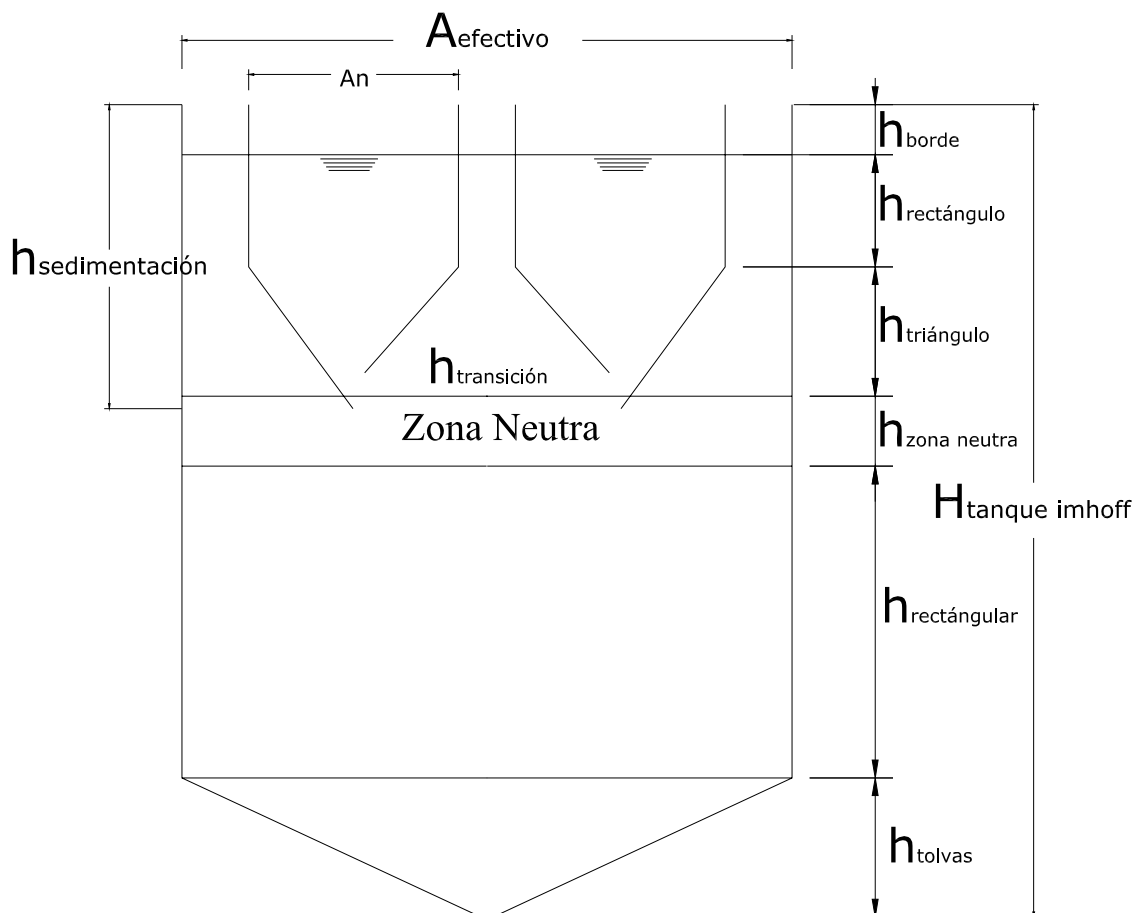


Figura 5.2.3.7 Esquema del dimensionamiento de un tanque Imhoff

- *Tiempo requerido para digestión de lodos*

El tiempo requerido para la digestión de lodos varía con la temperatura, para esto se empleará la tabla 5.2.3.4, que muestra la variación del tiempo respecto a la temperatura.

- *Frecuencia del retiro de lodos*

Los lodos digeridos deberán retirarse periódicamente. Para estimar la frecuencia de retiros de lodos se usarán los valores consignados en la tabla 5.2.4.4. La frecuencia de remoción de lodos deberá calcularse en base a estos tiempos referenciales, considerando que existirá una mezcla de lodos frescos y lodos digeridos; estos últimos ubicados al fondo del digestor. De este modo el intervalo de tiempo entre extracciones de lodos sucesivas deberá ser por lo menos el tiempo de digestión a excepción de la primera extracción en la que se deberá esperar el doble de tiempo de digestión.

El diámetro mínimo de la tubería para la remoción de lodos será de 200 mm y deberá estar ubicado 15 cm. por encima del fondo del tanque.

Para la remoción se requerirá de una carga hidráulica mínima de 1.80 m.

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS TANQUES IMHOFF

Antes de poner en funcionamiento un tanque Imhoff, deberá ser llenado con agua limpia y si fuera posible, el tanque de digestión inoculado con lodo proveniente de otra instalación similar para acelerar el desarrollo de los microorganismos anaeróbicos encargados de la estabilización de la materia orgánica. Es aconsejable que la puesta en funcionamiento se realice en los meses de mayor temperatura para facilitar el desarrollo de los microorganismos.

A continuación se expone información importante en cuanto a la operación y mantenimiento de los diferentes componentes de un tanque imhoff.

a. Zona de sedimentación

Si el tanque Imhoff dispone de más de un sedimentador, el caudal de ingreso debe dividirse en partes iguales a cada una de ellas. Esta división de caudales se realiza por medio del ajuste de la posición de las pantallas del repartidor de caudal.

Toda la superficie de agua del sedimentador debe estar libre de la presencia de sólidos flotantes, espumas, grasas y materiales asociados a las aguas residuales, así como de material adherido a las paredes de concreto y superficies metálicas con el cual los sólidos están en contacto. El material flotante tiende a acumularse rápidamente sobre la superficie del reactor y debe ser removido con el propósito de no afectar la calidad de los efluentes, por lo que ésta actividad debe recibir una atención diaria, retirando todo el material existente en la superficie de agua del sedimentador.

La recolección del material flotante se efectúa con un desnatador. La versión común de esta herramienta consiste de una paleta cuadrada de 0.45 x 0.45 m construida con malla de $\frac{1}{4}$ " de abertura y acoplada a un listón de madera.

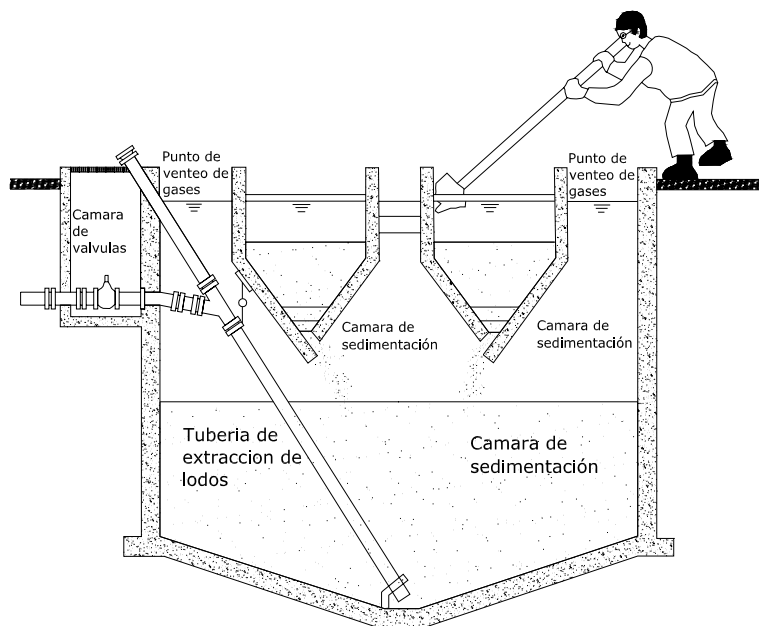


Figura 5.2.3.8 Operador limpiando las paredes de la cámara de sedimentación de un tanque Imhoff

Las estructuras de ingreso y salida deberán limpiarse periódicamente, así mismo los canales de alimentación de agua residual deben limpiarse una vez concluida la maniobra de cambio de alimentación, con el propósito de impedir la proliferación de insectos o la emanación de malos olores. Semanalmente o cuando las circunstancias así lo requieran, los sólidos depositados en las paredes del sedimentador deben ser retirados y la grasa y sólidos acumulados en las paredes a la altura de la línea de agua deben ser removidos con un raspador metálico. La experiencia del operador le indicará que otras actividades deben ser ejecutadas.

b. Zona de ventilación

Cuando la digestión de los lodos se realiza en forma normal, es muy pequeña la atención que se presta a la ventilación. Si la nata permanece húmeda, ella continuará digiriéndose en la zona de ventilación y progresivamente irá sedimentándose dentro del compartimiento de digestión.

Un exceso de material flotante en la zona de ventilación puede producir olores ofensivos y a la vez cubrir su superficie con una pequeña capa de espuma, lo que impide el escape de los gases. Para mantener estas condiciones bajo control, la capa de espuma debe ser rota o quebrada periódicamente antes de que seque. La rotura de la capa se puede ejecutar con chorros de agua proveniente de la zona de sedimentación o manualmente quebrando y sumergiendo la capa con ayuda de trinchas, palas o cualquier otro medio. Esta nata o espuma puede ser descargada a los lechos de secado o en su defecto enterrado o ser dispuesto en el relleno sanitario, de igual manera se procede con los residuos conformados por grasas y aceites.

La zona de ventilación de la cámara de digestión, debe encontrarse libre de natas o de sólidos flotantes, que hayan sido acarreados a la superficie por burbujas de gas. Para hundir esta nata es conveniente el riego con agua a presión, si no se logra esto, es mejor retirarlas y enterrarlas inmediatamente. La experiencia indica la frecuencia de limpieza, pero cuando menos, debe realizarse mensualmente. Generalmente se ayuda a corregir la presencia de

espuma usando cal hidratada, la cual se agrega por las áreas de ventilación. Conviene agregar una suspensión de cal a razón aproximada de 5 Kg. por cada 1000 habitantes.

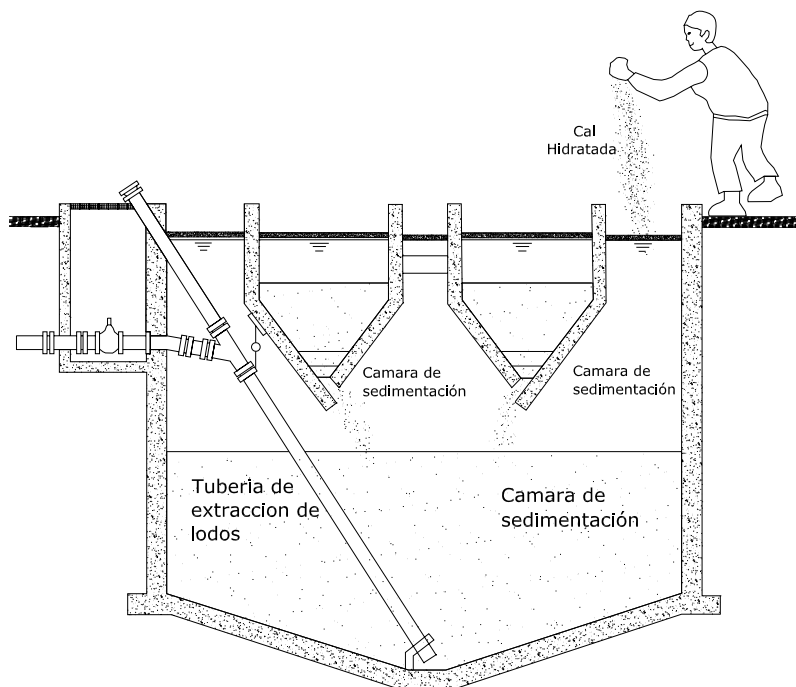


Figura 5.2.3.9 Operador colocando cal hidratada en las zonas de ventilación de un tanque Imhoff

c. Zona de digestión de lodos

Es importante determinar constantemente el nivel de lodos para programar su drenaje en el momento oportuno. Cuando menos una vez al mes, debe determinarse el nivel al que llegan los lodos en su compartimiento. Los lodos digeridos se extraen de la cámara de digestión abriendo lentamente la válvula de la línea de lodos y dejándolos escurrir hacia los lechos de secado. La fuga

de material flotante en la salida del sedimentador será un indicio de la necesidad de una extracción mas frecuente de lodo del digestor. Se recomienda que en cada descarga de lodos, se tome la temperatura del material que se esta escurriendo, lo mismo que la temperatura ambiente. Con esto se tiene una indicación muy valiosa de las condiciones en que se esta realizando la digestión. Es deseable mantener el lodo el mayor tiempo posible en la zona de digestión a fin de lograr una buena estabilización. El nivel de lodo debe ser mantenido entre 0.5 y un metro por debajo de la ranura del sedimentador y en especial de su deflector. Es aconsejable que durante los meses de verano se drene la mayor cantidad posible de lodos para proveer capacidad de almacenamiento y estabilización de los lodos en época de invierno.

Por ningún motivo debe drenarse la totalidad de lodos, siendo razonable descargar no más de 15% de volumen total o la cantidad que pueda ser aceptada por un lecho de secado. El drenaje de lodo debe ejecutarse lentamente para prevenir alteración en la capa de lodo fresco.

5.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

5.3.1 GUIA PARA EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Las lagunas de estabilización son estructuras construidas de tierra, diseñadas para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la biomasa (principalmente bacterias y algas). La función real del proceso es estabilizar la materia orgánica y remover los patógenos de las aguas residuales realizando una descomposición biológica natural; normalmente se diseña el proceso para la remoción de DBO, sólidos suspendidos, y coliformes fecales. En este manual el término lagunas de estabilización incluye lagunas anaeróbicas, facultativas y lagunas de maduración.

Las lagunas que reciben agua residual cruda son lagunas primarias. Las lagunas que reciben el efluente de una primaria se llaman secundarias; y así sucesivamente las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, quindenarias, etc. A las lagunas de grado más allá del segundo también se les suele llamar lagunas de acabado, maduración o pulimento.

Numerosas experiencias realizadas a través de más de cuarenta años, han estimulado múltiples intentos para desarrollar modelos matemáticos que permitan diseñar lagunas de estabilización en función de la remoción de la DBO esperada, entre estos modelos se pueden mencionar:

- Diseño empírico por carga superficial (Towne, Davis&otros)
- Diseño empírico volumétrico (Gloyne, Hermann&otros)
- Cálculo de lagunas fotosintéticas (Oswald, Gotaas&otros)

- Método racional basado en la cinética del proceso (Marais, Shaw&otros)
- Modelos basados en la dinámica de los ciclos de nutrientes (Ferrara, Harleman&otros).

Ninguno de estos métodos ha logrado una aceptación universal. Las discrepancias entre objetivos de las lagunas, metodologías de evaluación y climas, dan como resultado la existencia de mucha literatura contradictoria que, lejos de orientar, confunde a los recién iniciados en el uso de lagunas de estabilización cuando tratan de adquirir conocimientos mediante la adquisición masiva de información.

Al estudiar la cinética del proceso que se lleva a cabo en una laguna de estabilización, caben varias hipótesis. Una de ellas, es la de suponer que hay una **“mezcla completa”** del agua servida que acaba de ingresar en la laguna. Otra hipótesis supone **“flujo pistón”**, es decir, que el agua servida recién ingresada fluye como “un pistón en un cilindro”, y se va estabilizando en forma gradual. El fenómeno de “flujo pistón” se ha podido apreciar en lagunas “alargadas”, en las que la relación largo-ancho es superior a 3; sin embargo, estudios realizados demuestran que no hay lagunas que trabajen totalmente bajo el régimen de “mezcla completa”, o totalmente bajo el régimen de “flujo a pistón”, en realidad, las lagunas trabajan bajo un régimen de **“flujo disperso”**, en el que se presenta simultáneamente ambos tipos de flujo. A continuación se describen brevemente los tipos de lagunas a los que se hará referencia en este manual, debido a que son los tipos usados en El Salvador.

Lagunas Anaeróbicas

Las lagunas anaeróbicas son estanques de profundidad de 3.0 a 5.0 metros con un período de retención hidráulica de 1.0 a 5.0 días (Yáñez, 1992). En la Figura 5.3.1.1 se presenta un diagrama del proceso que se lleva a cabo en una laguna anaeróbica.

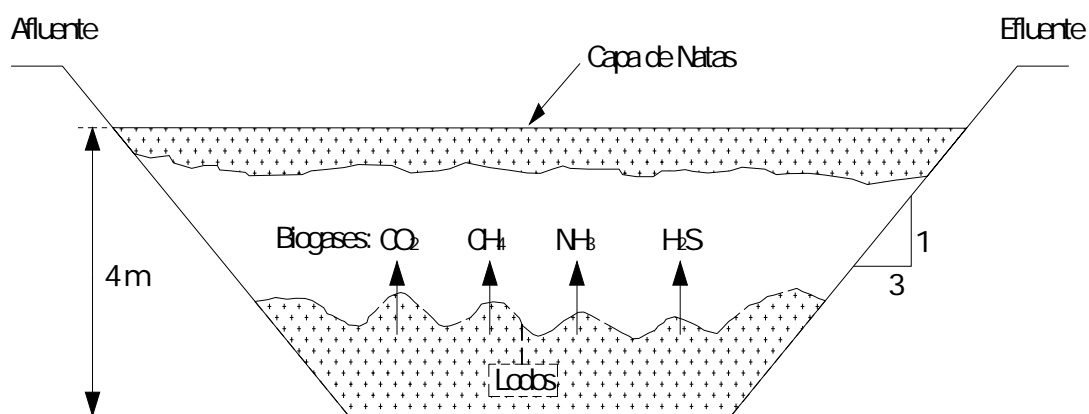


Figura 5.3.1.1: Diagrama de laguna anaeróbica.

La formación de nata en este tipo de lagunas, es un factor importante en su operación. Las natas cubren la superficie y ayudan al mantenimiento de condiciones anaeróbicas, disminuyendo la reaeración por el viento y manteniendo condiciones para tener una tasa alta de reacción por la retención de calor en la laguna.

La remoción de sólidos suspendidos en el proceso de tratamiento anaeróbico es del orden de 70 por ciento (MOPT, 1991). Estos sólidos se acumulan en el fondo de las lagunas, donde se digieren bajo condiciones anaeróbicas. En el

proceso se forman burbujas que causan que una fracción de los lodos suba, formando la nata de la superficie.

Lagunas Facultativas

Las lagunas facultativas se caracterizan por tener una zona aeróbica en el estrato superior, donde existe la simbiosis entre algas y bacterias, y una zona anaeróbica en el fondo. Las bacterias aeróbicas realizan el tratamiento de los desechos mediante la asimilación y oxidación de la materia orgánica, con la producción de bióxido de carbono y productos secundarios de nutrientes como amoníaco y nitrato. Las algas utilizan el bióxido de carbono y los nutrientes para producir oxígeno a través de la fotosíntesis. En el fondo de la laguna existen condiciones anaeróbicas, donde la descomposición ocurre como en una laguna anaeróbica. El propósito de las lagunas facultativas es remover la DBO bajo condiciones aeróbicas, la laguna también contribuye a la remoción de patógenos a través del largo período de retención hidráulica típico en el diseño, que permite la sedimentación de huevos de helmintos y la mortalidad de bacterias.

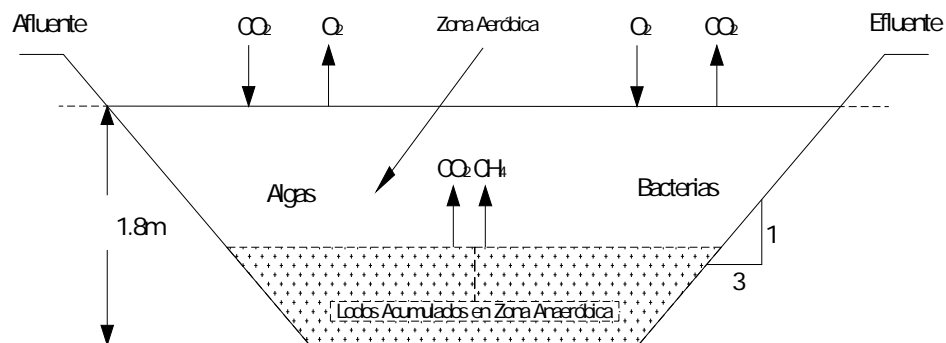


Figura 5.3.1.2: Diagrama de laguna facultativa.

El método más conveniente para realizar el diseño de una laguna facultativa es el método de la carga orgánica superficial.

Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración son prácticamente lagunas aeróbicas, donde se mantiene un ambiente aeróbico en toda su estrato. El propósito principal de las lagunas de maduración es proveer un período de retención hidráulica adicional para la remoción de los patógenos; también el de mejorar la calidad del efluente en términos de DBO. La profundidad de estas lagunas es pequeña en relación con la que se considera en las lagunas anaeróbicas y suele andar entre 1 y 2 m. La relación largo-ancho de estas lagunas es grande y puede ir de 1:3 a 1:50, en este tipo de lagunas, generalmente se supone que el flujo es de tipo pistón y para lograrlo, en la práctica, se hace uso de mamparas, lo que permite simular este tipo de flujo.

Sistemas de Lagunas

Cuando se diseñan sistemas de lagunas, debe tomarse en consideración que las baterías de lagunas primarias, pueden estar formadas por facultativas o anaeróbicas, en paralelo, seguidas por dos o tres lagunas de maduración en serie, como se muestra en las Figuras 5.3.1.3 y 5.3.1.4. Se deben diseñar las lagunas primarias en paralelo para que cuando exista la necesidad de dar mantenimiento a una de ellas la otra pueda mantenerse en operación. Se diseñan lagunas anaeróbicas y facultativas para remover la DBO, SS y controlar el proceso de tratamiento; después, se diseñan lagunas de maduración para remover patógenos aprovechando la remoción anterior en las lagunas anaeróbicas o facultativas. A continuación se muestran algunos sistemas de lagunas de estabilización.

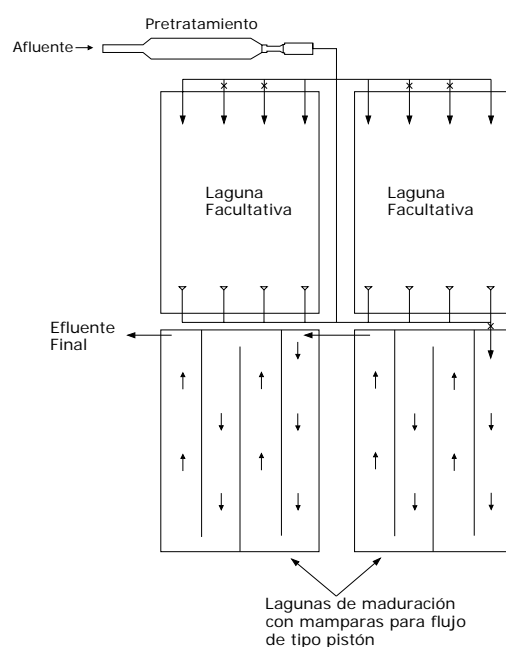


Figura 5.3.1.3: Lagunas facultativas en paralelo seguida por lagunas de maduración.

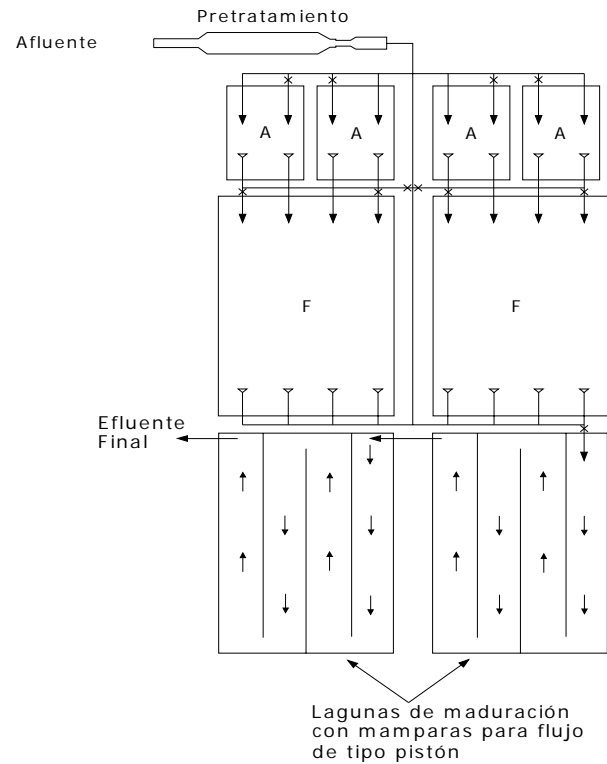


Figura 5.3.1.4: Lagunas anaeróbicas y una facultativa, seguidas por dos lagunas de maduración en serie.

El uso de mamparas, mostrado en las lagunas de maduración de los esquemas anteriores, es muy útil cuando no se dispone de un terreno largo para la construcción de lagunas con una relación largo ancho grande. En las siguientes imágenes se muestran ejemplos reales del uso de mamparas.



Figuras 5.3.1.4.a: Ejemplos de lagunas de maduración que están canalizadas con mamparas. En la foto de arriba la relación largo/ancho aproxima 20/1, y en la foto abajo 50/1. En la foto abajo, las mamparas están demasiado arriba del nivel del agua y prohíben la insolación solar por la sombra que forman; deben estar más por abajo como en la foto arriba. (Foto arriba: Trinidad, Honduras; abajo: Morocelí, Honduras)

A fin de mostrar los componentes de los sistemas de lagunas, se han preparado las siguientes figuras, que muestran detalles que ayudan a identificar las obras de arte necesarias, para llevar a cabo la interconexión de sistemas de lagunas.

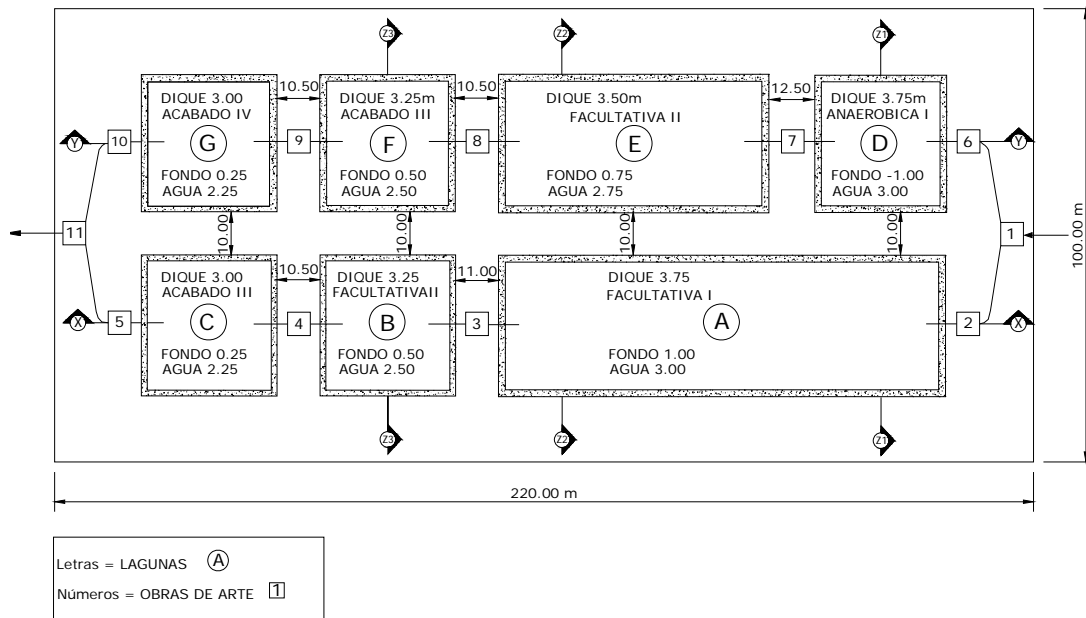


Figura 5.3.1.5: Esquema mostrando un sistema de Lagunas.

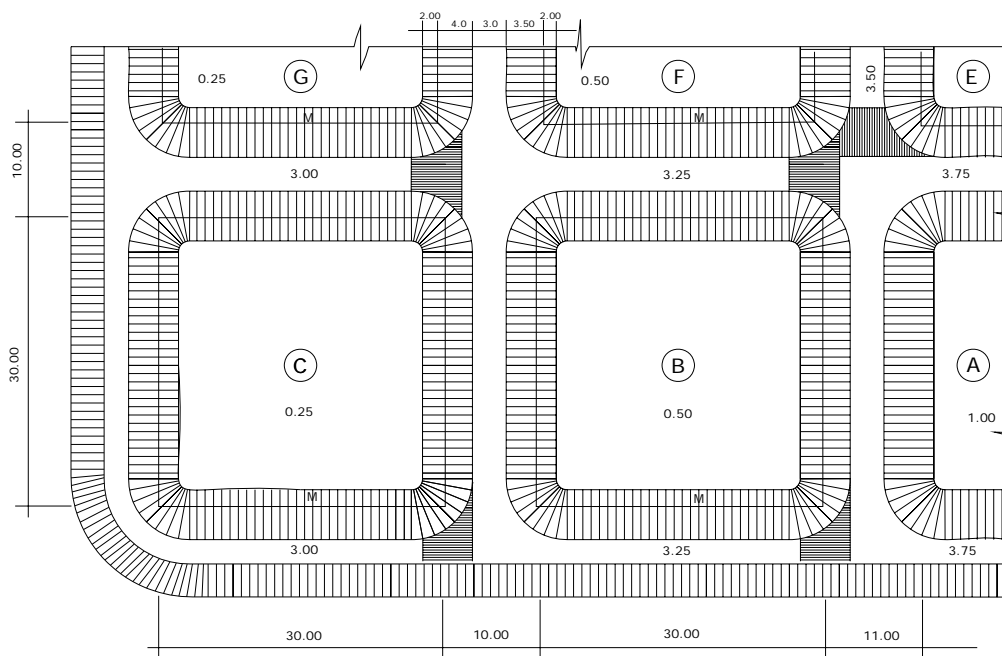


Figura 5.3.1.6: Vista en planta de los diques y de las Lagunas B y C.

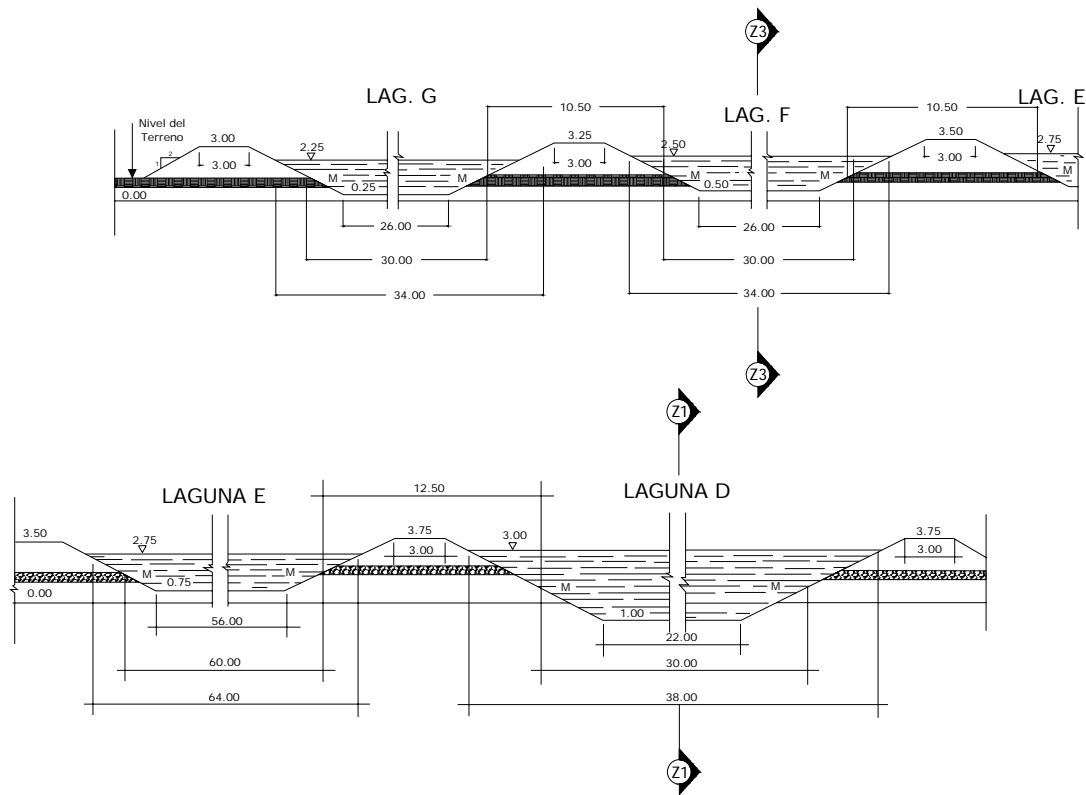


Figura 5.3.1.7: Perfil de los diques y de las lagunas sobre el eje Y-Y de la figura 5.3.1.5.

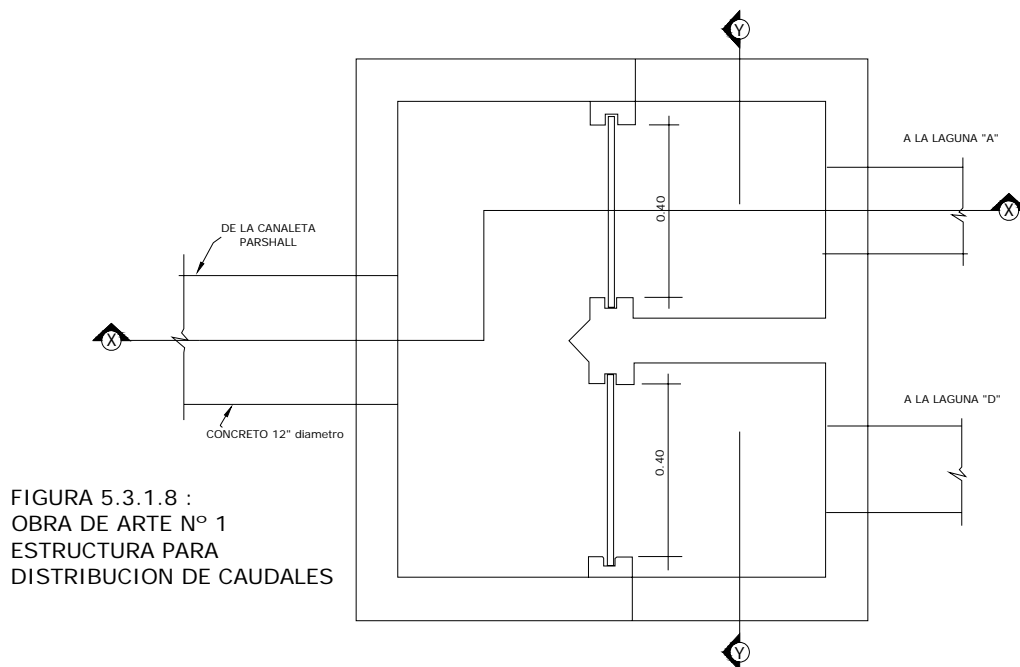


FIGURA 5.3.1.8 :
OBRA DE ARTE N° 1
ESTRUCTURA PARA
DISTRIBUCION DE CAUDALES

Figura 5.3.1.8: Obra de arte No 1. Estructura para distribución de caudales.

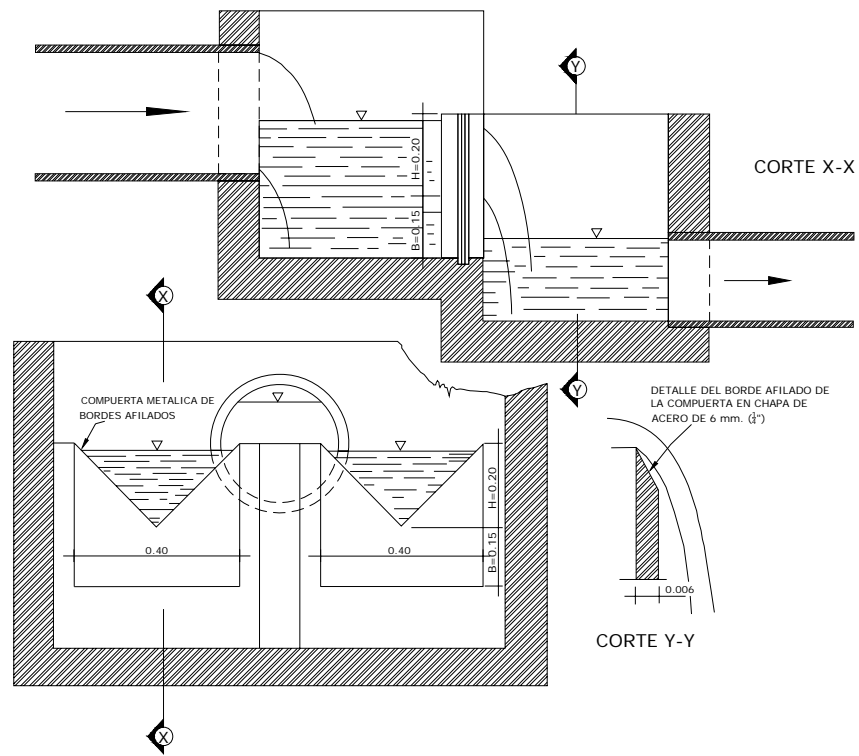


Figura 5.3.1.9: Cortes de la Obra de arte No 1.

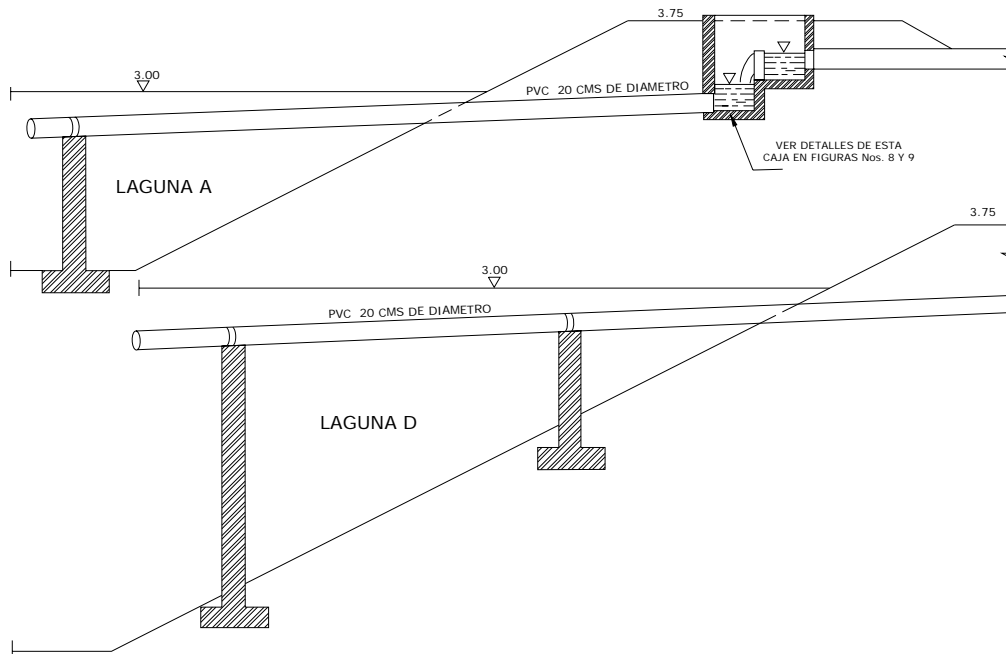
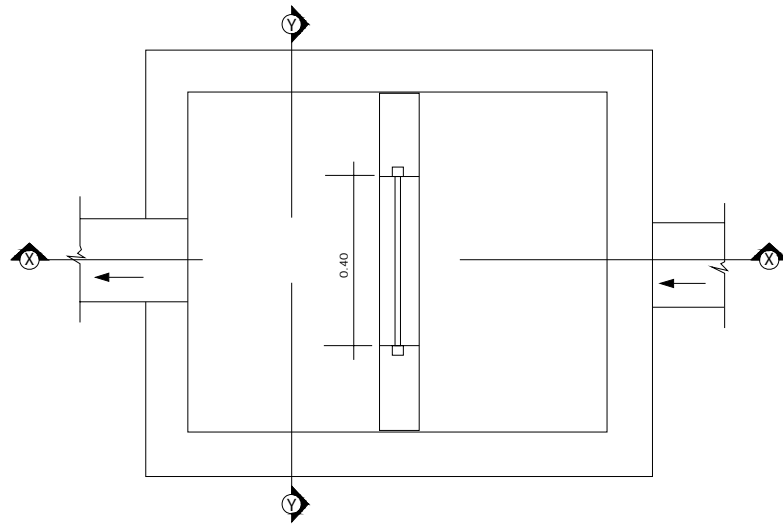


Figura 5.3.1.10: Detalles de las estructuras de entrada – Obras de arte No 2 y No 3.



Nota: ESTA OBRA DE ARTE ES IGUAL PARA LAS OBRAS DE ARTE Nos. 3,4,5,7,8,9 Y 10

Figura 5.3.1.11: Vista en planta de la caja de estructuras de entrada. Obras de arte No 2 y No 3.

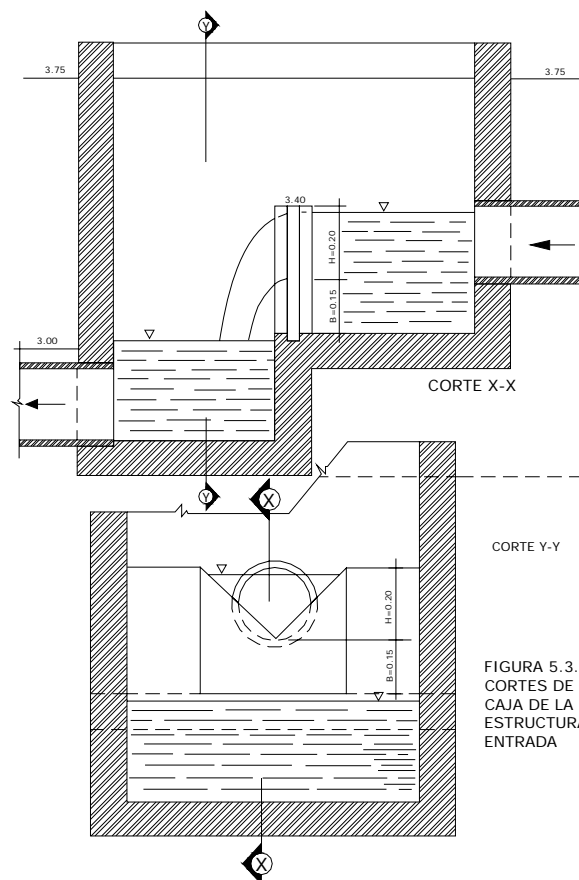


FIGURA 5.3.1.12 :
CORTES DE LA
CAJA DE LA
ESTRUCTURA DE
ENTRADA

Figura 5.3.1.12: Cortes de la caja de la estructura de entrada.

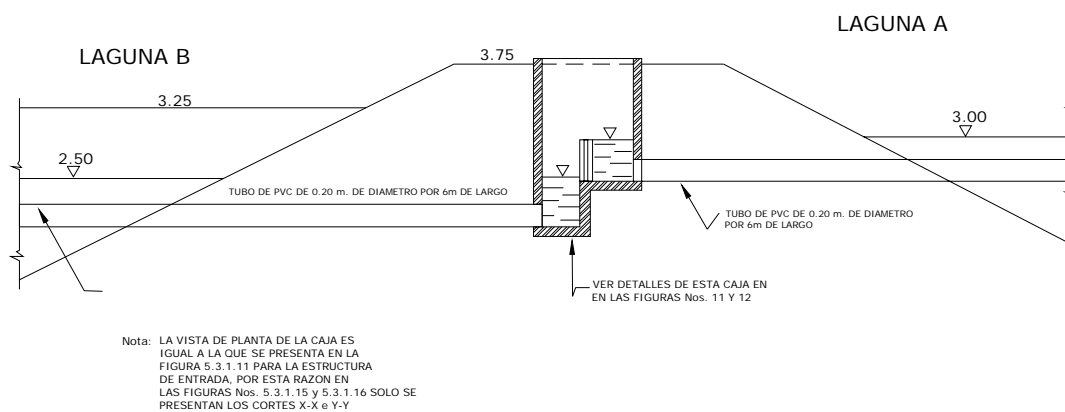


Figura 5.3.1.13: Detalle de la estructura de interconexión entre las lagunas A y B. Obra de arte No3.

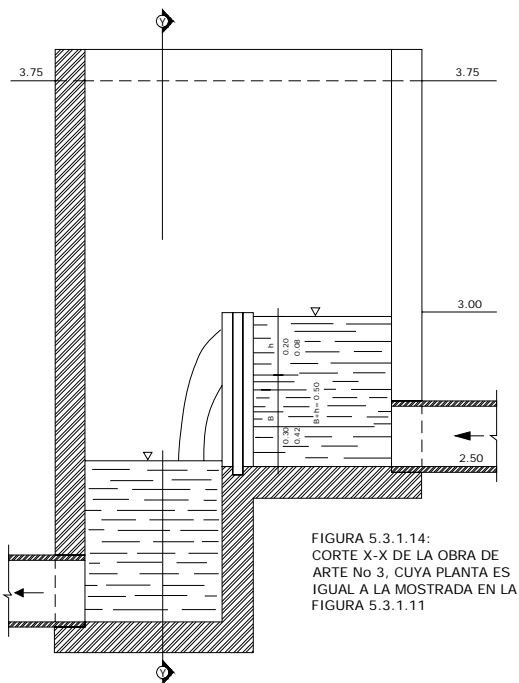


FIGURA 5.3.1.14:
CORTE X-X DE LA OBRA DE ARTE No 3, CUYA PLANTA ES IGUAL A LA MOSTRADA EN LA FIGURA 5.3.1.11

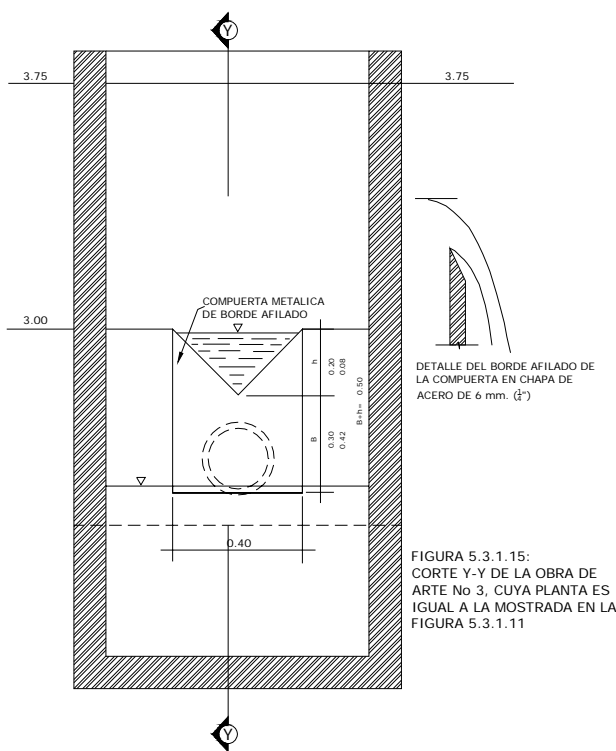


FIGURA 5.3.1.15:
CORTE Y-Y DE LA OBRA DE ARTE No 3, CUYA PLANTA ES IGUAL A LA MOSTRADA EN LA FIGURA 5.3.1.11

Figura 5.3.1.14 y 5.3.1.15: Cortes de la Obra de arte No 3.

Con las figuras anteriores se espera que se obtenga una idea de las obras de entrada, salida y conexión de los sistemas de lagunas.

**DESARROLLO SIMPLIFICADO DE LOS MODELOS MATEMATICOS USADOS
EN LAGUNAS DE ESTABILIZACION PARA LA PREDICION DE LA
REMOCION DE PATOGENOS Y DE CARGA ORGANICA**

EFICIENCIA DE REMOCION DE PATOGENOS

a. Mezcla Completa

Suponiendo mezcla completa y utilizando como indicador los coliformes fecales, tanto las lagunas facultativas como las anaeróbicas siguen el siguiente modelo:

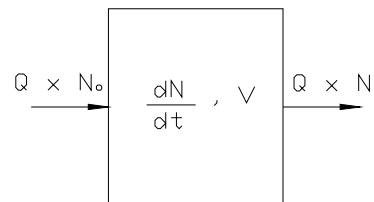


Figura 5.3.1.16 Representación del modelo de mezcla completa en la remoción de patógenos.

$$N_o + \text{cambio} = N_p$$

$$\text{Cambio} = \frac{dN}{dt} \cdot V = -k_b N V \longrightarrow Q N_o + (-k_b N_p V) = Q N$$

$$N_o = N \left(1 + k_b \frac{V}{Q} \right) \longrightarrow \frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{1 + k_b \frac{V}{Q}}$$

$$\text{Pero } \frac{V}{Q} = R \longrightarrow \frac{N_p}{N_o} = \frac{1}{1 + k_b R}$$

Donde:

N_o : Número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el afluente
 N_p : Número de bacterias coliformes fecales (por 100 ml) en el efluente
 R : Período de retención en días

K_b : Constante de reacción para la remoción de coliformes fecales. Como se ha encontrado que k_b tiende a tener valores más bajos en las lagunas anaeróbicas que en las facultativas, constituye una sana práctica llamar a esta constante: K_{ba} en las lagunas anaeróbicas; y K_{bf} en las lagunas facultativas.

Las lagunas anaerobias son menos eficientes que las facultativas en la reducción de coliformes. Los coeficientes de mortalidad bacteriana deben determinarse experimentalmente. En el caso de que no se determinen de la manera antes mencionada, como alternativa se puede determinar la reducción bacteriana considerando mezcla completa y los siguientes coeficientes de mortalidad global que aparecen en la tabla

Carga Kg. DBO/(ha·d)	Coefficiente de mortalidad, (días ⁻¹)
400	0.60
600	0.55
800	0.50
1000	0.46
1200	0.41
1400	0.37

Tabla 5.3.1.1 Coeficientes de mortalidad para la determinación de la reducción bacteriana

Experiencias efectuadas por CEPIS han probado que la mortalidad de coliformes fecales y de patógenos como las salmonellas es semejante, por lo que las ecuaciones anteriores se aplican para la remoción de estos.

b. Flujo disperso

En la práctica, de manera real, el flujo no es a mezcla completa, ni flujo a pistón, sino que es disperso. Este modelo se desarrolla a partir de un balance de

material, alrededor de un reactor con flujo laminar tipo pistón, en el cual existen dos mecanismos de transporte:

- La dispersión convectiva en la dirección del flujo y
- La dispersión molecular axial.

La solución de este balance de masa ha sido publicada por Wehner y Wilhem y traída a la bibliografía de la Ingeniería Sanitaria por Thirimurthy. La formulación para condiciones de flujo intermedias entre flujo a pistón y a mezcla completa es la siguiente:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1}{2d}\right)}}{(1+a)^2 \cdot e^{\left(\frac{a}{2d}\right)} - (1-a)^2 \cdot e^{-\left(\frac{a}{2d}\right)}}$$

Donde:

N_o y N_p igual a como se planteo en las ecuaciones anteriores

a: Constante del modelo, expresada por la siguiente relación:

$$a = \sqrt{1 + 4k_b R d}$$

Donde:

k_b : Constante neta de reacción de reducción de coliformes, días⁻¹

R: Período de retención.

d: Constante de difusidad o factor de dispersión adimensional, que es una característica de cada laguna.

Para evaluaciones en proyectos el valor “d” puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$d = \frac{1.158 \cdot [R(A + 2H_u)]^{0.489} (A)^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LH_u)^{1.489}}$$

Donde:

- T: Temperatura promedio del agua (°C)
- A: Ancho de la Laguna (m)
- L: Largo de la Laguna (m)
- H_i: Profundidad de la Laguna (m)
- R: Período de retención hidráulica (horas)

Para efectos de diseño, el valor “d” se calculará conforme a la ecuación propuesta por Sáenz como sigue:

$$d = \frac{L/A}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2}$$

Donde:

- A: Ancho de la Laguna (m)
- L: Largo de la Laguna (m)

Si $d < 2$ (como es lo usual en lagunas de estabilización), la expresión que permite predecir la variación de los coliformes fecales, se reduce a lo siguiente:

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

Una de las características fundamentales del modelo del flujo disperso es la solución para condiciones extremas. Las ecuaciones anteriores se resuelven con la expresión del modelo de flujo tipo pistón, para el valor $d=0$ y con la expresión del modelo de mezcla completa, para el valor $d=\alpha$.

De acuerdo a las investigaciones de Chiang y Gloyna, el orden de magnitud de las constantes de biodegradación k_b es:

- 0.17 a 0.20 para lagunas facultativas y
- 0.13 a 0.16 para lagunas de maduración.

Se recomienda para uso de este modelo, en lagunas en serie, la disminución del coeficiente después de la primera unidad.

c. Flujo intermitente o a pistón

Por lo general, se procura construir las lagunas de estabilización de forma proporcionada (de manera que la relación largo-ancho sea menor de 3). Sin embargo, en lugares quebrados donde no hay disponibilidad de terreno plano, se ha recurrido a construir lagunas alargadas tratando de seguir las curvas de nivel del terreno.

Se ha observado que en las lagunas alargadas, la calidad del agua va variando gradualmente de la entrada hacia la salida, por lo que sería inapropiado utilizar los modelos anteriormente presentados para la hipótesis de mezcla completa. En el modelo flujo a pistón que se presenta en estos casos, rige la ley de Chick.

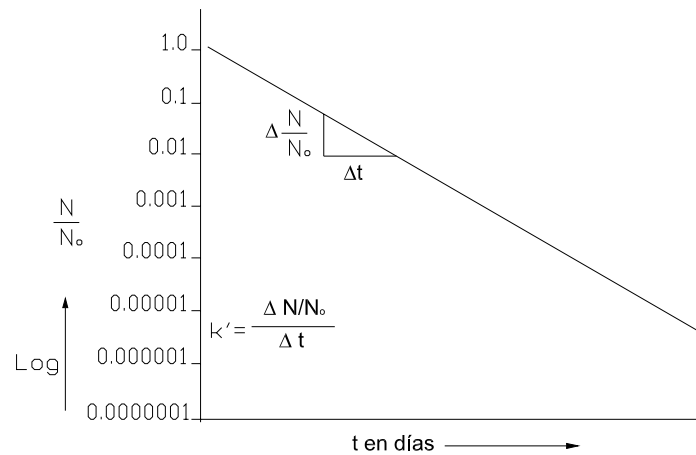


Figura 5.3.1.16 Modelo de flujo pistón en la remoción de patógenos.

$$\text{Log} \frac{N_p}{N_o} = -k' t \longrightarrow \text{si } k_{bp} = 2.3k' \longrightarrow \text{Ln} \frac{N_p}{N_o} = -k_{bp} t$$

$$\frac{N_p}{N_o} = e^{-k_{bp} t} \longrightarrow \frac{dN}{dt} = -k_{bp} N_p \quad \text{Ley de Chick.}$$

Para lagunas de estabilización que le darán tratamiento a agua residual doméstica (20 °C), tenemos que k_{bp} varía en el siguiente rango:

$$(1 < k_{bp} < 2) \text{días}^{-1}$$

Y varía de acuerdo a la temperatura con la siguiente ecuación:

$$k_{bp_t} = k_{bp_{20}} \times 1.19^{(T-20)} \quad (\text{ARCEIVALA})$$

En las ecuaciones anteriores k_{bp} es la constante de reacción para coliformes fecales bajo flujo a pistón.

EFICIENCIA EN LA REMOCION DE CARGA ORGÁNICA

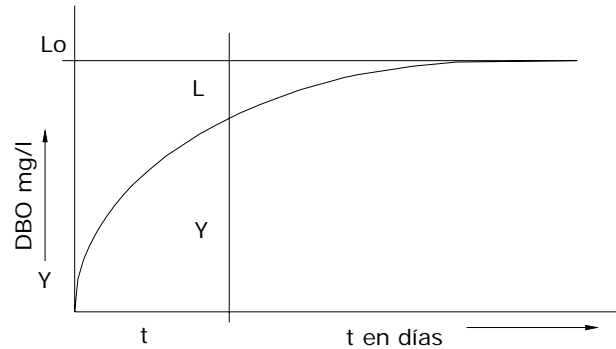


Figura 5.3.1.17 Representación general del modelo para la remoción de DBO.

$$\frac{dL}{dt} = -kL$$

Obsérvese que la ecuación anterior es matemáticamente similar a la mostrada en la representación del cambio de la entrada respecto a la salida de patógenos. Lo anterior implica que las ecuaciones de los modelos de remoción de coliformes son aplicables a este caso, sustituyendo k_b por k_{Tm} , k_{Ta} , k_{Tf} según sea el caso, y reemplazando N_p y N_o por L_p y L_o respectivamente. De esta manera llegamos a las siguientes ecuaciones:

Lagunas anaeróbicas

Mezcla completa

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{1 + k_{Ta}R}$$

La relación de Vincent, presentada a continuación, da alguna idea sobre el valor de k_{Ta} .

$$K_{Ta} = K_a \left[\frac{L_p}{L_o} \right]^n$$

Donde:

L_p	DBO ₅ del efluente (mg/lit)
L_o	DBO ₅ del afluente (mg/lit)
k_a	Constante por DBO en Lagunas anaeróbicas (días ⁻¹)
k_{Ta}	Constante de degradación anaeróbica por DBO, para la temperatura T (días ⁻¹)
R	Período de retención (días)
n	Constante adimensional

Este modelo sufre restricciones muy grandes, porque solo puede ser aplicado entre límites estrechos. Por ejemplo, si se intenta lograr un mejor efluente (L_p pequeño), aumentando el tiempo de retención (R), normalmente la laguna se transforma en parcialmente o totalmente facultativa, a no ser que se profundice el estanque. Para eficiencias altas, k_{Ta} es muy bajo, por esta razón, las lagunas anaeróbicas se suelen diseñar para eficiencias menores del 50% en remoción de DBO.

Además, los coeficientes y constantes son muy diferentes de un lugar a otro: Por ejemplo, Vincent encontró para Sudáfrica los valores $n=4.8$ y $k_a=6.0$ días⁻¹; mientras Kawai determinó $n=3.6$ y $k_a=38.5$ días⁻¹ en lagunas del estado de Sao Paulo, Brasil, de clima semejante.

Haciendo uso de la relación de Vincent se obtienen valores de k_{Ta} de 0.22; 0.13 y 0.07 días⁻¹ para eficiencias del 50%, 55% y 60% respectivamente.

Tanto k_a como n dependen del clima, en especial de la temperatura.

Despejando el período de retención de la ecuación tenemos:

$$R = \frac{(L_p / L_o) - 1}{k_{Ta}}$$

De acuerdo con la anterior notación, la eficiencia de la laguna estará dada por la relación:

$$\text{Eficiencia} = \frac{100(L_o - L_p)}{L_o}$$

Se recomienda diseñar lagunas anaeróbicas para eficiencias entre el 30 y el 50%. Las constantes k_a y n se deberán evaluar experimentalmente en proyectos existentes o en sistemas "piloto" de lagunas. Para elevaciones moderadas (menos de 1,000 metros), temperaturas de 20°C y valores de R de 1, 3 y 13 días, resultan eficiencias del 32, 40 Y 50%. Al hacer evaluaciones de k_a y n se recomienda usar la temperatura promedio del período de retención estudiado.

Debido a la geometría de las lagunas anaeróbicas, solo conviene estudiar el modelo de mezcla completa.

Lagunas facultativas y de maduración

Mezcla completa

Se recomienda usar el siguiente modelo:

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{k_{Tf} R + 1}$$

Donde:

k_{Tf} es la constante de reacción por DBO en lagunas facultativas en días⁻¹.

Despejando el período de retención, se tiene:

$$R = \frac{(L_p / L_o) - 1}{k_{Tf}}$$

Se recomiendan eficiencias entre el 70 y el 90 %. Se ha encontrado que para temperaturas de 35 °C, k_{Tf} varía con la temperatura siguiendo la relación:

$$(k_{Tf_{35^{\circ}C}}) / (k_{Tf}) = 1.085^{(35-T)}$$

T: Temperatura a la cual funciona la laguna.

En base a la ecuación anterior se ha calculado la siguiente tabla de valores de k_f en función de la temperatura:

Temperatura en °C	5	10	15	20	25	30	35
k_{Tf} en días ⁻¹	0.103	0.12	0.24	0.35	0.53	0.80	1.20

Tabla 5.3.1.2 Variación de la constante de reacción por DBO para lagunas facultativas y de maduración respecto a la temperatura en el modelo de mezcla completa.

Al proyectar lagunas se debe tomar en cuenta que la temperatura de las mismas será entre dos y cuatro grados, mayor que la del ambiente (observado en estudios realizados en San Juan, Lima, Perú; y Guanacaste, Costa Rica). Para un valor de $k_{Tf} = 0.35$ días⁻¹ se obtienen valores de R de 9.5, 11.4 y 25.7 días para eficiencias del 70, 80 y 90%.

Flujo disperso

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{4a.e^{\left(\frac{1-a}{2.d}\right)}}{(1+a)^2}$$

$$a = \sqrt{1 + 4k_f.R.d}$$

Para calcular “d” úsese las ecuaciones presentadas en los apartados anteriores.

Flujo a pistón

Para flujo a pistón se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{L_p}{L_o} = e^{-k_p R}$$

Donde

- e: Base de los logaritmos neperianos = 2.718282
 k_p: Constante de reacción para DBO bajo flujo a pistón

En estudios realizados se ha establecido que k_p varía con la temperatura y con la tasa de trabajo "i" que se esté aplicando a la laguna según la siguiente tabla:

Tasa de trabajo "i" en Kg de DBO ₅ por hectárea x día	K _p 20 °C en días ⁻¹
45	0.071
67	0.083
90	0.096
112	0.129

Tabla 5.3.1.3 Variación de la constante de reacción por DBO para lagunas facultativas y de maduración respecto a la temperatura tasa de trabajo en el modelo de flujo pistón.

PARAMETROS DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

LAGUNAS ANAEROBICAS

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Relación Largo-Ancho	-	2:1		
Tiempo de retención	Días		1 a 5 ^a	1 a 5
Distancias mínimas de lagunas a urbanizaciones	m		1000	
Carga superficial (para asegurar condición anaerobia)	Kg. DBO/Ha/día.		>1000	>1000
Carga Volumétrica máxima para temperaturas ≥ 20 °C	g DBO/m ³ día	200 a 400 ^a	<300	100 a 300
Carga Volumétrica si el estudio de impacto ambiental establece que el factor de malos olores no es de consideración	g DBO/m ³ día	a	400	
Carga Volumétrica máxima para temperaturas <20 °C	g DBO/m ³ día	a	<200	
Profundidad	m		2.5 a 5.00	2.5 a 5.00
Aporte de Acumulación de lodos	L/hab/año		40	40
Periodo de remoción de lodos	años		5 a 10	
Eficiencia de Remoción de DBO	%		30 a 70 ^a	50
Coeficiente de mortalidad para la determinación de la reducción bacteriana (mezcla completa)	días ⁻¹		0.37 a 0.60 ^a	

^a Ver información ampliada en este mismo documento después de las tablas

Tabla 5.3.1.4 Parámetros de diseño para lagunas anaeróbicas.

LAGUNAS FACULTATIVAS

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Relación Largo-Ancho	-	3:1		
Tiempo de retención	Días		5 a 30	
Distancias mínimas de lagunas a urbanizaciones	m		500	
Profundidad	m		1 a 2.5	>1.50
Periodo de limpieza	años		10	5 a 10
Altura de borde adicional	m		0.30	
Coeficiente de mortalidad bacteriana para temperaturas alrededor de 20°C	día ⁻¹		0.8 a 1.6 (1.00)	0.30 a 1.00
Carga de diseño superficial máxima aplicable	kg DBO /Ha.día	100 a 250 ^a	Cd=250x1.05 ^(T-20)	
Factor de dispersión "d"	-			

Tabla 5.3.1.5 Parámetros de diseño para lagunas facultativas.

LAGUNAS DE MADURACION

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Relación Largo-Ancho	-	3:1		
Tiempo de Retención	días	>5	>10	
Distancias mínimas de lagunas a urbanizaciones				
Carga superficial			$C_{sr} = 0.941C_{sa} - 7.16$	
Carga Volumétrica máxima para temperaturas >20 °C				
Profundidad	m		0.90 a 1.5	
Coefficiente de mortalidad neto			$K_T = K_{20} \cdot 1.07^{T-20}$	
Factor de dispersión "d" (para relaciones de largo/ancho de 1 a 8)	-		0.12 a 1.00	0.12 a 1.00

Tabla 5.3.1.6 Parámetros de diseño para lagunas de maduración.

ASPECTOS DE IMPORTANCIA SOBRE LAGUNAS ENCONTRADOS EN LA NORMA BOLIVIANA

Carga orgánica máxima aplicable

Según el tipo de laguna y la altura sobre el nivel del mar, en la tabla 5.3.1.6 se presentan los valores recomendados para la carga orgánica máxima aplicable y otros parámetros de diseño que deberán ser utilizados.

Zona	Altura (msnm)	Carga máxima aplicable		Temperatura promedio del agua (°C)	Saturación de oxígeno disuelto (mg/l)	Radiación solar (Cal/cm ² /día)
		Anaeróbica (gr.DBO/m ³ /día)	Facultativa (kg/DBO/Ha.día)			
Altiplánica	4000	100	100	9	6.8	550
Valles	2500	200	200	21	7.0	300
Llanos	400	400	250	24	8.4	200

Tabla 5.3.1.7 Parámetros de diseño para lagunas según norma Boliviana.

ASPECTOS DE IMPORTANCIA SOBRE LAGUNAS ENCONTRADOS EN LA NORMA COLOMBIANA

Lagunas anaeróbicas

Tiempo de retención hidráulica

Los tiempos de retención hidráulica a usar son función de la temperatura del agua del mes más frío, y de la eficiencia de remoción requerida. Las tablas 5.3.1.8 y 5.3.1.9 presentan valores típicos recomendados para diferentes casos.

Período de retención, días	Reducción de DBO ₅ , % (T>20°C)
1	50
2.5	60
5	70

TABLA 5.3.1.8 Eficiencia de lagunas anaerobias en función del período de retención

Temperatura, °C	Período de retención, días	Remoción de DBO, %
10 - 15	4 - 5	30 - 40
15 - 20	2 - 3	40 - 50
20 - 25	1 - 2	50 - 60
25 - 30	1 - 2	60 - 70

TABLA 5.3.1.9 Relación entre la temperatura, período de retención y eficiencias de DBO en lagunas anaerobias

Remoción de coliformes

Las lagunas anaerobias son menos eficientes que las facultativas en la reducción de coliformes. Los coeficientes de mortalidad bacteriana deben ser determinados experimentalmente. Cuando no se pueden determinar, como alternativa se pueden usar los siguientes coeficientes de mortalidad global que aparecen en la tabla 5.3.1.10

Carga Kg. DBO/ (hab.x día)	Coefficiente de mortalidad, días ⁻¹
400	0.60
600	0.55
800	0.50
1000	0.46
1200	0.41
1400	0.37

TABLA 5.3.1.10 Coeficientes de mortalidad para la determinación de la reducción bacteriana respecto a la carga per cápita de DBO.

ASPECTOS DE IMPORTANCIA SOBRE LAGUNAS ENCONTRADOS EN LA NORMA MEXICANA

Lagunas de maduración

El factor de dispersión para uso en el modelo de flujo disperso, puede ser determinado según la forma de la laguna. En función de la relación largo/ancho, se recomiendan los valores que aparecen en la tabla 5.3.1.11

Relación largo/ancho	Factor de dispersión "d"
1	1.00
2	0.50
4	0.25
8	0.12

TABLA 5.3.1.11 Factor de dispersión de acuerdo a la relación Largo-Ancho. Según Norma Mexicana

Normas generales para el diseño de sistemas de lagunas

- a) En la concepción del proyecto se deben seguir las siguientes consideraciones:
- El diseño debe concebirse por lo menos con dos unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades durante la limpieza.

- La forma de las lagunas depende del tipo de cada una de las unidades. Para las lagunas anaerobias y aereadas se recomiendan formas cuadradas o ligeramente rectangulares. Para las lagunas facultativas se recomienda formas alargadas; se sugiere que la relación largo-ancho mínima sea de 2.
- El ancho de la berma sobre los diques debe ser por lo menos de 2,5 m para permitir la circulación de vehículos.
- El borde libre recomendado para las lagunas de estabilización es de 0,5 m.
- b) Para el diseño de los diques se debe tener en cuenta las siguientes disposiciones:
 - En general los taludes interiores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1,5 y 1:2. Los taludes exteriores son menos inclinados, entre 1:2 y 1:3 (vertical: horizontal).

PROCESO DE DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

A continuación se expone la metodología de diseño para los diferentes tipos de lagunas de estabilización:

Lagunas Anaeróbicas

Para diseñar una laguna anaeróbica se recomienda seguir la siguiente metodología:

1. Selección de la profundidad de diseño

Estudios realizados han demostrado que las alturas de las lagunas anaeróbicas deben oscilar entre 3 y 5m para asegurarse de que su funcionamiento sea anaeróbico.

2. Se debe establecer la carga volumétrica, es decir la carga de DBO en gr. por m^3 de volumen de la laguna en un día. Esta carga se establece con la siguiente ecuación:

$$\hat{\lambda}_v = \frac{L_o Q_{med.}}{V_a}$$

Donde:

$\hat{\lambda}_v$:	Carga volumétrica de DBO (gr. / m^3 día)
L_o :	Concentración afluente de DBO (mg. /lit.)
$Q_{med.}$:	Caudal medio diario (m^3 /día)
V_a :	Volumen de la laguna anaeróbica (m^3)

Si bien es cierto, la concentración de DBO L_o puede ser medida con la toma de muestras del alcantarillado, en algunos casos no es posible obtener dicho valor, uno de estos casos es cuando el alcantarillado no existe y tiene que diseñarse conjuntamente con la planta de tratamiento. Entonces la concentración de DBO puede calcularse de la siguiente manera:

$$L_o = \frac{C_{eq} x P_f}{FR x Q_{med}} = \frac{C_{eq} x P_f}{FR x Dotación . x . P_f} = \frac{C_{eq}}{FR x Dotación}$$

$$L_o = \frac{54,000}{0.80 x Dotación}$$

Donde:

Ceq:	Carga per cápita de DBO equivalente (54 gr. /hab. día)
Dotación:	Dotación de agua potable (lit/hab. día,)
Lo:	Concentración afluente de DBO (mg. /lit.)
Pf:	Población de diseño
Qmed:	Caudal medio diario (Lit/día)
FR:	Factor de Retorno (0.80, según norma de ANDA)

Con los procedimientos anteriores se puede conocer L_o , y puede calcularse $Q_{med.}$; sin embargo es necesario adecuar la relación con la que se calcula la carga volumétrica, para poder usar la tabla mostrada abajo, que relaciona la temperatura con los tiempos de retención y así, poder calcular la carga volumétrica y observar si se encuentra en los rangos que harán que la laguna funcione de manera anaeróbica.

$$\hat{\lambda}_v = \frac{L_o Q_{med.}}{V_a} \longrightarrow \hat{\lambda}_v x V_a = L_o \longrightarrow \hat{\lambda}_v x R = L_o$$

$$\hat{\lambda}_v = \frac{L_o}{R}$$

Donde:

$$R: \text{ Período de retención en días } (R = \frac{V_a}{Q_{med}})$$

Temperatura °C	Periodo de retención R (días)	Remoción de DBO %
10-15	4-5	30-40
15-20	2-3	40-50
20-25	1-2	50-60
25-30	1-2	60-80

ARCEIVALA (1973)

TABLA 5.3.1.12 Relación entre la temperatura, periodo de retención y eficiencias de DBO en lagunas anaerobias

- Se debe calcular el área superficial a la profundidad media, lo cual se hará con la siguiente ecuación:

$$A_{media} = \frac{V_a}{H_T}$$

Donde:

H_T : Altura total de Laguna (m)
 A_{media} : Área de la laguna a la altura media (m^2)
 V_a : Volumen de la Laguna anaeróbica (m^3)

4. Dimensionamiento de la laguna a la altura media

Se debe asumir una relación largo-ancho. Las lagunas anaeróbicas pueden ser cuadradas o ligeramente rectangulares. Las dimensiones encontradas con la relación asumida corresponderán al área en la altura media de la laguna:

$$A_{media} = A_m \cdot x \cdot L_m$$

Donde:

L_m Largo de la laguna en la altura media (m)
 A_m : Ancho de la laguna en la altura media (m)
 A_{media} : Área de la laguna a la altura media (m^2)

5. Dimensionamiento de la superficie de la laguna.

Se debe asumir una relación horizontal-vertical de talud, la cual se denomina "i", con la que se puede calcular las dimensiones superficiales de la laguna haciendo uso de la variable anterior con la siguiente ecuación:

$$A_{sup} = A_m \cdot + i \cdot (H_T)$$

$$L_{sup} = L_m \cdot + i \cdot (H_T)$$

Donde:

A_m y L_m Significan lo mismo (m)
 A_{sup} y L_{sup} : Ancho y Largo de la laguna en la superficie (m)
i: Relación de horizontal-vertical de talud
 H_T Altura Total de la laguna anaeróbica (m)

6. Determinación del período de limpieza

La tasa de acumulación de lodo digerido en una laguna anaeróbica se estima alrededor de $0.04 \text{ m}^3/\text{hab. x año}$.

Muchos de los autores recomiendan la remoción del lodo cuando este ocupa la mitad del volumen de la laguna. En este caso el número “n” de años transcurridos entre dos operaciones de remoción será:

$$n = \frac{0.50V_a}{t_a \times P_f}$$

Donde:

V_a y P_f	Significan lo mismo (m)
t_a :	Tasa per cápita de acumulación de lodos ($0.04 \text{ m}^3/\text{hab. año}$)
n:	Número de años transcurridos entre dos operaciones.

7. Aspectos diversos sobre lagunas anaeróbicas

a. Estimación de la DBO efluente de una laguna anaeróbica

La estimación de la reducción de la DBO en una laguna anaeróbica, se aproxima mas a la realidad cuando se usa el modelo de mezcla completa, el cual ha desarrolla la siguiente ecuación:

$$L_p = \frac{L_o}{k_T R + 1}$$

$$k_T = k_1 \left(\frac{L_p}{L_o} \right)^n$$

Donde:

L_p , L_o y R	Significan lo mismo que anteriormente se ha indicado
k_T	Constante de decaimiento por DBO.
n y k_1 :	constantes del modelo de mezcla completa.

En cuanto a las constantes mencionadas en las ecuaciones anteriores, Vincent encontró, en experimentos hechos en Sud África, los siguientes valores: $k_1 = 6.0$ y $n = 4.8$, sustituyendo estos valores en la ecuación anterior tenemos:

$$k_T = 6.0 \left(\frac{L_p}{L_o} \right)^{4.8}$$

Con las ecuaciones anteriores fácilmente se puede calcular la DBO en el efluente, determinar la eficiencia de remoción y compararse con los valores mostrados en la Tabla 5.3.1.12. y considerar el que parezca más razonable.

- b. La remoción de sólidos suspendidos en una laguna anaeróbica se estima que se realiza hasta un 70%
- c. Estimación de los coniformes en el efluente de una laguna anaeróbica.

Al igual que en la estimación de la DBO en el efluente de una laguna anaeróbica, el modelo que mejor se aproxima a la realidad es el de mezcla completa, con el cual se obtiene la siguiente ecuación:

$$N_p = \frac{N_o}{k_b R + 1}$$

Donde:

N_p, N_o y R	Significan lo mismo que anteriormente se ha indicado
k_b	Constante de decaimiento bacteriano.

De la ecuación anterior el valor de k_b se puede determinar con la siguiente relación que depende de la temperatura y de si la laguna anaeróbica funciona como primaria, secundaria o terciaria.

Para laguna anaeróbica Primaria: $k_{b(T)} = 0.512 \times 1.165^{(T-20)}$

Para laguna anaeróbica secundaria: $k_{b(T)} = 0.601 \times 1.108^{(T-20)}$

Para laguna anaeróbica terciaria: $k_{b(T)} = 0.841 \times 1.174^{(T-20)}$

Los valores calculados anteriormente, pueden compararse con los de la tabla 5.3.1.10 y observar si andan en el rango. Como ya se a mencionado en este texto, la remoción de patógenos es pequeña para launas anaeróbicas

Lagunas Facultativas

1. Calcular la carga máxima superficial, usando cualquiera de las siguientes expresiones:

$$C_{sm} = 357.4(1.085)^{(T-20)} \quad \text{Determinada por el CEPIS}$$

$$C_{sm} = 250 \times (1.05)^{(T-20)} \quad \text{Norma de Saneamiento S090, México}$$

$$C_{sm} = (1.937 E - 06) \cdot (RS) \quad \text{Monitoreos de Lagunas de Honduras}$$

Donde:

C_{sm} : Carga máxima superficial, en C.A. varía de 275 a 350 (Kg DBO/Ha-día)
 T: Temperatura del agua de la laguna en el mes más frío, entre 2 a 4 °C arriba de la temperatura ambiental.
 RS: Radiación solar mínima diaria del año, expresada como el promedio del mes, KJ/ha-día.

Para el valor de RS de la ultima ecuación, la Administración de Aeronáutica y Espacio (NASA), tiene un sitio web (<http://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/grid.cgi?uid=0>) llamado "Surface Meteorology and Solar Energy" (Meteorología Superficial y Energía Solar), donde se puede obtener datos del promedio de 10 años

de insolación solar en una superficie horizontal para cualquier parte del mundo. Los datos están expresados por mes, en unidades de kW-hrs/m²-día, e incluyen la disminución de insolación por las nubes existentes cada mes del año. Para obtener datos de un lugar, solamente se necesitan las coordenadas de latitud y longitud de la zona.

Los datos del sitio web de La NASA, de insolación solar en una superficie horizontal están dados en kw-hrs/ m²-día, se debe cambiar a unidades de kJ/ha-día para sustituirlos en la ecuación expresada, lo cual se hace multiplicando por el factor de conversión de 1 kw-hrs/m²-día = 0.359999E+08 kJ/ha-día. Según estudios hechos en monitoreos de lagunas en Honduras, la carga superficial máxima para el diseño de lagunas facultativas en Centro América varia entre 275 y 350 kg DBO₅/ha-día, asumiendo una eficiencia de conversión de energía solar por las algas de 3%.

2. Una vez calculada la carga máxima superficial con las ecuaciones anteriores, calcular el área superficial de la laguna, sustituyendo la carga superficial encontrada anteriormente en la siguiente ecuación.

$$A_f = \frac{10L_o Q_{med}}{C_{sm} (F_s)}$$

Donde

- A_f: Área de laguna facultativa en m²
- L_o: DBO afluente (mg/l)
- Q_{med}: Caudal medio (m³/día)
- F_s: Factor de seguridad (0.8 a 0.9)

3. Dimensionar la laguna con el área encontrada.

Seleccionando una relación largo-ancho se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\frac{L}{A} = \text{Relación seleccionada}$$

$$LxA = A_f$$

4. Con este sistema de ecuaciones se pueden determinar las variables L y A, y se procede al cálculo del volumen de la laguna con la siguiente expresión, que no es más que la ecuación de un prismoide, acomodada a las variables que se muestran en la siguiente relación:

$$V_f = \frac{H_u}{6} [(LxA) + (L - 2iH_u)(A - 2iH_u) + 4(L - iH_u)(A - iH_u)]$$

Donde:

V_f :	Volumen de la laguna facultativa
H_u :	Profundidad útil de la laguna (1.5 a 2.0) (m)
L:	Largo de la laguna en (m) (Relación L/A, comprendida entre 2/1 a 3/1)
A:	Ancho de la laguna en (m) (Relación L/A, comprendida entre 2/1 a 3/1)
i:	Relación horizontal/vertical del talud interior (1.50/1 a 3/1)
H_{bl} :	Altura de borde libre (0.50m)

5. Al sustituir el volumen encontrado junto al caudal en la siguiente ecuación, se determina el período de retención en días.

$$R = \frac{V_f}{Q}$$

Este período de retención como mínimo debe de ser de 10 días, y debe estar comprendido entre 10 y 23 días, para garantizar una remoción de 2.0 a 2.5 ciclos de coliformes y de 2.0 a 3.5 ciclos log de Escherichia Coli.

6. La acumulación de lodos al fondo de una laguna facultativa puede afectar su funcionamiento, disminuyendo el volumen y por lo tanto el tiempo de retención hidráulica. Es necesario estimar la acumulación de lodos en el diseño y se debe medir la acumulación en la operación y mantenimiento. Para hacer una estimación de lodos es necesario conocer la tasa de aportación de lodos. Para el presente caso se estima, en base a la bibliografía consultada, que la tasa es la siguiente:

$t=0.04 \text{ m}^3 / \text{hab. Año}$	Norma Colombiana RAS
$t=0.10 \text{ a } 0.12 \text{ m}^3 / \text{hab.año}$	Norma S090 de México
$t=0.20 \text{ a } 0.55 \text{ m}^3 / 1000 \text{ m}^3 \text{ de H}_2\text{O}$	Monitoreo en Lagunas de Honduras

7. El número de años para realizar la limpieza se calcula con la siguiente ecuación:

$$n = \frac{0.5V_f}{txPob.} \quad \text{Según Curso Internacional sobre Lagunas de estabilización}$$

$$n = \frac{0.25V_f}{txPob.} \quad \text{Según estudio de monitoreo en Honduras}$$

Donde:

n:	Número de años de operación para limpieza
V_f :	Volumen de la laguna facultativa en m^3
Pob.:	Población equivalente servida
t:	Tasa de acumulación de lodos

8. A estas alturas ya se puede estimar el volumen de lodos en la laguna, para el tiempo en que estos se retirarán, por lo que también ya se puede estimar la altura de lodos de manera aproximada, con lo que consecuentemente se calcula la altura total de la laguna facultativa:

$$V_l = t * P_{ob} * n$$

$$H_l = \frac{V_l}{A_f}$$

Donde:

V_l: Volumen de lodos (m³)
 A_f: Área de facultativa (m²)
 H_l: Altura de lodos (m)

Con las alturas encontradas se tiene la altura total de la laguna:

$$H_t = H_u + H_l + H_{bl}$$

Con todo lo anterior se ha diseñado la laguna facultativa geoméricamente, ahora se necesita predecir las remociones de DBO y Coliformes que se lograrán con el diseño propuesto.

9. Remoción de DBO

La DBO₅ en el afluente es muy significativa en el diseño de una laguna facultativa. Si DBO₅=200mg/lit., un período de retención hidráulica de 10 días es aceptable para el rango de la Carga Superficial Máxima, mientras que si tenemos DBO₅=300mg/lit., se necesita un período de retención hidráulica de por lo menos 16 días para que la laguna funcione bien en el rango aceptable de la Carga Superficial Máxima.

Es necesario monitorear los caudales y la DBO₅, del afluente antes de diseñar una laguna facultativa.

La predicción de la reducción de la DBO se efectúa por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1}{2d}\right)}}{(1+a)^2 \cdot e^{\left(\frac{a}{2d}\right)} - (1-a)^2 \cdot e^{-\left(\frac{a}{2d}\right)}}$$

Donde:

L_o y L_p DBO a la entrada y la salida de la laguna
 a : Constante del modelo, expresada por la siguiente relación:

$$a = \sqrt{1 + 4k_{Ta} R d}$$

Donde:

k_{Ta} : Constante neta de reacción de reducción de coliformes, días⁻¹
 R : Período de retención.
 d : Constante de difusidad o factor de dispersión adimensional, que es una característica de cada laguna.

El período de retención ya se calculo anteriormente, así que solo hay necesidad de calcular " k_{Ta} " y el valor de " d ", con los que se calculará primero " a " y luego la DBO en el efluente.

k_{Ta} se calcula con la siguiente ecuación:

$$k_{Ta} = k_{20} \times 1.05^{(T-20)} \longrightarrow k_{20} = 0.20 \cdot a \cdot 0.30 \cdot \text{días}^{-1}$$

$$k_{Ta} = k_{20} \times 1.09^{(T-20)} \longrightarrow k_{20} = 0.15 \cdot \text{días}^{-1}$$

Para el cálculo de " d ", se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$d = \frac{1.158 \cdot [R(A + 2H_u)]^{0.489} (A)^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LH_u)^{1.489}} \quad \text{Evaluación}$$

$$d = \frac{L/A}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2} \quad \text{Diseño}$$

Con estos datos obtenidos se evalúa la ecuación y se obtiene la predicción de DBO efluente.

10. Remoción de Coliformes y Escherichia Coli

Los pasos son similares a los seguidos para la calcular la DBO efluente en el paso anterior, la única diferencia es que para el cálculo del valor de “a”, se usará en lugar de K_{T_a} el valor de k_b , que se calculará con las siguientes expresiones:

$$k_b = k_{20} \times 1.05^{(T-20)} \longrightarrow k_{20} = 0.6.a.1.0.días^{-1} \quad \text{Norma Mexicana S090}$$

$$k_b = 0.841 \times 1.07^{(T-20)} \quad \text{CEPIS, ZAENS}$$

Los valores de “R” y “d” encontrados, junto a k_b , se sustituyen en las ecuaciones para obtener N_p :

$$a = \sqrt{1 + 4k_b R d}$$

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{4ae^{\left(\frac{1}{2d}\right)}}{(1+a)^2 \cdot e^{\left(\frac{a}{2d}\right)} - (1-a)^2 \cdot e^{-\left(\frac{a}{2d}\right)}}$$

Los valores obtenidos de N_p y L_p , se puede comparar con los de la norma salvadoreña para la descarga de aguas residuales a un cuerpo receptor, para saber si el efluente se encuentra por debajo de los límites máximos permisibles. En caso fuese necesario dimensionar otra laguna, es decir que los valores no cumplen con las norma antes mencionada, se tendría que seguir la metodología siguiente para el dimensionamiento de otra laguna en serie, a la cual generalmente se le conoce como laguna de maduración.

Lagunas de maduración

Como ya se ha mencionado, las lagunas de maduración son útiles cuando se necesita un tiempo de retención adicional para remover patógenos y también mejorar la DBO. Este tipo de lagunas generalmente son alargadas, su relación largo ancho puede ir desde 1:1 hasta 1:50.

A continuación se dicta la metodología, para dimensionar una laguna de maduración:

1. Asumir el periodo de retención hidráulico de la Laguna (5 a 7 días)
2. Calcular el volumen de la laguna de maduración, multiplicando el período de retención por el caudal que estará entrando a la laguna.

$$V_m = R * Q_{med.}$$

3. Asumir la relación largo ancho (1:1 a 1:50)
4. Con la relación largo ancho anterior, se debe poner L en función de A o viceversa.
5. Asumir la profundidad de la laguna (1.00 a 1.50m)
6. Habiendo asumido las variables anteriores y colocado el largo de la laguna en función del ancho o viceversa, se puede determinar el largo y el ancho sustituyendo todas las variables anteriores en la siguiente ecuación:

$$V_f = \frac{H_u}{6} [(LxA) + (L - 2iH_u)(A - 2iH_u) + 4(L - iH_u)(A - iH_u)]$$

7. Calcular la DBO y los coliformes en el efluente.

Dependiendo de la relación largo-ancho seleccionada, así será el modelo que se tomara en cuenta para calcular la DBO y los coliformes de salida. Si la laguna es cuadrada, se puede asumir mezcla completa, si la laguna es ligeramente rectangular se debe usar el modelo de flujo disperso y si la laguna es muy alargada se debe usar el modelo de flujo a pistón. Todos estos modelos ya fueron detallados en este texto.

8. Calcular la DBO y los coliformes de salida de acuerdo al modelo a usar y luego comparar con los valores permisibles de la norma. Si aun con la laguna de maduración diseñada, en el sistema de lagunas, no se cumple con lo establecido por la norma, entonces se debe diseñar otro sistema distinto u otra laguna de maduración.

9. Siempre deberá procurarse que los valores de coliformes y DBO se encuentren lo mas cercanos a los límites máximos permisibles, debido a que cuanto más alejado se encuentre el valor, mayor será el tamaño de la laguna, lo cual encarecerá más el costo de la obra, por los costos de movimientos de tierra.

EL FACTOR DE SEGURIDAD EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION.

El diseñador de lagunas de estabilización, como cualquier otro diseñador, desea tener un margen o factor de seguridad que le garantice que la estructura

que está proyectando, va a funcionar sin problemas. Las lagunas se enfrentan a dos requerimientos críticos: *carga orgánica y balance hídrico*.

Tan importante es procurar una carga orgánica adecuada como lograr un balance hídrico apropiado.

La mayoría de las lagunas de estabilización que no han logrado cumplir su objetivo, ha sido por causa de un balance hídrico inadecuado. Son pocas las lagunas que han fallado por aplicarles una carga orgánica mal calculada, pues el diseño por carga orgánica es mas flexible que por balance hídrico.

Entre más grande se haga una laguna, más se va del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero más se compromete desde el punto de vista del balance hídrico.

El balance hídrico suele ser dado por la ecuación:

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e)$$

Donde:

Q_e	Caudal efluente
Q_a	Caudal afluente de aguas residuales
P_r	Precipitación que cae sobre la laguna
P_c	Infiltración de agua subterránea hacia la laguna (sucede cuando el nivel freático esta sobre el de la laguna)
E	Evaporación
P_e	Perdida por percolación (sucede cuando el nivel freático esta por debajo del de las lagunas y estas no se han sellado)

Analizando el mes crítico (de menos lluvia, de nivel freático muy bajo, de mayor evaporación) el valor de Q_e tiene que ser positivo. Es aquí donde algunas veces se hace necesario reducir el área de las lagunas, y el diseño del lado de la

seguridad consiste en hacer lagunas más pequeñas (en área total) y no más grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Recuérdese que un buen diseño no consiste en hacer muchas lagunas en serie o lagunas muy grandes, sino en lograr la adecuada remoción de carga orgánica y de patógenos con un balance hídrico positivo aun en la época crítica desde el punto de vista hídrico.

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

El llenado de las lagunas de estabilización deberá realizarse preferentemente en época de verano en donde las temperaturas y las tasas de reacción bioquímica son más altas, todo lo cual facilitará el rápido desarrollo de la biomasa y la estabilización de la materia orgánica en el reactor biológico. El llenado de la planta de tratamiento deberá efectuarse empleando agua residual cruda. Antes de iniciar el llenado de las lagunas de estabilización, será necesario verificar que no existan fisuras al interior de las lagunas por donde podría infiltrarse el agua residual. Cuando se pone en marcha una planta de tratamiento habrá que esperar semanas y en algunos casos hasta meses para que esta, alcance su máxima eficiencia, por esta razón el arranque deberá efectuarse con un caudal menor al de diseño para favorecer la formación de la biomasa activa en suficiente concentración y de esta manera minimizar el impacto negativo de una súbdita puesta en marcha.

El llenado de lagunas anaeróbicas se deberá efectuar lentamente bajo una rigurosa supervisión a fin de evitar la proliferación excesiva de malos olores. Al inicio y durante dos o más días se aplica una lámina de agua entre 25 a 35 centímetros. Luego de alcanzada la altura requerida se aguarda el tiempo necesario para el desarrollo de los microorganismos responsables de la estabilización de la materia orgánica.

A continuación, diariamente se aplicará una lámina de agua equivalente a la mitad de la tasa de diseño ($\text{g DBO}/\text{m}^3$) de la laguna anaeróbica hasta alcanzar el nivel de rebose de los vertederos de salida. Concluido el proceso anterior se procederá a alimentar la laguna anaeróbica con el caudal de agua residual disponible.

En cuanto al llenado de las lagunas facultativas, deberá efectuarse lentamente. Al inicio y durante dos o más días se aplicará una lámina de agua de unos 30 centímetros. Luego de alcanzada la altura se aguarda un tiempo prudencial para el desarrollo natural de las algas, el cual bajo condiciones normales puede demandar de dos o más semanas. Es necesario que mientras se desarrollen las algas se mantenga la lámina de agua dentro de la laguna. Una vez que el agua se ha tornado verde por el crecimiento de las algas, se procede a cargarlo con una tasa de aplicación similar al de diseño hasta llegar al nivel de rebose de los vertederos de salida.

Problema	Causa	Solución
<ul style="list-style-type: none"> Presencia de malos olores ocasionados por sobrecarga. 	<ul style="list-style-type: none"> Sobrecarga orgánica que disminuye el pH y la concentración de oxígeno disuelto. 	<ul style="list-style-type: none"> Retirar temporalmente la laguna de servicio. Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente.
<ul style="list-style-type: none"> Tendencia progresiva a la disminución del pH (menor a 8.0) con muerte de algas. 	<ul style="list-style-type: none"> Sobrecarga orgánica. - 	<ul style="list-style-type: none"> Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente.
<ul style="list-style-type: none"> Proliferación de insectos. 	<ul style="list-style-type: none"> Presencia de vegetación en las márgenes de los taludes internos de las lagunas. Existencia de depósitos de agua estancada. Presencia de natas y lodos flotantes. 	<ul style="list-style-type: none"> Retirar la vegetación presente en los taludes de las lagunas. Destruir las natas. Retirar los lodos flotantes. Aplicar larvicidas. Drenar los depósitos de agua estancada

TABLA 5.3.1.13 Problemas comunes que se dan en Lagunas Anaeróbicas

Problema	Causa	Solución
<ul style="list-style-type: none"> Presencia de natas y material flotante. 	<ul style="list-style-type: none"> Afloración excesiva de algas (formación de nata verde). Presencia de material extraño (ej. basura). Afloración de lodo de fondo. Poca circulación de la masa de agua y actuación del viento. 	<ul style="list-style-type: none"> Romper la nata vegetal con un chorro de agua o rastrillo. Remover el material flotante con el desnatador. Romper o remover las placas de lodo. Eliminar los obstáculos que impiden la acción del viento (ej. Cortinas de árboles).
<ul style="list-style-type: none"> Presencia de malos olores ocasionados por sobrecarga. 	<ul style="list-style-type: none"> Sobrecarga orgánica que disminuye el pH y la concentración de oxígeno disuelto. (Se manifiesta por el cambio de color del efluente de la laguna de color verde a verde-amarillento, rosado, marrón o negro con predominancia de rotíferos y crustáceos que se alimentan de las algas). 	<ul style="list-style-type: none"> Retirar temporalmente la laguna de servicio. Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente. Recircular el efluente a razón de 1/6 (efluente / afluente). En caso de sobrecargas frecuentes, instalar aereadores. Revisar las pantallas de los distribuidores de caudal para determinar su correcta ubicación.
<ul style="list-style-type: none"> Malos olores ocasionados por las condiciones atmosféricas. 	<ul style="list-style-type: none"> Largos períodos de cielo nublado y bajas temperaturas. 	<ul style="list-style-type: none"> Retirar temporalmente la laguna de servicio. Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente. Recircular el efluente a razón de 1/6 (efluente /

		<ul style="list-style-type: none"> ▪ afluente). ▪ Instalar aereadores.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Presencia de algas verde-azules. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sobrecarga ▪ Desbalance de nutrientes. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Destruir las afloraciones de algas. ▪ Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente. ▪ Adicionar fertilizantes agrícolas (nitrógeno y fósforo). ▪ Adicionar sulfato de cobre en forma medida.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tendencia progresiva a disminuir el O.D. (menor a 3 mg/l en meses calientes). 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Baja penetración de luz solar. ▪ Tiempos de retención reducidos. ▪ Sobrecarga orgánica. ▪ Presencia de desechos industriales tóxicos. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Remover natas flotantes. ▪ Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente. ▪ Recircular el efluente a razón de 1/6 (efluente / afluente). ▪ Instalar aereadores.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Tendencia progresiva a la disminución del pH (menor a 8.0) con muerte de algas. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sobrecarga orgánica. ▪ Largos períodos de tiempo con condiciones meteorológicas adversas ▪ Organismos que se alimentan de algas 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Remover natas flotantes ▪ Disminuir la carga de aplicación o el caudal afluente ▪ Recircular el efluente a razón de 1/6 (efluente / afluente) ▪ Instalar aereadores.
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Proliferación de insectos 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Presencia de vegetación en los márgenes de los taludes internos de las lagunas. ▪ Existencia de depósitos de agua estancada. ▪ Presencia de natas y lodos flotantes. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Retirar la vegetación presente en los taludes de las lagunas. ▪ Variar el nivel de las aguas de la laguna. ▪ Colocar peces en las lagunas, (gambusias o carpas) ▪ Destruir las natas. ▪ Retirar los lodos flotantes. ▪ Aplicar larvicidas. ▪ Drenar los depósitos de agua estancada.

TABLA 5.3.1.14 Problemas comunes que se dan en Lagunas Facultativas

Limpieza de las lagunas de estabilización

Periódicamente, las lagunas deben ser sometidas a limpieza para recuperar su capacidad operativa. Las lagunas anaeróbicas deberán ser limpiadas aproximadamente cada tres o cuatro años y estas labores de limpieza deberán efectuarse al inicio de la estación de mayor calor y su secado puede demandar

hasta tres meses. El ciclo de limpieza de las lagunas facultativas situadas a continuación de las lagunas anaeróbicas puede demandar diez años, mientras que si están ubicadas al inicio del tratamiento puede estar comprendido entre cinco y siete años, aunque el momento de limpieza se determina a través de la medición periódica del espesor de la capa de lodos.

La limpieza de las lagunas anaeróbicas se efectúa una vez que el lodo alcance un tirante entre 1,00 a 1,50 m y debe ejecutarse en una laguna a la vez y de ningún modo de manera simultánea en más de dos lagunas en razón de la sobre carga que puede producirse en las lagunas secundarias.

El proceso de limpieza se hará de la siguiente manera:

- a) Suspender la alimentación de aguas residuales a la laguna que será limpiada.
- b) Iniciar el desaguado de la laguna con ayuda de una bomba sumergible. El agua de bombeo deberá ser descargado a cualquiera de las lagunas subsiguientes. Si los desniveles de los espejos de agua de las lagunas a ser desaguada y de la laguna receptora lo permitiera, podrán emplearse sifones.
- c) Si se emplease bombeo, deberá efectuarse hasta un nivel tal que no permita el retiro de los lodos por bombeo.
- d) Alcanzado el nivel mínimo de bombeo, retirar la bomba sumergible y dejar que la laguna inicie su proceso natural de secado.

- e) Durante la etapa de secado natural se formarán pequeños charcos de agua que pueden dar lugar a la proliferación de insectos. Estos charcos deberán fumigarse con plaguicidas para el control de las larvas de insectos.
- f) Una vez que los lodos han alcanzado una consistencia manejable mecánicamente, proceder al retiro de los mismos y disponerlos en losas o lechos de secado.
- g) Concluida la etapa de retiro de lodos y antes del llenado de la laguna, proceder a realizar la inspección de la capa impermeable y a la reparación de los defectos que puedan haberse presentado en la laguna.
- h) Proceder al llenado de la laguna anaeróbica tal como se ha indicado anteriormente.

La limpieza de las lagunas facultativas se efectúa una vez que el lodo alcance un tirante promedio de 0.25 m y al igual que el caso anterior, deberá ejecutarse en una laguna a la vez y de ningún modo de manera simultánea en más de dos lagunas en razón de la sobre carga que puede producirse en las subsiguientes lagunas.

El proceso de limpieza de las lagunas facultativas se realiza de manera similar que para el caso de la laguna anaeróbica.

5.3.2. GUÍA PARA EL DISEÑO DE FILTROS BIOLÓGICOS

Los Filtros Biológicos también conocidos como Filtros Percoladores consisten en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos, de materiales sintéticos ó piedras donde las bacterias se fijan. Siendo estos materiales de diversas formas y de gran relación área/volumen, sobre el cual ocurre una remoción del material orgánico, mediante la aplicación de las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles.

Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población de bacterias que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa de bacterias adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del lecho de piedras.

Con la muerte de los organismos más viejos y el ataque de los protozoos, larvas e insectos a la película biológica, se genera material floculante, el cual necesita ser sedimentado, por lo que se debe colocar un sedimentador después del filtro.

Es importante comprender que la degradación biológica, en un filtro, es función de la capa de organismos y no de la acción mecánica de filtración. Por tanto, el sistema debe tener una buena distribución del líquido, un lecho de soporte y el fondo con condiciones de recogida de líquido y condiciones de buena ventilación.

El primer filtro percolador se puso en funcionamiento en Inglaterra en 1893. El concepto de filtro percolador nació del uso de los filtros de contacto, que eran estanques impermeables rellenos con piedra machacada. En su funcionamiento, el lecho de contacto se llenaba con el agua residual por la parte superior y se permitía el contacto del agua con el medio durante un corto espacio de tiempo. A continuación se dejaba drenar el lecho y se permitía un cierto tiempo de reposo antes de repetir el ciclo. Las limitaciones del filtro de contacto incluían una posibilidad relativamente alta de obstrucciones, la duración del período de reposo, y la carga que podía emplearse, la cual era relativamente baja.

Detalles Técnicos:

1. Material Filtrante.

Los materiales empleados tienen normalmente dimensiones entre 3.0 a 9.0 centímetros. Pueden ser naturales ó artificiales. La tabla 5.3.2.1, muestra los valores de las superficies específicas de materiales empleados como medios filtrantes.

TIPO DE MATERIAL	TAMAÑO	ÁREA ESPECIFICA m ² /m ³	PORCENTAJE DE VACÍOS
Triturados	25 mm	185-237	-
Gravas	63 mm	73-85	-
Piedras	25 mm	169-208	54
Cantos Rodados	63 mm	67-77	57
Residuos de alto horno	25 mm	200-246	-
Escorias	63 mm	79-90	-
Plástico	Patentado	90-250	95-97

Tabla. 5.3.2.1. Valores de las superficies específicas de materiales empleados como medio filtrante

Las propiedades más importantes de los medios filtrantes son:

- El área superficial del medio, cuanto mayor es dicha área, mayor es la cantidad de biomasa por unidad de volumen que puede fijarse.
- El porcentaje de vacíos, cuanto mayor dicho porcentaje, mayor es la carga hidráulica de que se puede disponer sin perjudicar la transferencia de oxígeno.

2. Profundidad del Lecho:

TIPO DE FILTRO	PROFUNDIDAD (m)
BAJA TASA	1.8 – 3.0
BIOFLTROS	0.90 – 1.40
AEROFILTROS	1.50 – 2.50
FILTROS ACCELO	1.80 – 3.0

Tabla.5.3.2.2. Profundidad del lecho filtrante para los diferentes tipos de filtros

3. Cubiertas de los filtros.

Son hechas con los siguientes propósitos:

- a) Evitar incomodidades ocasionadas por las moscas.
- b) Facilitar la ventilación forzada
- c) Mantener mejores condiciones de temperatura.

4. Drenaje.

El fondo del filtro debe tener condiciones para un buen drenaje del líquido. La pendiente debe ser cercana al 2.0%, para garantizar una velocidad de 0.6 m/s o más. El área total de los orificios debe ser mayor que el 15% del área del filtro.

5. Sedimentación.

Normalmente se emplean en tasas de 30 – 40 m³/m²/día.

El volumen de los lodos producidos está en el rango 0.3 – 1.0 kg/kgDBO removido.

Los filtros percoladores se clasifican en función de la carga orgánica alimentada, en alta, media, y baja tasa. Con los sistemas de baja tasa se obtienen las mejores eficiencias en remoción de la demanda bioquímica de oxígeno (90 a 95%) y un efluente nitrificado.

Se considera de baja tasa, una carga hidráulica entre 1.00 y 4.00 m³/m²/día y de tasa alta, una carga hidráulica entre 10 y 40 m³/ m²/día.

Característica	Tasa baja	Tasa mediana	Tasa alta	Tasa súper alta
Tasa de aplicación Hidráulica m ³ /m ² /día	1-4	4-10	10-40	40-200
Carga Orgánica Kg. DBO/m ³ .día	0.08-0.32	0.24-0.48	0.38-1.00	0.80-6.00
Profundidad (metros)	1.5-3.0	1.25-2.50	1.00-12.0	4.00-12.00
Tasa Recirculación	0	0-1	1-3	1-4
Moscas	Muchas	Medianamente	Pocas	Pocas ó ninguna
Dosificación	5 min.	15-60 seg	15 seg.	Continuo
Efluente	Nitrificado	Parcialmente Nitrificado	Depende carga	Depende carga

Tabla 5.3.2.3. Características de los Filtros Percoladores según su Tasa. Fuente: Metcalf y Eddy.

El proceso de tratamiento mediante filtros percoladores, se considera dentro de los procesos aerobios de tratamiento de cultivo fijo, los cuales se emplean,

normalmente, para eliminar la materia orgánica que se encuentra en el agua residual. También se pueden utilizar para llevar a cabo procesos de nitrificación. La profundidad del lecho varía en cada diseño, pero suele situarse entre los 0.9 y 3.0 metros.

Los filtros de piedra suelen ser circulares, y el agua residual se distribuye por la parte superior del filtro mediante un distribuidor rotatorio.

Los filtros incluyen un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se haya separado del medio. El líquido recogido pasa a un tanque de sedimentación en el que se separan los sólidos del agua residual. En la práctica, se recicla una parte del líquido recogido en el sistema de drenaje inferior o del efluente del tanque de sedimentación, para diluir la concentración del agua residual que entra en el sistema y para mantener la humedad de la película biológica.

La materia orgánica se degrada por la acción de la población de microorganismos adherida al medio. La materia orgánica del líquido es adsorbida en la película biológica, en cuyas capas externas se degrada bajo la acción de los microorganismos aerobios. Cuando los microorganismos crecen, aumenta el espesor de la película y el oxígeno se consume antes de que pueda penetrar en todo el espesor de la película. Por lo tanto, en la proximidad de la superficie del medio, se crea un ambiente anaerobio. Conforme la película aumenta de espesor, la materia orgánica adsorbida se metaboliza antes de que pueda alcanzar los microorganismos situados cerca de la superficie del medio

filtrante. La consecuencia de no disponer de una fuente orgánica externa de carbono celular es que los microorganismos situados cerca de la superficie del medio filtrante se hallan en la fase de crecimiento endógena, en la que pierden su capacidad de adherirse a la superficie del medio. Este fenómeno es conocido como arrastre, es básicamente función de la carga hidráulica y orgánica del filtro.

La carga hidráulica origina las velocidades de arrastre, y la carga orgánica influye en la velocidad de metabolismo de la capa biológica.

A continuación se muestra un esquema general de un filtro percolador giratorio.

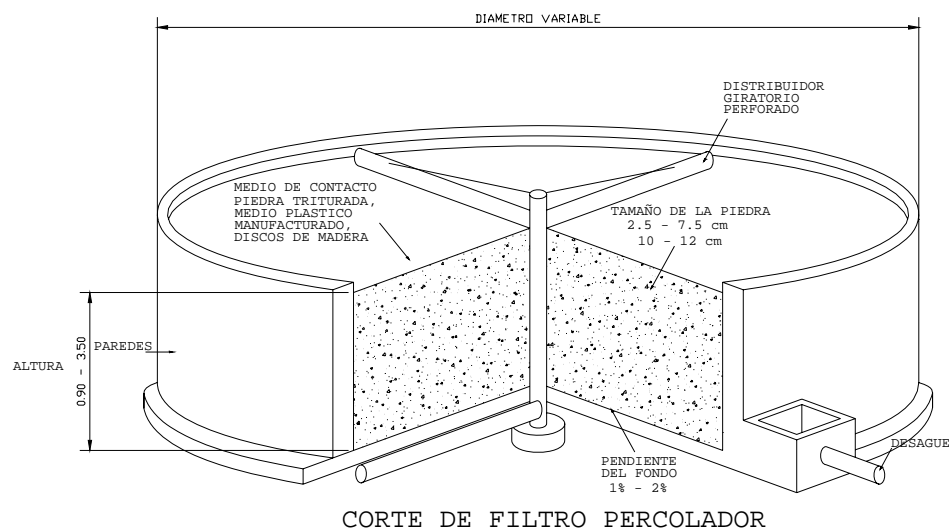


Figura.5.3.2.1. Esquema General de un Filtro Percolador Giratorio.

El objetivo principal de un filtro percolador, es lograr la remoción y estabilización de la materia orgánica biodegradable en suspensión, que ha quedado presente en el agua residual, después de haber pasado por el proceso de sedimentación. Esto se logra por medio del paso del agua residual, a través de una película de

bacterias que se adhiere en el material filtrante, llevándose a cabo un proceso físico de contacto.

La estabilización de la materia orgánica biodegradable, se realiza encontrando la eficiencia adecuada con la que se controlará la DBO y por medio de la selección del medio filtrante, que depende de la carga orgánica y la carga hidráulica que entrará al filtro percolador. Todo este proceso se inicia en el momento en que el agua residual es rociada sobre el medio filtrante, al que se adhieren las bacterias y microorganismos aerobios encargados de realizar la estabilización de la materia orgánica.

Aspectos de importancia sobre Filtros percoladores encontrados en La Norma Mexicana

La norma mexicana, recomienda que los filtros percoladores sean diseñados de tal manera, que se reduzca al mínimo la utilización de equipo mecánico. Para ello se presentan las siguientes opciones en su tratamiento:

- Lechos de piedra.
- Distribución del efluente primario (tratado en tanques Imhoff) por medio de boquillas o mecanismos de brazo giratorios autopropulsados,
- Sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario.

El tratamiento previo a los filtros percoladores, deberá ser efectuado por medio de rejillas, desarenadores y sedimentadores primarios; esto para proteger dicha unidad de tratamiento, del desgaste y obstrucciones en su operación.

Los filtros podrán ser de alta o baja carga, para lo cual se tendrán en consideración los parámetros de diseño tales como la carga hidráulica, carga orgánica, factor de recirculación, profundidad del lecho filtrante, tal como se muestran en la tabla 5.3.2.6.

En los filtros de baja carga la dosificación debe efectuarse por medio de sifones, con un intervalo de 5 minutos. Para los filtros de alta carga la dosificación es continua por efecto de la recirculación y en caso de usarse sifones, el intervalo de dosificación será inferior de 15 segundos.

Cuando se usen boquillas fijas, se las ubicará en los vértices de triángulos equiláteros que cubran toda la superficie del filtro. El dimensionamiento de las tuberías dependerá de la distribución, la que puede ser intermitente o continua.

La norma mexicana, permite la utilización de cualquier medio de contacto, que promueva el desarrollo de la mayor cantidad de Biopelícula y que permita la libre circulación del líquido y del aire, sin producir obstrucciones. Para ello se utilizaran piedras pequeñas, y piedras grandes. Además recomienda, que se debe diseñar un sistema de ventilación, de modo que exista una circulación natural del aire, por diferencia de temperatura, a través del sistema de drenaje y a través del lecho de contacto.

El sistema de drenaje debe cumplir con los siguientes objetivos:

- Proveer un soporte físico al medio de contacto;
- Recolectar el líquido, con una pendiente de fondo adecuada.
- Permitir una recirculación adecuada de aire.

El sistema de drenaje deberá cumplir con las siguientes recomendaciones:

- Incluir canales de recolección de agua con tirantes máximos, y con los tirantes mínimos deberá asegurar velocidades de arrastre.
- Deben ubicarse pozos de ventilación en los extremos del canal central de ventilación.
- En caso de filtros de gran superficie deben diseñarse pozos de ventilación en la periferia de la unidad, con una superficie abierta adecuada.
- Deberá incluirse un falso fondo del sistema de drenaje.
- En filtros de baja carga sin recirculación, el sistema de drenaje deberá diseñarse de modo que se pueda inundar el lecho para controlar el desarrollo de insectos.

Se deben diseñar instalaciones de sedimentación secundaria. El propósito de estas unidades es separar la biomasa en exceso producida en el filtro. El diseño podrá ser similar al de los sedimentadores primarios con la condición de que la carga de diseño se base en el flujo de la planta más el flujo de recirculación. La carga superficial no debe exceder de $48 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ basada en el caudal máximo.

Aspectos de importancia sobre Filtros percoladores encontrados en La Norma Boliviana.

Según esta norma, los filtros biológicos podrán tener un medio de soporte constituido de material natural. En el caso de material natural, la dimensión media deberá ser de 50 a 100 mm y tan uniforme cuanto sea posible, evitando piezas planas o con caras horizontales. En el caso de uso del material artificial, el material empleado deberá ser previamente probado en una instalación piloto o en su caso haber sido previamente utilizado.

Los filtros biológicos tendrán forma circular en planta, y la aplicación del agua residual a tratar se debe distribuir uniformemente sobre la superficie del medio de soporte por medio de distribuidores relativos accionados por la reacción de los chorros. Un distribuidor parado, debe ser proyectado para dar partida con una carga hidrostática de hasta 0.60 m y debe continuar en movimiento con una carga de 0.20 m. Los filtros serán dimensionados considerando el caudal medio.

Cargas de trabajo

La utilización de filtros cubiertos no es permitida, a menos que existan condiciones extremas que así lo obliguen, en este caso debe ser presentada una justificación técnica y económica de la solución.

Cuando los efluentes del tratamiento no necesitan presentar valores de DBO inferiores a 40 mg/l, se puede utilizar filtros biológicos de baja capacidad, sin

recirculación, los cuales deben ser dimensionados para una tasa de aplicación orgánica expresada en DBO por unidad de volumen y una tasa de aplicación hidráulica, salvo algún justificativo razonable. Cuando sea necesario un grado de tratamiento más elevado o cuando la carga hidráulica mínima no fuese excesiva, se debe recircular parte del efluente, justificando la relación del porcentaje de recirculación adoptado. En estos casos en que se utilizan filtros de alta capacidad, las tasas de aplicación orgánica e hidráulica se deben mantener respectivamente entre 0.50 y 1.80 Kg de DBO/m³/día o superior a 20 m³/m²/día, previa justificación. En aquellos casos en donde el medio sea plástico, las tasas deben ser fruto de experiencias típicas para el material a ser usado. El medio de soporte de tipo natural debe tener una altura adecuada.

Ventilación

El fondo de los filtros debe ser conformado para garantizar un mínimo de 30% de vacíos para la circulación del aire en las paredes, ésta debe tener en su parte inferior aberturas de paso de aire, considerando un % de área horizontal que debe ser ocupada por el filtro.

Los filtros cubiertos deben tener dispositivos de ventilación que garanticen un movimiento vertical de aire con velocidad mínima de 0.30 m/s.

Sistema de drenaje

El sistema de drenaje de aguas residuales debe ser dispuesto para cubrir toda el área del piso del filtro.

Los drenes deberán tener una pendiente mínima de 1% y las canaletas del efluente deben asegurar una velocidad superior a 0.60 m/s.

El sistema de drenaje y las canaletas del efluente deben ser dimensionados de forma tal que su sección mojada permita la libre circulación de aire.

Aspectos de importancia sobre Filtros percoladores encontrados en La Norma Colombiana

Los filtros percoladores pueden ser utilizados en casos donde no se necesite una eficiencia muy alta en la remoción de DBO.

Medios filtrantes

El medio filtrante debe ser durable, resistente al resquebrajamiento, insoluble, y no debe aportar sustancias indeseables al agua tratada.

Características físicas y geométricas

- Rocas y medios similares: La escoria de roca o cualquier medio filtrante no debe contener más de un 5% por peso de materia, cuya dimensión mayor sea tres veces su dimensión menor. No contendrá material delgado alargado y achatado, polvo, barro, arena o material fino. Deben estar conforme a los

tamaños y granulometría presentados en la tabla 5.3.2.4 cuando se clasifiquen mecánicamente a través de tamices vibratorios con aberturas cuadradas.

Tamiz	Porcentaje por peso
Pasando tamiz de 11.4cm (4 ½")	100% por peso
Retenido en tamiz de 7.62 cm (3")	95 – 100% por peso
Pasando por tamiz de 5.08cm (2")	0 - 2% por peso
Pasando por tamiz de 2.54 cm (1")	0 - 1% por peso

Tabla 5.3.2.4. Granulometrías de los medios de roca o similares

- Medio plástico manufacturado: La eficiencia de este medio se evalúa con base en la experiencia previa, con instalaciones que traten aguas y cargas similares.

Tipo de medio	Tamaño nominal, mm	Densidad, kg/m ³	Área superficial relativa, m ² /m ³	Relación de vacíos, %
Empaquetado (Bundle)	610-1220	32.04 - 80.10	88.59 - 104.99	>95
		64.08 - 96.12	137.80 - 147.65	>94
Roca	25.4 - 76.2	1441.8	62.3	50
Roca	50.8 - 101.6	1602	46	60
Desordenado (plástico)	Varios	32.04-64.08	82-115	>95
		48.06-80.10	138-164	>94

Tabla. 5.3.2.5 Comparación de propiedades físicas de medios filtrantes

Manejo y colocación del medio

El material entregado en la obra debe almacenarse sobre superficies de madera u otras áreas duras y limpias. Ningún material similar debe ser pasado por tamices nuevamente en el lugar de la obra. Este material se coloca a mano cuidadosamente hasta una profundidad de 30cm (12") sobre los desagües de manera que no causen daños a éstos.

El material restante puede ser colocado por medio de correas conductoras o cualquier otro medio aprobado por el interventor. Camiones, tractores o cualquier otro equipo no pueden ser manejados sobre el filtro durante o después de la construcción.

Profundidad del filtro

El medio filtrante, en el caso de la piedra debe tener una profundidad mínima de 90 cm y máxima de 180 cm sobre los desagües, excepto cuando los estudios justifiquen una construcción especial. En el caso del medio plástico, la profundidad debe determinarse por medio de estudios pilotos o experiencias previas debidamente sustentadas por los diseñadores.

Debe proveerse un espacio libre mínimo de 15 cm entre los brazos distribuidores y el medio filtrante.

Tipos de Filtros

Los filtros se clasifican según su carga.

Filtros de baja carga: Son filtros lentos en los cuales el agua hace un solo pasó a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar. Producen una composición del efluente bastante estable, pero crean problemas de olores y moscas.

Filtros de alta carga: Emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO₅ influente. El porcentaje de recirculación puede llegar a 400%. Este sistema de filtración tiene una eficiencia tan buena como la de los filtros de baja tasa, y evita en gran medida el problema de moscas y de olores.

Tasa de carga orgánica volumétrica

Los filtros percoladores operan con cargas volumétricas entre 0.1 y 8.0 kg DBO₅/m³/día. En la Tabla 5.3.2.6 se presentan los valores de tasa de carga hidráulica y tasa de carga orgánica que se deben usar en el diseño de los filtros.

Recirculación

Cuando se efectúa la recirculación, es importante determinar si es antes o después del sedimentador primario, pues esto afecta significativamente en el diseño. Igual consideración debe tenerse con los sedimentadores secundarios. El diseñador debe sustentar claramente el tipo de recirculación a usar, su objeto, sus ventajas y las implicaciones operacionales, de diseño y económicas que se tienen en cada caso.

A continuación se resumen los parámetros considerados por las normas mencionadas, los cuales son utilizados en los diseños de filtros percoladores.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según					
		Norma Boliviana		Norma Colombiana		Norma Mexicana	
Tipo de carga		Baja	Alta	Baja	Alta	Baja	Alta
Carga hidráulica	m ³ /m ² /d	-	-	0.9 - 3.7	9.4 - 37.4	1.00-4.00	8.00-40.00
Carga orgánica	kg DBO/m ³ /d	0.20 y 0.40		0.1 y 0.4	0.5 – 1.0	0.08-0.40	0.40-4.80
Profundidad (lecho de piedra), m	m	1.50 – 3.50		0.9 – 1.80		1.50–3.00	1.00–2.00
medio plástico	m	-	-	-	-	Hasta 12	-
Razón de recirculación		Parte del efluente		0	1-2	0	1-2
Dosificación con sifones	minutos	-	-	-	-	5	Continua y con sifones 15 seg
Tamaño de piedra pequeña	cm	-		7.62		2.5 – 7.5	
Tamaño de piedra grande	cm	-		12.7		10 - 12	
Pendiente del fondo	%	1		-		1 y 2	
Canales de recolección con tirante max		Inferior al 50% de su sección transversal		-		50% de su max capacidad. de conducción	
Superficie abierta de pozos	m ²	-		-		1 por cada 250 m ²	
Área de orificios de falso fondo	m ²	-		-		>15% del área total	
Medios de contacto		Carrizo o bambú, piedra triturada, escoria de alto horno o de material artificial		Roca escoria, piedra triturada, medio plástico manufacturado		Discos de madera, Mallas cilíndricas rellenas de material liviano,	
Velocidad periférica de rotación	m/s	0.60		-		0.30	
volumen mínimo de las unidades	Litros/m ²	-		-		4.88	
Eficiencia de Remoción de DBO5	%	80-90	65-85				
Recipiente cilíndrico	m	-		-		60	
Q _{diseño}		Q _{medio}		-		Q _{medio}	

Tabla 5.3.2.6. Parámetros de diseño para filtros percoladores

PROCESO DE DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES CIRCULARES

Parámetros de Diseño:

Filtros profundos = 1.50 – 3.0 m.

Filtros bajos = 0.90 – 1.50 m.

En la etapa de diseño de los Filtros percoladores, se procede inicialmente a determinar la cantidad de DBO₅ del agua residual a tratar en mg/l, a este dato se le disminuirá un 25% de DBO₅, que ha sido removida en la sedimentación (realmente la remoción de DBO es del 35% pero por cuestiones de seguridad en el diseño se asumirá un 10% menos), dando como resultado un valor menor al inicial en mg/l, que será lo tratado en el filtro percolador. La propuesta de Norma (CONACYT) permite una descarga de 60 mg/l de DBO₅ a un cuerpo receptor.

A continuación se procede a describir el proceso de diseño de un filtro percolador:

1. *Cálculo de la eficiencia total:*

La eficiencia estimada del filtro será del 85%, la cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$E = \frac{DBO_{INICIAL} - DBO_{FINAL}}{DBO_{INICIAL}}; \text{ Tomado de Tchobanoglous}$$

Donde:

DBO final = 60 mg/L (de La Propuesta de Norma CONACYT)

En la siguiente ecuación se ha aumentado un 4% con el fin de hacer más desfavorable el cálculo de la eficiencia.

Conocidos la DBO_5 inicial y la DBO_5 final se sustituyen en la siguiente ecuación modificada y se calcula la eficiencia.

$$E = \left[\frac{DBO_{INICIAL} - DBO_{FINAL}}{DBO_{INICIAL}} \right] + 0.04$$

$$DBO_{FINAL} = DBO_{INICIAL} - DBO_{INICIAL} \times (E + 4\%); \text{ en mg/L}$$

Luego se procede a verificar si el valor obtenido, se encuentra en el rango permisible indicado por las normas , para el dimensionamiento de la unidad de tratamiento, lo que indicará que la eficiencia esperada del filtro sea aceptable o inaceptable.

2. Cálculo de las eficiencias de cada Filtro “E₁” Y “E₂”:

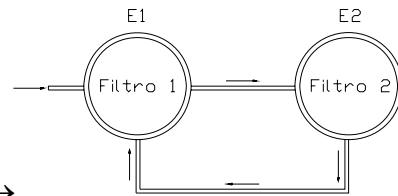
Se habla de dos eficiencias, debido a que si existe recirculación (denominada R) se debe determinar las eficiencias de cada filtro, las cuales van a depender de la relación entre las eficiencias de dichas unidades y de la cantidad de filtros que se proyecte en el diseño.

En el presente proceso de diseño, se considera el dimensionamiento de dos filtros, y se asume igualdad entre las eficiencias de los filtros ($E_1=E_2$), por lo que se deben determinar las eficiencias de cada uno de ellos de la siguiente manera:

Filtro 1 $\rightarrow E_1$

Filtro 2 $\rightarrow E_2$

$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$, según el esquema \rightarrow



Resolver para determinar el valor de las eficiencias: $E_T = 2 \times E_1 - E_1^2$

3. Cálculo del factor de recirculación "F"

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10}\right)^2}$$

Donde:

R = Relación de recirculación Q_1 / Q

Q_1 = Caudal de recirculación

Q = Caudal de agua residual.

F = Factor de recirculación

4. Cálculo de la carga de DBO del primer filtro "W":

$$W = \frac{\text{Concentración DBO} \times Q}{1000}, \frac{KrDBO}{\text{dia}}$$

5. Determinación del Volumen de la primera etapa (En m^3).

$$V = \frac{W}{F \left[\frac{100 - E_1}{0.4425 \times E_1} \right]^2}$$

6. Dimensionamiento del filtro

$A = \frac{\text{Volumen}}{h}$, teniendo el área determinamos el diámetro del filtro en m^2

$$\phi_{\text{Filtro}} = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}}, \text{ donde: } \phi \text{ es el diámetro del filtro en metros}$$

7. *Determinación de la carga de DBO del segundo filtro "W"*

$$W' = (1 - E_1) \times W$$

8. *Cálculo del volumen del segundo filtro (m³)*

$$V_2 = \frac{W'}{F \left[\frac{(100 - E_2)(1 - E_1)}{E_2(0.4425)} \right]^2}$$

9. *Dimensionamiento del filtro 2.*

El dimensionamiento del filtro 2, se realiza de la misma manera que en el numeral 6, donde se calculó el área y el diámetro respectivamente para el Filtro 1.

10. *Cálculo de la carga orgánica de ambos filtros con la siguiente*

ecuación:

$$\text{Primer Filtro: } C \text{ arg } aDBO_5 = \frac{W_1}{V_1}, \Rightarrow \frac{KgDBO_5}{m^3}$$

$$\text{Segundo Filtro: } C \text{ arg } aDBO_5 = \frac{W_2}{V_2}, \Rightarrow \frac{KgDBO_5}{m^3}$$

11. *Finalmente se debe realizar el cálculo de la carga hidráulica para*

ambos filtros:

$$\text{Primer Filtro: } CH = \frac{R \times Q \times \left(\frac{1d}{24H} \right)}{\text{Area}}$$

$$\text{Segundo Filtro: } CH = \frac{R \times Q \times \left(\frac{1d}{24H} \right)}{\text{Area}}$$

Estos valores se deben de comparar con los valores de las normas para verificación del cumplimiento de las mismas, en cuanto a la depuración del agua residual.

PROCESO DE DISEÑO DE FILTROS PERCOLADORES CUADRADOS

Para el dimensionamiento del filtro se utilizaran algunas de las consideraciones que se presentan a continuación.

Se debe determinar la remoción que se espera de DBO y de sólidos suspendidos (SST). Esta remoción, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

R = Porcentaje de remoción esperado

t = Tiempo de retención

a, b = Constantes empíricas.

En la determinación de las remociones se debe utilizar los valores de dichas constantes tal como se muestran en la siguiente tabla:

Variable	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

Tabla 5.3.2.7. Valores de las constantes a y b

El porcentaje de remoción esperado se determina para ambos parámetros, tanto para la DBO, como para los SST.

Para la DBO se tiene:

$$R_{DBO} = \frac{t}{a + bt}$$

Luego para SST:

$$R_{SST} = \frac{t}{a + bt}$$

En el dimensionamiento de la unidad de tratamiento se considerara un sistema de 2 filtros en serie, sin recirculación.

Las características de diseño utilizadas se deben tomar de la tabla 5.3.2.8

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Tasa superalta	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, m ³ /(m ² .d)	0.9 – 3.7	3.7 – 9.4	9.4 – 37.4	14.0 – 84.2	46.8 – 187.1 (no incluye recirculación)	9.4 – 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica kgDBO ₅ /(m ³ .d)	0.1 – 0.4	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	0.5 – 1.6	1.6 – 8.0	1.0 – 1.9
Profundidad, m	1.8 – 2.4	1.8 – 2.4	0.9 – 1.8	3.0 – 12.2	4.6 – 12.2	1.8 – 2.4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 – 2	1 – 2	1 – 4	0.5 – 2
Eficiencia de remoción de DBO ₅ ,%	80 – 90	50 – 70	65 – 85	65 – 80	40 – 65	85 – 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

Tabla 5.3.2.8. Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

Fuente: “Guías Técnicas Para El Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento De Aguas Residuales” del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados.

Antes de dimensionar los filtros, debe hacerse una reducción de DBO, ya que en el sedimentador ya se efectuó una remoción de la misma, por lo que en el

dimensionamiento se utilizará una concentración menor a la del afluente, y esta se calcula de la siguiente manera:

$$DBO_{inicial} - DBO_{inicial} * R_{DBO} = \text{mg/l}$$

Haciendo una consideración del límite mínimo de la propuesta de norma del CONACYT de 60 mg/l de DBO en la descarga al cuerpo receptor, obtenemos una eficiencia en la remoción de DBO (E_T) de:

$$E_T = \frac{DBO_{INICIAL} - DBO_{FINAL}}{DBO_{INICIAL}}$$

A la eficiencia anterior se le debe sumar un 4% más para obtener una mejor eficiencia.

$$E_T = \frac{DBO_{INICIAL} - DBO_{FINAL}}{DBO_{INICIAL}} + 4\%$$

Dimensionamiento de Filtro 1:

Se determina inicialmente la eficiencia del Filtro 1 de la siguiente manera.

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W_1}{V_1 F}}}$$

Donde:

E_1 = Eficiencia del primer filtro
 W_1 = Carga de DBO del primer filtro
 F = Factor de Recirculación

En la determinación del coeficiente de recirculación se debe incluir si habrá o no recirculación. En el presente proceso de diseño no se considerará recirculación por lo que $R = 0$, luego se calcula el factor de recirculación (F) así:

$$F = \frac{1+R}{\left(1+\frac{R}{10}\right)^2} = \frac{1+0}{\left(1+\frac{0}{10}\right)^2} = 1, \text{ es uno por no haber recirculación en el sistema}$$

Se determina la carga de DBO de la siguiente manera:

$$W_1 = \frac{C_{DBO}(Q)}{1000}$$

Donde:

W = Carga de DBO
 C_{DBO} = Concentración de DBO en mg/lit
 Q = Caudal en m³/s

Obtenida la carga, se debe comparar con los valores que se proponen en la tabla 5.3.2.8 de la carga orgánica y se toma el valor de diseño correspondiente para un sistema de dos etapas, tal como es el caso de este dimensionamiento.

Luego se procede a determinar el volumen del filtro así:

$$Carga_{DBO_5} = \frac{W}{V}, \Rightarrow m^3; \text{ y se despeja para el volumen}$$

Se debe asumir una profundidad (h en metros) comprendida en el rango propuesto, para obtener el área del filtro.

$$A = \frac{Volumen}{h}$$

Recordando que la geometría del filtro es cuadrada se tiene:

$$L_1 = \sqrt{A_1}, \text{ en metros.}$$

Se verifica con: $Vol = L^2 \times h_1$, en metros cúbicos

Para obtener la eficiencia del filtro, se debe sustituir los términos conocidos en la ecuación de la eficiencia del primer filtro (E_1), por lo que se obtendrá:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W}{VF}}}$$

En el dimensionamiento del filtro 2 se procede de la misma manera obteniendo la eficiencia con la siguiente expresión:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{E_1}{100}} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Donde:

E_2 = Eficiencia del segundo filtro
 E_1 = Eficiencia del primer filtro
 W_2 = Carga de DBO del primer filtro
 F = Factor de Recirculación

Recordando que no hay recirculación en el sistema, es decir $R = 0$, y $F = 1$, con esto se realizan los cálculos del segundo filtro:

Determinando la carga de DBO del segundo filtro:

$$W_2 = \left(1 - \frac{E_1}{100}\right) \times W_1$$

Nuevamente se compara el resultado anterior, con el rango de valores propuestos por las normas y se realiza el dimensionamiento del filtro 2, basado en la carga orgánica, para obtener el volumen de la misma manera:

$$C \text{ arg } aDBO_5 = \frac{W_2}{V_2}, \Rightarrow m^3, \text{ despejando y calculando para } V_2$$

También consideramos una profundidad h_2 para obtener el área del filtro.

$$A_2 = \frac{\text{Volumen}_2}{h_2}$$

Recordando que el filtro será cuadrado se tiene:

$$L_2 = \sqrt{A_2}$$

Ahora, sustituyendo términos ya conocidos y determinando la eficiencia del segundo filtro 2 (E_2) se tiene:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 - \frac{E_1}{100}} \sqrt{\frac{W_2}{V_2 F}}}$$

Finalmente se obtiene la eficiencia total del sistema la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$E_t = E_1 + E_2 (1 - E_1)$$

Verificando la carga hidráulica del filtro 1

$$CargaHidráulica \frac{Q}{A_1}, KgDBO / d \times m^3$$

Verificando la carga hidráulica del filtro 2

$$CargaHidráulica \frac{Q}{A_1}, KgDBO / d \times m^3$$

Los valores de las cargas hidráulicas, calculados en el paso anterior, deben compararse con los parámetros indicados en la tabla 5.3.2.8, para los filtros percoladores de dos etapas. Si dichos valores calculados no se encuentran en el rango que muestran las normas, se debe revisar nuevamente el dimensionamiento de los filtros.

5.3.3. GUÍA PARA EL DISEÑO DEL REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)

El reactor UASB fue desarrollado en la década del '70 por el Prof. Lettinga y su equipo de la Universidad Agrícola de Wageningen – Holanda. Es el sistema más usado de tratamiento de aguas residuales de alta tasa. Varias unidades en escala real están ubicadas en diferentes países, operando en regiones tropicales y subtropicales; sin embargo, pocos estudios se han realizado en regiones con clima templado.

El tratamiento anaeróbico es una tecnología bastante conocida en la depuración de aguas residuales a nivel de tratamiento secundario, típicamente en lo que se refiere a reactores anaeróbicos de flujo ascendente y manto de lodos (RAFA).

Las características principales del RAFA incluyen una alta acumulación de masa biológica en el interior del reactor, una actividad intensa, un alto tiempo de residencia celular (o edad del lodo) y un bajo tiempo de retención hidráulica. La alta edad del lodo, por lo general más de 30 días, es una indicación de que se está produciendo una menor cantidad de lodo en exceso y el bajo tiempo de retención hidráulica es una indicación de menores costos de construcción.

En los sistemas aeróbicos la eliminación de N y P se obtiene con una proporción $N/DQO < 0.08$ y una proporción $P/DQO < 0.03$, y en los sistemas pos RAFA, estas relaciones no son factibles.

Previo a un tratamiento secundario, el RAFA puede duplicar las tasas de eliminación de DBO o DQO obtenidas con un tratamiento primario, mientras que al mismo tiempo produce un menor volumen de lodo.

Algunas de las principales ventajas y desventajas del tratamiento secundario efectuado por medio de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente se mencionan a continuación

Las principales ventajas son:

- Sistema compacto, utilizando un área de superficie pequeña.
- Prácticamente no se requiere ningún equipo en el proceso anaeróbico, con costos bajos de construcción.
- Consumo de energía muy bajo, cuando se requiere.
- Producción de lodos en exceso mínima.
- No se requieren aparatos de calefacción en climas cálidos
- Bajo requerimiento de nutrientes.
- Producción de metano.
- El proceso puede manejar frecuentemente altas cargas de alimentación.
- El lodo anaerobio puede ser preservado (inactivo) por muchos meses sin serios deterioros.

Las principales desventajas son:

- Posibilidad de malos olores, particularmente en el caso de un mal diseño o fallas operacionales, ya que éste es un proceso con un alto potencial de generación de H₂S.
- Baja capacidad para recibir cargas tóxicas (por lo general no es el caso para las aguas de alcantarillado doméstico).
- El arranque requiere inoculación simiente.
- Eficiencia limitada, según los parámetros de diseño: aproximadamente 45 a 70 por ciento para la eliminación de DQO; 55 a 75 por ciento para la eliminación de DBO; la concentración del efluente de DBO siempre es por encima de 60 mg/l, hasta 120 mg/l; la concentración del efluente de sólidos suspendidos totales (SST) entre 40 y 80 mg/l; menos de un orden logarítmico para la eliminación de coliforme fecal (CF); prácticamente ninguna eficiencia para la eliminación de nitrógeno (N) y fósforo (P);
- Por lo general el efluente tratado no cumple con las normas legales
- Las bacterias anaerobias (particularmente las metano génicas) son muy susceptibles de inhibición por un gran número de compuestos.
- Si no se cuenta con lodo adaptado, el proceso de puesta en marcha es relativamente lento.
- La digestión anaerobia normalmente requiere de un adecuado post-tratamiento para la remoción de la DBO remanente, amonio y compuestos de mal olor.

Tratamiento anaerobio

Según Lettinga *etal.* (1989), el tratamiento anaerobio es una tecnología relativamente nueva, que ofrece muchas posibilidades, tales como:

- Lograr una protección efectiva del medio ambiente a bajo costo.
- Para países en desarrollo se hace accesible (importación no costosa de equipos).
- Para recuperar/preservar recursos y estimular la producción agrícola.
- Tres rangos definidos de temperatura pueden ser distinguidos en el tratamiento anaerobio (Lettinga, 1980, Lettinga et. al., 1995):
 - ✓ Una digestión fría (psicrofílica), entre los 0°C y 20°C.
 - ✓ Una digestión mesófila, entre 20°C y 42°C.
 - ✓ Una *termofílica*, por encima de los 42°C hasta los 75°C.

Los límites de estos rangos, están definidos por la temperatura, a la cual la velocidad de decaimiento de la bacteria, empieza a exceder la velocidad de crecimiento. Si se tiene un agua residual normal, el tratamiento termofílico podría consumir demasiada energía y el psicrofílico podría consumir mucho espacio (Lettinga *et. al.*, 1995).

Según van Haandel y Lettinga, un sistema de tratamiento anaerobio tenderá a desarrollar una población bacteriana compatible con la naturaleza de la materia orgánica y de las cargas hidráulicas. En un sistema de tratamiento “maduro”

(que tiene una población compatible con el material orgánico del afluente) son importantes para la eficiencia de remoción del material orgánico biodegradable los siguientes factores:

- La naturaleza del material orgánico a ser digerido.
- La existencia de factores ambientales adecuados para la digestión anaerobia.
- Tamaño de la población bacteriana (eficiencia de retención de lodo en el sistema).
- Intensidad de contacto entre materia orgánica afluente y población bacteriana.
- Tiempo de permanencia del agua residual en el sistema.

Mecanismo de la digestión anaerobia

Las bacterias presentes en el agua, están sometidas a diversos tipos de degradación (en términos de utilización de oxígeno). Todo tipo de bacteria presente en las aguas residuales necesita oxígeno para su respiración y alimento, estas pueden ser aerobias, anaerobias o facultativas.

La transformación de las macromoléculas orgánicas complejas, requiere de la mediación de varios grupos diferentes de microorganismos. La Fig. 5.3.3.1 muestra una representación esquemática de los procesos involucrados:

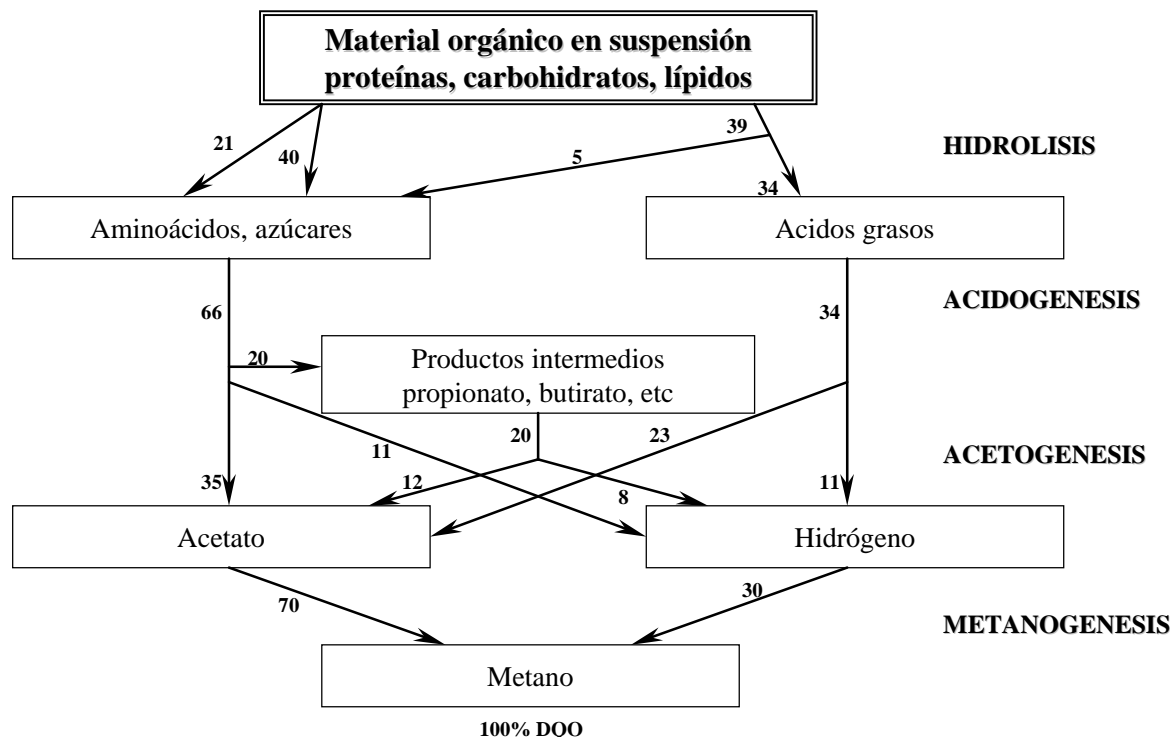


Figura 5.3.3.1 Secuencia de procesos en la digestión anaerobia de macromoléculas complejas (Los números se refieren a porcentajes, expresados como DQO). Fuente. Van Haandel y Lettinga (1994).

Se puede decir que la digestión anaerobia tiene lugar en tres etapas generales:

- Primeramente los componentes de alto peso molecular, tales como las proteínas y los polisacáridos, son degradados en sustancias solubles de bajo peso molecular, tales como aminoácidos y azúcares, esta etapa es a veces llamada “fase de licuefacción”.
- Seguidamente, los nutrientes orgánicos son convertidos en ácidos menos grasos en una fase de “fermentación ácida”, la cual baja el pH del sistema.

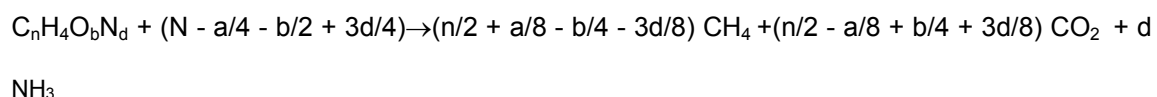
- Finalmente, en la fase de “fermentación de metano” o “metano génica”, los ácidos orgánicos son convertidos en metano, dióxido de carbono y una pequeña cantidad de hidrógeno.

Para la digestión anaerobia de proteínas, carbohidratos y lípidos, se distinguen cuatro etapas diferentes en el proceso global de conversión según van Haandel y Lettinga como se describen a continuación:

- *Hidrólisis*: El proceso requiere la participación de las llamadas exoenzimas que son excretadas por las bacterias fermentativas que permiten el desdoblamiento de la materia orgánica.
- *Acidogénesis*: Los compuestos disueltos, generados en el proceso de hidrólisis, son absorbidos en las células de las bacterias fermentativas y después por las acidogénicas, excretados como sustancias orgánicas simples, como ácidos grasos volátiles, alcoholes, ácido láctico y compuestos minerales como CO_2 , H_2 , NH_3 , H_2S , entre otros.
- *Acetogénesis*: En esta etapa, dependiendo del estado de oxidación del material orgánico a ser digerido, la formación del ácido acético puede ser acompañada por el surgimiento de CO_2 o H_2 .
- *Metanogénesis*: En general es el paso que limita la velocidad del proceso de digestión. El metano es producido por las bacterias acetotróficas a partir de la reducción del ácido acético o por las bacterias hidrogenotróficas a partir de la reducción del CO_2 .

Las bacterias que producen metano a partir del hidrógeno crecen más rápidamente que aquellas que usan ácido acético, de modo que las metanogénicas acetotróficas generalmente limitan la tasa de transformación de la materia orgánica presente en el agua residual en biogás. Por conveniencia muchas veces los tres primeros procesos son llamados “fermentación ácida”, que se completan con la “fermentación metanogénica”.

La producción de metano depende principalmente del estado de oxidación del carbono en la materia orgánica. Si la composición del sustrato es conocida y es completamente convertido a CH₄ y CO₂ (y NH₃ en el caso que el sustrato contenga nitrógeno), la producción teórica de metano puede ser calculada de acuerdo a la siguiente ecuación:



Generalmente el biogás obtenido contiene mucho menos CO₂ que el calculado con la ecuación, debido a la alta solubilidad del CO₂ en el agua.

Factores que influyen en el tratamiento anaerobio de aguas residuales

El curso del proceso de digestión anaerobia, es afectado fuertemente por un número de factores ambientales. Para la aplicación óptima del proceso de tratamiento anaerobio de las aguas residuales, es de mucha importancia tener conocimiento suficiente sobre el efecto de los siguientes factores:

- *Temperatura:* Un importante aspecto de la temperatura en los sistemas anaerobios, es que el decaimiento de la bacteria anaerobia a temperaturas menores a 15 °C es muy bajo. Esto significa que el lodo anaerobio puede ser preservado por largos períodos de tiempo, sin que pierda mucho su actividad, haciendo que el tratamiento anaerobio sea muy atractivo para aguas residuales que se descargan discontinuamente.
- *pH:* La producción de metano se desarrolla óptimamente a un valor de pH entre 6.5 a 7.5. Valores exactos para el rango de pH no pueden ser dados, ya que en algunos casos la digestión del metano se desarrollará más allá de este rango.
- *Capacidad buffer:* El contenido del reactor debe tener suficiente capacidad buffer para neutralizar una eventual acumulación de ácidos grasos volátiles y por supuesto la mezcla debe ser adecuada para evitar zonas ácidas dentro del reactor.
- *Nutrientes:* El tratamiento biológico anaerobio de las aguas residuales es desarrollado por bacterias, las cuales deben crecer durante el tratamiento, de otra forma serían lavados fuera del sistema. Por esta razón el agua residual debe contener un número de compuestos a partir de los cuales la bacteria pueda sintetizar sus constituyentes celulares.
- *Toxicidad en la digestión anaerobia:* Por encima de una cierta concentración, cualquier componente puede ser inhibitorio, aún los ingredientes (substratos) para los organismos. Sin embargo, en un rango de

concentración baja, muchos de estos compuestos naturales pueden estimular el metabolismo de las bacterias.

Para van Haandel y Lettinga, la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de aguas residuales.

Tratamiento aerobio versus tratamiento anaerobio

Entre más lodo esté siendo retenido en el reactor bajo condiciones operacionales, más altas son las cargas potenciales del sistema, siempre y cuando un tiempo de contacto suficiente entre el lodo y el agua residual pueda ser mantenido

En la Fig. 5.3.3.2. Se observa la representación esquemática de los procesos de descomposición aerobios y anaerobios.

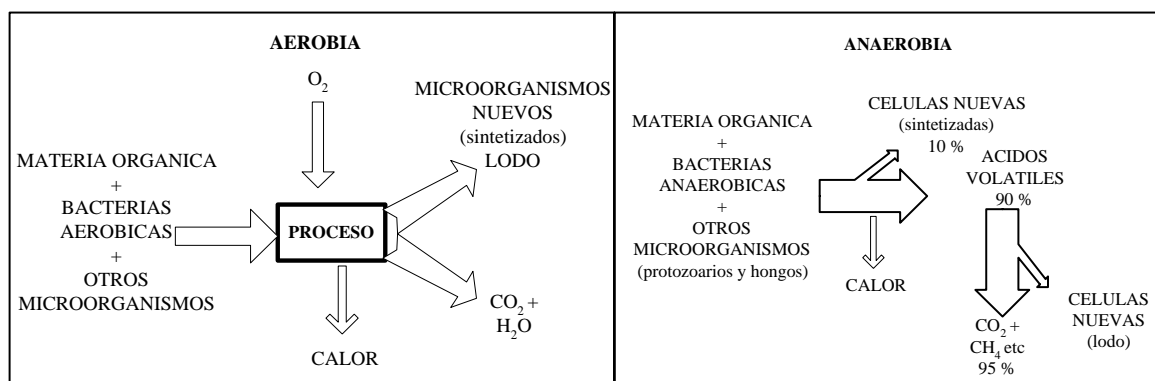


Figura 5.3.3.2. Esquematización de la descomposición anaeróbica y anaeróbica

Existe un número de razones para emplear sistemas de tratamiento anaerobio de aguas residuales, entre las cuales se pueden mencionar:

- Con respecto al tratamiento de aguas residuales de mediana a alta concentración (DQO > 1500 mg/l) el uso del tratamiento anaerobio es significativamente más barato que el tratamiento aerobio. A temperaturas bajo 12°C, la actividad metanogénica puede hacerse tan baja, que hace el tratamiento anaerobio competitivo con el tratamiento aerobio.
- Se requiere menos área para la planta anaerobia, en comparación con la unidad de tratamiento aerobio.
- La tecnología del tratamiento anaerobio es relativamente de bajo costo en términos de equipos.
- Los procesos anaerobios, presentan las ventajas de no requerir equipos para la aireación, tener limitada producción de lodos de desecho y producir metano, ver las comparaciones de la Tablas 5.3.3.1

Aerobio	Anaerobio
$\text{C}_6\text{H}_{12}\text{O}_6 + 6 \text{O}_2 \rightarrow 6 \text{CO}_2 + 6 \text{H}_2\text{O}$ $\Delta G^\circ = -2840 \text{ KJ/mol gluc}$ <ul style="list-style-type: none"> • Mayor eficiencia de remoción. • Operatividad comprobada. • 50% de C es convertido en CO₂, 40-50% es incorporado dentro de la masa microbiana. • 60% de la energía es almacenada en la nueva biomasa, 40% es perdido como calor. • Ingreso de elevada energía para aireación. • Limitación de cargas orgánicas. • Se requiere adición de nutrientes. • Requerimiento de grandes áreas. • Sensible a economía de escala. • Periodos de arranque cortos. • Tecnología establecida. 	$\text{C}_6\text{H}_{12}\text{O}_6 \rightarrow 3 \text{CO}_2 + 3 \text{CH}_4$ $\Delta G^\circ = -393 \text{ KJ/mol gluc}$ <ul style="list-style-type: none"> • Menor producción de lodos. • Menores costos de operación. • 95% de C es convertido en biogás; 5% es transformado en biomasa microbiana. • 90% de la energía es retenida como CH₄, 3-5% es perdido como calor, 5-7% es almacenada en la biomasa. • No requiere de energía. • Acepta altas cargas orgánicas. • Degrada compuestos poli clorados. • Requerimiento bajo de nutrientes. • Se requiere pequeña área superficial. • Largos periodos de arranque. • Recientemente establecida, todavía bajo desarrollo para aplicaciones específicas.

Tabla 5.3.3.1. Tratamiento aerobio versus tratamiento anaerobio. Fuente: Adaptado de Arce (1997).

Aunque los sistemas anaerobios de tratamiento de aguas residuales son conocidos desde el siglo pasado, fueron considerados ineficientes y lentos para la necesidad de tratamiento de los crecientes volúmenes de aguas residuales, especialmente en áreas industriales y densamente pobladas. Sin embargo recientes desarrollos han demostrado que los procesos anaerobios son una alternativa económicamente atractiva para el tratamiento de diferentes tipos de Aguas Residuales Industriales y Aguas Residuales Domésticas en zonas semi-tropicales y tropicales

Procesos de alta tasa

Los sistemas modernos de tratamiento anaerobio, también llamados sistemas de segunda generación, tienen algún mecanismo de retención de lodo que permite la retención de una gran masa de lodo, lo que lo distingue de los sistemas clásicos. La retención de lodo es tan importante que los sistemas modernos son generalmente clasificados según el mecanismo que permite la retención.

Existen básicamente dos mecanismos para retención de lodos en los sistemas de tratamiento de alta tasa:

- *Inmovilización de lodo a través de adherencia a un material inerte de soporte.*

En esta categoría están: Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente o Descendente y Reactor de Lecho Fluidizado o Expandido.

- *Separación sólido-líquido del afluente con retorno de los sólidos separados al reactor.* En esta categoría están los procesos de contacto con un sedimentador externo o el RAFA con un sedimentador interno. Casos especiales son:

- ✓ Cuando el reactor anaerobio también es sedimentador, es decir cuando no hay un dispositivo especial de separación de las zonas de digestión y decantación y
- ✓ Cuando los floculos de lodos, también funcionan como los gránulos de un lecho expandido o llamado lecho de lodo granulado expandido.

En la Fig. 5.3.3.3 se muestran algunos de los sistemas denominados de alta tasa.

Filtro anaerobio

Históricamente es importante, porque fue el primer tratamiento anaerobio que demostró la viabilidad técnica de aplicar cargas elevadas (10 a 20 Kg/m³.d). Entre las desventajas del filtro anaerobio se tienen: 1) alto costo del cuerpo filtrante y 2) problemas operacionales, ocurren obstrucciones, principalmente cuando el agua residual tiene una concentración elevada de sólidos en suspensión.

Reactores de lecho fluidizado o lecho expandido

Tiene un medio granular que es mantenido en suspensión, como resultado de la resistencia de fricción del flujo ascendente del agua residual. El medio granular usado inicialmente era arena, más tarde se demostró que los medios con una resistencia más baja (antracita, plásticos de alta densidad) son más adecuados, porque permiten una reducción en la velocidad del líquido, disminuyéndose así los costos de bombeo. El reactor de lecho expandido es similar al de lecho fluidizado, pero la velocidad del líquido en el primero es insuficiente para provocar la fluidización del lecho granular, el lecho se expande de 10 a 20%.

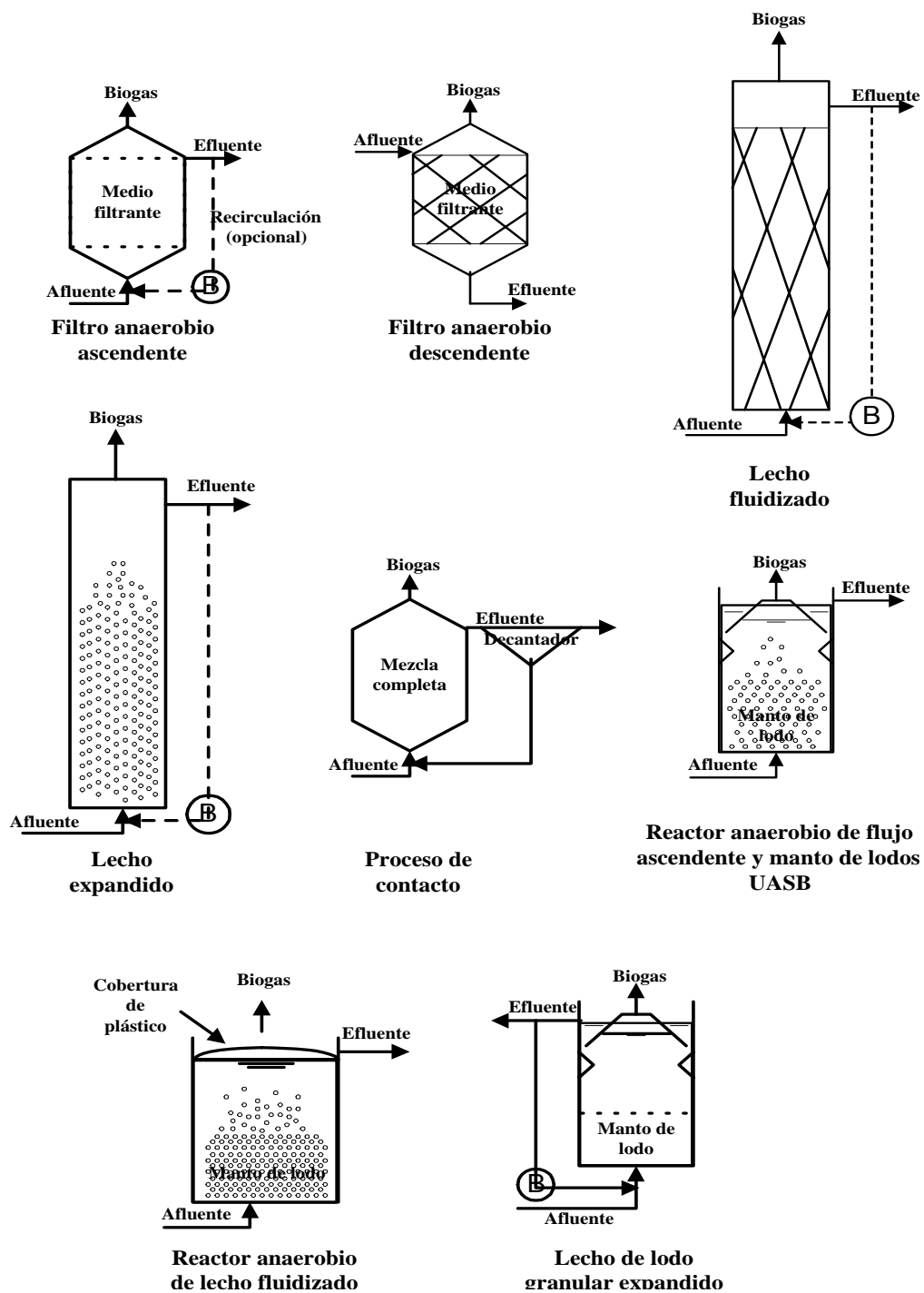


Figura 5.3.3.3. Tipos de reactores anaerobios.

Si se considera una eficiencia definida y se compara varios tipos de tratamiento en función del tiempo de permanencia se obtiene la Fig. 5.3.3.4.

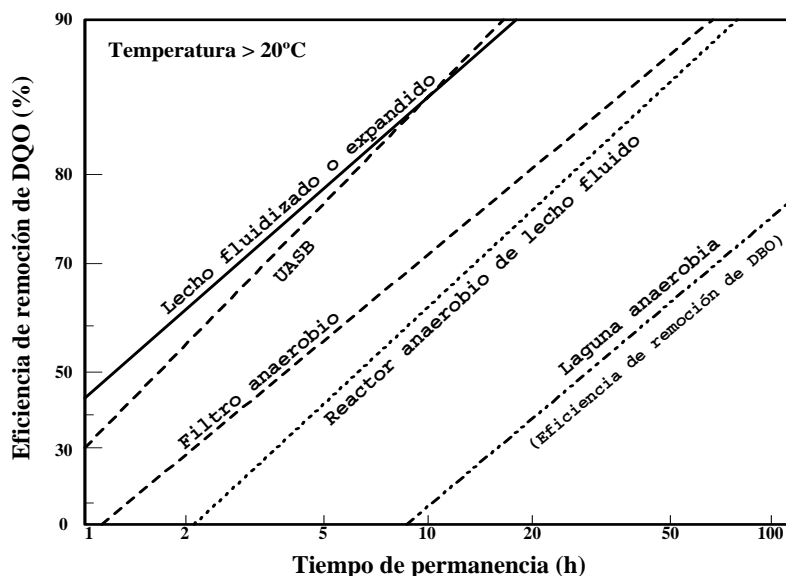


Figura. 5.3.3.4 Eficiencias de remoción y TRH para diferentes sistemas de tratamiento anaerobio. Fuente: van Haandel y Lettinga (1994)

Descripción del funcionamiento de un Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA).

La Fig. 5.3.3.5 muestra un esquema de un RAFA, con sus principales dispositivos, siendo el más característico el separador GSL (Separador Gas, Sólido, Líquido). Este separador es colocado en el reactor y divide la parte inferior o zona de digestión, donde hay un manto de lodos, responsable de la digestión anaerobia y una parte superior o zona de sedimentación.

El agua residual ingresa por el fondo del reactor y sigue una trayectoria ascendente, pasando por la zona de digestión, atravesando una abertura

existente en el separador GSL y entra a la zona de sedimentación. La materia orgánica presente, se mezcla con el lodo anaerobio que se encuentra en la zona de digestión, donde se genera la digestión anaerobia, que resulta en la producción de gas y el crecimiento de lodo.

El líquido continúa ascendiendo y pasa por las aberturas que existen en el separador GSL. Debido a la forma del separador, el área disponible para la ascensión aumenta a medida que el líquido se aproxima a la superficie del agua, por tanto, su velocidad tiende a disminuir. De ese modo los floculos de lodo que son arrastrados y pasan por las aberturas del separador encuentran una zona tranquila. En esa zona, es posible que la velocidad de sedimentación de una partícula se torne mayor que la velocidad de arrastre del líquido a una determinada altura.

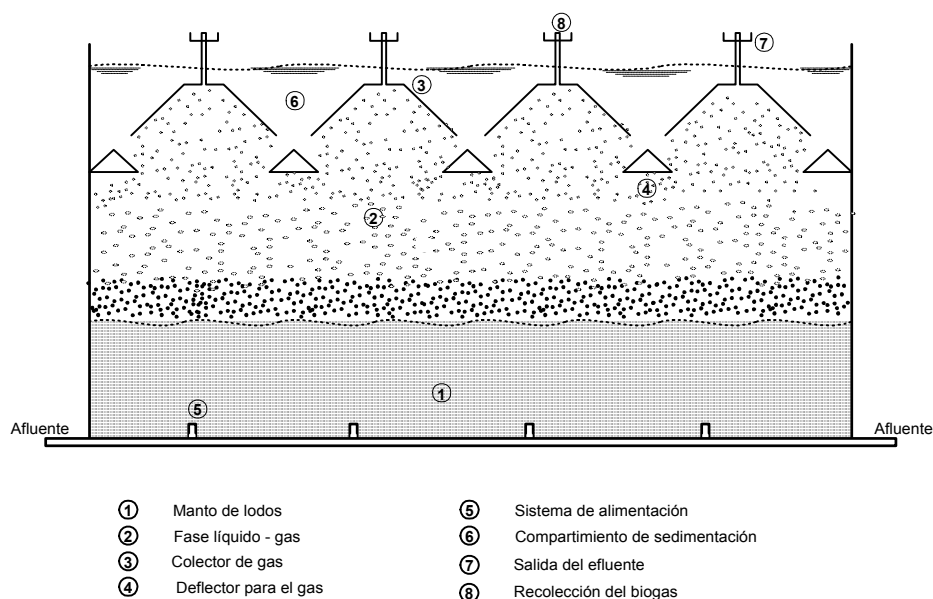


Figura. 5.3.3.5 Esquema de un RAFA con sus principales dispositivos.

Fuente: Lettinga et. al. (1980).

Cuando se acumula una cantidad suficientemente grande de sólidos, el peso aparente de ellos se tornará mayor que la fuerza de adherencia, de modo que estos se deslizarán, entrando nuevamente en la zona de digestión en la parte inferior del reactor. De esta manera, la presencia de una zona de sedimentación encima del separador GSL, resulta en la retención de lodos, permitiendo la presencia de una gran masa en la zona de digestión, en tanto que se descarga un efluente libre de sólidos sedimentables.

Las burbujas de biogás que se forman en la zona de digestión, suben a la fase líquida donde encuentran una interfase líquido-gas, presente debajo del separador GSL. En esta interfase las burbujas se desprenden, formando una fase gaseosa. Los floculos de lodos, eventualmente adheridos a las burbujas, pueden subir hasta la interfase líquido-gas, pero al desprenderse del gas caen para ser nuevamente parte del manto de lodos en la zona de digestión. Las burbujas de gas, que se forman debajo del separador GSL, pueden ser desviadas para evitar que pasen por las mismas aberturas, creando turbulencia en la zona de sedimentación. Por tanto se utilizan obstáculos que funcionan como deflectores de gas debajo de las aberturas.

La retención de lodo en reactores anaerobios de alta tasa se basa en los siguientes aspectos:

1. *Retención del lodo bacterial*, en los intersticios, entre el material de soporte presente en el reactor y las bacterias unidas a las superficies externas de material de empaque.
2. *Inmovilización de bacterias por un mecanismo de unión*, a un material de soporte fijo, es decir el “Sistema Descendente de Flujo Fijo Estacionario” desarrollado por van der Berg y colaboradores, o superficies de partículas móviles tal como el “Proceso Anaerobio de Flujo y Lecho Expandido” y el “Sistema de Lecho Fluido”.

Los RAFA fueron desarrollados por Lettinga *etal.*, y Hulshoff, bajo las siguientes ideas básicas:

- ✓ El lodo anaerobio tiene o puede tener excelentes características de sedimentabilidad, siempre que no esté expuesto a agitación mecánica fuerte. Por esta razón la mezcla mecánica es generalmente omitida en reactores RAFA, de ser necesario se utiliza agitación mecánica intermitente y/o suave. El contacto suficiente requerido entre lodo y agua residual, se logra aprovechando la agitación ocasionada por la producción de gas.
- ✓ Los agregados del lodo, de buena sedimentación, son dispersos bajo la influencia de la producción de biogás (el cual es particularmente elevado a cargas altas en reactores altos), los cuales son retenidos en el reactor por separación del biogás, en un sistema colector de gas colocado en la parte superior del reactor y son liberados por medio de este dispositivo

del reactor. Separando el biogás en esta forma, se crea un sedimentador en la parte alta del reactor. Las partículas de lodo pueden sedimentarse allí.

- ✓ Los agregados de lodo, depositados en el compartimiento de sedimentación deben ser capaces de deslizarse dentro del compartimiento de digestión debajo del separador GSL, en contra del líquido ascendente y a pesar de las altas turbulencias líquidas.
- ✓ El manto de lodo puede ser considerado como una fase semifluida, separada con características específicas propias y que puede soportar elevadas fuerzas de mezcla.

Desarrollos recientes en la tecnología de reactores anaerobios de alta tasa revelan que el tratamiento anaerobio es factible para tratar aguas residuales frías y diluidas a unas tasas de carga que exceden los 10 kg/m^3 a temperaturas de 10°C y TRH de pocas horas (Lettinga).

Temperatura (°C)	Carga Orgánica volumétrica Kg DQO/m ³ .d
40	15 – 25
30	10 – 15
20	5 – 10
15	2 – 5
10	1 – 3

Tabla 5.3.3.2. Valores aproximados de carga orgánica volumétrica en relación a la temperatura. Fuente: Lettinga et. al.

Aspectos de importancia que se deben considerar en el diseño de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente.

En los últimos años, de entre los sistemas de alta tasa disponibles, el concepto del reactor RAFA es el más ampliamente aplicado. Permitiendo además el empleo del tratamiento anaerobio bajo condiciones de temperaturas sub-óptimas mesófilicas.

Según los autores Lettinga *et. Al.*; Vieira, existen tres variables para el dimensionamiento de reactores RAFA: La carga orgánica volumétrica aplicada, la velocidad superficial y altura del reactor.

Forma y Tamaño del RAFA

Según van Haandel y Lettinga, para Aguas Residuales Domésticas, la carga hidráulica y no así la carga orgánica, es el parámetro más importante en la determinación del tamaño y forma del reactor. En cuanto a la forma geométrica del reactor, existen dos opciones: *Rectangular o circular*. La forma circular tiene la ventaja de una estabilidad estructural mayor, pero la construcción del separador GSL es más complicada que en uno rectangular. En el caso de la forma rectangular, la sección cuadrada es la más barata. Existe una tendencia a construir reactores pequeños circulares y reactores grandes rectangulares (Tabla 5.3.3.3).

Parámetro	Unidad	RAFA para 10 hab.	RAFA para 100 hab.	RAFA para 1000 hab.	RAFA para 10000 hab.	RAFA para 100000 hab.
Caudal	m ³ /día	1.2	12	120	1200	12000
Forma	-	Circular	Circular	Circular	Rectangular	Rectangular
Tiempo permanencia	horas	18 **	12**	9**	6	6
Volumen	m ³	0.9	6	45	300	3000
Profundidad	m	2	3	4.5	4	5
Área	m ²	0.45	2	10	75	600
Diámetro	m	0.75	1.6	3.5	-	-
Largo	m	-	-	-	10	2*15
Ancho	m	-	-	-	7.5	20
Área per cápita	m ²	0.045	0.03	0.01	0.0075	0.006
Volumen per cápita	litros	90	60	45	30	30
Puntos de alimentación	c/u	1	1	4	20	150
Velocidad ascendente	m/h	0.11	0.25	0.50	0.67	0.83

Tabla 5.3.3.3 Dimensiones básicas de ejemplos de RAFA's para eficiencias de remoción de DQO mayor a 80% y de DBO mayor a 85%, para diferentes poblaciones

** Volumen adicional para almacenaje de lodo.

Fuente: van Haandel (1998).

Van Haandel *et. al.*, estudió la relación área superficial/profundidad en RAFA's a escala piloto, para iguales Tiempos de Retención Hidráulico TRH, encontrando que la variación en la eficiencia de remoción de la materia orgánica no es significativa (eficiencias de 80% en promedio, considerando el efluente decantado). Concluyendo que la relación de estas variables no tiene una influencia significativa en el desempeño del reactor y en la práctica deberá ser determinada por los costos de construcción y las características del terreno disponible.

Cálculo del volumen del reactor

Según Lettinga *etal.* el volumen de un reactor anaerobio para tratar Aguas Residuales Domésticas no compleja (DQO < 1500 mg/l), depende de varios factores:

- Carga de DQO total máxima
- Carga superficial líquida admisible
- Temperatura mínima
- Concentración y características del agua residual
- Carga volumétrica permisible
- Eficiencia requerida y nivel requerido de estabilización del lodo.

Observaciones experimentales de reactores operando en clima tropical y subtropical indican que un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 6 h es suficiente para obtener una alta eficiencia de remoción, en muchos casos se observa buenas eficiencias a TRH menores.

En la Tabla 5.3.3.4 se pueden observar algunos criterios de diseño respecto a los TRH adecuados para el diseño de un RAFA.

Rango de temperatura (°C)	Valores de TRH (h)			
	4 m de alto		8 m de alto	
	Promedio diario	Pico por 2-6 horas	Promedio diario	Pico por 2-6 horas
16 – 19	4 – 6	3 – 4	4 – 5	2.5 – 4
22 – 26	3 – 4	2 – 3	2.5 – 4	1.5 – 3
> 26	2 – 3	1.5 – 2	1.5 - 3	1.25 – 2

Tabla 5.3.3.4 Criterios tentativos de diseño para RAFA's respecto al TRH, a diferentes temperaturas operacionales para aguas residuales diluidas (< 1000 mg DQO/l). Fuente: Lettinga et. al. (1989).

Establecido el TRH, se procede a calcular el volumen del reactor, el cual, según van Haandel y Lettinga se determina así:

$$V_r = TRH \times Q_a$$

Donde:

V_r = Volumen del reactor

Q_a = Caudal medio del afluente

TRH = Tiempo de residencia hidráulico del líquido (medio)

Cálculo de la altura del reactor

La altura del RAFA está principalmente determinada por la velocidad superficial máxima admisible aplicable, y se determina principalmente por razones económicas. El costo de remoción de tierra aumenta en la medida que la altura del reactor es mayor, sin embargo la demanda de área disminuye cuando el reactor es más profundo. El óptimo económico depende del precio de la tierra y de la naturaleza del suelo, generalmente se sitúa entre 4 y 6 m (van Haandel y Lettinga)

En el caso del RAFA generalmente se entierra de manera que el nivel del emisario final que conduce el agua residual se sitúe encima de la parte superior del reactor, evitando en lo posible la necesidad de bombeo.

La altura del reactor tiene implicaciones sobre la eficiencia de la remoción de materia orgánica. En primer lugar la altura determina la velocidad ascensional

de la fase líquida dentro el reactor, esta velocidad no debe ser alta para evitar pérdida de lodo por arrastre de las partículas sólidas y evitar turbulencia en la zona de entrada del afluente.

La velocidad media del líquido normalmente no debe exceder el valor de 1 m/h.

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del reactor RAFA puede ser expresada como:

$$V = \frac{Q_a}{A} = \frac{V_r}{TRH \times A} = \frac{H}{TRH}$$

Donde:

V = Velocidad ascendente del líquido.

A = Área superficial del reactor RAFA.

H = Altura (profundidad) del reactor RAFA.

Otra consideración relativa a la influencia de la altura sobre la eficiencia de la digestión anaerobia, se relaciona con la solubilidad del CO_2 . De acuerdo con la Ley de Henry, la solubilidad es proporcional a la presión parcial del CO_2 , que a su vez depende de la profundidad del reactor; a mayor profundidad, mayor presión y mayor la concentración de CO_2 disuelto y por tanto el pH es más bajo (van Haandel y Lettinga, 1994).

Diseño del separador Gas Sólido Líquido (GSL)

Según van Haandel y Lettinga, el separador GSL (Fig.5.3.3.6) es el dispositivo más característico e importante de los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente.

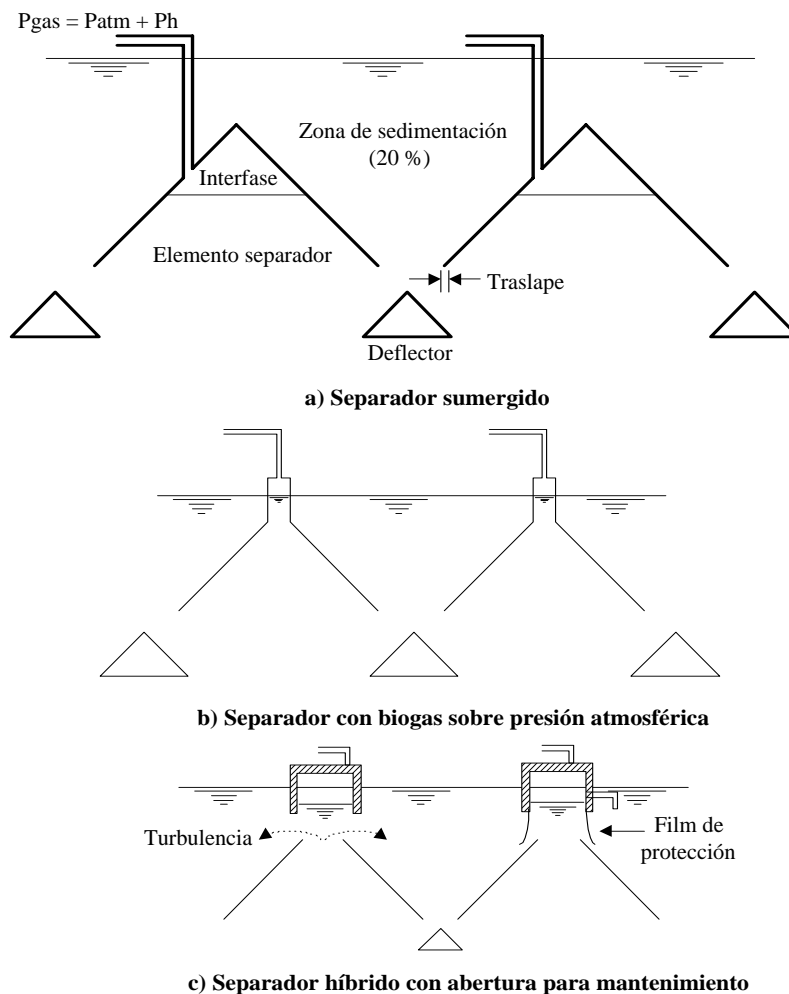


Figura. 5.3.3.6 Ejemplos de separadores GSL para reactores RAFA Fuente: van Haandel y Lettinga (1994).

Los Principales objetivos del separador GSL de un RAFA, según Lettinga y Hulshoff, son los siguientes:

- 1) Separar y descargar el biogás producido en el reactor.
- 2) Prevenir, tan eficientemente como sea posible el lavado de la materia bacteriana viable.
- 3) Permitir que el lodo se deslice dentro del compartimiento de digestión.

- 4) Servir como una especie de barrera para una rápida y excesiva expansión del manto de lodos (que está compuesta por lodo floculento) dentro del sedimentador.
- 5) Proveer un efecto de “pulimento”.
- 6) Prevenir el lavado del lodo granular flotante.

Las partículas con velocidades de sedimentación menor que la velocidad ascensional del líquido en el punto de descarga del efluente, en principio, no son retenidas y son descargadas junto con el efluente, a no ser que se junten con otras partículas debido a la adsorción o floculación en la zona de sedimentación. Se concluye que hay dos valores importantes para la velocidad del líquido

$$V_{ab} = \frac{Q_a}{A_{ab}} = V_1 \times \frac{A}{A_{ab}}$$

$$V_{de} = \frac{Q_a}{A_{de}} = V_1 \times \frac{A}{A_{de}}$$

Donde:

v_{ab} = Velocidad ascensional del líquido entre aberturas de elementos separador GSL (máximo).

V_1 = Velocidad ascensional del líquido en la zona de digestión (mínimo).

v_{de} = Velocidad ascensional del líquido al nivel de descarga del efluente.

A = Área del reactor RAFA.

A_{ab} = Área de las aberturas entre los volúmenes del separador GSL.

A_{de} = Área disponible al nivel de descarga del efluente.

Dispositivos de distribución del afluente y colecta del efluente

El sistema de distribución de la alimentación constituye una parte crucial del reactor RAFA. Para usar la capacidad del lodo retenido en el reactor, es importante realizar un contacto óptimo entre lodo y el agua residual, previniendo la canalización a través del manto de lodos o evitando la formación de zonas muertas en el reactor

Según Vieira, dos aspectos deben ser considerados en la concepción del sistema de alimentación: una mínima cantidad de puntos de distribución por área y la posibilidad de verificar obstrucciones y mantener cada punto individualmente. Algunas guías para el número requerido de puntos de alimentación en un RAFA y la capacidad de diseño se presentan en la Tabla 5.3.3.5.

Respecto al sistema de captación del efluente del proceso, van Haandel y Lettinga indican que el objetivo principal es colectar uniformemente el agua residual tratada por la parte superior del RAFA. Sin embargo el diseño específico dependerá de las características particulares de cada caso.

Tipo de lodo	Área (m ²) por punto de alimentación
Lodo floculento denso (> 40 Kg SD/m ³)	1, para cargas < 1-2 Kg DQO/m ³ .día
Lodo floculento fino (< 40 Kg SD/m ³)	5, para cargas > 3 Kg DQO/m ³ .día
Lodo granular espeso	1, para cargas de 1-2 Kg DQO/m ³ .día

Tabla 5.3.3.5 Guías para determinar el número de puntos de alimentación en un RAFA. Fuente: Lettinga et.al. (1995).

Otros dispositivos

Existen dispositivos especiales que pueden ser incluidos en el proceso de tratamiento de aguas residuales mediante RAFA's. A continuación se mencionan algunos de ellos:

- *Puntos de muestreo de lodo:* Pueden ser instalados a diferentes profundidades para la obtención de perfiles de concentración de lodos y calidad de lodo, son importantes para conocer el desempeño del reactor y decidir sobre la descarga de lodo de exceso.
- *Dispositivo para descarga de lodo:* Se debe prever en el diseño, la remoción de lodo de exceso del reactor, generalmente una buena altura para la descarga del lodo es la mitad de la altura del reactor, aunque es recomendable equipar otros puntos.
- *Dispositivo de recolección de gas:* Este dispositivo debe remover el biogás producido en el reactor y mantener un nivel constante de la interfase líquido-gas. Pese a que la producción de gas no es mucha en el tratamiento de Aguas Residuales Domésticas, el diámetro de la tubería no debe ser muy pequeño, porque las partículas de sólidos (espuma) con gas pueden producir taponamientos.

Productos secundarios

En el tratamiento anaerobio de Aguas Residuales Domésticas con un RAFA, se producen dos productos secundarios:

- 1) *Biogás*: En algunas situaciones el valor calorífico del gas es insuficiente debido al alto contenido en CO₂. Se puede afirmar de manera general que la composición del biogás es cerca del 70% en CH₄ y 30% en CO₂, con trazas de H₂S, nitrógeno, hidrógeno y oxígeno.
- 2) *Lodo*: El lodo proveniente de un RAFA puede tener un valor económico, como es el caso del lodo granular. Alternativamente el lodo se puede usar como abono para cultivos. De no ser así se deben disponer de los lodos en exceso. Por economía de transporte el mínimo tratamiento es su deshidratación. En países tropicales el empleo de lechos de secado es factible, existiendo también otros procesos de tratamiento para la disposición de los lodos.

Balance de masa en un RAFA

El balance de masa se define por las variaciones que ocurren durante una reacción en un determinado sistema cerrado o en alguna porción definida de una masa líquida.

En la mayoría de las aplicaciones del tratamiento de Aguas Residuales Domésticas, la solución de las ecuaciones del balance de masa, puede ser simplificada considerando que es de interés la concentración resultante a largo plazo en el régimen permanente (Metcalf & Eddy, 1995):

$$V \times \frac{dC}{dT} = Q \times C_o - Q \times C + V \times r_g + V \times r_c$$

Donde:

V = Volumen del reactor

C_0 = Concentración en el afluente

Q = Caudal que entra o que sale del reactor

C = Concentración en el reactor y efluente

r_g = tasa de generación

r_c = tasa de consumo

Básicamente existen cuatro opciones para la degradación del material orgánico (DQO) en los sistemas de tratamiento (van Haandel & Lettinga):

- Conversión en lodo (proceso anabólico o de absorción)
- Conversión en metano (proceso catabólico fermentativo)
- Mineralización a través de la oxidación (catabolismo oxidativo)
- Permanencia en la fase líquida (descarga en el efluente)

Si no existe acumulación de materia orgánica en el sistema de tratamiento (estado estacionario), la masa diaria de materia orgánica debe ser igual a la suma de las masas diarias que deja el sistema en forma de metano, lodo presente en el efluente, más la masa diaria destruida (oxidada). De esta manera se puede establecer el siguiente balance de masa de materia orgánica (Fig. 5.3.3.7):

$$MO_a = MO_e + MO_l + MO_d + MO_o$$

Donde los subíndices indican: “a” afluente, “e” efluente, “l” lodo en exceso, “d” digerida y “o” oxidada, MO es materia orgánica y acompañada de los

subíndices anteriores, indica la materia orgánica en cada una de las situaciones denotadas por los subíndices.

De la misma manera se puede expresar un balance respecto a la DQO (Figura. 5.3.3.7 y 5.3.3.8).

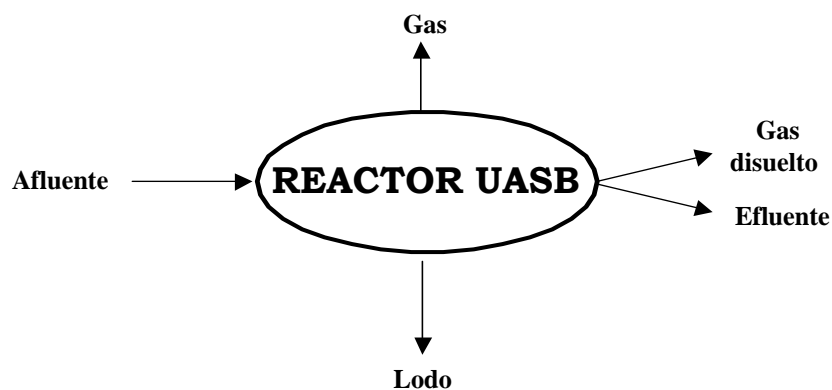


Figura. 5.3.3.7 Esquema de los componentes del balance de masa de un reactor UASB. Fuente: Lettinga et. al. (1980).

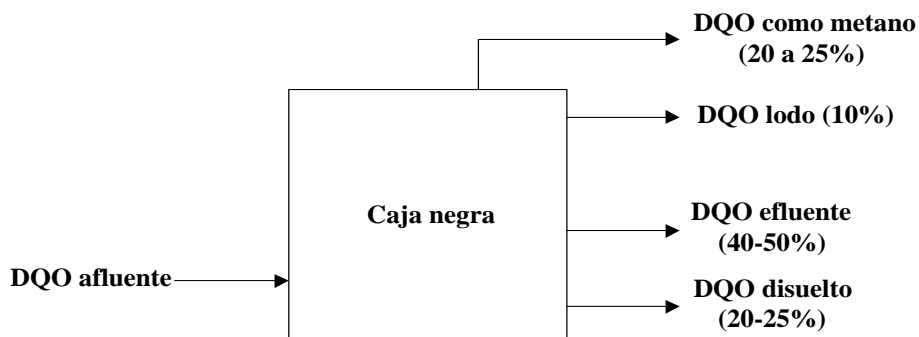


Figura. 5.3.3.8 Balance de masa respecto a la DQO en un reactor UASB. Fuente: Lettinga et. al. (1995).

A continuación se presenta un resumen de los parámetros y consideraciones de diseño para los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente, tomados de las normas, consideradas en la creación del presente manual.

Aspectos de importancia sobre RAFA's encontrados en La Norma Mexicana.

Esta norma nos muestra el tratamiento que se lleva a cabo mediante el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente, como una modificación del proceso de contacto anaerobio, desarrollado hace varias décadas, el cual consiste en un reactor en donde el efluente es introducido a través de un sistema de distribución localizado en el fondo y que fluye hacia arriba atravesando un medio de contacto anaerobio. En la parte superior existe una zona de separación de fase líquida y gaseosa y el efluente clarificado sale por la parte superior. Los tiempos de permanencia de estos procesos son relativamente cortos. Existen básicamente diversos tipos de reactores, los más usuales son:

- a) *El de lecho fluidizado*, en donde el medio de contacto es un material granular (normalmente arena). El efluente se aplica en el fondo a una tasa controlada (generalmente se requiere de recirculación) para producir la fluidización del medio de contacto y la biomasa se desarrolla alrededor de los granos del medio.
- b) *El Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente con manto de lodos (conocido como RAFA)* en donde el agua residual fluye de forma ascendente a través de una zona de manto de lodos.

Para orientar el diseño de reactores anaerobios de flujo ascendente se dan los siguientes parámetros referenciales:

- a. Se debe considerar en su diseño unidades que brinden un pretratamiento al sistema mediante rejillas y desarenadores.
- b. El sedimentador debe diseñarse con parámetros de carga superficial calculada en base al caudal máximo horario.

Para calcular su altura, se deben considerar deflectores de gas. En la arista central de los sedimentadores se dejará una abertura para el paso de sólidos. Uno de los lados deberá prolongarse de modo que impida el paso de gases hacia el sedimentador; esta prolongación deberá tener una proyección horizontal de 0.15 a 0.20 m.

- c. Sistema de alimentación:

Se deberá lograr una distribución uniforme del agua residual en el fondo del reactor. Para tal efecto deberá proveerse de una cantidad mínima de puntos de alimentación.

- d. Colectores de gas

En la parte superior del sistema debe existir un área para liberar el gas producido. Esta área podrá estar localizada alrededor del sedimentador, en la dirección transversal o longitudinal. La velocidad del gas en esta área, debe ser lo suficientemente alta para evitar la acumulación de espumas y la turbulencia excesiva que provoque el arrastre de sólidos.

De no lograrse estas velocidades se deberá proveer al reactor de sistemas de dispersión y retiro de espumas.

e. Volumen del RAFA:

Para aguas residuales domésticas se recomienda diseñar un sistema modular con unidades en paralelo. En ningún caso deberá proyectarse módulos de más de 1500 m³, para favorecer la operación y mantenimiento de los mismos.

Para el diseño de estas unidades, se deberá justificar la determinación de valores para los siguientes aspectos:

- a. Eficiencias de remoción de la materia orgánica, de coliformes y nemátodos intestinales.
- b. La cantidad de lodo biológico producido y la forma de disposición final.
- c. La distribución uniforme de la descarga.
- d. La cantidad de gas producida y los dispositivos para control y manejo.
- e. Los requisitos mínimos de postratamiento.
- f. Para este tipo de proceso se deberá presentar el manual de operación y mantenimiento, con indicación de los parámetros de control del proceso.

Aspectos de importancia sobre RAFA's encontrados en La Norma Boliviana

Según la norma boliviana, los reactores anaeróbicos de manto de lodo deberán ser utilizados en climas cálidos con temperaturas promedios $\geq 15^{\circ}\text{C}$ en el mes más frío.

En estos reactores deberán observarse los siguientes criterios:

Velocidades ascensionales

En las velocidades ascensionales deben ser tolerados picos temporarios durante 2 horas de 1.5 a 2.0 m/h

Las velocidades que posibilitan el paso de las aguas residuales al decantador deben ser:

2.0 – 2.3 m/h para caudal medio

4.0 – 4.2 m/h para caudal máximo

5.5 – 6.0 m/h para caudales pico con duración de 2 a 4 horas

Sistema de alimentación

La partición de los caudales de ingreso al fondo del reactor, debe ser efectuada de forma tal, que el agua sea distribuida en cada uno de los tubos difusores en proporciones iguales.

Geometría del Reactor

Los reactores podrán tener forma cilíndrica o rectangular, adecuándose esta última conformación al caso de utilizarse varias unidades, formando una batería de tratamiento.

Recolección del efluente

Deberá ser efectuada en la parte superior del reactor junto al compartimiento de sedimentación, los dispositivos utilizados para la recolección del efluente serán vertederos triangulares, o mediante tubos perforados sumergidos.

Aspectos de importancia sobre RAFA's encontrados en La Norma Colombiana

Esta norma considera y analiza solamente la existencia de dos tipos de reactores, los RAFA y los que realizan el tratamiento según el tipo de biomasa. El primer tipo de reactor se denomina de lodo granular. Como su nombre lo indica, se genera lodo granular, que por sus buenas características de sedimentación y actividad metano génica permite altas cargas orgánicas específicas; el segundo se denomina de lodo floculento, el cual soporta cargas menores tanto orgánicas como hidráulicas.

Concentración del agua residual (mg DQO/L)	Fracción insoluble de DQO (%)	Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m ³ ·d)		
		Lodo floculento en un RAFA	Lodo granular en un RAFA	
			Remoción de sst pobre	Remoción de SST significativa
> 2000	10 - 30%	2 - 4	8 - 12	2 - 4
	30 - 60%	2 - 4*	8 - 14*	2 - 4*
	60 - 100%	2 - 4*	8 - 14*	2 - 4*
2000 – 6000	10 - 30%	3 - 5	12 - 18	3 - 5
	30 - 60%	4 - 6	12 - 24*	2 - 6
	60 - 100%	4 - 8	12 - 24*	2 - 6
6000 – 9000	10 - 30%	4 - 6	15 - 20	4 - 6
	30 - 60%	5 - 7	15 - 24*	3 - 7
	60 - 100%	6 - 8	15 - 24*	3 - 8
9000 – 18000	10 - 30%	5 - 8	15 - 24	4 - 6
	30 - 60%	Dudoso a SST>6 - 8g/L*	Dudoso a SST>6 - 8g/L*	3 - 7
	60 - 100%	8g/L*	SST>6 - 8g/L*	3 - 7

Tabla. 5.3.3.6. Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en RAFA's en relación con la concentración del agua residual y la fracción insoluble de DQO en el agua residual

* Aplicación para RAFAS's no comprendida en estas condiciones

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional para aguas residuales con VFA soluble y no-VFA soluble. Estos valores corresponden a agua residual con un

30% de SS sedimentables en RAFA's de lodo granular cuya concentración en el lodo es 25 kg SSV/m³.

Temperatura °C	Carga orgánica volumétrica (kg/m ³ día)			Comentarios
	VFA	NO -VFA	30% SS-DQO	
15	2 – 4	1.5 - 3	1.5 - 2	Remoción de SS satisfactoria
20	4 - 6	2 - 4	2 - 3	Remoción de SS satisfactoria
25	6 – 12	4 - 8	3 - 6	Remoción de SS razonable
30	10 – 18	8 - 12	6 - 9	Remoción de SS moderada
35	15 – 24	12 - 18	9 - 14	Remoción de SS casi pobre
40	20 – 32	15 - 24	14 - 18	Remoción de SS pobre

Tabla 5.3.3.7. Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional

Tiempo de retención hidráulica

Para el tratamiento de aguas residuales municipales deben utilizarse tiempos mínimos de retención, que pueden llevar a una remoción hasta del 80% en la DBO₅.

Altura del reactor

El reactor puede considerarse dividido en dos espacios, uno inferior en donde ocurren las reacciones de descomposición y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos.

Separador gas-sólido-líquido (GSL)

Esta estructura divide el reactor en dos espacios: el inferior, donde se presenta alta turbulencia debido al gas, y el superior o de sedimentación, con baja turbulencia. El separador provee de una superficie de contacto entre el líquido y el gas, de modo que los floculos que llegan a dicha superficie puedan transferir

el gas que los ayuda a flotar a la atmósfera y sedimentar hacia la cámara principal.

Las campanas de separación se deben usar para:

- Separar y descargar el biogás del reactor.
- Impedir el lavado de la materia bacterial.
- Permitir que el lodo resbale dentro del compartimiento del digestor.
- Servir como una especie de barrera para la expansión rápida del manto de lodos dentro del sedimentador.
- Impedir el lavado del lodo granular flotante.

Distribución de caudales

Con el fin de garantizar la uniformidad de alimentación en todo el volumen del reactor, debe distribuirse el influente en el fondo del reactor. Las tuberías deben estar a unos 20 cm del fondo del reactor.

En la tabla siguiente se presentan rangos para el número de puntos de entrada requeridos en los RAFA, según el tipo de lodo formado.

Tipo de lodo presente	Área por punto de entrada (m ²)
Lodo denso floculento (> 40 kg SST/m ³)	0.5 - 1 a cargas < 1 kg DQO/m ³ día 1 - 2 a cargas 1-2 kg DQO/m ³ día 2 - 3 a cargas > 2 kg DQO/m ³ día
Lodo floculento espesado (20 - 40 kg SST/m ³)	1 - 2 a cargas < 1 - 2 kg DQO/m ³ día 2 - 5 a cargas > 3 kg DQO/m ³ día
Lodo granular	0.5 - 1 a cargas por encima de 2 kg DQO/m ³ día 0.5 - 2 a cargas 2 - 4 kg DQO/m ³ día > 2 a cargas > 4 kg DQO/m ³ día

Tabla 5.3.3.8. Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un RAFA

A continuación se muestra un resumen de los parámetros para el diseño de Reactores Anaeróbicos de Flujo Ascendente, donde pueden apreciarse análogamente cada parámetro de diseño recomendado por cada norma.

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Cargas del diseño	kg DQO / (m ³ .día)	2,5 y 3,5	-	1,5 a 2,0
Carga superficial	m ³ /(m ² .h)	-	0.7 m/h	1,2 a 1,5
Altura: colector de gas	m	-	debe estar entre 1.5 y 2	1,5 para ARD* 1,5 a 2,0 para DACO**
Inclinación de paredes:	grados	> a 45°, respecto a la horizontal	50 a 60	50 a 60°
Deflectores de gas (abertura de paso)	m	-	-	0,15 a 0,20
Velocidad de paso por las aberturas	m ³ /(m ² .h)	-	-	3 para DACO 5 para ARD
Velocidad ascensional	m ³ /(m ² .h)	0,5 a 0,7 m/h		1,0
Altura del reactor	m	-	-	5 a 7 Para DACO 3 a 5 m para ARD.
Sistema de alimentación	m ² /punto	se recomienda 1 difusor para cada 2 a 4 m ² de la superficie del fondo	-	2 a 5 DACO 0,5 a 2 ARD
La velocidad de salida del gas	m ³ de gas / (m ² .h)	-	-	1 m ³ ARD 3 a 5 DACO
La altura total del reactor anaerobio (RAFA) de flujo ascendente será	m.	Debe estar entre 4,5 y 6,0 m y será la suma de de la altura del compartiment o de sedimentación , del compartiment o de digestión y del bordo libre.	espacio inferior 4.0 y 5.0 m y superior entre 1.5 y 2.0 m. Adicionalment e debe proveerse un borde libre de 40 cm.-	La suma de la altura del sedimentador, la altura del reactor anaerobio y un borde libre.
Volumen del RAFA (por módulos de)	m ³	-	500	módulos con un volumen máximo de 400
La carga biológica	kg DQO/kg SVT	0,05 a 0,15 en fase inicial ≤2,0 en	-	-

		régimen permanente o de operación		
Tiempo de retención Hidráulico	Horas	8 a 10 para Qmedio >4 para Qmáximo horario	6	-
Velocidades que dan paso de las ARD al decantador	m/h	2,0 - 2,3 para Qmedio 4,0 - 4,2 para Qmáximo y de 5,5 - 6,0 para Qpico con duración de 2 a 4 horas	-	-
La velocidad descendente del agua en los tubos difusores, (se recomienda que los tubos tengan diámetros de 75 a 100 mm)	m/s	no debe ser inferior a 0,20	-	-
Forma del reactor	-	cilíndrica o rectangular	-	-
Los dispositivos usuales utilizados para la recolección del efluente serán	-	Vertederos triangulares, o mediante tubos perforados sumergidos	-	-
Drenaje del Lodo. Para el descarte periódico de lodos y el material inerte	-	prever por lo menos 2 puntos de drenaje, uno junto al fondo y el otro aproximadamente a 1,0 a 1,5 m arriba del fondo	-	-
La velocidad del agua en la garganta de retorno de lodos sedimentados	m/h	-	no debe exceder los 5	-
El área superficial de las aberturas entre el colector de gas	área	-	debe estar entre 15 y 20% del área superficial del reactor	-
Traslapo de pantallas	cm	-	debe ser de 10 a 20	-

Tabla 5.3.3.9. Resumen y Comparación de las Normas Internacionales

*ARD aguas residuales domésticas

**DACO Desechos de alta carga orgánica

*PROCESO DE DISEÑO DEL REACTOR ANAERÓBICO DE FLUJO
ASCENDENTE*

A continuación se propone una guía de diseño basada en los análisis de Lettinga et al, donde se determina la capacidad de diseño de RAFA's en base a la temperatura (como se aprecia en la siguiente tabla). Para nuestro caso con una temperatura entre 15 y 20°C podemos trabajar en un rango de 2 a 10 Kg DQO/m³.d, siendo nuestra carga de diseño 1.05 Kg DQO/m³.d.

Temperatura (°C)	Carga Orgánica volumétrica Kg DQO/m ³ .d
40	15 – 25
30	10 – 15
20	5 – 10
15	2 – 5
10	1 – 3

Tabla 4.3.3.10. Determinación de la Capacidad del Reactor en base a la Temperatura

Van Haandel y Lettinga, demostraron que trabajando con aguas residuales diluidas, no es práctico aprovechar el metano producido como combustible para calentar el afluente, resultando una posibilidad atractiva construir el reactor bajo tierra para mantener una temperatura constante y ligeramente mayor que la temperatura ambiente.

Cálculo del volumen del reactor

El Tiempo de Retención Hidráulica depende de la temperatura y para el caso específico de El Salvador, oscila entre 15 y 20°C. Definiéndose un TRH de 9

horas, (mayor a 4 h, valor recomendado por van Haandel, y Lettinga et. al).

El volumen del reactor se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Volumen Reactor (m}^3\text{)} = \text{TRH medio (h)} \times \text{Caudal medio (m}^3\text{/h)}$$

Cálculo de la altura del reactor

El parámetro que limita la altura del reactor, es la velocidad media del líquido, que según van Haandel, normalmente no debe exceder el valor de 1 m/h, por lo que se adopta un margen de seguridad de 0.50 m/h, valor escogido con el criterio de lograr una mayor eficiencia global en el proceso de tratamiento.

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del RAFA permiten calcular la altura del reactor a partir de la ecuación.

$$v = \frac{Q_a}{A} = \frac{V_r}{\text{TRH} \times A} = \frac{H}{\text{TRH}} \quad \text{Donde:}$$

$$\text{TRH} = 9 \text{ horas}$$

Diseño del separador GSL (Gas Sólido Líquido)

El separador GSL debe ser diseñado de acuerdo a las guías presentadas de la manera siguiente:

1. El ángulo de la parte baja del sedimentador (pared inclinada del colector de gas) debe estar entre 45-60°.
2. El área superficial de las aberturas entre los colectores de gas debe ser de 15-20% del área superficial del reactor.

3. La altura del colector de gas debe estar entre 1.5-2.0 metros de la altura de un reactor de 5-7 metros.
4. Una interfase líquido-gas debe ser mantenida en el colector de gas para facilitar la descarga y recolección de las burbujas de gas y para combatir la formación de una capa espumosa.
5. El traslapo de los baffles instalados debajo de la apertura debe ser de 10-20 cm. con el fin de evitar que las burbujas de gas ascendentes entren al compartimiento de sedimentación.
6. Generalmente los baffles de la capa espumosa deben instalarse al frente de los vertederos del efluente.
7. El diámetro de los conductos de salida de gas deben ser suficientes para garantizar la fácil remoción del biogás de la campana de recolección de gas, particularmente en el caso de formación de espuma.
8. En la parte de arriba de la campana de gas, se deben instalar boquillas rociadoras antiespumantes en el caso de tratamiento de aguas residuales con alto contenido de espuma.

Uno de los objetivos principales del separador es producir una zona de sedimentación, que depende directamente del ángulo de inclinación de la campana, por tanto se recomienda escoger el ángulo mayor de 60°. Otro criterio importante es la velocidad de flujo máxima permitida en la abertura entre el reactor y el separador, esta no debe ser mayor a 6 m/h como máximo y preferiblemente 4 m/h como promedio.

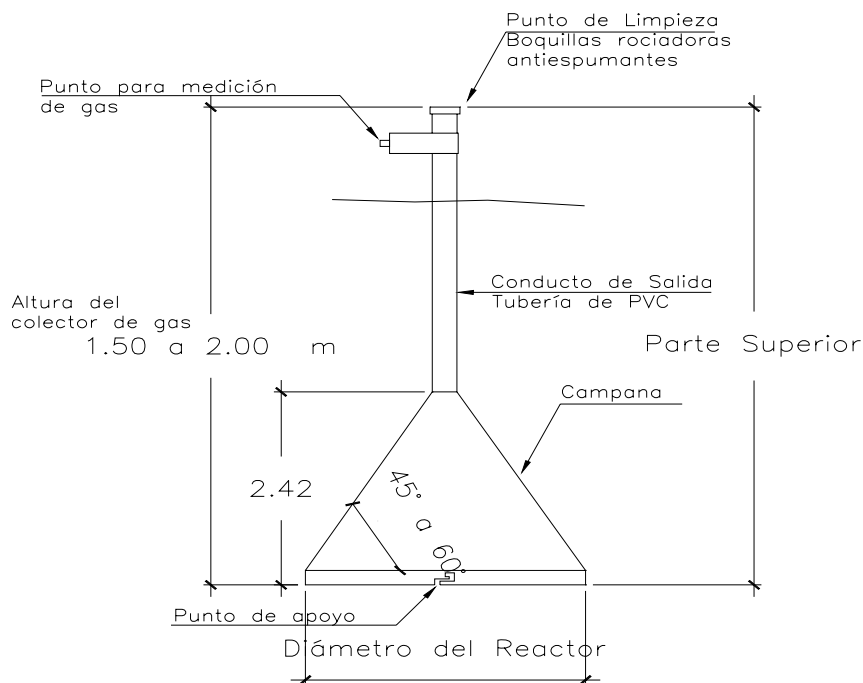


Figura 5.3.3.9. Esquema típico de Separador GSL

A partir de aquí y con la longitud interna del reactor se puede calcular las dimensiones del separador. La figura anterior muestra algunas recomendaciones de dimensiones del separador GSL.

La altura a la que se instala el separador depende del volumen de zona de sedimentación que se quiere tener, por lo que sugiere un volumen de sedimentación de 15 a 20 % del volumen útil del reactor.

Es conveniente Adoptar un volumen de sedimentación de 20% del volumen útil del RAFA, por lo que el separador GSL debe instalarse a 1.50 m por debajo del nivel de agua, tal como se puede observar en la Figura 5.3.3.10 considerando un valor máximo (caso crítico) en la abertura entre la pared interior del reactor y el separador.



Figura. 4.3.3.10 Separador GSL

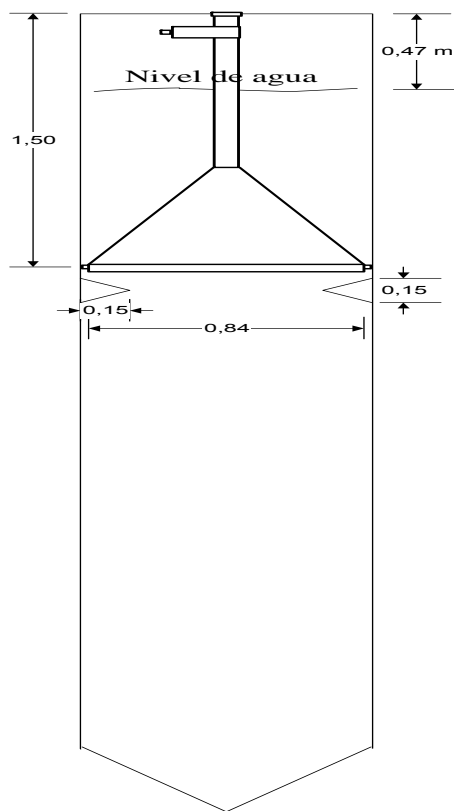


Figura 5.3.3.11. Posición del separador GSL dentro del RAFA

Diseño del sistema de alimentación y conducción del efluente

El sistema de alimentación consiste en dos tuberías, una ubicada en el exterior del reactor que se coloca al lado del reactor y la otra que conduce el agua residual por dentro del reactor. Este tipo de alimentación sirve para realizar mantenimiento de uno de los ingresos, sin cortar la alimentación al reactor.

La línea que ingresa por dentro del reactor será de tubería PVC (material escogido para evitar oxidación). Esta línea se ubicará según las figuras (Fig. 5.3.3.12 y 5.3.3.13) previo a su ingreso al reactor puede ser regulada con una llave de paso (tipo globo).

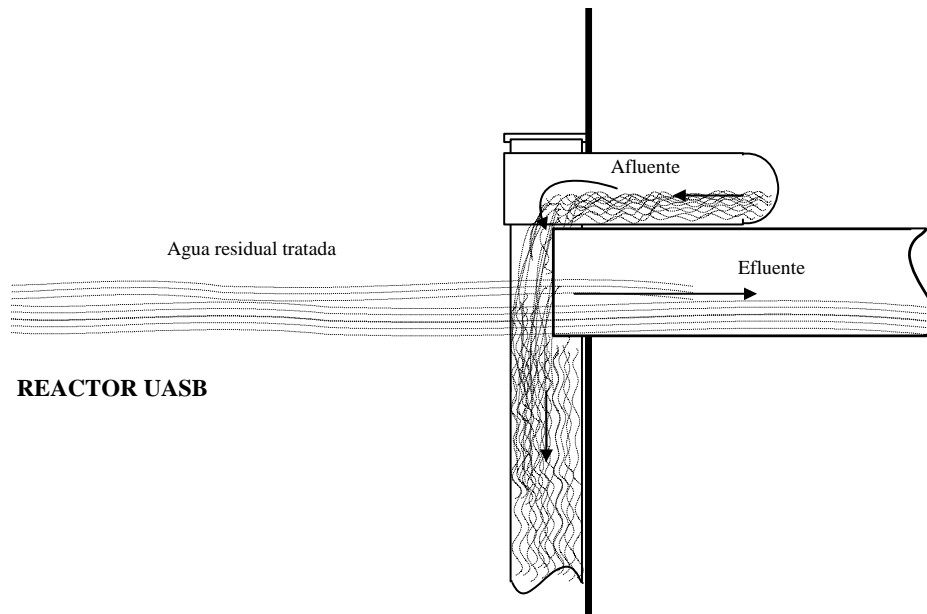


Figura 5.3.3.12. Detalle de la línea de alimentación al reactor y de la salida del efluente

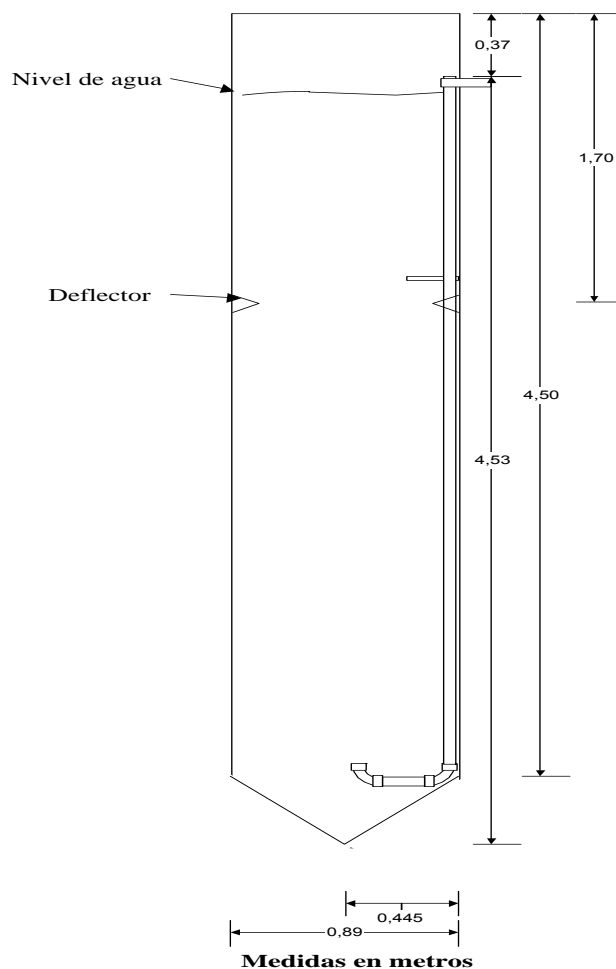


Figura 5.3.3.13. Línea interna de alimentación al RAFA

La línea que transporta la alimentación por la cámara de inspección (parte externa del reactor, Fig. 5.3.3.14) puede ser de tubería PVC, y no debe tener llave de paso debido al tipo de material utilizado. Este material puede ser escogido ya que esta línea no soportará algún tipo de influencia externa fuerte. Una vez que el agua residual proveniente de ambas líneas se mezcle en la cámara desarenadora-homogeneizadora, ingresa al reactor a través de una de las tuberías de alimentación, mientras la otra es alternativa en caso de alguna

contingencia. La línea interna de alimentación es la utilizada en primera instancia.

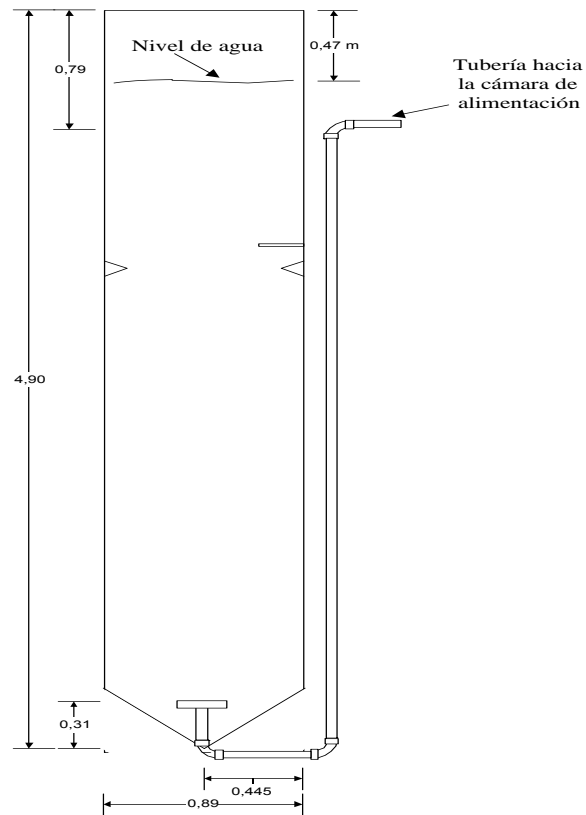


Figura 5.3.3.14. Línea externa de alimentación al RAFA

La salida del efluente tratado del reactor, debe ser conducida a una cámara de inspección previa a su envío al pozo de sedimentación-absorción. Esto con la finalidad de lograr una mayor sedimentación, a la lograda dentro del RAFA. Se puede instalar un bypass como previsión a cualquier contingencia. Estas conexiones permiten lograr una mayor eficiencia global del tratamiento, aprovechando a la vez la infraestructura existente.

En la siguiente figura se muestra un esquema general de un RAFA.

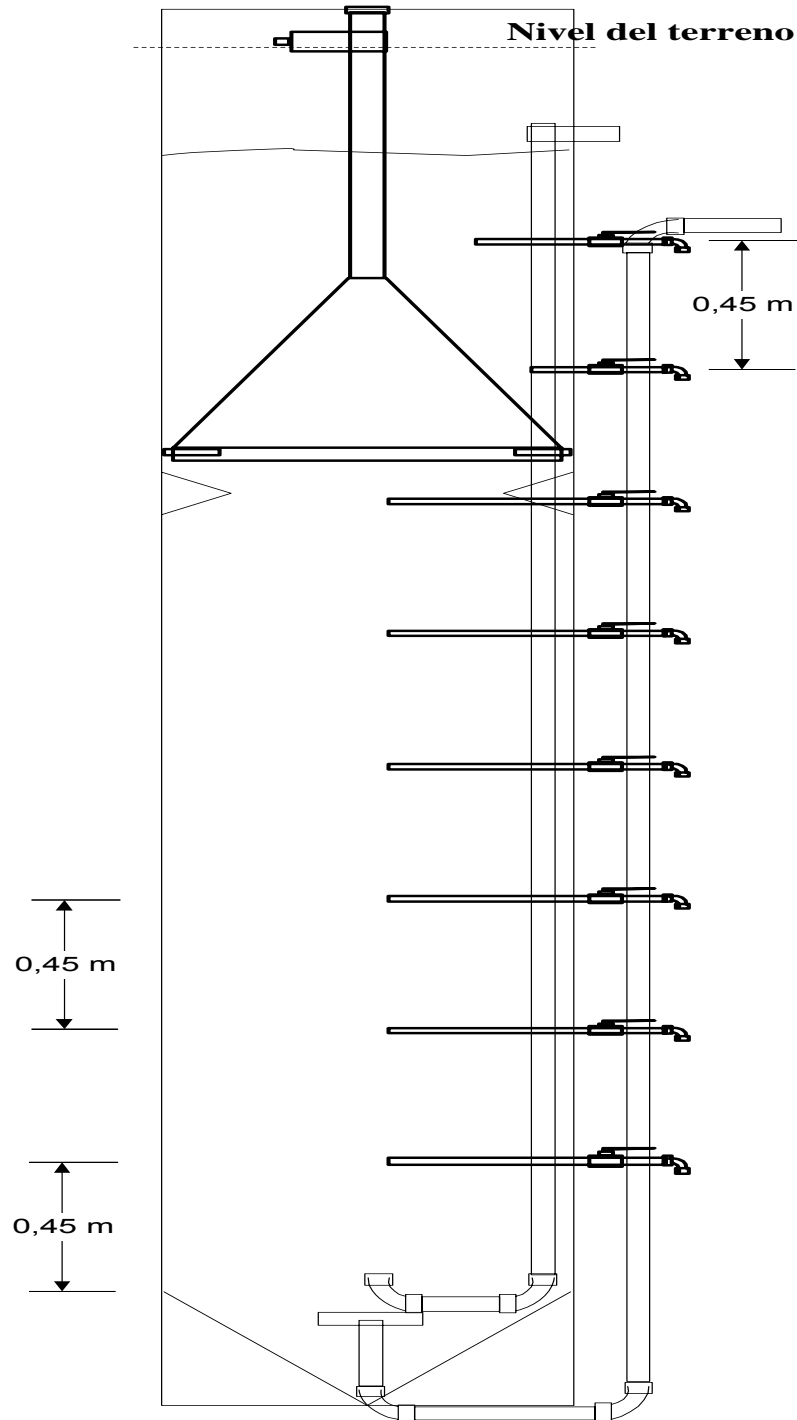


Figura 5.3.3.15. Esquema del RAFA circular

5.3.4 GUIA PARA EL DISEÑO DE LODOS ACTIVADOS

Descripción del proceso de lodos activados

Lodos activados es un tratamiento biológico, en el que se dan los procesos de agitación y aireación de una mezcla de agua de desecho y un lodo de microorganismos en el que los sólidos se remueven y recirculan al proceso de aireación, según se requiera. El pase de burbujas de aire a través de las aguas de desecho coagula los coloides y la grasa, satisface parte de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), y reduce un poco el nitrógeno amoniacal. La aireación también puede impedir que las aguas de desecho se vuelvan sépticas en uno de los tanques subsiguientes de sedimentación. Pero si las aguas de desecho se mezclan con lodo previamente aireado y luego se vuelve a airear, como se hace con los métodos de tratamiento de aguas de desecho utilizando lodo activado, la efectividad de la aireación se mejora mucho.

En el tanque, el aire atmosférico se mezcla con el líquido por agitación mecánica o se difunde aire comprimido dentro del fluido mediante diversos dispositivos: placas filtrantes, tubos de filtro, eyectores, difusores y chorros. Con cualquiera de los métodos, se pone a las aguas residuales en íntimo contacto con los microorganismos contenidos en el lodo. En los primeros 15 a 45 minutos, el lodo absorbe los sólidos en suspensión y los coloides. Según se absorbe la materia orgánica, tiene lugar la oxidación biológica. Los organismos

presentes en el lodo descomponen los compuestos de nitrógeno orgánico y destruyen los carbohidratos. El proceso avanza rápidamente al principio y luego decae gradualmente en las próximas 2 a 5 horas. Después continúa con un ritmo casi uniforme durante varias horas. En general el periodo de aireación dura de 6 a 8 horas. El efluente del tanque de aireación pasa a un tanque de sedimentación secundaria, donde se retiene el fluido, en general de 1.5 a 2 horas para decantar el lodo. Cerca de un 25 a 35% del lodo del tanque de sedimentación final se regresa para la recirculación con las aguas negras de entrada.

Por otra parte, en una planta donde se usen lodos activados, el costo de construcción puede ser competitivo con otros tipos de plantas de tratamiento que producen resultados comparables. Sin embargo, los costos unitarios de operación son relativamente altos.

Se usan diversas modificaciones para el método de lodos activados, para mejorar el funcionamiento o disminuir los costos, estas modificaciones se describirán posteriormente, en el presente documento. A continuación se muestra un esquema general de una planta de tratamiento donde se implementa el sistema de lodos activados.

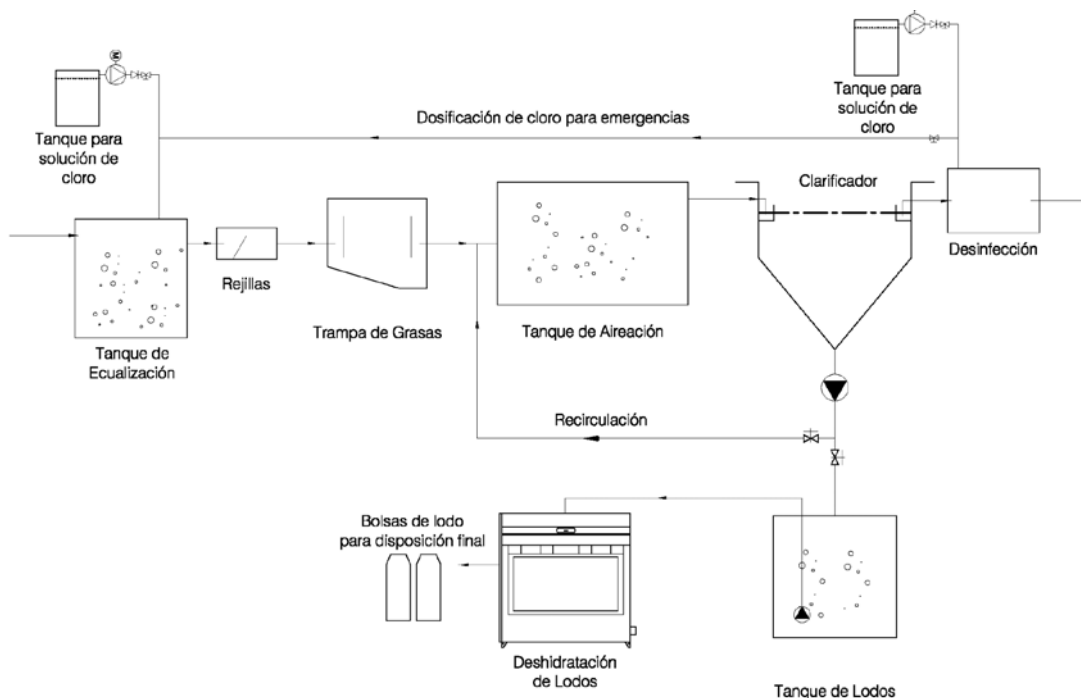


Figura 5.3.4.1. Esquema general de un Sistema de Lodos Activados

El esquema de la figura anterior puede variar de acuerdo a la modalidad del proceso de lodos activados que se este implementando, por ejemplo en el proceso de lodos activados del tipo convencional, antes del tanque de aireación es necesario el uso de un tanque de sedimentación primaria, de manera que se reduzca las cargas de sólidos iniciales, en resumen, el esquema de la figura 5.3.4.1 varia de acuerdo a la modalidad del proceso de lodos activados.

Microbiología de lodos activados

El principio básico de la depuración biológica se fundamenta en un proceso físico biológico, la biofloculación o bioadsorción en un aspecto exclusivamente

biológico como lo es el metabolismo bacteriano. La biofloculación es una agregación de partículas finamente suspendidas en el medio líquido de origen, la cual conduce a la formación de estructuras cuyas dimensiones y peso específico permiten su separación del medio líquido por decantación. Estas estructuras las denominamos: flóculos (ver Figura 5.3.4.2). El flóculo tiene un aspecto aglomerado y gelatinoso con dimensiones que van desde 150 hasta 500 μm . Está constituido por sustancias principalmente orgánicas al estado coloidal y de numerosas poblaciones de microorganismos como parte de su biomasa activa que oscila entre 10 y 40 % del peso seco total. Esta biomasa está representada generalmente por un 95 % de bacterias y 5 % de Protozoos y Metazoos.

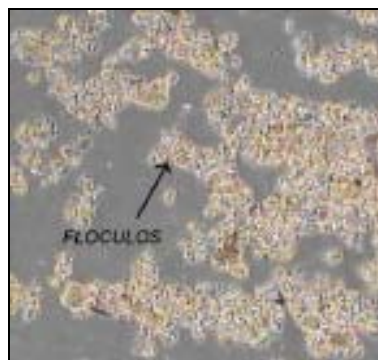


Figura 5.3.4.2. Flóculos “sanos”, regulares y con buenas características de sedimentación.

Los microorganismos cumplen entonces dos funciones, una depurativa metabolizando la materia orgánica presente en el afluente a tratar y otra “constructiva” en el sentido de otorgarle la estructura a los flóculos, los cuales

deben poder separarse por gravedad del agua depurada en el sedimentador final.

Los lodos o fangos activos son agregados de partículas y colonias de bacterias aeróbicas los cuales forman estructuras microscópicas denominadas flóculos. Los flóculos se mantienen en un tanque de aireación o reactor aeróbico a partir de la agitación mecánica externa, el que a su vez renueva el contenido de oxígeno del medio líquido. Las bacterias presentes en los flóculos o lodos activos remueven la materia orgánica disuelta principalmente en su contenido de carbono, nitrógeno y fósforo. En el primer caso la eficiencia del sistema se evalúa en términos de remoción de DBO o demanda bioquímica de oxígeno. En el caso del nitrógeno mediante reacciones de oxidación y reducción se libera finalmente como nitrógeno gaseoso en un subsistema anóxico. Esta misma combinación de mecanismos aeróbicos-anaeróbicos es utilizada por las bacterias del fósforo las cuales lo asimilan eliminándolo del medio líquido. Como se menciono anteriormente la función de la biomasa en un sistema de lodos activados es doble, por un lado depurar el líquido entrante en el sistema y por el otro construir los flóculos de modo que puedan separarse en el sedimentador secundario del agua residual depurada. Este proceso comúnmente presenta inconvenientes operacionales que están relacionados con diferentes patologías de los flóculos. Como resultado se obtiene un progresivo deterioro de la calidad del líquido de descarga, aparición de grandes cantidades de espuma sobre la superficie del tanque de aireación o el

sedimentador secundario, pérdida de flóculos en el sedimentador y dificultades en el manejo del sistema a partir de los inconvenientes relacionados con la imposibilidad de regular de forma constante el fango de recirculación. En la Tabla 5.3.4.1 se indican los fenómenos no deseados que generalmente aparecen en el tanque de aireación o en el sedimentador secundario. Se señalan las posibles causas y cómo el problema se manifiesta a nivel microscópico resulta evidente que la identificación de las bacterias asociadas a un problema particular es uno de los puntos claves para entender y controlar el proceso depurativo. A partir del reconocimiento de las especies bacterianas que generan un inconveniente dado, se tomarán las medidas correctivas correspondientes. Esto puede implicar la instalación de un selector aeróbico, anóxico o anaeróbico, ajustes en los tiempos de retención celular del sistema y cambios en las condiciones ambientales que favorezcan una selección cinética o metabólica de las bacterias formadoras de flóculos.

Problema	Causas	Microscopía
Efluente turbio, ausencia de floculos sedimentables dispersos en el medio líquido.	Alto *F/M, elevada temperatura de entrada, fase inicial del sistema, elevada, DQO altamente biodegradable	Ausencia de floculos, células dispersas en el medio líquido, no ocurre biofloculación
Pérdida permanente de pequeños floculos con el efluente final.	Excesiva turbulencia o tiempo de retención celular elevado, fango mineralizado, baja *F/M	Floculos presentes muy pequeños y débiles, $\varnothing 100 \pm 50 \mu\text{m}$, pin point
Estrato de fango espeso en la superficie del sedimentador	Surgimiento del fango desde el fondo del sedimentador por desnitrificación Rising, exceso de turbulencia, algas	Floculos ricos en burbujas de gas con o sin filamentos, espuma y barro de igual aspecto
Espuma sutil, blanquecina, inestable sobre las superficies de agua	Presencia de sustancias difícilmente biodegradables, tenso activas	Ninguna influencia sobre la estructura de los floculos
Espuma espesa amarillada, estable principalmente en el tanque de aireación	Presencia de bacterias filamentosas u hongos actinomicetos. Formación de espuma	Espuma rica de Nocardia, Microthrix parvicella o Tipo 1863

Fango de consistencia gelatinosa, espuma grisácea en el tanque de aireación, pérdida de flóculos con el efluente final	Aglomerado viscoso o no filamentoso, carencia de nutrientes y alto *F/M	Floculos ricos en formas Zoogleales y presencia de polisacáridos exocelulares evidenciados con la prueba de la tinta china. Presencia de Thauera sp
Dificultad para separar fase líquida de sólida, inicio con un efluente límpido de excelente calidad hasta la pérdida masiva de flóculos. Fangos de recirculación poco concentrados.	Aglomerado filamentosos, presencia de bacterias filamentosas en exceso, las causas varían en relación al tipo de organismo presente.	Flóculos con crecimiento de filamentos desde la periferia hacia el líquido circundante, puentes entre flóculos, o filamentos creciendo en el interior y definiendo la forma de los flóculos o en tramas que dejan espacios vacíos en su estructura

Tabla 5.3.4.1. Problemas que se dan en el proceso de lodos activados con sus posibles causas

* Relación Alimento-Microorganismo (F/M)

Tomado de: Microbiología de lodos activados, por Dr. Walter Darío Di Marzio

Modificaciones del proceso de lodos activados

A lo largo de los años el proceso de lodos activados se ha modificado de acuerdo a las necesidades y a las innovaciones tecnológicas, a fin de mejorar la calidad de los efluentes y los costos de construcción, operación y mantenimiento. A continuación se hace una descripción breve de algunas de las modificaciones de los sistemas de los lodos activados, considerando que son una diversidad de modificaciones, solo se toman en cuenta aquellas que son utilizadas con más frecuencia.

a. Proceso de Lodos Activados del tipo Convencional (Flujo Pistón):

El agua decantada del sedimentador primario y el fango activado recirculado entran en el tanque de aireación y se mezclan por la acción del aire inyectado. El suministro de aire suele ser uniforme a lo largo de toda la longitud del canal.

Durante el período de aireación, se produce la adsorción, floculación, y oxidación de la materia orgánica. Los sólidos del fango activado se separan en un decantador secundario.

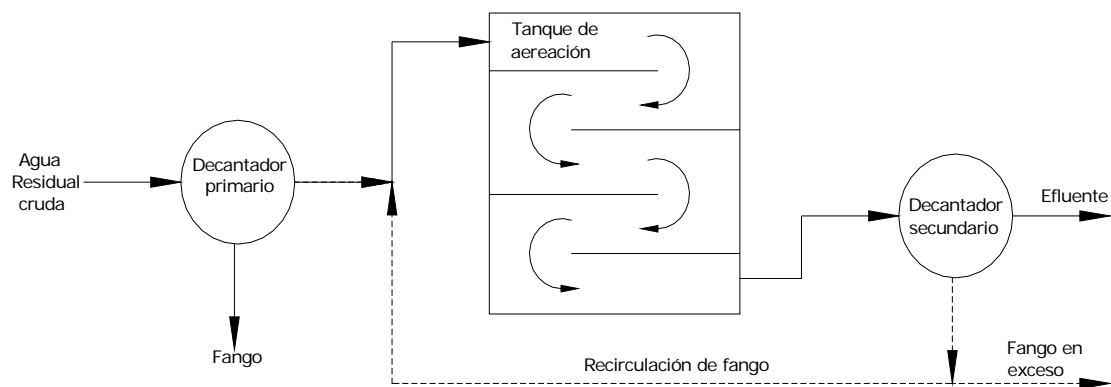


Figura 5.3.4.3. Esquema del proceso de lodos activados convencional (Flujo en pistón)

b. Proceso de Lodos Activados del tipo Reactor de mezcla completa:

El proceso es una aplicación del régimen de flujo de un reactor de flujo continuo agitado. El agua residual decantada y el fango activado recirculado se introducen, normalmente, en varios puntos del tanque de aireación. La carga orgánica y la demanda de oxígeno son uniformes en toda la longitud del tanque.

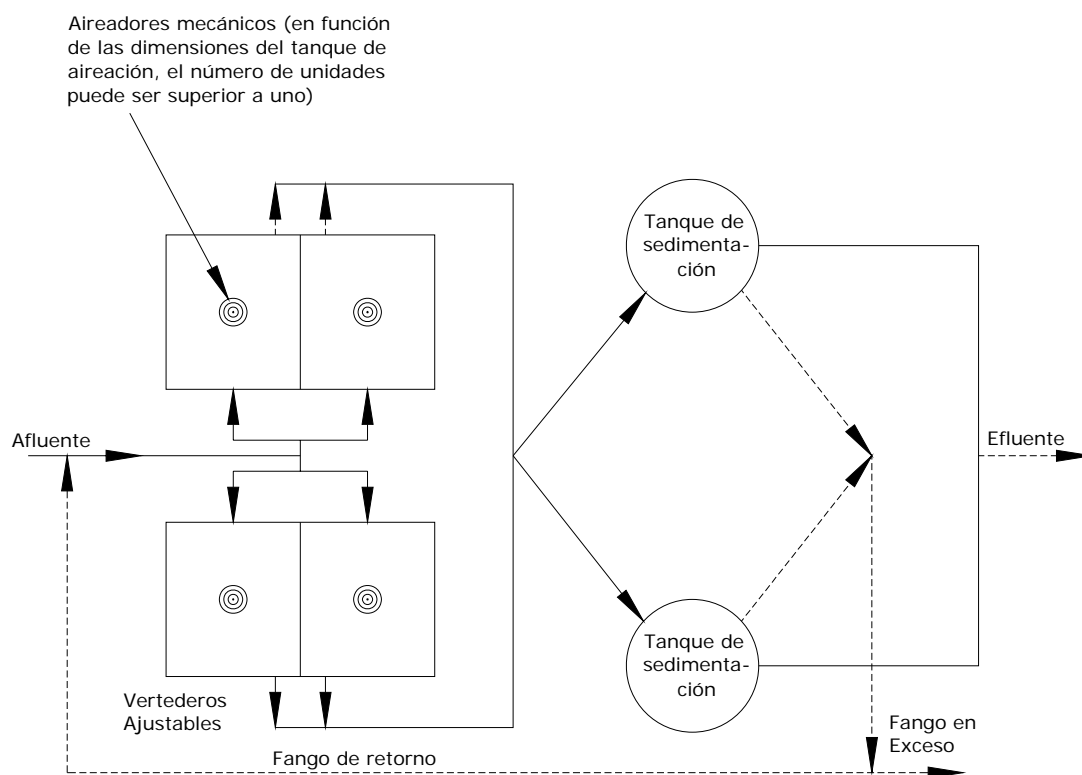


Figura 5.3.4.4. Esquema del proceso de lodos activados de mezcla completa (esquema típico de un proceso de cuatro reactores)

c. Proceso de Lodos Activados del tipo Aireación graduada:

Este proceso es una modificación del proceso convencional de flujo pistón. A lo largo de la longitud del canal, en función de la demanda de oxígeno, se aplican caudales de aireación diferentes. La mayor cantidad de oxígeno se suministra en la entrada del tanque, y las cantidades aportadas disminuyen conforme el líquido mezcla se aproxima a la salida. Esta configuración se suele conseguir disponiendo diferentes separaciones entre difusores a lo largo del tanque.

d. Proceso de Lodos Activados del tipo Aireación con alimentación escalonada:

La alimentación escalonada es una modificación del proceso de flujo en pistón convencional en la que el agua residual decantada se introduce en diferentes puntos del canal para conseguir un valor de la relación F/M (Relación alimento/microorganismos) uniforme, lo cual permite reducir la demanda de oxígeno punta. Normalmente se suelen emplear tres o más canales paralelos. Una de las ventajas importantes de este proceso es la flexibilidad de operación.

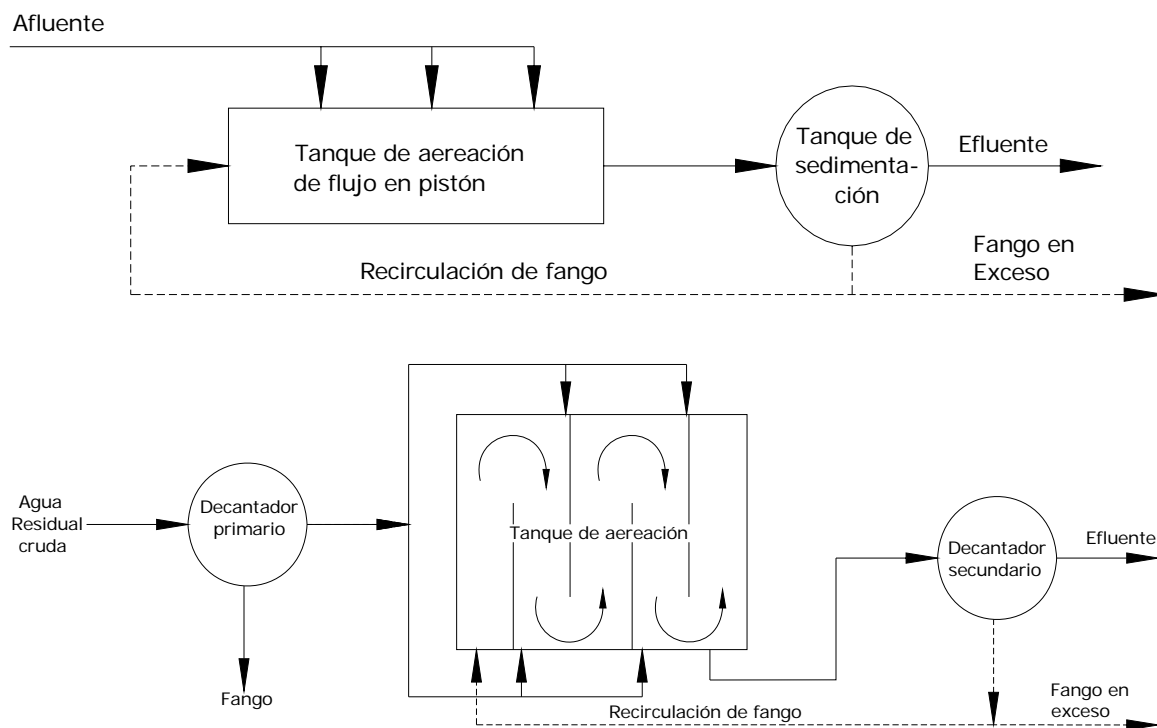


Figura 5.3.4.5. Diagrama de flujo de un proceso de lodos activados de aireación con alimentación escalonada: (arriba) esquema simplificado y configuración física típica (abajo).

e. Proceso de Lodos Activados del tipo Aireación modificada:

La aireación modificada es similar al proceso de flujo en pistón convencional, con la diferencia de que se emplean menores tiempos de retención y valores de la relación F/M mas elevados. El rendimiento de eliminación de DBO es inferior al de los otros procesos de lodos activados.

f. Proceso de Lodos Activados del tipo Contacto y estabilización:

El proceso de contacto y estabilización utiliza dos tanques o compartimientos separados para el tratamiento del agua residual y la estabilización del lodo activado. El lodo activado estabilizado se mezcla con el agua residual afluyente (bruta o decantada), en un tanque de contacto. El liquido mezcla se decanta en un sedimentador secundario y el fango de retorno se airea por separado en un tanque de reaereación para estabilizar la materia orgánica. Los volúmenes de aireación necesarios suelen ser unos 50% inferiores a los necesarios en el proceso convencional del flujo en pistón.

g. Proceso de Lodos Activados del tipo Aireación extendida:

El proceso de aireación extendida es similar al de lodos activados convencional, excepto en que funciona en la fase de respiración endógena de la curva de crecimiento, lo cual precisa una carga orgánica reducida y un largo periodo de aireación. Este sistema se usa mucho en plantas prefabricadas para pequeñas comunidades.

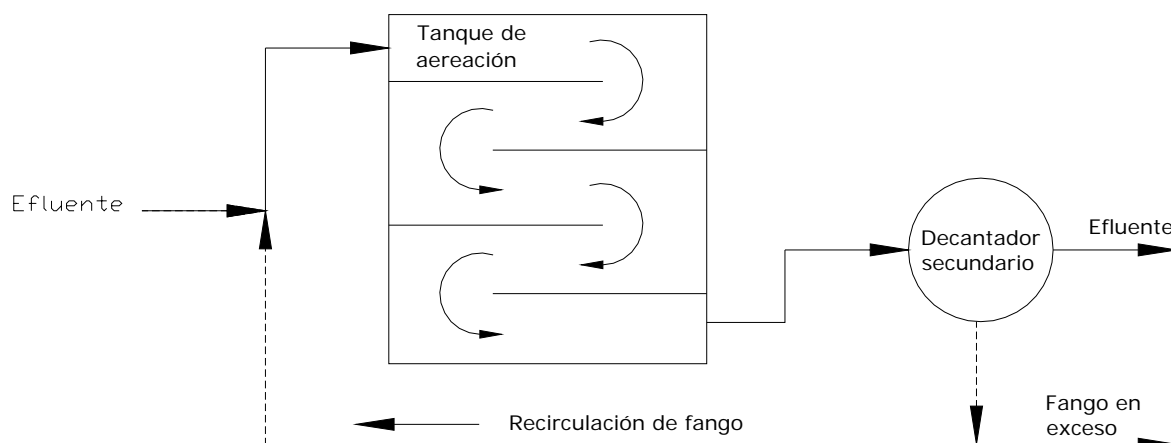


Figura 5.3.4.6. Diagrama de flujo de un proceso de lodos activados de aireación extendida

h. Proceso de Lodos Activados del tipo Aireación de alta carga:

El proceso de aireación de alta carga es una modificación del proceso en las que se combinan altas concentraciones de Sólidos Suspendedos Volátiles en el licor mezclado (SSVLM) con elevadas cargas volumétricas. Esta combinación permite una elevada relación F/M y largos tiempos de retención celular con tiempo de retención hidráulica cortos. Es muy importante que el mezclado sea adecuado.

i. Proceso de Lodos Activados del tipo Zanjas de oxidación:

El canal de oxidación consiste en un canal circular u ovalado equipado con dispositivos de aireación mecánica. El agua residual tamizada entra en el canal, se agita, y circula a una velocidad entre 0.24 y 0.35 m/s. Normalmente, los canales de oxidación funcionan según un esquema de aireación prolongada con

largos tiempos de retención de sólidos. En la mayoría de las aplicaciones se emplean tanques de sedimentación secundaria.

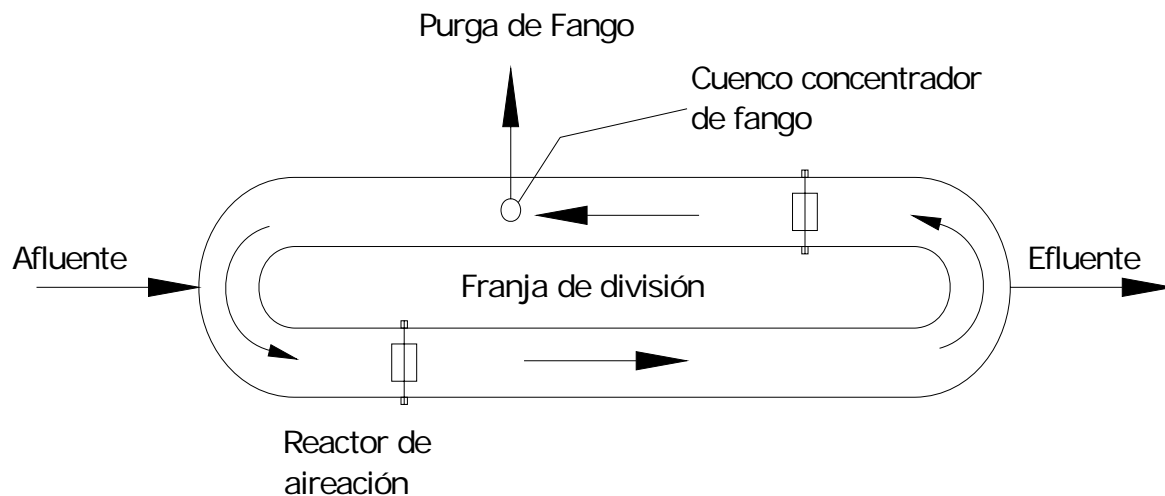


Figura 5.3.4.7. Proceso de lodos activados con zanjas de oxidación. Esquema del canal de oxidación

En la tabla 5.3.4.2 se resumen las diferentes modificaciones del proceso de lodos activados, en lo que respecta al tipo de modelo, eficiencias de remoción y algunas observaciones de importancia.

Modificación del proceso	Modelo de Flujo	Eficiencia de eliminación de DBO, %	Observaciones
Convencional	Flujo en Pistón	85-95	Utilizado para aguas residuales domésticas de baja concentración. El proceso es susceptible a cargas de choque. De manera general se puede usar para poblaciones arriba de los 100,000 hab.
Reactor de Mezcla Completa	Reactor de Mezcla Completa Agitado	85-95	Utilizado en aplicaciones generales. El proceso es resistente frente a cargas de choque, pero es susceptible al desarrollo de crecimientos de organismos filamentosos
Aireación con alimentación escalonada	Flujo en pistón	85-95	Utilizado en aplicaciones generales en un amplio campo de tipos de aguas residuales
Aireación modificada	Flujo en pistón	60-75	Utilizado para conseguir grados intermedios de tratamiento cuando la presencia de tejido celular en el efluente es aceptable
Contacto y estabilización	Flujo en pistón	80-90	Utilizado para la ampliación de sistemas existentes, plantas prefabricadas
Aireación extendida	Flujo en pistón	75-95	Utilizado en pequeñas comunidades, plantas prefabricadas, El proceso es flexible, en general puede usarse para poblaciones menores a los 20,000 hab.
Aireación de alta carga	Reactor de Mezcla Completa Agitado	75-90	Utilizado para aplicaciones generales con aireadores de turbina para transferir el oxígeno y controlar el tamaño de los floculos
Proceso de Kraus	Flujo en pistón	85-95	Utilizado para aguas residuales de alta concentración y bajo contenido en nitrógeno
Sistema de oxígeno puro	Reactor de Mezcla Completa en serie	85-95	Utilizado en aplicaciones generales cuando se dispone de un espacio limitado. El proceso es resistente frente a cargas masicas
Zanjas de oxidación	Flujo en pistón	75-95	Utilizado en pequeñas comunidades o zonas en las que no halla limitación de terreno.
Reactor de flujo discontinuo secuencial	Reactor de flujo intermitente agitado	85-95	Utilizado en pequeñas comunidades en las que no se dispone de mucho espacio, permite la eliminación del nitrógeno y del fósforo

Tabla 5.3.4.2. Características del funcionamiento del proceso de lodos activados

Modificación del proceso	θ_c , d	F/M Kg DBO ₅ aplicada/kg SSVLM.d	Carga volúmica, kg DBO ₅ aplicada/m ³ .d	SSLM, mg/lit	Θ (V/Q), horas	Fracción de retorno r (Q _r /Q)
Convencional	4-10	0.30-0.8	0.32-0.64	1500-3000	4-8	0.25-0.75
Reactor de Mezcla Completa	5-15	0.20-0.6	0.80-1.92	2500-4000	3-5	0.25-1.0
Aireación con alimentación escalonada	5-15	0.2-0.4	0.64-0.96	2000-3500	3-5	0.25-0.75
Aireación modificada	0.2-0.5	1.5-5.0	1.20-2.40	200-1000	1.5-3	0.05-0.25
Contacto y estabilización	5-15	0.20-0.6	0.96-1.20	(1000-3000) ^a (4000-10000) ^b	(0.5-1.0) ^a (3-6) ^b	0.5-1.5
Aireación Prolongada	18-30	0.05-0.15	0.16-0.40	3000-6000	18-36	0.5-1.5
Aireación de alta carga	5-10	0.40-1.5	1.60	4000-10000	2-4	1.0-5.0
Proceso de Kraus	5-15	0.3-0.8	0.64-1.60	2000-3000	4-8	0.50-1.0
Sistema de oxígeno puro	3-10	0.25-1.0	1.60-3.2	2000-5000	1-3	0.25-0.50
Zanjas de oxidación	10-30	0.05-0.30	0.08-0.48	3000-6000	8-36	0.75-1.50
Reactor de flujo discontinuo secuencial	NA	0.05-0.30	0.08-0.24	1500-5000 ^c	12-50	NA

Tabla 5.3.4.3. Parámetros de diseño para los procesos de lodos activados

a Unidad de contacto

b Unidad de estabilización de sólidos

c Los SSLM varían en función de la fase del ciclo operativo

NA No aplica

Fuente: Metcalf y Eddy

θ_c : Tiempo medio de Retención Celular

SSVLM: Sólidos Susp. Volátiles en el Licor Mezclado

Θ : Tiempo de Retención Hidráulica

SSLM: Sólidos Suspendidos en el Licor Mezclado

Cuando se diseñe una planta de tratamiento con lodos activados, se deberán considerar los requisitos siguientes:

1. Energía

Deben considerarse cuidadosamente los costos del suministro de energía, al igual que los efectos sobre la calidad del agua asociados a las fallas en el suministro eléctrico. Deben tenerse alternativas de suministro eléctrico en casos de falla del servicio público.

2. Selección específica del proceso

El proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser empleados para conseguir varios grados de remoción de sólidos suspendidos y reducción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5). La selección del proceso más adecuado depende del tamaño de la planta propuesta, los tipos de aguas residuales por tratar, el grado anticipado de operación y mantenimiento, y los costos de operación.

3. Pretratamiento

Deben removerse las arenas, los sólidos gruesos, las grasas y los aceites excesivos antes de comenzar el proceso de lodos activados.

4. Tanques de aireación

El tratamiento de las aguas residuales según el proceso de lodos activados exige ciertos requisitos del tanque de aireación, en cuanto a técnica de procesos, operación y eficiencia, que se mencionan a continuación:

- ✓ Homogenización intensiva de la mezcla de aguas residuales y lodo biológico.
- ✓ Adición suficiente de oxígeno para cubrir la demanda y la capacidad de ajuste con el fin de adaptarla a las diferentes condiciones de operación y de carga.
- ✓ Funcionamiento adecuado de los dispositivos de aireación en condiciones de operación.
- ✓ Suficiente capacidad de ajuste a las oscilaciones de afluencia de aguas residuales y características de la misma.
- ✓ Optimización del consumo de energía para la adición de oxígeno, circulación y homogeneización.
- ✓ Ningún tipo de molestias debidas a olores, aerosoles, ruido o vibraciones.

5. *Tanque de sedimentación secundaria*

El tanque de aireación y el tanque de sedimentación secundaria forman una unidad operativa y se influyen entre sí. Los tanques de sedimentación secundaria tienen por objeto separar el lodo activado de las aguas residuales depuradas biológicamente.

El dimensionamiento, diseño y dotación de los tanques de sedimentación secundaria deben hacerse de tal forma que satisfagan los siguientes requisitos:

- a. Separar el lodo activado de las aguas residuales por medio de sedimentación.
- b. Concentrar y remover el lodo activado sedimentado para su retorno al tanque de aireación.
- c. Almacenar temporalmente el lodo activado que, como consecuencia de un mayor caudal, especialmente durante épocas de lluvia, es desplazado del tanque de aireación.
- d. Evitar condiciones de velocidades de corriente que puedan producir el arrastre de lodos.

Consideraciones de diseño en el proceso de lodos activados

Las consideraciones que deben tenerse en cuenta en el diseño de los procesos de lodos activados son:

1. Selección del tipo de reactor

Los factores operacionales que están envueltos en la selección del tipo de reactor son:

- ✓ Las reacciones cinéticas que gobiernan el proceso de tratamiento

- ✓ Los requerimientos de transferencia de oxígeno.
- ✓ Naturaleza del agua residual que va a tratarse.
- ✓ Costos de construcción, operación y mantenimiento.

2. Carga orgánica

A lo largo de los años para el control del proceso de lodos activados, se han propuesto una serie de parámetros empíricos y racionales. Dos de los parámetros de uso más común son: 1) La relación alimento/microorganismos F/M , y 2) el tiempo medio de retención celular, θ_c .

La relación alimento/microorganismos se define como:

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{X\theta}$$

Donde:

F/M = Relación alimento/microorganismos, d^{-1}

S_o = Concentración de DBO o DQO en el afluente, kg/m^3

$\theta = V/Q$ = tiempo de retención hidráulica del tanque de aireación, d

V = Volumen del tanque de aireación, m^3

Q = Caudal de entrada, m^3/d

X = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque de aireación, kg/m^3

La relación entre la tasa de utilización específica U y la relación alimento/microorganismo es la siguiente:

$$U = \frac{(F/M)E}{100}$$

E= Eficiencia del proceso, %

Debido a que la eficiencia E es igual a $E = \frac{(S_0 - S) \times 100}{S_0}$ y sustituyendo la ecuación de la relación F/M en la ecuación de U, se obtiene la siguiente relación:

$$U = \frac{S_0 - S}{\theta X}$$

Donde:

S = Concentración de DBO o de DQO en el efluente, kg/m³

El tiempo medio de retención celular se puede definir en función del volumen empleado con cualquiera de las dos siguientes relaciones:

Definición a partir del volumen del tanque de aireación:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde:

θ_c =Tiempo medio de retención celular basado en el volumen del tanque de aireación, d
 V_r = Volumen del tanque de aireación, m³
 X = Concentración de Sólidos Suspendedos Volátiles (SSV) en el tanque de aireación, kg/m³
 Q_w = Caudal de lodo purgado, m³/d
 X_w = Concentración de SSV en el lodo purgado, kg/m³
 Q_e = Caudal de efluente tratado, m³/d
 X_e =Concentración de SSV en el efluente tratado, kg/m³

Esta ecuación es recomendada en el diseño de un reactor, suponiendo que toda la conversión del sustrato ocurre en el tanque de aireación.

Determinación basada en el volumen total del sistema:

$$\theta_{ct} = \frac{X_t}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde:

θ_{ct} = tiempo medio de retención celular basado en el volumen total del sistema, d (días)
 X_t = masa total de SSV del sistema, incluyendo los sólidos del tanque de aireación, del tanque de sedimentación y los existentes en las instalaciones de retorno de lodos, kg

En aquellos sistemas en los que gran parte de los sólidos totales se encuentren en el tanque de sedimentación y en las instalaciones de retorno del lodo, se puede utilizar esta ecuación para calcular la cantidad de sólidos que hay que purgar. La cantidad de sólidos en el tanque de sedimentación se puede determinar midiendo la profundidad del manto de lodo y la concentración de sólidos en el lodo de retorno.

Comparando estos parámetros, la tasa de utilización específica U (relación F/M multiplicada por el rendimiento) se puede considerar como una medida del grado con el que se utiliza el sustrato (DBO) por unidad de masa de organismos, y θ_c se puede considerar como una medida del tiempo medio de residencia de los organismos dentro del sistema. La relación entre el tiempo

medio de retención celular θ_c , la relación alimento/microorganismo F/M y el grado de utilización específica U, es la siguiente:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y \left(\frac{F}{M} \right) \left(\frac{E}{100} \right) - k_d = YU - k_d$$

Donde:

Y= Coeficiente de producción celular, kg de células producidas/kg de materia orgánica eliminada.

E = Rendimiento del proceso, %

k_d = Coeficiente de degradación endógena, d^{-1} (días⁻¹)

Los valores típicos de la relación alimento/microorganismo que se encuentran en la literatura (para todos los procesos de lodos activados, exceptuando el de aireación modificada), varían entre 0.05 y 1.0.

También se han utilizado relaciones empíricas basadas en las cargas orgánicas y en el tiempo de retención. Los tiempos de detención normalmente utilizados suelen variar entre 4 y 8 horas. Las cargas volumicas, expresadas en kg DBO₅/m³ de tanques de aireación, pueden oscilar entre 0.3 y 3.0 DBO₅/m³.d. A pesar de que en el uso de estas relaciones empíricas no se utiliza el tiempo medio de retención celular y la relación alimento/microorganismo (que se pueden emplear tanto como parámetros de diseño como variables de explotación), estas relaciones tienen la propiedad de requerir un volumen de tanque de aireación mínimo que ha resultado ser el adecuado para el tratamiento de las aguas residuales domésticas.

3. Producción de lodos

El conocimiento de la producción diaria de fangos es importante puesto que afecta el diseño de las instalaciones de tratamiento y evacuación del fango en exceso (purga). La producción diaria de fango que hay que purgar se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$P_x = Y_{obs} Q (S_o - S) (10^3 \text{ g / kg})^{-1}$$

Donde:

P_x = producción diaria neta de lodo activado, medida en términos de SSV, kg/d
 Y_{obs} = producción observada, kg/kg
 Q, S_o, S = según definición anterior

La producción observada se puede calcular por medio de la expresión:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d (\theta_c \text{ o } \theta_{ct})}$$

El uso de θ_c o θ_{ct} depende de si en el análisis se consideran los sólidos presente en el tanque de aireación o los sólidos presente en el sistema total. Si se retiene un alto porcentaje de los sólidos en el tanque de sedimentación y la unidad de retorno de lodos, es razonable el uso de θ_{ct}

4. Requerimientos y transferencias de oxígeno

La necesidad teórica de oxígeno se puede determinar a partir de la DBO del agua residual y de la cantidad de organismos purgados diariamente del sistema. Utilizando términos anteriormente definidos, se tiene:

$$kgO_2 / d = \frac{Q(S_o - S)x(10^3 g / kg)^{-1}}{f} - 1.42(P_x)$$

Donde:

f = factor de conversión de DBO₅ en DBO_L (0.45 – 0.68)

Los restantes términos corresponden a definiciones anteriores

Si se conoce o puede estimar, la eficiencia o transferencia del oxígeno del sistema de aireación, se puede determinar las necesidades reales de aire. El suministro de aire debe ser adecuado para: 1) Satisfacer la DBO del agua residual; 2) Satisfacer la respiración endógena de los organismos presentes en el fango; 3) Proporcionar un mezclado adecuado y 4) mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto en todo el tanque de aireación comprendido entre 1 y 2 mg/lit.

Para relaciones alimento/microorganismo superiores a 0.3, las necesidades de aire para el proceso convencional se sitúan entre 30 y 55 m³/kg de DBO₅ eliminada en sistemas de difusores de burbuja gruesa (no porosos), y burbujas finas (porosos). A valores mas bajos de la relación alimento/microorganismo, la respiración endógena, la nitrificación y los prolongados periodos de aireación hacen aumentar las necesidades de aire hasta entre 75 y 115 m³/kg de DBO₅ eliminada. En el Ten State Standards, se establece como demanda habitual de aire para todos los procesos de lodos activados excepto la aireación prolongada, 93.5 m³/kg de DBO₅ eliminada en condiciones de carga punta en el tanque de aireación. Para los procesos de aireación prolongada las necesidades normales son de 125 m³/kg de DBO₅ eliminada.

Otro factor empírico clásico de diseño de los sistemas de aireación era aplicar entre 1.0 y 1.2 kg O₂/kg DBO₅ eliminada,

Para hacer frente a las cargas orgánicas altas, se recomienda diseñar los equipos de aireación con un factor de seguridad que, como mínimo, cubra las condiciones correspondientes a una carga diaria de DBO igual al doble de las cargas medias. Los equipos de aireación también se deben dimensionar de modo que se asegure una concentración residual de oxígeno disuelto de 2mg/litro en condiciones de carga media y 0.5 mg/lit en condiciones de carga punta.

5. Requerimientos de nutrientes

Los principales nutrientes son el nitrógeno y el fósforo. Debe como mínimo cumplirse la siguiente relación entre las concentraciones en el agua residual por tratar

$$\text{DBO: N: P} \quad 100:5:1$$

Demanda Bioquímica de Oxígeno: Nitrógeno: Fósforo

6. Tipos y modificaciones

El diseñador está en libertad de seleccionar la modificación al proceso de lodos activados que considere conveniente siempre y cuando se garantice la eficiencia operacional, minimización de impactos por ruidos y olores, adecuado manejo de lodos y eficiencia económica.

En las tablas 5.3.4.2 y 5.3.4.3 se resumieron anteriormente las características de operación de los procesos de lodos activados.

PROCESO DE DISEÑO DE LODOS ACTIVADOS

El propósito de la presente sección es proporcionar fórmulas, parámetros y un procedimiento de diseño en la aplicación del proceso de lodos activados al tratamiento de aguas residuales. Estos procedimientos a su vez son susceptibles a ser modificados, en caso de que se encuentre una metodología más óptima que reemplace a la presente. En los apartados siguientes se indican las fórmulas y parámetros a ser aplicados en el diseño.

a. Fórmulas y parámetros

Volumen del tanque puede calcularse como:

$$V_r = \frac{\theta_c QY(S_o - S)}{X(1 + K_d \theta_c)}$$

Donde:

V_r = volumen de tanque de aireación, m^3

θ_c = Edad de lodos o tiempo de residencia celular medio basado en el volumen del tanque de aireación, d (días)

Q = Caudal de aguas residuales crudas, m^3/d

Y = Coeficiente estequiométrico de producción de lodos, $gSSV/gDQO$

S_o = Concentración de DBO o DQO del afluente, kg/m^3

S = Concentración de DBO o DQO del efluente, kg/m^3

X = Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque de aireación, kg/m^3

k_d = Coeficiente de decaimiento endógeno, d^{-1}

Relación entre cantidad de sustrato (alimento) y la cantidad de microorganismos

$$\left(\frac{F}{M}\right) = \frac{S_o}{X\theta}$$

Donde:

F/M = alimento/microorganismos, d^{-1}

$\theta = V_r/Q$ = Tiempo de retención hidráulica del tanque de aireación, d (días)

La relación entre F/M y la tasa de utilización específica U es la siguiente:

$$U = \left(\frac{F}{M}\right) \times \frac{E}{100}$$

Donde: E = eficiencia del proceso en %

El tiempo medio de retención celular puede ser determinado con las dos relaciones siguientes:

Determinación basada en el volumen del tanque de aireación:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde:

θ_c = Tiempo medio de retención celular basado en el volumen del tanque de aireación, d

V_r = Volumen del tanque de aireación, m^3

X = Concentración de SSV en el tanque de aireación, kg/m^3

Q_w = Caudal de lodo purgado, m^3/d

X_w = Concentración de SSV en el lodo purgado, kg/m^3

Q_e = Caudal de efluente tratado, m^3/d

X_e = Concentración de SSV en el efluente tratado, kg/m^3

Esta ecuación es recomendada en el diseño de un reactor suponiendo que toda la conversión del sustrato ocurre en el tanque de aireación.

Determinación basada en el volumen total del sistema:

$$\theta_{ct} = \frac{X_t}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde:

θ_{ct} =Tiempo medio de retención celular basado en el volumen total del sistema, d (días)
 X_t =Masa total de SSV del sistema, incluyendo los sólidos del tanque de aireación, del tanque de sedimentación y los existentes en las instalaciones de retorno de lodos, kg

La relación entre la edad de lodos θ_c , la relación alimento-microorganismo F/M y la tasa de utilización específica es:

$$\frac{1}{\theta_c} = Y \left(\frac{F}{M} \right) \left(\frac{E}{100} \right) - k_d = YU - k_d$$

En la siguiente tabla se muestran algunos parámetros para el diseño del proceso de lodos activados del tipo convencional y el de aireación extendida.

Item General	Item Especifico	Unidad	Edad del lodo	
			Convencional	Aireación Extendida
Eficiencia	DBO	%	85-93	93-98
	Nitrógeno	%	30-40	15-30
	Fósforo	%	30-45	10-20
	Coliformes	%	60-90	65-90
Requisitos	Área	m ² /hab.	0.2-0.3	0.25-0.35
	Potencia	W/hab.	1.5-2.8	2.5-4.0
Cantidad de lodo a tratar	Volumen	m ³ /hab.año	1.1-1.5	0.7-1.2
Costos	Implantación	US\$/hab.	60-120	40-80

Tabla 5.3.4.4. Principales características de los sistemas de lodos activados del tipo convencional y aireación prolongada

Fuente: Von Sperling, 1996^a

b. Producción de lodos

La producción diaria de lodo que hay que purgar se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$P_x = Y_{obs} Q (S_o - S) (10^3 \text{ g / kg})^{-1}$$

Donde:

P_x = Producción diaria neta de lodo activado, medida en términos de SSV, kg/d
 Y_{obs} = Producción observada, kg/kg
 Q, S_o, S = según definición anterior

La producción observada se puede calcular por medio de la ecuación siguiente:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d (\theta_c \text{ o } \theta_{ct})}$$

El uso de θ_c o θ_{ct} depende de si en análisis se consideran los sólidos presente en el tanque de aireación o los sólidos presente en el sistema total. Si se retiene un alto porcentaje de los sólidos en el tanque de sedimentación y la unidad de retorno de lodos, es razonable el uso de θ_{ct}

c. Parámetros empíricos en el diseño de tanques de aireación.

1. Carga orgánica volumétrica:

$$L_v = \frac{S_o Q}{V_r}, \text{ kg DBO}_5 / \text{ m}^3 \cdot \text{ d}$$

2. Carga orgánica específica:

$$L_{ve} = \left(\frac{F}{M} \right), kgDBO_5 / kgSSLVM .d$$

3. Tiempo de retención hidráulica:

$$\theta = \frac{V_r}{Q}, d$$

4. Concentración de sólidos en el licor mixto:

X_T = concentración de sólidos suspendidos totales en licor mixto, mg SSVLM/L

5. Edad de lodos

Tiempo medio de retención celular, es el tiempo promedio que permanece en el reactor una partícula de lodo biológico o los microorganismos:

$$\theta_c = \frac{V_r}{Q_w}, d$$

6. Tasa de recirculación de lodos

Retorno o coeficiente de retorno:

$$R = \frac{Q_r}{Q_n}$$

Donde:

Q_r = caudal de retorno de lodos del sedimentador secundario, m³/d

Q_n = caudal neto a tratar, m³/d

Tanque de aireación

En cualquier adaptación particular del proceso, el tamaño del tanque de aireación debe ser determinado por cálculos racionales basados en factores como caudal a tratar, grado de tratamiento deseado, concentración de sólidos suspendidos en el licor mixto, carga de DBO, y la razón de sólidos en licor mixto a la carga de DBO. Deben hacerse cálculos para justificar las bases de diseño de la capacidad del tanque de aireación.

En general las profundidades del líquido no deben ser menores de 3.05 m ni mayores de 4.57 m, excepto en casos de diseños especiales y deben preverse la forma del tanque y la instalación del equipo de aireación para llevar a cabo el control positivo de cortocircuitos a través del tanque.

Las entradas y salidas para cada unidad de aireación deben estar adecuadamente equipadas con válvulas, compuertas, placas de retención, vertederos, u otros aparatos que permitan controlar el caudal a cualquier unidad y mantener un nivel líquido razonablemente constante. Las propiedades hidráulicas del sistema deben permitir el manejo de caudal máximo instantáneo con cualquier unidad del tanque de aireación fuera de servicio.

Los canales y tuberías que lleven líquidos con sólidos en suspensión deben ser diseñados para que mantengan velocidades que permitan su propia limpieza, o

deben ser agitados para que mantengan los sólidos en suspensión en todas las velocidades de flujo dentro de los límites de diseño.

Deben instalarse aparatos para indicar los caudales de las aguas residuales sin tratar, del efluente primario, el lodo de retorno y el aire a cada unidad del tanque. En plantas diseñadas para caudales de 60 L/s o mayores, estos aparatos deben totalizar y registrar, a la vez que indicar los caudales. Donde el diseño provea para que todo el lodo de retorno se mezcle con el agua residual sin tratar (o efluente primario) en un punto, debe medirse el caudal del licor mezclado a cada unidad de aireación.

Normalmente todos los tanques de aireación deben tener un borde libre no menor de 40 cm. Son deseables alturas mayores. Deben proveerse sistemas aprobados para el control de espuma.

La razón de retorno de lodos se fijará según el caso o estudio piloto. La experiencia ha demostrado que esta razón varía generalmente entre 10 y 200%, la razón de lodo de retorno debe poder ser variada.

Si se usan bombas impulsadas por motor para el retorno del lodo, la capacidad máxima de retorno de los lodos debe ser alcanzada con la bomba mayor fuera de servicio. Debe proveerse una carga positiva en la entrada de la bomba.

Las bombas deben tener abertura de succión y descarga de 7.6 cm por lo menos. Si se usan por arrastre con aire (air lifts) para regresar el lodo desde

cada tanque de sedimentación, no se requerirá unidad de reserva, siempre que el diseño de los mismos sea tal que facilite su limpieza y siempre que se provean otras medidas de reserva.

Las tuberías de succión y descarga deben ser de por lo menos 10 cm de diámetro y diseñadas para mantener una velocidad no menor de 0.61 m por segundo cuando las instalaciones de retorno de lodo estén operando a razón normal. Deben proveerse aparatos adecuados para observación, muestra y control de caudal de retorno del lodo activado desde cada tanque de sedimentación.

Los requerimientos de oxígeno en sistemas biológicos son el resultado de tres demandas principales.

- ✓ DBO carbonacea
- ✓ DBO nitrogenada
- ✓ DBO inorgánica

El diseñador debe estimar no solo la demanda de oxígeno total causada por estas fuentes sino también las variaciones temporales y espaciales de las demandas en el sistema de reactores a ser aireados. En especial deben calcularse las demandas máximas que se generan por los cambios de caudal y concentración en la planta. El diseñador debe seleccionar el tipo de aireador que necesite de acuerdo a las características propias de su diseño. Ver tabla 5.3.4.5 con tipos de aireadores recomendados.

Difusores porosos	Características típicas recomendadas
Difusores de placa	Cuadrados. Lado = 30 cm, espesor = 2.5 a 3.8 cm
Difusores con forma de domo	Diámetro = 18 cm, altura = 3.8 cm, espesor del medio = 15 mm (bordes) y 19 mm (parte superior)
Difusores con forma de disco	Diámetro = 18 – 24 cm, espesor = 13 a 19 mm
Difusores de tubo	Longitud del medio poroso = 50 a 60 cm, diámetro externo = 6.4 a 7.6 cm
Difusores no porosos	Diámetro del orificio = 0.3 – 0.8 cm
Tubería perforada	
Burbujeadores	
Difusores con válvula en el orificio	
Aireadores de tubo estático	
Mangueras perforadas	
Aireación por chorro	
Mecanismos aspiradores	
Aireación con tubo U	

Tabla 5.3.4.5. Tipos de aireadores

Para el cálculo de la DBO carbonácea se recomiendan los siguientes rangos típicos encontrados en la práctica:

- a. 94 a 125 m³ de oxígeno/kg de DBO₅ aplicada
- b. 1.1 kg de oxígeno transferido/kg de DBO₅ pico aplicada al tanque de aireación convencional
- c. 3.7 a 15 m³ de oxígeno/m³ de agua residual a tratar y
- d. 31 a 56 m³ de oxígeno/kg de DBO₅ removida

Clase	Tipo	Potencia (hp)
Reciprocante de desplazamiento positivo	Pistón-etapa sencilla	25 – 200
	Pistón multi-etapas	10 – 10000
Rotatorio de desplazamiento positivo	Lobe	10 – 3000
	Sliding vane	10 – 500
	Helical screw	10 – 500
Compresor dinámico	Centrífuga	50 – 20000
	Axial	1000 - 10000

Tabla 5.3.4.6. Rangos típicos de potencia

En la tabla 5.3.4.7 aparecen las tasas de transferencia típicas de oxígeno recomendadas.

Tipo aireador	Estándar	Campo
Aireadores mecánicos	kg O ₂ /kWh	kg O ₂ /kWh
Centrífuga superficial (baja velocidad)	1.2 – 3.0	0.7 – 1.4
Centrífuga superficial con tubo succionador	1.2 – 2.8	0.7 – 1.3
Axial superficial (Alta velocidad)	1.2 – 2.2	0.7 – 1.2
Turbina abierta con succión hacia abajo	1.2 – 2.4	0.6 – 1.2
Turbina cerrada con succión hacia abajo	1.2 – 2.4	0.7 – 1.3
Turbina sumergida con tubo burbujeador	1.2 – 2.0	0.7 – 1.1
Impeler superficial	1.2 – 2.4	0.7 – 1.1
Cepillo superficial y pala	0.9 – 2.2	0.5 – 1.1
Difusores de aire	L/segundo	Pérdidas en cm
Domo de cerámica	0.24 – 1.2	15 – 63
Disco de cerámica (22 cm diámetro)	0.3 – 1.4	13 – 48
Tubo de medio poroso	1 – 2.8	
Tubo con funda flexible	1 – 2.8	
Funda flexible tipo disco I (22 cm diámetro)	1 – 2.8	23 – 58
Funda flexible tipo disco II (23 cm diámetro)	1 – 2.8	
Funda flexible tipo disco III (74 cm diámetro)	1 – 9.4	23 – 61
Burbujeador	3.8 – 5.6	15 – 23
Tubo perforado	4.7 – 11.3	7.6 – 33
Orificio con válvula	2.8 – 5.6	13 – 30

Tabla 5.3.4.7. Rangos típicos de transferencia de oxígeno

Sedimentador secundario

Se recomienda el uso de sedimentadores secundarios circulares y rectangulares. Para los circulares se recomienda usar diámetros entre 3 y 60 m y que el radio no exceda cinco veces la profundidad del agua. Para diámetros mayores o iguales a 27 m se recomienda utilizar profundidades entre 4.9 y 6 m. Para los tanques rectangulares se recomienda que la longitud no exceda de 10

a 15 veces la profundidad. Si el ancho del tanque es mayor a 6 m, se recomienda usar un mecanismo colector de lodos múltiple.

El área superficial debe calcularse como la mayor entre las áreas calculadas con la tasa de desbordamiento superficial y la tasa másica de carga. El criterio hidráulico recomendado para determinar el área requerida es el siguiente: para sedimentadores secundarios siguiendo un proceso de filtros percoladores o un proceso de lodos activados, escoger la mayor área calculada con el caudal pico y el caudal promedio. En los casos en que no es posible realizar ensayos de sedimentación para determinar la tasa de desbordamiento superficial, se recomiendan los siguientes valores según el tipo de tratamiento que la preceda y para caudales medio diario y máximo horario.

Tipo de tratamiento	Tasa de carga	superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$)
	Caudal promedio	Caudal pico
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8 – 16	24 – 32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16 – 24	40 – 48
Sedimentación seguida por biodiscos		
Efluente secundario	16 – 32	40 – 48

Tabla 5.3.4.8. Valores recomendados de carga superficial

OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LODOS ACTIVADOS

Se debe tener un manual de operación y mantenimiento que contemple los siguientes aspectos:

Control de olores

Operación en condiciones de caudal mínimo y máximo

Arranque

Control del sistema de aireación y del oxígeno disuelto

Programa de mantenimiento preventivo

Ensayos de laboratorio adecuadamente programados

Control de lodos

Control de la recirculación

Control de abultamiento

Control de espumas

5.4.1 Guía para el Diseño de Patios de Secado de Lodos

Esta unidad brinda, el último tratamiento al lodo proveniente de los procesos que se llevan a cabo en las unidades anteriores y su ubicación por lo general es al final de la planta de tratamiento de aguas residuales, es decir que esta unidad proporciona el producto final en la depuración de aguas residuales domésticas. Luego de descargar los lodos en los patios y evacuar el vertido final a los cuerpos receptores no queda más que verificar si los efluentes cumplen con los requerimientos exigidos por la propuesta de norma nacional y requerimientos del medio ambiente.

Los lechos de secado son dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de los lodos para que el resto pueda manejarse como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.

Luego de haberle proporcionado el tratamiento adecuado a las aguas residuales, a través de los diferentes procesos, en cada etapa de tratamiento como lo son el pretratamiento, tratamiento primario y secundario, el residuo final o lodo es colocado en los patios de lodos, los cuales se encargan de eliminar la humedad del lodo final.

Los lechos de secado de lodo son fáciles de manejar y producen un alto contenido de sólidos, son de bajo costo y requieren un mínimo de atención en su operación. Los tipos de lechos de secado son:

- Lechos de Arena para secado

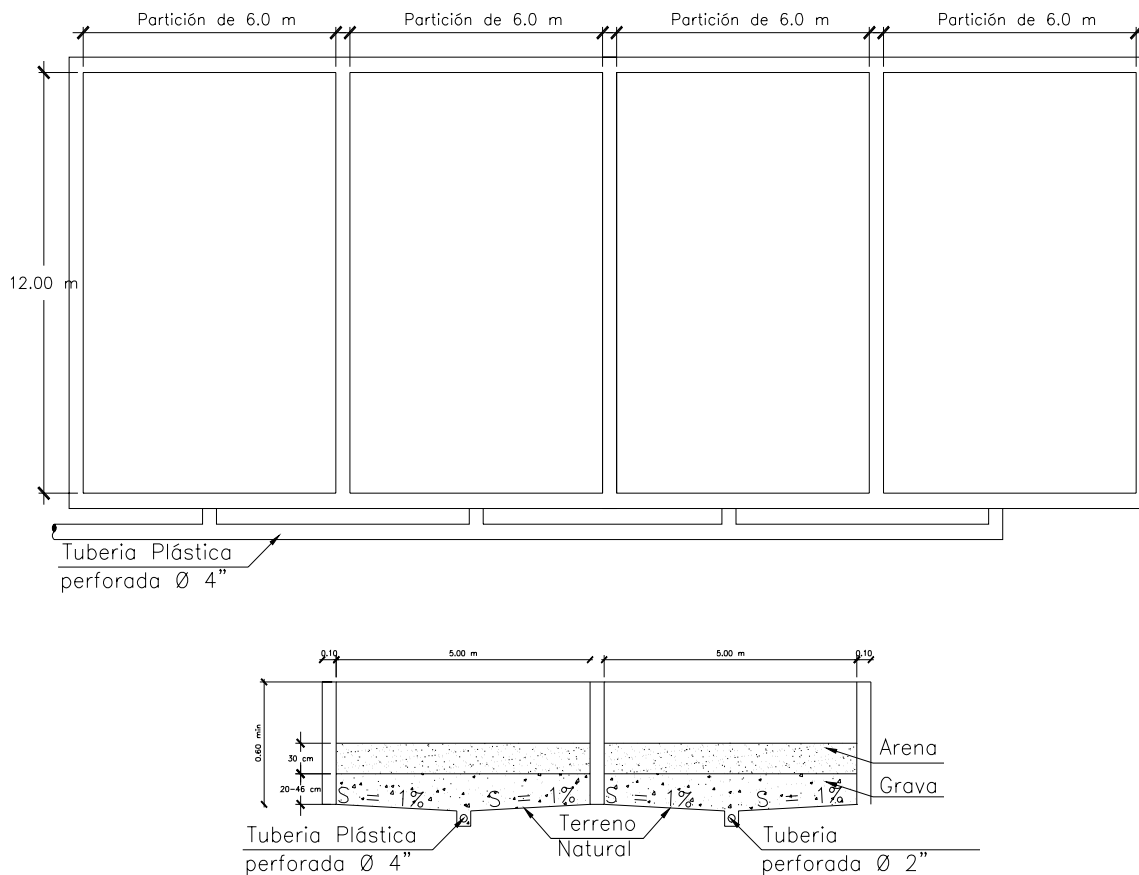
- Lechos de secado de Pavimento
- Lechos de Medio artificial
- Lechos de secado con ayuda de vacío.

Lechos de Arena para Secado.

Los lechos de arena para secado de lodo, están formados por diferentes capas de materiales, entre las que se encuentran una capa de arena fina de 12 pulg. (300 mm), que reposa sobre unas 8 a 18 pulg. (200 a 460 mm) de grava, (Figura 5.4.1). La arena debe tener un tamaño efectivo de 0.3 a 0.75 mm, debe estar libre de partículas más pequeñas y tener un coeficiente de uniformidad inferior a 3.5. La grava debe tener un tamaño característico de 0.1 a 1 pulg. (2.5 a 25 mm).

Por lo general, los drenajes son de tubería plástica perforada o de baldosas de arcillas colocadas a junta perdida; tienen un diámetro de 4 pulg. (100 mm) y una pendiente de 1%. Los lechos se dividen en particiones que ocurren cada 20 pies (6 m.) y tienen 2 pies de altura (0.6 m).

Las tasas de carga para los lechos convencionales de arena para secado oscilan entre 10 y 40 lb. de sólidos secos/pie².año (49 a 195 kg/m².año) ó 1 a 3 pie²/per cápita.



PATIO DE SECADO DE LODOS

Figura 5.4.1. Planta y Sección típica de los patios de arena para Secado de lodos

Lechos de Secado de Pavimento

Estos diseños no tienen drenaje subsuperficial y poseen un sistema de tubería para remover el decantado.

Para mezclar y airear regularmente el lodo se utiliza una barrena horizontal montada en un camión. Dado que el 70% a 80% del agua se pierde por evaporación, el nuevo tipo de lecho pavimentado es apropiado para climas áridos.

Lechos de Medio Artificial.

Inicialmente el medio que se utilizó en este tipo de lecho de secado fue de acero inoxidable, pero en la actualidad se fabrican en su mayoría de poliuretano. El acero inoxidable crea un medio para el drenaje proveniente de los lodos que se están secando. El medio consta de una ranura en forma de cuña que tiene 0.01 pulg. (0.25 mm) de ancho.

Dependiendo del material utilizado para la disposición final de los lodos, los lodos digeridos de forma aerobia y tratados con polímeros se pueden deshidratar de 8 a 12% en un lapso de 24 horas. La adición de polímeros es conveniente para todos los lodos, dado que se acelera el proceso de deshidratación. Como resultado del efecto acondicionador de los polímeros y del suelo falso para el drenaje rápido, las tasas de carga anual exceden las cargas de los lechos de arena por un orden de magnitud de 10 veces.

Lechos de Secado con Ayuda de Vacío.

En este tipo de lechos de secado con ayuda de vacío, se aplica vacío a la parte inferior de una placa de medio poroso, sobre el cual se coloca lodo adicionado con polímeros (ver Figura 5.4.2), donde el vacío empuja el agua a través de la placa, y el lodo deshidratado se acumula sobre la superficie.

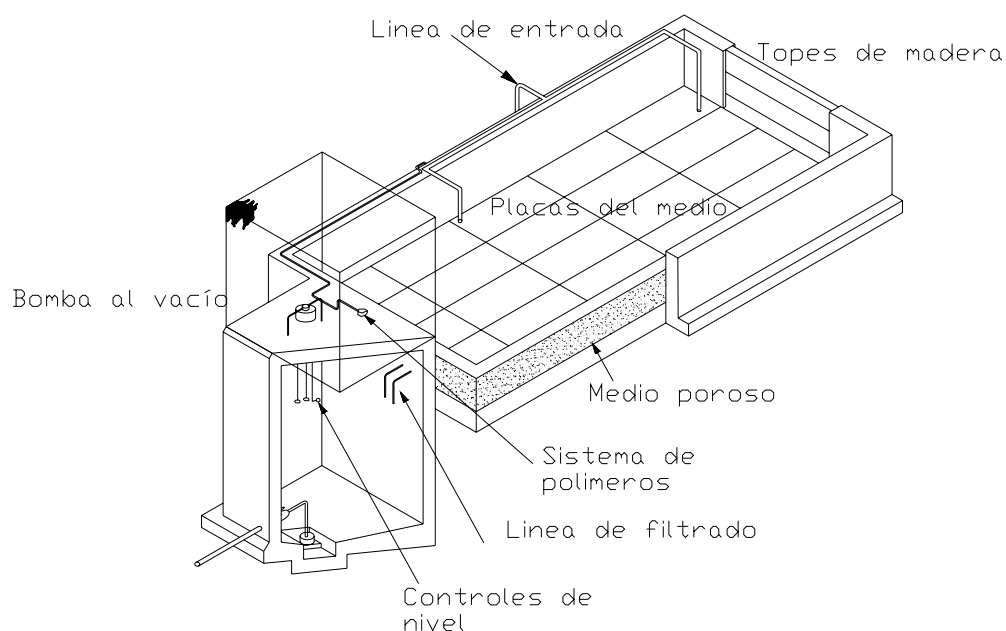


Figura 5.4.2. Esquema de patio de secado con ayuda de vacío

Para un ciclo de 24 horas, el sistema deberá tener tres lechos. Cada lecho deberá dimensionarse al 70% de la producción diaria promedio de lodo. Bajo este diseño, el sistema funcionará 5 días por semana y deshidratará el lodo correspondiente a 7 días. Después de cada día se retira la capa de lodo a través de un cargado frontal, y luego las placas se lavan con una manguera a presión.

A continuación se describen las consideraciones de diseño que la norma colombiana, boliviana y mexicana han incluido en el análisis del dimensionamiento de los patios de secado de lodos.

Aspectos de importancia sobre Lechos de secado de lodos, encontrados en la Norma Mexicana

Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados.

Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará la masa y volumen de los lodos estabilizados.

En el caso de zanjas de oxidación el contenido de sólidos en el lodo es conocido. En el caso de lodos digeridos anaerobiamente, se determinará la masa de lodos considerando una reducción de 50 a 55% de sólidos volátiles.

Si bien el contenido de sólidos en el lodo digerido depende del tipo de lodo, se recomiendan valores que sirven de guía en la tabla general de comparación.

Los requisitos de área de los lechos de secado se determinan adoptando una profundidad de aplicación y calculando el número de aplicaciones por año. Para el efecto se debe tener en cuenta los períodos de operación que recomienda la norma.

- Período de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 8 semanas para climas más fríos;
- Período de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 y 2 días para instalaciones pavimentadas en las cuales se pueden remover el lodo seco, con equipo.

Adicionalmente se comprobarán los requisitos de área teniendo en cuenta las recomendaciones hechas por las normas.

Para el diseño de lechos de secado se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones.

- Pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques) con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.
- El medio de drenaje debe tener los siguientes componentes:
 - Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51 mm (1/6" y 2"), de 0,20 m de espesor.
 - Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100 mm de diámetro instalados debajo de la grava.
- Alternativamente se puede diseñar lechos pavimentados con losas de concreto o losas prefabricadas, con una pendiente de 1,5% hacia el canal central de drenaje. Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y loseta en el fondo para impedir la destrucción del lecho.

Aspectos de importancia sobre Lechos de secado de lodos, encontrados en la Norma Boliviana

Esta norma posee las mismas consideraciones que la norma mexicana en cuanto a los parámetros de diseño de dicha unidad de tratamiento, por lo que

nos limitaremos a mencionar los parámetros de diseño en el cuadro de comparación entre las normas en análisis.

Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará el volumen de lodos estabilizados

Aspectos de importancia sobre Lechos de secado de lodos, encontrados en la Norma Colombiana

Todos los niveles de complejidad deben contemplar el manejo de lodos en su sistema de tratamiento de aguas residuales. Para esto, deben presentarse balances de masa de los procesos con los trenes de tratamiento de agua y lodos. Los efluentes líquidos del tren de lodos deben integrarse en los balances de masa del tren líquido. Además deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- No deben descargarse dichos efluentes a cuerpos de agua superficiales o subterráneos.
- Los lodos primarios deben estabilizarse.
- Se debe establecer un programa de control de olores.
- Se debe establecer un programa de control de vectores.

Caracterización

Se debe hacer una caracterización de los siguientes parámetros en los lodos:

- Sólidos suspendidos.
- Sólidos totales.
- Nitrógeno total Kjeldahl.
- Fósforo
- Metales (Cromo, Plomo, Mercurio, Cadmio, Níquel, Cobre y Zinc)

Generación

El diseño de las instalaciones para el manejo de lodos debe hacerse teniendo en cuenta las posibles variaciones en la cantidad de sólidos que entren diariamente a la planta. Para esto se deben considerar las tasas máximas y promedio de variación en la producción de lodos y la capacidad de almacenamiento potencial de las unidades de tratamiento de la planta.

En la siguiente tabla se presentan producciones típicas de lodos para diferentes tipos de tratamiento:

Proceso de tratamiento	Sólidos secos, g/10 ³ Litros de agua residual tratada	
	Rango	Típico
Sedimentación primaria	108-168	150
Lodos Activados (Lodo de desecho)	72-96	84
Filtros percoladores (Lodo de desecho)	60-96	72
Aireación extendida (Lodo de desecho)	84-120	96 ^a
Lagunas Aireadas (Lodo de desecho)	84-120	96 ^a
Filtración	12-24	18

Tabla .5.4.1. Generación típica de lodos por tratamiento

^a Suponiendo que no hay tratamiento primario

Consideraciones hidráulicas

- 1) La entrada al espesador debe diseñarse de modo que se minimice la turbulencia. El diseñador está en libertad para ubicar esta estructura, siempre y cuando cumpla esta condición
- 2) Tasa de aplicación superficial

En la tabla 5.4.2 aparecen los valores de TAS que se recomiendan para el diseño de los patios de secado.

Tipo de lodo	Tasa de aplicación superficial (m ³ /m ² /d)
Primario	33
Primario y activado de desecho	33
Activado de desecho	33
Primario y activado de desecho tratado con calor	16

Tabla 5.4.2. Tasas de aplicación superficial TAS recomendadas

- 3) Tasa de carga másica (TCM)

La carga másica de diseño debe encontrarse por ensayos de laboratorio cuando esto sea posible. En la tabla 5.4.3 aparecen los valores de TCM (Tasas de carga másica) que se recomiendan.

Tipo de lodo	Carga másica (kg./m ² d)
Lodos separados	
Primario (PRI)	100 – 150
Filtros percoladores (FP)	40 – 50
Biodiscos (B)	35 – 50
Lodos activados de desecho (LAD)	
LAD – aire	20 – 40
LAD – oxígeno	20 – 40
LAD – aireación extendida	25 – 40
Lodos digeridos anaerobiamente, provenientes del digestor primario	120
Lodos Térmicamente acondicionados	
PRI solamente	200 - 250
PRI + LAD	150 – 200
LAD solamente	100 - 150

Tabla 5.4.3. Tasas de carga másica recomendadas

Geometría

Un lecho de secado típico debe ser diseñado para retener en una o más secciones, el volumen total de lodo removido del digestor. Los elementos estructurales del lecho incluyen los muros laterales, tuberías de drenaje, capas de arena y grava, divisiones o tabiques, decantadores, canales de distribución de lodo y muros.

Los muros laterales deben tener un borde libre entre 0.5 y 0.9 m por encima de la arena. Debe asegurarse que no existan filtraciones laterales a través de los muros separadores. En la tabla 5.4.4 aparecen los valores de área requerida en m² por habitante según el tipo de lodo que se deben usar.

Fuente de lodo inicial	Área (m ² /cap) (lecho sin cobertura)	Área (m ² /cap) (lecho con cobertura)
Primario	0.07 – 0.14	0.05 – 0.09
Primario mas químicos	0.14 – 0.23	0.09 – 0.173
Primario mas filtros percoladores de baja tasa	0.12 – 0.17	0.086 – 0.145
Primario mas lodos activados de desecho	0.16 – 0.51	0.094 – 0.156

Tabla 5.4.4. Área requerida según la fuente del lodo y el cubrimiento del lecho

Drenajes

A continuación se hace mención de algunos aspectos importantes relacionados con los drenajes:

1) Medios

Se recomienda utilizar como medios de drenaje capas de grava y de arena.

2) Espesores

3) Granulometrías

4) Las partículas de grava deben presentar un diámetro entre 3 y 25 mm. La arena debe presentar las siguientes especificaciones:

- Partículas limpias, duras, durables y libres de arcilla, polvo, ceniza u otro material extraño
- El coeficiente de uniformidad debe estar entre 3.5 y 4.0,
- El tamaño efectivo de los granos de arena debe estar entre 0.3 y 0.75 mm.

5) En algunos casos, en vez de arena se puede usar antracita o grava fina con tamaño efectivo de 0.4 mm.

6) Recolección de percolados

7) La recolección de percolados, se efectuará a través de tuberías de drenaje de plástico o de teja de arcilla vitrificada con junta abierta.

Las tuberías de drenaje principal deben tener no menos de 100 milímetros de diámetro y una pendiente no menor a 1%; deben espaciarse entre 2.5 y 6 m y debe tenerse en cuenta el tipo de remoción de lodo que se emplee. Se localizarán por debajo de la capa de grava con no menos de 150 mm de este material por encima de ellas. Se recomienda que los canales laterales de alimentación de las tuberías principales tengan un espaciamiento entre 2.5 y 3 m. En los casos en que la infiltración sea un peligro para las aguas subterráneas, debe sellarse el fondo del lecho con un bitumen u otra membrana impermeable. El área situada alrededor de las tejas de drenaje debe rellenarse con grava.

8) Tasa másica de carga superficial

En la tabla 5.4.5 aparecen los valores de tasa de carga superficial que se deben usar.

Fuente inicial de lodos	Tasa de carga superficial (kg/(m ² año))
Primario	134
Primario mas químicos	110
Primario mas filtros percoladores de baja tasa	110
Primario mas lodos activados de desecho	73

Tabla 5.4.5. Valores de tasa de carga másica

9) Necesidad de Cobertura

La cubierta proporciona un techo al lecho de arena. La necesidad de utilizarla depende de las condiciones ambientales de la zona. Su uso se recomienda en zonas de alta precipitación. Sin embargo, el diseñador estará en libertad para decidir si se coloca o no cobertura al lecho. En condiciones climatológicas favorables, la evaporación es más rápida en los lechos descubiertos que en los cubiertos. En los cubiertos es conveniente mantener las ventilaciones cerradas durante la etapa de escurrimiento, para mantener la temperatura, y abrirlas durante la etapa de evaporación para que se renueve el aire.

A continuación se muestran las principales consideraciones de diseño que relacionan todos los parámetros involucrados en dicha etapa, para el dimensionamiento de los lechos de secado según las normas que se muestran en la siguiente tabla:

Parámetro	Unidad	Valor del parámetro según		
		Norma Boliviana	Norma Colombiana	Norma Mexicana
Contenido de sólidos en el lodo digerido	% sólidos	8 a 12%		8 a 12%
Lodo primario digerido Lodo digerido de procesos biológicos, incluido el lodo primario:		6 a 10%		6 a 10
Requisitos de área de los lechos de secado	cm. por aplicaciones por año	20 a 40		20 y 40
La gravedad específica de		1.03 y 1.04		1.03 y 1.04

los lodos digeridos				
Período de aplicación:	horas	4 a 6		4 a 6
Primario				120 - 200
Primario y filtros percoladores		120 – 146		100 – 160
Primario y lodos activados	kg sólidos / m ² .año	90 – 120		60 – 100
Zanjas de oxidación		60 - 100		110 – 200
Ancho de lechos	M			3.0 – 6.0
El medio de drenaje	M			0.3
Período de secado: climas cálidos climas más fríos	semanas	3 y 4 4 y 8		3 y 4 4 y 8
Período de remoción del lodo seco En instalaciones con limpieza manual Para instalaciones mecanizadas	Semanas días	1 y 2 1 y 2		entre 1 y 2 1 y 2
Pendiente de	%	1.5 hacia el canal central de drenaje	1.0	1.5 hacia el canal central de drenaje
Medio de soporte Capa de arena separación de	cm cm	15 por ladrillos 2 a 3	30-46	15 por ladrillos 2 a 3
Tamaño efectivo	mm	0.3 a 1.3	0.3 a 0.7	de 0.3 a 1.3
Coefficiente de uniformidad		Inferior a 5	3.5 a 4	entre 2 y 5
Estrato de grava graduada entre 1,6 y 50 mm,	cm de espesor	de 30 a 40	20-46	de 20
Los drenes son tubos de diámetro	mm	100 debajo de la grava		100 debajo de la grava
Las dimensiones de lechos son: Ancho Largo.	M	3 a 10		5 a 15 20 a 45

Tabla 5.4.6. Comparación entre los principales parámetros de diseño de las normas internacionales recomendadas.

DISEÑO DE PATIOS DE SECADO

En la etapa de diseño de los patios de secado se deben tener bien definidos los siguientes parámetros, luego de haber efectuado los análisis respectivos en campo, a las aguas residuales domésticas que se han proyectado depurar con tratamientos que se definen en el estudio previo al diseño de las unidades (el estudio en este documento solamente se mencionara ya que los diseños deben

basarse en datos obtenidos en el lugar del proyecto; sin embargo no aplica en el procedimiento siguiente).

- Se debe contar con una población de diseño (habitantes), la cual debe ser proyectada a un tiempo prudencial como vida útil (20 años son recomendables), de las unidades de tratamiento. Todo esto utilizando un factor superficial = 0.04 m²/ hab. (dato que fue obtenido de la norma brasileña indicada en la tabla siguiente).

Proceso de tratamiento	Área necesaria (m ² / habitante)		
	Eckenfelder	Imhoff	Norma brasileña
Primaria	0.09	0.05	0.04
Filtros percoladores	0.15	0.08	0.06
Lodos activados	0.28	0.15	0.08
Precipitación química	0.19	-	-

Tabla. 5.4.7. Propuesta de diseño del área de patios de secado según diferentes autores. Adaptado de Max Lothar Hess, pag. 123. Estos datos se refieren a 8 o 9 cargas por año, espesor 0.25 metros.

- Luego se calcula el área superficial mediante la siguiente ecuación:

$$Area = Poblacion_{DISEÑO} \times Factor_{SUPERFICIAL} ; m^2$$

- Cuando ya se tiene el área útil de los patios se procede a proponer el numero de unidades digestotas de lodos o patios de secado “n”, a ubicar como por ejemplo 3, 4, etc. dividiendo posteriormente el área entre el numero propuesto.

$$A = (valor\ m^2) / n; \text{ donde "n" es el numero propuesto}$$

- Si los patios de secado son rectangulares, se procede de la siguiente manera:

$$A = \text{Ancho} \times \text{Largo} = W \times L$$

Se asume un ancho W , luego se tiene:

$$L = A / W$$

L = metros

- Si resultasen dimensiones que con fracciones decimales es recomendable trabajar con enteros por cuestiones constructivas con las.

Operación y mantenimiento

Se debe llevar un manual de operación y mantenimiento que contemple los siguientes aspectos:

- Control de los lodos influentes.
- Arranque.
- Programa de muestreos.
- Monitoreo del efluente.

La operación de un lecho de secado de arena es una función de:

- La concentración de sólidos del lodo aplicado
- Profundidad del lodo aplicado
- Pérdidas de agua a través del sistema de drenaje
- Grado y tipo de digestión suministrada
- Tasa de evaporación (la cual es afectada por muchos factores ambientales)

- Tipo de método de remoción usado, y
- Método de disposición última utilizado
- Control de olores.
- Control de las dosificaciones.
- Operación bajo condiciones de carga mínima y máxima.
- Operación bajo condiciones de caudal mínimo y caudal máximo.
- Programa de inspección periódico.
- Control de insectos y crecimiento de plantas.
- Manejo de la torta de lodos seca.

CAPITULO VI

EJEMPLOS DE DISEÑO, DE UNIDADES DE TIPO BIOLOGICO Y FISICO PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

6.1. DISEÑOS DE UNIDADES DE TIPO BIOLÓGICO Y FÍSICO

A continuación se describen los procesos de diseño, por medio de ejemplos, para efectuar el dimensionamiento de cada una de las unidades de tratamiento de aguas residuales de tipo físico y biológico, que se han estudiado en el presente manual.

Cabe mencionar que los ejemplos mostrados en este capítulo, solamente servirán para ilustrar el proceso de diseño planteado en el capítulo V, para cada unidad, ninguno de los ejemplos mostrados tienen relación entre sí, ya que son cálculos independientes e ilustrativos.

Estos diseños se han efectuado con hojas de cálculo previamente elaboradas en el desarrollo de este manual, las cuales contienen las fórmulas necesarias para realizar los diseños. Estas hojas de cálculo se ponen a disposición, junto a este manual y al complementarlas con la información contenida en este documento, se estará en condiciones de dimensionar unidades de tratamiento de tipo biológico y físico, estudiadas en este manual.

6.1.1 Ejemplos de diseño de unidades del tratamiento preliminar

6.1.1.1. Diseño de Rejas

Parámetros de diseño Recomendados

		Utilizado
Caudal de diseño m ³ /seg	Qmaxhor	0.0165
Forma de barra	Rectangular	Pletina
Ancho de barra (cm)	0,50 a 7,50	0.50
Espesor de barra (cm)	2,50 - 4,00	2.54
Espaciamiento entre barras (cm)	1,50 - 5,00	2.54
Inclinación	45 - 60°	45 °
Coefficiente de seccion	-	1.67
Profundidad del canal (m)	-	0.50
Velocidad de aproximación (m/s)	0.45	0.45
Velocidad a través de las barras (m/s)	0,60 Qpromedio	0.60
	Qmax	0.90
Perdida de carga máxima (m)	0.15	0.15
Cantidad de material retenido m ³ /1000m ³	0,008 - 0,038	0.023

Dimensionamiento de Rejillas

Dimensionamiento de Canal de Aproximacion o Canal de Entrada

→ Por continuidad tenemos:

$$Q = A \times V \quad \text{luego despejamos } A: \quad A = \frac{Q}{V} \quad A = \underline{\underline{0.03}} \quad \text{m}^2$$

→ Asumiendo un ancho de canal b en m obtenemos:

$$\begin{aligned} \text{Se debe Incrementar el area de la seccion} & \quad b = \underline{\underline{0.30}} \quad \text{m} \\ A = T \times b \quad \text{despejando para } T \text{ se obtiene. } T = A / b & \quad b = \underline{\underline{0.38}} \quad \text{m} \\ & \quad T = \underline{\underline{0.07}} \quad \text{m} \\ & \quad T = \underline{\underline{7.33}} \quad \text{cm} \end{aligned}$$

→ Tomando en cuenta los datos recomendados se obtiene con las siguiente ecuaciones:

$$\begin{aligned} bu &= b \times E & E &= \frac{a}{a+t} = \underline{\underline{0.84}} \\ \text{Donde:} & & & \\ bu &= \text{Ancho útil o ancho libre (sumatoria de todos los espacios entre cada barra)} \\ E &= \text{Eficiencia, la eficiencia varía entre 0.60 a 0.85, siendo más comunes 0.75} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} bu &= b \times E = \underline{\underline{0.31}} \quad \text{m} \\ \text{El ancho total ocupado por las pletinas es } bp & \\ bp &= b - bu = \underline{\underline{0.06}} \quad \text{m} \quad \text{Area útil} = \underline{\underline{0.02 \text{ m}^2}} \end{aligned}$$

→ Determinando el número de pletinas obtenemos:

$$\begin{aligned} \text{Num}_{\text{PLETINAS}} &= \frac{bp}{w} = \underline{\underline{12.00}} \\ b &= \text{Num}_{\text{PLETINA}} \times t + 10 \times a = \underline{\underline{31.00}} \quad \text{cms} \end{aligned}$$

→ Calculando las pérdidas de carga (≤ 15 cm) se obtiene:

$$h_f = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_R^2 - v_a^2}{2 \times g} \right) \quad h_f = \underline{\underline{0.0115}} \quad \text{m}$$

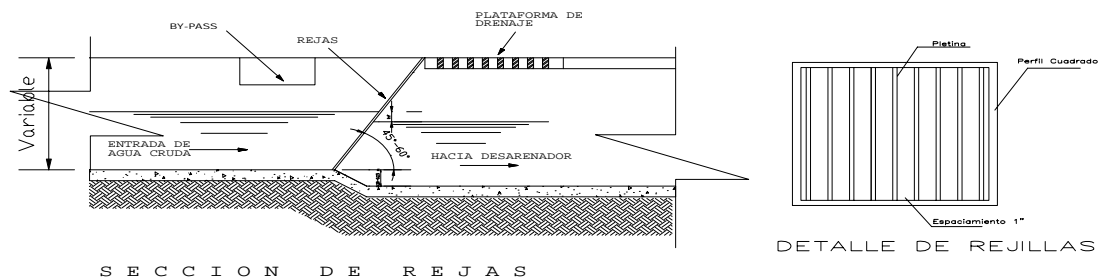
→ Analizando para el 50% de obstrucción de rejas tenemos:

$$\begin{aligned} \text{Por continuidad: } V &= 2 \times v \\ \text{Aguas arriba} &= \text{entre barras} & A \times V &= A_v \left(\frac{1}{2} \right) & 2V &= v & \text{Reducido con} \\ & & & & & & \text{factor de forma} \end{aligned}$$

Sustituyendo en la ecuacion de pérdidas obtenemos:

$$\begin{aligned} h_f &= \frac{1}{0.7} \left[\frac{(2 \times 0.6)^2 - (0.6)^2}{2 \times 9.81} \right] & hf &= \underline{\underline{0.0786}} \quad \text{m} & \beta &= 1.67 \\ & & hf &= \underline{\underline{7.86}} \quad \text{cm} & \underline{\underline{0.13 \text{ m}}} & \text{Reducido con} \\ & & & & \underline{\underline{13.13 \text{ cm}}} & \text{factor de forma} \\ & & & & & \text{O.K. es menor} \\ & & & & & \text{que 15 cm} \end{aligned}$$

Cuando las rejas tengan una pérdida de carga aguas abajo igual a ocho centímetros será necesario limpiarlas



6.1.1.2 Diseño de Desarenador de Flujo Horizontal

Parámetro	Valores usuales	Recomendado
Velocidad de Flujo cte.	0,24 a 0,36	0.30 m/s
Velocidad de Sedimentacion	0.02	0.02 m/s
Carga superficial m ³ /m ² ,d TAS	1080 - 16080 m ³ /m ² /d	1200.00 m ³ /m ² /d
Qdiseño	Qmaxhorario	0.014 m ³ /s

Por continuidad obtenemos lo siguiente:

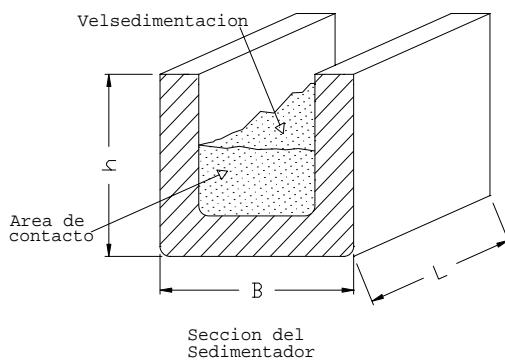
$$\frac{Q_{\max \text{ hor}}}{A} = \frac{\text{Secciondesarenador} \times \text{Velose dim entacion}}{\text{Areadecontacto}}$$

Donde:

Qmaxhor = Caudal máximo horario

Secciondesarenador = Area del sedimentador m²

Velosedimentacion = velocidad de sedimentacion de la particula m³/m²/h



Por lo tanto:

$$B = \frac{Q_{\max \text{ horario}}}{h \times V}$$

Se realiza el Diseño del vertedero de la siguiente manera:

Qmaxh **0.03 m³/s**

Qmedh **0.01 m³/s**

Qminh **0.01 m³/s**

$$Q = 2.74 \times a^{1/2} \times b \left(H - \frac{a}{3} \right)$$

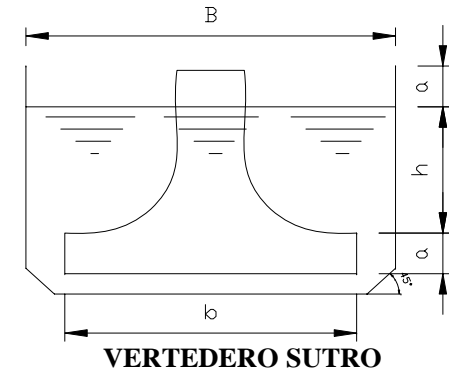
Donde:

b= ancho de la base

h + a = altura del agua

B= ancho total

Para tolva de arenas la altura de diseño varia de 0,10 a 0,15 m



Diseñando para Qmin, en este caso H se aproxima a "a"

$$Q_{\min} = 2.74 a^{1/2} b \left[a - \frac{a}{3} \right] \text{ Asumiendo el valor de "a" obtenemos}$$

$$a = 0.10 \text{ m}$$

$$b = \frac{3 \times Q_{\min}}{2.74 \times 2a^{3/2}} \quad \mathbf{0.20 \text{ m}}$$

Calculando H con el Qmaxhorari **H = 0.20 m**

Determinando el valor de "B" **0.42 m** **0.50 m**

Calculando la longitud del desarenador:

$$L = \frac{V_{\text{HORIZONTALFLUJO}} \times H}{TAS}$$

TAS: Tasa de Aplicación Superficial Q/A

$$L = \mathbf{4.40 \text{ m}} \quad \text{Comparando con } L = 25H$$

$$L = \mathbf{5.00 \text{ m}}$$

La cantidad de material retenido en la tolva para la arena será:

Para América Latina = 30 - 40 Lts-arena/1000 m³ de Agua Residual

40.00 Lts Arena/1000 m³ A. R.

$Q_{\text{maxhorario}} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} \quad 2178.43 \text{ m}^3/\text{d}$

Cantidad de arena depositada en la tolva = **Material Acumulado* $Q_{\text{maxhorario}}$**

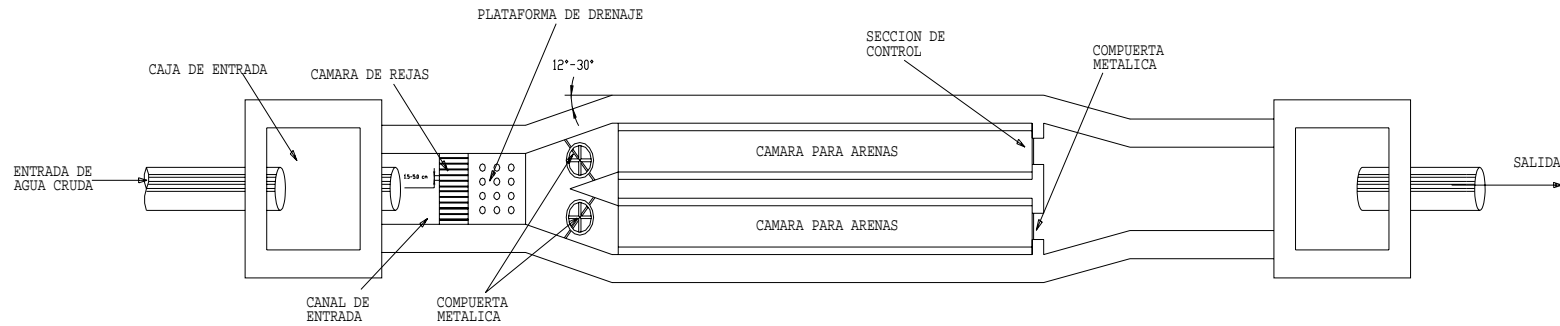
Cantidad de arena depositada en la tolva = **0.09 m³/d**

Volumen de la tolva de arenas = **$((B+b)/2)*\text{Largo}*\text{Altura de Tolva de arena}$**

Volumen de la tolva de arenas = **0.23 m³**

Determinacion del período de limpieza = **Volumen de la Tolva de arena/Cantidad de arena depositada en la tolva**

Determinacion del período de limpieza = **2.651 dias \quad 3 dias**



P L A N T A D E D E S A R E N A D O R

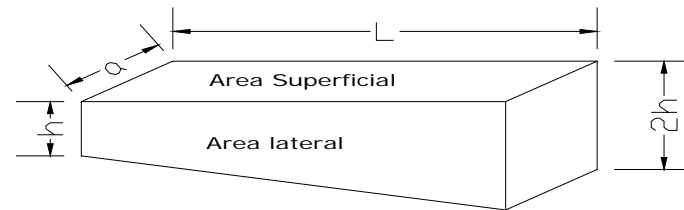
6.1.1.3 Diseño de Trampa de Grasas y Aceites

Caudal de diseño ($Q_{\max \text{Horario}}$) = **10.00 lit/seg**

Para el diseño de las trampas de grasas utilizaremos un tiempo de retención de:

TRH	Q diseño
3 min. -----	hasta 10 L /seg.
4 min. -----	10 – 20 L /seg.
5 min. -----	más de 20 L / seg.

Cálculo de la geometría de la trampa de grasa



Relación Largo-Ancho (r) \longrightarrow **1.80 :1**

Tasa de Aplicación: \longrightarrow **4.00 lit/seg*m2** **0.25 m2** por cada litro por segundo

Área superficial= $A_{\text{superficial}} = \text{Tasa de aplicación} * Q_{\max \text{ horario}}$ **2.50 m2**

Largo (L) de trampa de Grasa= $L = \sqrt{A_{\text{superficial}} * r}$ **2.12 m**

Ancho (a) de trampa de Grasa= $a = L / r$ **1.18 m**

Tiempo de retención = **240.00 seg**

Cálculo del Volumen útil de la trampa de grasa $V_{\text{util}} = Q_{\max \text{ horario}} * TRH =$ **2.40 m3**

Cálculo de las dimensiones laterales de la trampa de grasa

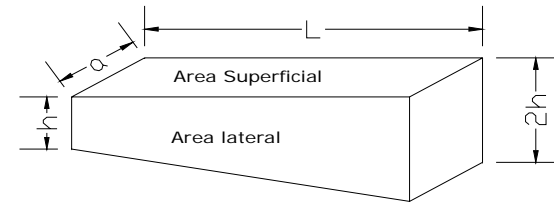
Relación del Volumen con respecto al área lateral y el ancho

$$V = A_{lateral} \times a$$

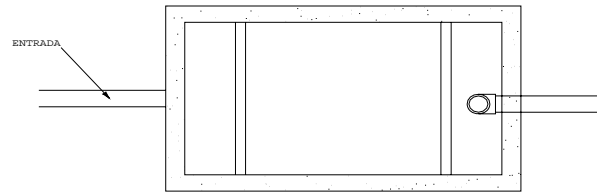
Como: $A_{lateral} = \frac{(h + 2h) \times L}{2}$

Tenemos: $V = \frac{(h + 2h) \times L \times a}{2} = \frac{3h \times L \times a}{2} \rightarrow h = \frac{2 \times V}{3 \times L \times a}$

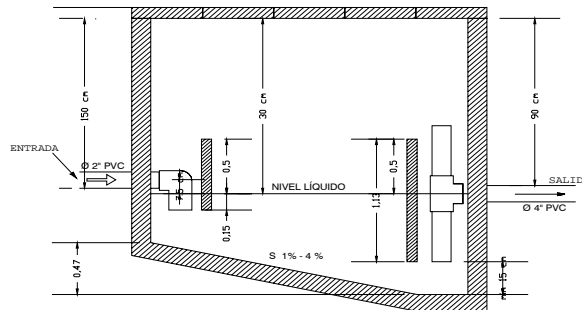
Cálculo del valor de h $h = \frac{2 \times V}{3 \times L \times a} = 0.70 \text{ m}$



- a= 1.20 m
- L= 2.20 m
- h= 0.70 m
- 2h= 1.40 m



Planta



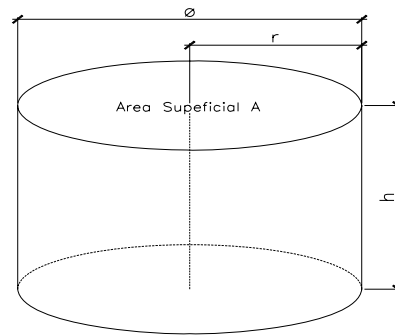
Trampa de grasa

6.1.2 Ejemplos de Diseño de unidades de Tratamiento Primario

6.1.2.1 Diseño de Sedimentador Primario Tipo Dortmund

Carga Superficial de diseño (V_s) **40.00 m³/m²/día**
 Caudal de diseño (Q) **1425.00 m³/día**
 Caudal Pico (Qpico) **1425.00 m³/día**

Calculo del area superficial Teorica $A_s = \frac{Q}{V_s} = \frac{1425}{40} = 35.63 \text{ m}^2$



Cálculo del diametro del sedimentador (ϕ) $\phi = 2r = 2 * \sqrt{\frac{A_s}{\pi}} = 2 * (35.63/3.1415)^{1/2} = 6.74 \text{ m} \approx 6.80 \text{ m}$

Calculo del Area Superficial Real $A_s = \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.1415 * (6.8/2)^2 = 36.32 \text{ m}^2$

Altura de la parte cilindrica del sedimentador (h)= **3.00 m**

Cálculo del tiempo de retención (t_0) $t_0 = \frac{h}{V_s} = 3/40 = 0.08 \text{ días} \approx 1.80 \text{ horas}$

Cálculo del volumen del tanque de sedimentación

$$V = \pi (\phi / 2)^2 * h = 108.95 \text{ m}^3$$

Cálculo de la velocidad de arrastre o velocidad crítica horizontal

$$V_H = \left[\frac{8k(s-1)gd}{f} \right]^{\frac{1}{2}} = [(8*0.05*(1.05-1)*9.8*0.001)/0.025]^{\frac{1}{2}} = 0.089 \text{ m/seg}$$

- k= 0.05 Velocidad horizontal mínima a la que se inicia el fenómeno de arrastre.
- s= 1.05 kg/m³ Peso específico de las partículas
- g= 9.8 m/seg² Aceleración de la gravedad.
- d= 0.0010 m Diámetro de las partículas
- f= 0.025 Factor de fricción de Darcy-Weisbach.

Cálculo de la velocidad horizontal teórica que se dará de acuerdo a las dimensiones tomadas

$$V_h = \frac{Q_{pico}}{A_{flujo}} = 1425/32.04 = 44.48 \text{ m/día} \quad 0.000515 \text{ m/seg} \quad \text{No susp. de partículas}$$

Area de Flujo

$$A_{flujo} = \frac{(2\pi r) x h}{2} = \pi r h = \pi * 3.4 * 3 = 32.04 \text{ m}^2$$

Diametro de la zona de entrada en el centro del tanque

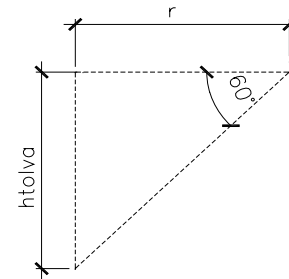
$$\phi_{entrada} = 0.20 * \phi = 0.20 * 6.8 = 1.36 \text{ m}$$

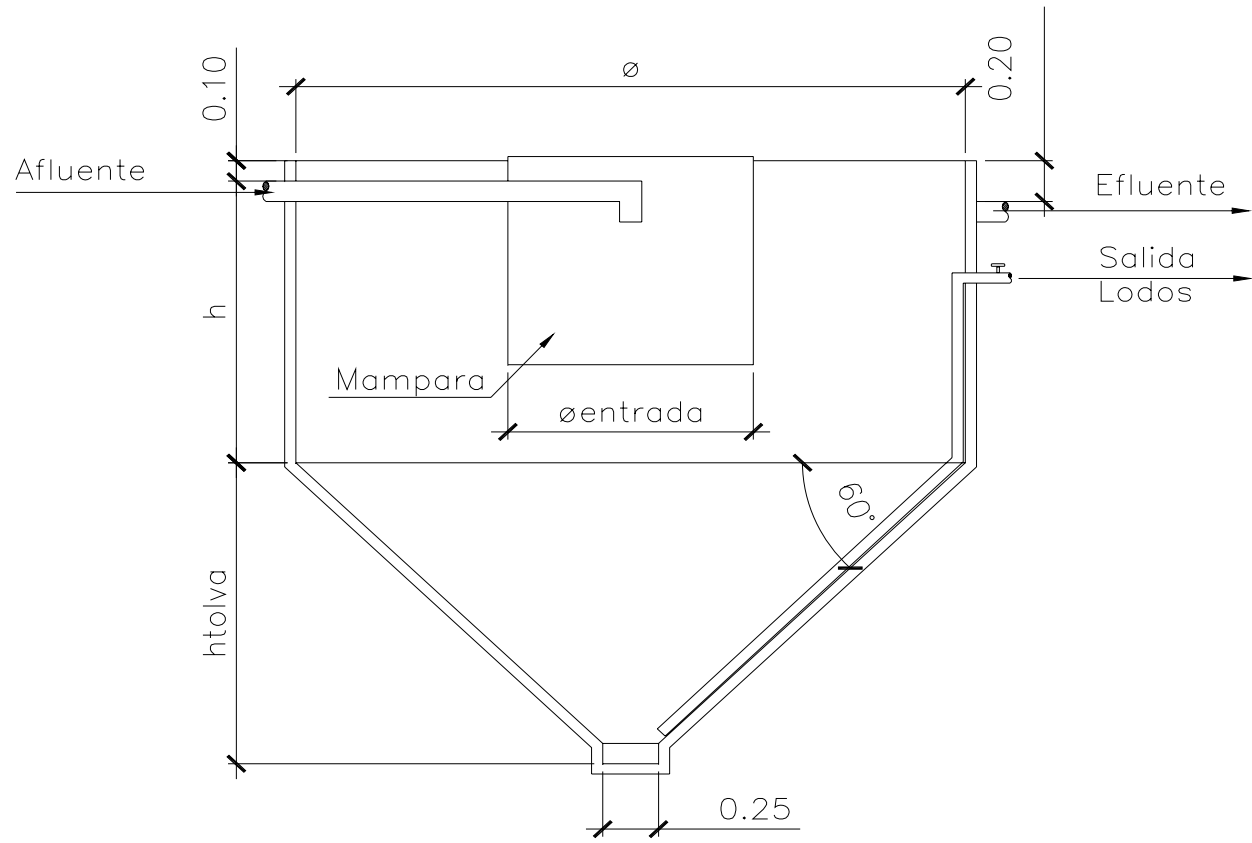
Angulo respecto a la horizontal (θ)

60

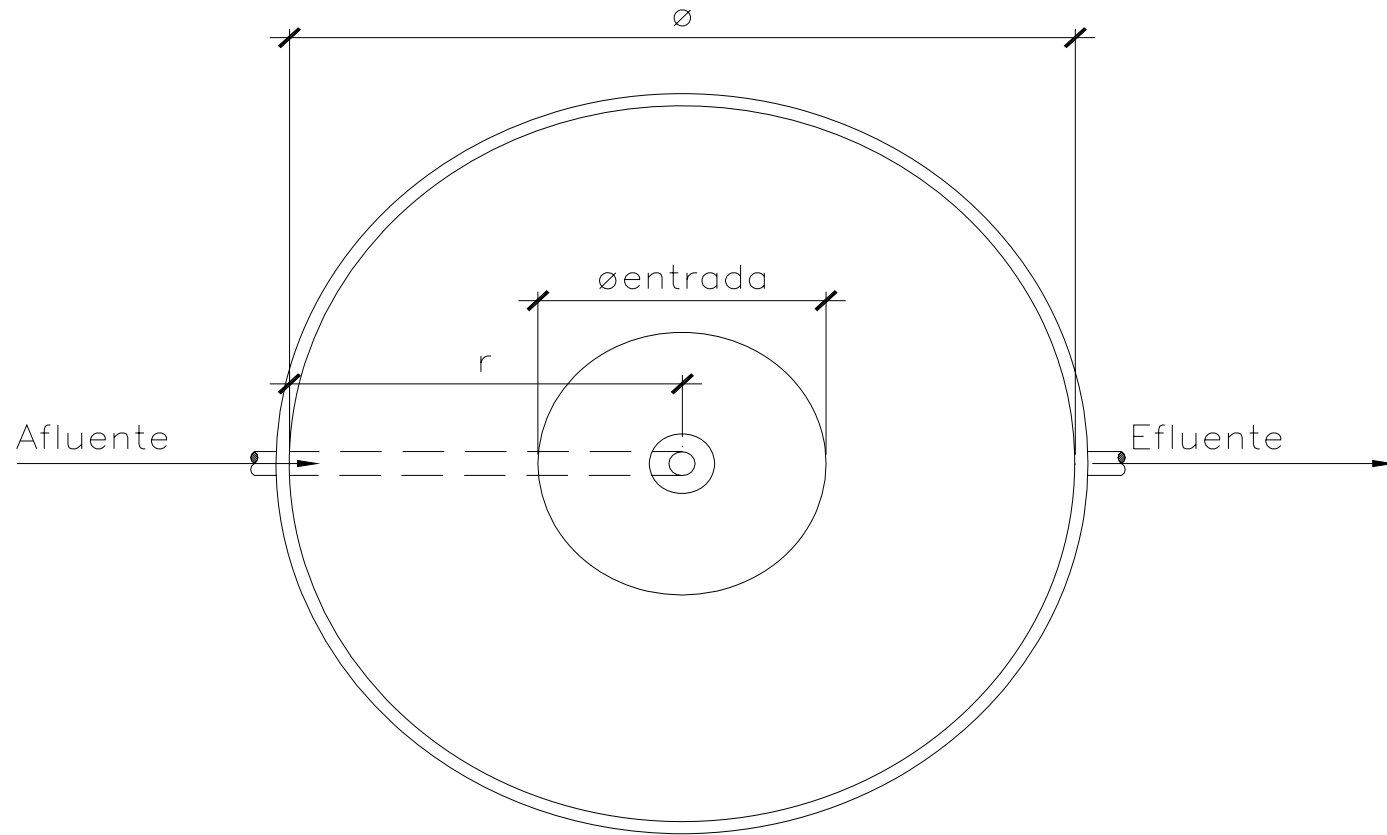
Altura de la tolva central

$$h_{tolva} = \text{Tan } \theta * r = 1.732 * 3.4 = 5.89 \text{ m}$$





ϕ	6.80 m
$\phi_{entrada}$	1.36 m
h_{tolva}	5.89 m
h	3.00 m



DETALLE GENERAL DE SEDIMENTADOR

6.1.2.2 Diseño de Fosa Séptica

Diseño de tanques sépticos

Cálculo del volumen útil requerido para el tanque (V_u , en m^3)

N=Número de personas ó unidades de contribución (habitantes ó unidades)

70.00 habitantes

T=Tiempo de retención (días)

0.50 días

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención (T)	
	Días	Horas
Hasta 1,500	1	24
De 1,501 a 3,000	0.92	22
De 3,000 a 4,500	0.83	20
De 4,501 a 6,000	0.75	18
De 6,001 a 7,500	0.67	16
De 7,501 a 9,000	0.58	14
mas 9,000	0.5	12

10500 lit

L_f = Contribución de lodo fresco (l/h/d)

1.00 lit/hab.día

Predio	Unidades	Contribución de lodo fresco L_f (L/día)
<i>Ocupantes permanentes</i>		
Residencia		L_f
Clase Alta	Persona	1
Clase media	Persona	1
Clase Baja	Persona	1
Alojamiento provisional	Persona	1
<i>Ocupantes temporales</i>		
Fabrica en general	Persona	0.3
Oficinas temporales	Persona	0.2
Edificios públicos o comerciales	Persona	0.2
Escuelas	Persona	0.2
Bares	Persona	0.1
Restaurante	Comida	0.01

D=Dotación per cápita de aguas residuales por persona (l/h/d)

150.00 lit/hab.día

K=Tasa de acumulación de lodo (días)

97.00 días

Intervalos de limpieza (años)	Valores de K (días) por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t=10 °C	10 °C < t <20 °C	t=20 °C
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

2.00 años Período de limpieza de diseño

$$V_u = 1000 + N(DT + L_f K)$$

$$1000+70(150*0.5+1*97)= 13040.00 \text{ litros} \quad 13.04 \text{ m}^3$$

Determinación de la profundidad útil del tanque (P_u , en m)

1.80 m

Volumen útil (m³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Más de 10	1.8	2.8

Determinación de la relación Largo-Ancho (r)

4 :1

Cálculo del ancho del tanque séptico

$$\text{Ancho} = \sqrt{\frac{V_u}{r * P_u}} = (13.04/(4*1.8))^{1/2} \quad 1.30 \text{ m}$$

Cálculo del Largo del tanque séptico

$$L = r * \text{Ancho} = 4*1.3 \quad 5.20 \text{ m}$$

Volumen de natas mínimo

0.70 m³

Profundidad de espuma sumergida (H_e)

$$H_e = \frac{0.70}{L * \text{Ancho}} = \frac{0.7/5.2*1.3}{1} \quad 0.10 \text{ m}$$

Profundidad libre de espuma sumergida (H_e)=

0.10 m

Altura de espacio libre (H_l)=

0.30 m

Longitud de primer cámara

3.47 m

Longitud de segunda cámara

1.73 m

Longitud de primer cámara A

3.47 m

Longitud de segunda cámara B

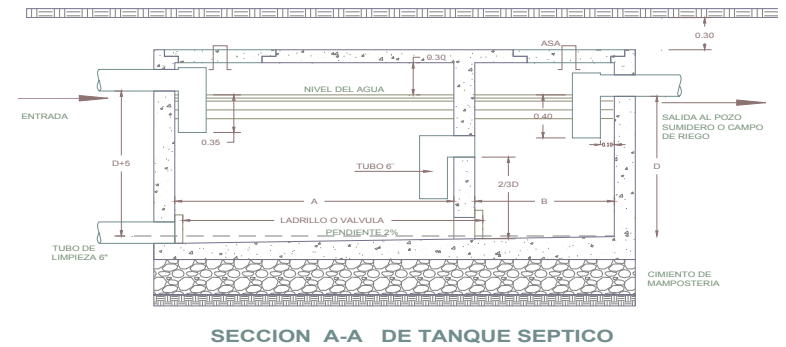
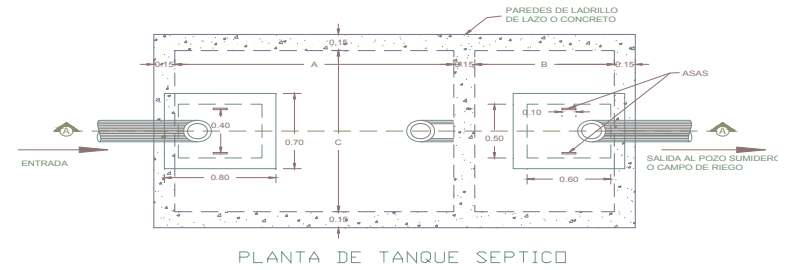
1.73 m

Ancho interno C

1.30 m

Altura del tanque total D

2.30 m



Diseño de Sistema de Infiltración

Pozos de absorción

Cálculo del coeficiente de infiltración C (lit/m²/día)

Determinación de la tasa de infiltración

16.00

$$C = \frac{1623}{TI + 7.5} = 1623/(16+7.5)$$

69.06 lts/m²/día

Cálculo del área de absorción A (m²)Caudal **10500.00lts/día**

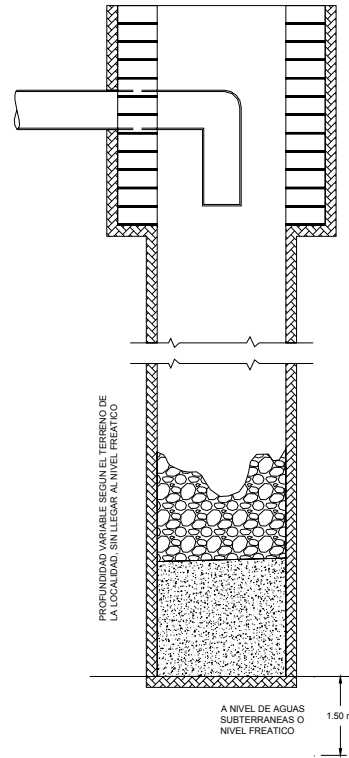
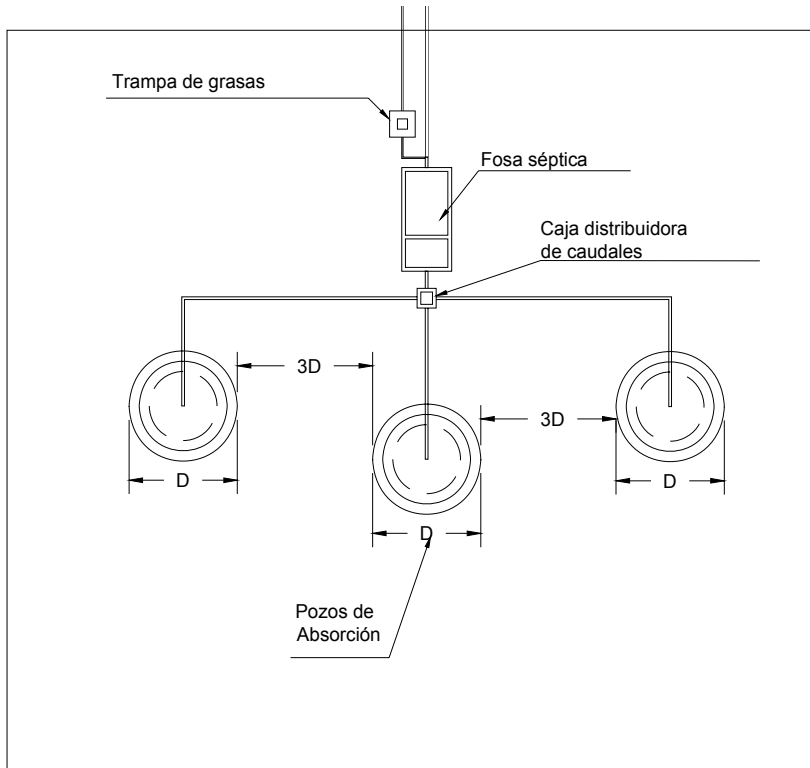
$$A = \frac{Q}{C} = \frac{10500}{69.06} = \underline{152.04 \text{ m}^2}$$

Cálculo de la altura total de pozoDeterminación del diametro D de los pozos (1.0 a 2.5 m) **2.00 m**

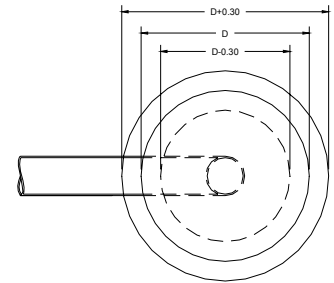
$$H = \frac{A}{\pi D} = \frac{152.04}{(3.1416 \cdot 2)} = \underline{24.20 \text{ m}}$$

Esta altura deberá ser distribuida en número de pozos del diametro especificado, considerando que el nivel freatico deberá estar a 1.5m minimo del fondo del pozo, además considerar la distancia entre pozos como minimo 3 veces el mayor diametro de los pozos

Profundidad del nivel freático a partir del nivel del suelo **10.80 m**Profundidad máxima de un pozo **9.30 m**Broquel de pozos **1.00 m**Altura útil de pozos **8.30 m**Número de pozos necesarios **2.9**
≈ **3.00 pozos**



SECCION DE POZO DE ABSORCION



PLANTA DE POZO DE ABSORCION

6.1.2.3 Diseño de Tanque Imhoff Rectangular

Diseño de la cámara de sedimentación

Caudal de diseño (Qp) 750.00 m³/día

Caudal de diseño (Qp) 31.25 m³/hora

Selección de parámetros

Relación Largo-Ancho de las cámaras de sedimentación (r) 5 :1

Carga por unidad de superficie (CUS) 1.50 m³/m².hora

Período de retención nominal (R) 1.50 horas

Número de cámaras a usar 2.00 unidades

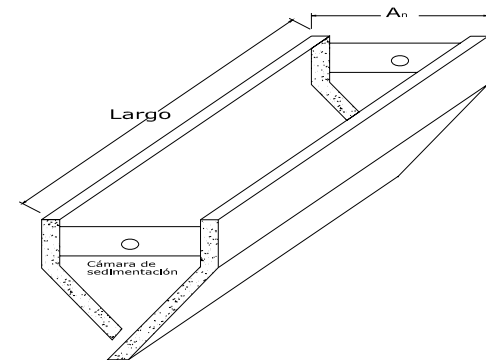
Cálculo del Área de una cámara de sedimentación A_s (m²)

$$A_s = \frac{Q_p}{CUS \cdot \# \text{ unidades}} = \frac{31.25}{(1.5 \cdot 2)} = 20.83 \text{ m}^2$$

Cálculo del largo y ancho de una de las cámaras de sedimentación L y A_n (m)

$$\text{Ancho } A_n = \sqrt{\frac{A_s}{r}} = (20.83/5)^{1/2} = 2.04 \text{ m}$$

$$\text{Largo } L = r \cdot A_n = (5 \cdot 2.04) = 10.20 \text{ m}$$



Cálculo del Volumen de las cámaras sedimentadoras V_s (m^3)

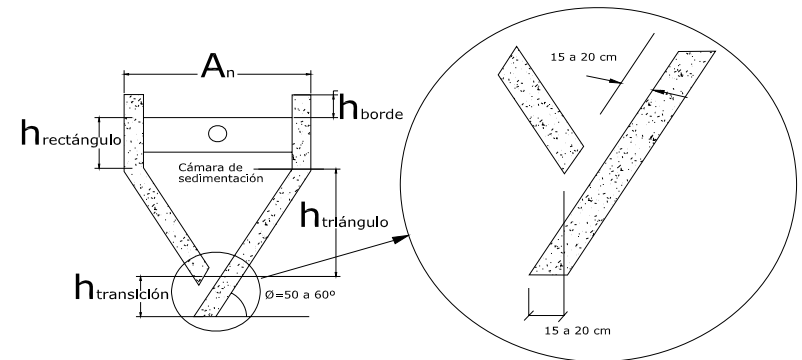
$$V_s = \frac{Q_p \cdot x \cdot R}{\# \text{ unid}} = (31.25 \cdot 1.5/2) = 23.44 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de las cámaras sedimentadoras

Area de la sección transversal de las cámaras sedimentadoras

$$A_{\text{transversal}} = \frac{V_s}{L} = (23.4375/10.2) = 2.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Angulo } \phi = 50^\circ$$



Cálculo de la altura del triángulo

$$h_{\text{triángulo}} = \frac{A_n \cdot \tan \phi}{2} = \frac{(2.04 \cdot \tan 50)}{2} = 1.22 \text{ m}$$

Cálculo del área del triángulo y el rectángulo

$$A_{\text{triángulo}} = \frac{A_n \cdot h_{\text{triángulo}}}{2} = \frac{(2.04 \cdot 1.22)}{2} = 1.24 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{rectángulo}} = A_{\text{transversal}} - A_{\text{triángulo}} = (2.3 - 1.24) = 1.06 \text{ m}^2$$

Cálculo de la altura del rectángulo

$$h_{\text{rectángulo}} = \frac{A_{\text{rectángulo}}}{A_n} = \frac{1.06 \text{ m}^2}{2.04 \text{ m}} = 0.52 \text{ m}$$

Altura de transición 0.20 m

Altura de borde libre 0.30 m

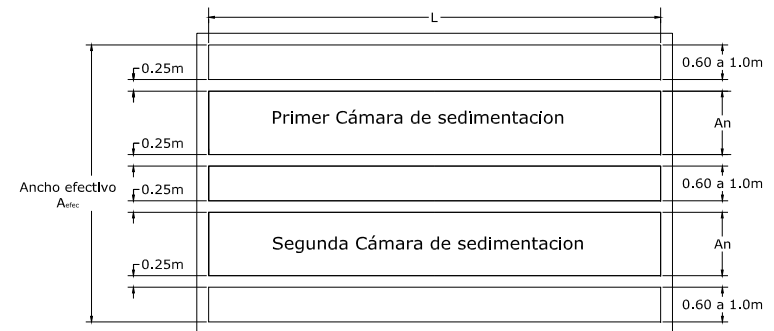
Cálculo de la altura total de las cámaras de sedimentación

$$h_{\text{se dim entación}} = h_{\text{borde}} + h_{\text{rectángulo}} + h_{\text{triángulo}} + h_{\text{transición}} = 0.3+0.52+1.22+0.2= 2.24 \text{ m}$$

Cálculo de la altura de sedimentación por medio de la siguiente relación

$$h_{\text{se dim entación}} = Cus .x.(R) = 1.5*1.5= 2.25 \text{ m}$$

Diseño del área de ventilación y cámara de natas



Ancho efectivo a considerar **8.40 m**

$$A_{natas} = \left[A_{efectivo} - \#unid * (An + 0.50) \right] * L$$

$$= [8.4 - 2 * (2.04 + 0.50)] * 10.2 = \mathbf{33.86 \text{ m}^2}$$

$$\% = \frac{A_{natas} * 100}{L * A_{efectivo}} > 30\%$$

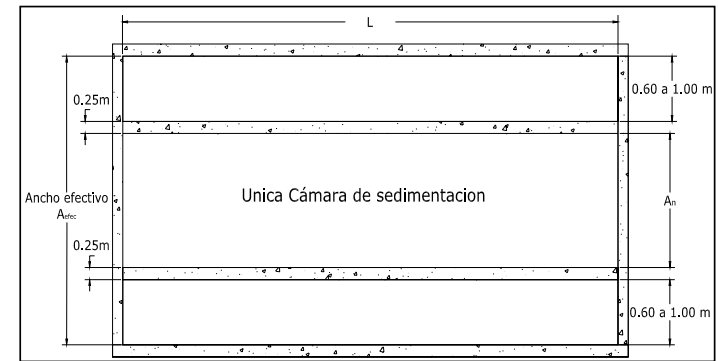
$$= (33.86 / 10.2 * 8.4) = \mathbf{39.52\%} \quad \mathbf{Cumple}$$

Habitantes **5000.00 habitantes**

Volumen del area de Natas (28 lts/hab.) **50.00 m³**

Altura en area de gases y natas **1.48 m**

Diseño correcto



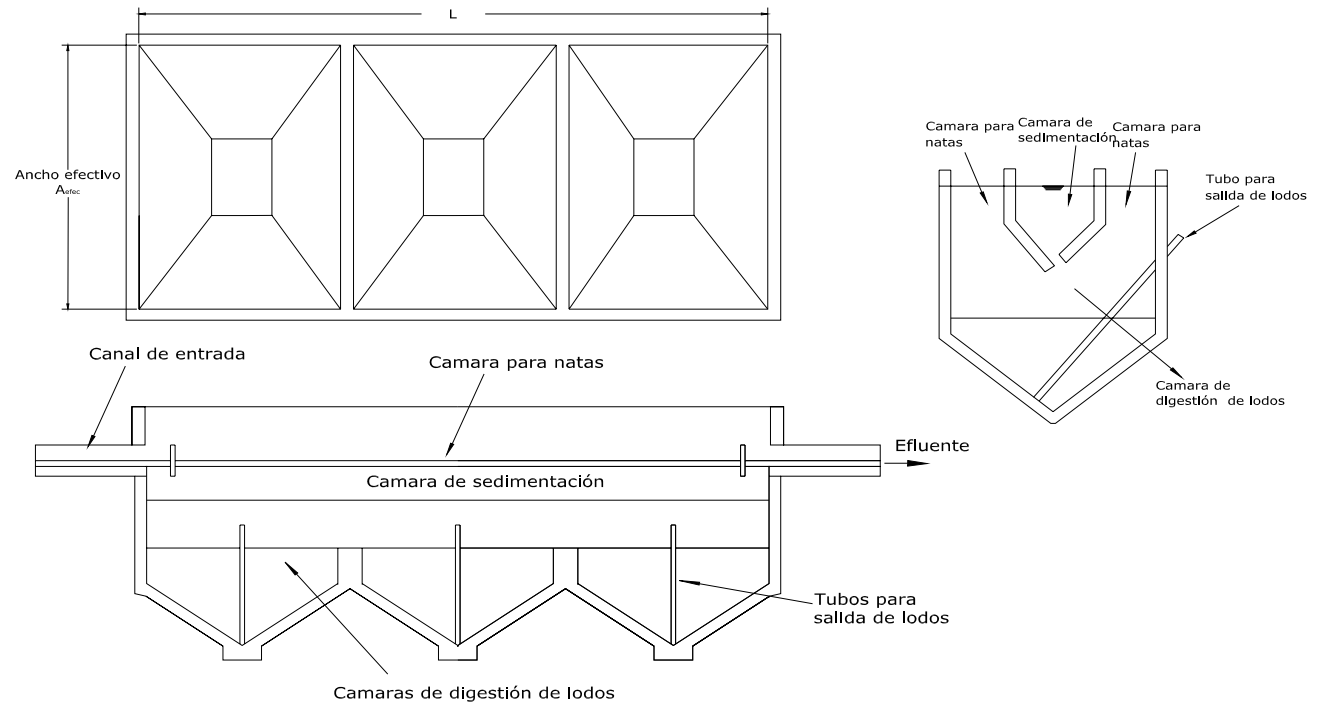
Diseño de la zona de digestión

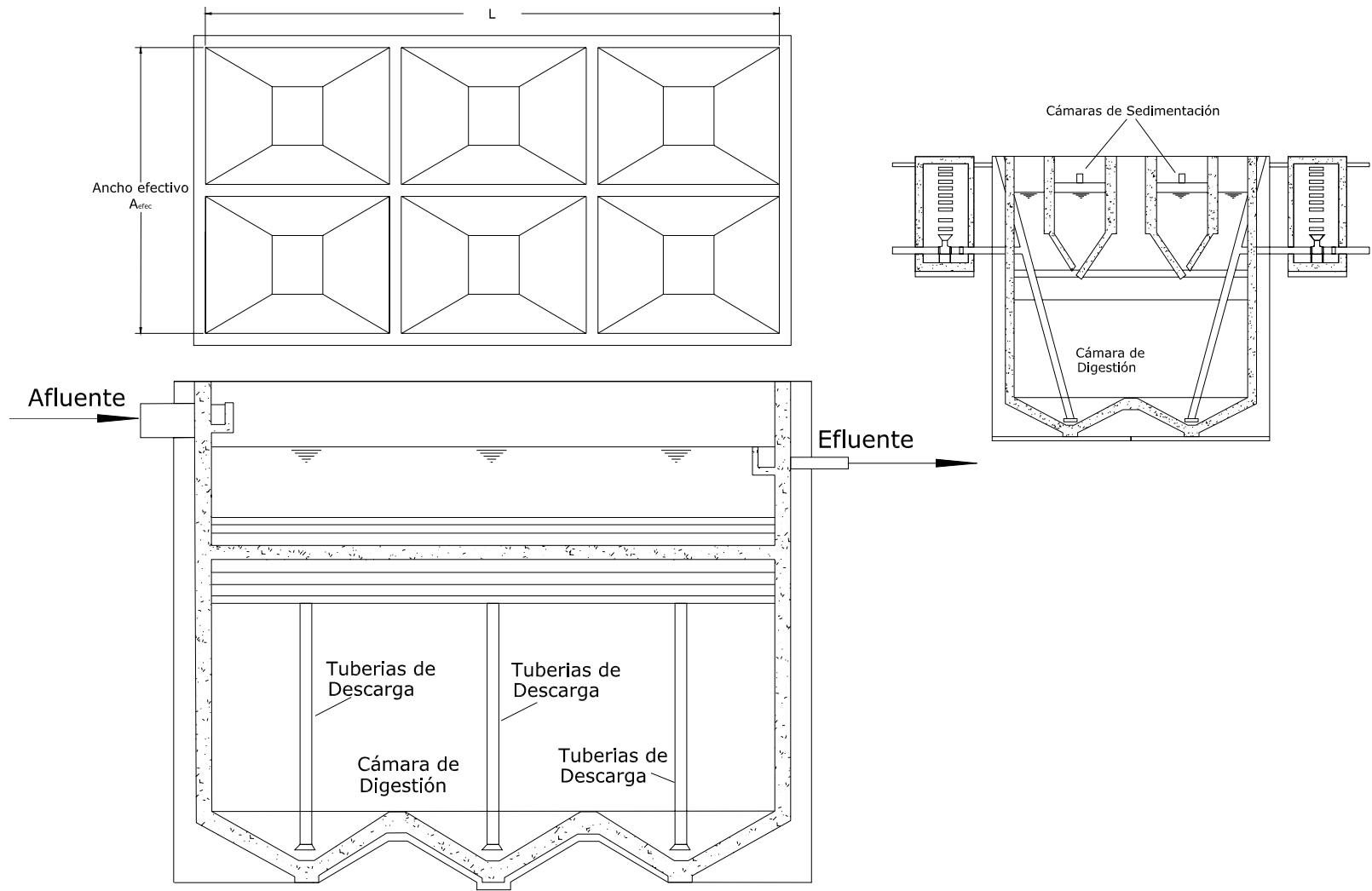
Volumen de almacenamiento y digestión V_d (m³)

Factor de capacidad relativa fcr 0.60

$$V_d = \frac{70 * P * fcr}{1000}$$

$70 * 5000 * 0.6 / 1000$ 210.000 m³





Cálculo del número de tolvas a usar

$$\#tolvas / línea = \frac{L}{A_{efectivo}} \quad 1.2 \quad 1$$

Número de líneas de tolvas 2.00 líneas

Número total de tolvas 2

Cálculo de las dimensiones de las tolvas

Ancho de las tolvas

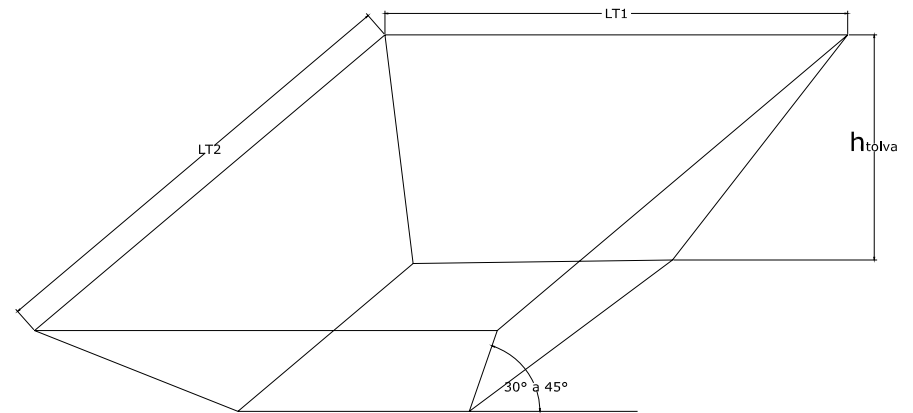
$$LT_2 = \frac{A_{efectivo} - 0.25(\#unid.sed - 1)}{\#unid.sed} \quad 4.08 \text{ m}$$

Largo de las tolvas

$$LT_1 = \frac{L - 0.25 * (\#tolvas / línea - 1)}{\#tolvas / línea} \quad 10.20 \text{ m}$$

Altura de la tolva

$$h_{tolvas} = \frac{LT_2}{4} \quad 1.02 \text{ m}$$



Cálculo del volumen por tolva

$$V_{tolvas} = \frac{(LT_1) * (LT_2) * h_{tolva}}{3} = 14.15 \text{ m}^3$$

Cálculo del volumen total de las tolvas

$$V_{tolvas .total} = \# tolvas * V_{tolvas} = 28.30 \text{ m}^3$$

Dimensionamiento de la zona rectangular de la cámara de digestión

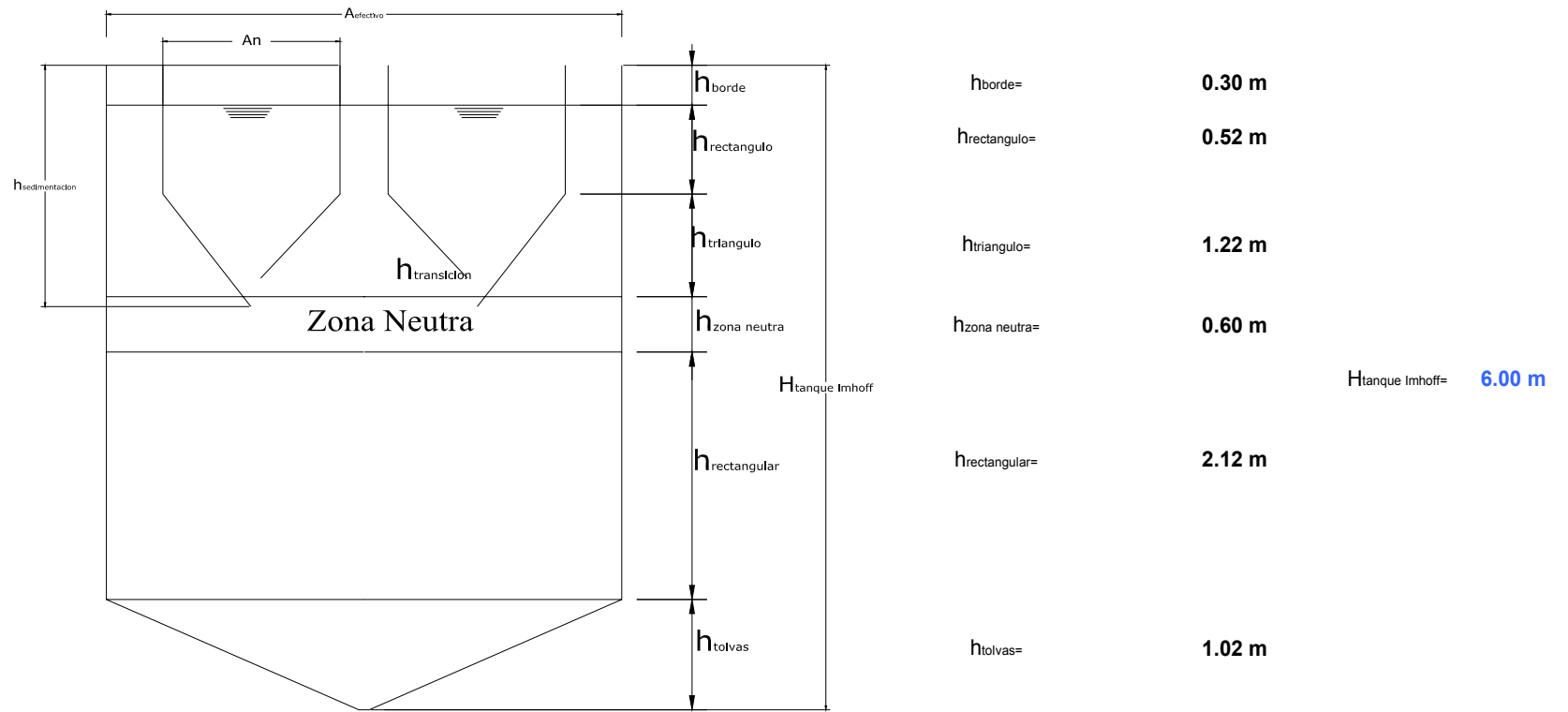
$$V_{rectángula r} = V_d - V_{tolvas .total} = 181.70 \text{ m}^3$$

$$h_{rectángula r} = \frac{V_{rectángula r}}{L * A_{efectivo}} = 2.12 \text{ m}$$

Dimensionamiento del Tanque Imhoff en elevación

Altura de Zona neutra (h_{zona neutra}) **0.60 m**

$$h_{\text{tanque imhoff}} = h_{\text{borde}} + h_{\text{rectángulo}} + h_{\text{triángulo}} + h_{\text{transición}} + h_{\text{zona neutra}} + h_{\text{rectangular}} + h_{\text{tolvas}} = \mathbf{6.00\ m}$$



6.1.3 Ejemplos de Diseño de unidades de Tratamiento Secundario

6.1.3.1 Diseño de Laguna Facultativa

Temperatura del ambiente	21.00 °C
Temperatura del agua (T)	23.00 °C

Cálculo de la carga máxima superficial (Csm) (para C.A. puede variar de 275 a 350 Kg DBO/Ha-día)

$C_{sm} = 357.4(1.085)^{(T-20)}$	$357.4(1.085)^{(23-20)}$	456.50	(Kg DBO/Ha-día)	Fórmula del CEPIS
$C_{sm} = 250x(1.05)^{(T-20)}$	$250x(1.05)^{(23-20)}$	289.41	(Kg DBO/Ha-día)	Fórmula del SO90

Para el uso de la siguiente fórmula se necesita conocer el valor de RS (insolación solar en una superficie horizontal para la zona en estudio) tomado de la página electrónica (<http://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/grid.cgi?uid=0>) en unidades de kW-hrs/m²-día

RS	4.36 kW-hrs/m ² -día	1 kW-hrs/m ² -día = 0.359999E+08 kJ/ha-día.
RS	4.36kW-hrs/m ² -día x (0.359999E+08 kJ/ha-día)/(kW-hrs/m ² -día)	156959564.00 kJ/ha-día

El valor anterior se sustituye en la siguiente ecuación (con la conversión de unidades hecha)

$C_{sm} = (1.937 E - 06).(RS)$	$1.937E-06x(156959564)$	304.03 kg DBO/Ha-día	Fórmula de documento de monitoreo Honduras
Carga máxima superficial a considerar en el diseño	289.41	kg DBO/Ha-día	

Cálculo del Area superficial de la laguna Facultativa (m²)

Para determinar el área superficial de la laguna se necesita conocer lo siguiente:

Qmed =	2615.00m ³ /día	Caudal medio diario	Fs =	0.90	Factor de seguridad
Lo =	348.00 mg/lit	DBO Afluente	Csm=	289.41	kg DBO/Ha-día

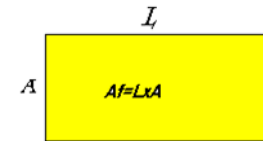
$$A_f = \frac{10 L_o Q_{med}}{C_{sm} (F_s)} = \frac{10 \times 348 \times 2615}{289.40625 \times 0.9} = 34938.20 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento de la Laguna con el área encontrada

Relación Largo/Ancho (L/A) Puede variar de 2/1 a 3/1 3 /1

Tenemos:

L/A=3	L=3A	Sustituyendo L en la siguiente ecuación tenemos		
Af= LxA	Af=3AxA	Af=3A ²	A=(Af/3) ^(1/2)	A= 107.92 m
				L= 323.75 m



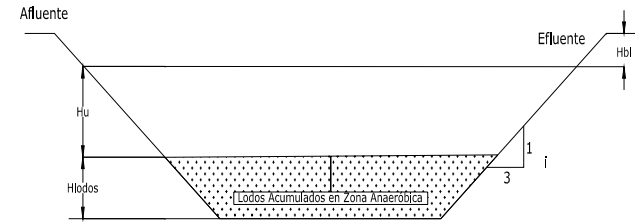
Cálculo del Volumen de la Laguna (m³)

Con la longitud y el ancho encontrado, mas la asunción de otras variables de acuerdo a la experiencia se tiene:

$$V_f = \frac{H_u}{6} [(LxA) + (L - 2iH_u)(A - 2iH_u) + 4(L - iH_u)(A - iH_u)]$$

Vf= (1.8/6) x [(323.750830114766 x 107.916943371589) + (323.750830114766 - 2 x 3 x 1.8) x (107.916943371589 - 2 x 3 x 1.8) + 4 x (323.750830114766 - 3 x 1.8) x (107.916943371589 - 3 x 1.8)] = 58762.93 m³

- Hu 1.80 m Altura útil de la Laguna (Varía de 1.5 a 2.0 m)
- L 323.75 m Largo de la Laguna ((Relación L/A, comprendida entre 2/1 a 3/1)
- A 107.92 m Ancho de la Laguna (Relación L/A, comprendida entre 2/1 a 3/1)
- i 3.00 /1 Relación de talud horizontal / vertical (1.50/1 a 3/1)
- Hbl 0.50 m Altura de borde libre (0.50m)



Período de Retención (días)

Al sustituir el volumen encontrado junto al caudal en la siguiente ecuación, se determina el período de retención en días.

$$R = \frac{V_f}{Q} = \frac{58762.93 \text{ m}^3}{2615 \text{ m}^3/\text{día}} = 22.47 \text{ días}$$

R > 10 OK, Continuar con el diseño

Determinación del período de Limpieza y altura de lodos

$$n = \frac{0.25 \cdot V_f}{txPob}$$

$t =$	0.10 m³ /hab. Año	Tasa de aporte de lodos percapita anual	
$Pob. =$	15000.00 hab.	Habitantes a considerar en el diseño	
		$\frac{0.25 \times 58762.93}{0.1 \times 15000}$	9.7938217 Años

Cálculando el Volumen de lodos que corresponden al período de Limpieza

$$V_l = txPob \cdot n$$

	$VI = 0.1 \times 15000 \times 9.79382166666667$	14690.73 m³
--	---	-------------------------------

Cálculando la altura de lodos en la laguna

$$H_l = \frac{V_l}{A_f}$$

	$=(14690.7325)/(34938.2)$	0.42 m
--	---------------------------	---------------

Cálculando la altura total de la laguna

$$H_t = H_u + H_l + H_{bl}$$

	$= 1.8 + 0.42 + 0.5$	2.72 m Altura total de la Laguna
--	----------------------	--

Remoción de DBO

La DBO en el efluente se predice de acuerdo a la siguiente ecuación que supone flujo disperso

Hu	1.80 m	Altura útil de la Laguna
L	323.75 m	Largo de la Laguna
A	107.92 m	Ancho de la Laguna

$$d = \frac{1.158 \cdot [R(A + 2H_u)]^{0.489} (A)^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (LH_u)^{1.489}}$$

d= **0.222** Valor de d para evaluaciones

R **22.47 días** Periodo de Retención

T **23.00 °C** Temperatura del agua

$$d = \frac{L/A}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2}$$

d= **0.312** Valor de d para diseño

$$k_{Ta} = k_{20} \times 1.05^{(T-20)} \rightarrow k_{20} = 0.20 \cdot a \cdot 0.30 \cdot \text{días}^{-1} = 0.25 \times 1.05^{(23-20)} \quad \text{hta} = 0.29$$

k20= **0.25 días** hta= 0.29

$$k_{Ta} = k_{20} \times 1.09^{(T-20)} \rightarrow k_{20} = 0.15 \cdot \text{días}^{-1} = 0.15 \times 1.09^{(23-20)} \quad \text{hta} = 0.19$$

k20= **0.15 días** hta= 0.19

$$a = \sqrt{1 + 4 k_{Ta} R d} = (1 + 4 \times 0.29 \times 22.47 \times 0.312)^{1/2} \quad \text{a} = 3.02$$

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{4 a e^{(\frac{1}{2d})}}{(1 + a)^2 \cdot e^{(\frac{a}{2d})} - (1 - a)^2 \cdot e^{-(\frac{a}{2d})}} = 0.03$$

Lp= **10.19 mg/l**

Ok, cumple con la norma

Valor de Lp máx según norma Salvadoreña= **15.00 mg/l**

Remoción de Coliformes y Escherichia Coli

$$k_b = k_{20} \times 1.05^{(T-20)} \rightarrow k_{20} = 0.6 \cdot a \cdot 1.0 \cdot \text{días}^{-1} = 0.7 \times 1.05^{(23-20)} \quad \text{kb} = 0.81$$

k20= **0.70 días** kb= 1.03

$$k_b = 0.841 \times 1.07^{(T-20)} \quad \text{kb} = 1.03$$

$$a = \sqrt{1 + 4 k_b R d} = (1 + 4 \times 1.03 \times 22.47 \times 0.311730415536644)^{1/2} \quad a = 4.87$$

$$\frac{N_p}{N_o} = \frac{4 a e^{(\frac{1}{2d})}}{(1 + a)^2 \cdot e^{(\frac{a}{2d})} - (1 - a)^2 \cdot e^{-(\frac{a}{2d})}} = 0.001139$$

No= 100000.00 % de remoción 99.89%
 Np= 113.90

Ok, cumple

6.1.3.2 Diseño de Lodos Activados (Aireación Extendida)

Cálculo del Volumen del Tanque de Aireación

- θ_c = Edad de lodos o tiempo de residencia celular medio basado en el volumen del tanque de aireación
 Q= Caudal de aguas residuales crudas
 Y= Coeficiente estequiometrico de producción de lodos
 So = Concentración de DBO o DQO del afluente
 S= Concentración de DBO o DQO del efluente
 X= Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el liquido de mezcla (tanque de aireación)
 X_w= Concentración de sólidos suspendidos volátiles en el liquido de mezcla (Sistema completo)
 k_d= Coeficiente de decaimiento endógeno

	25.00 días
	200.00 m ³ /día
	0.60 gSSV/gDQO
400.00 mg/lit	0.40 kg/m ³
10.00 mg/lit	0.01 kg/m ³
	4.30 kg/m ³
	8.00 kg/m ³
	0.10 d ⁻¹

Volumen del tanque de aereación para la producción de biomasa heterotrófica

$$V_{r1} = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X (1 + K_d \theta_c)} = \frac{25 \cdot 200 \cdot 0.6 (0.4 - 0.01)}{4.3 (1 + 0.1 \cdot 25)} = 77.74 \text{ m}^3$$

Factor de seguridad = 0.85
Volumen con factor de seguridad = 91.46 m³

Volumen del tanque de aereación para la producción de restos de tejido celular

$$V_{r2} = \frac{f_d K_d \theta_c^2 Q Y (S_o - S)}{X (1 + K_d \theta_c)} = \frac{0.15 \cdot 0.1 \cdot 25^2 \cdot 200 \cdot 0.6 (0.4 - 0.01)}{4.3 (1 + 0.1 \cdot 25)} = 29.15 \text{ m}^3$$

Volumen con factor de seguridad = 34.29 m³

f_d= Fracción celular remanente = 0.15 g/g

Volumen del tanque de aereación para los solidos suspendidos inertes

SSI= SST-SSV= 35.00 mg/lit

SST= 250.00 mg/lit
SSV= 215.00 mg/lit

$$V_{r3} = \frac{\theta_c \cdot SSI \cdot Q}{1000 \cdot X} = \frac{25 \cdot 35 \cdot 200}{1000 \cdot 4.3} = 40.70 \text{ m}^3$$

Volumen con factor de seguridad = 47.88 m³

Volumen total del tanque de aireación con factor de seguridad 173.63 m³
 Volumen total del tanque de aireación sin factor de seguridad 147.59 m³

173.63 m³**Cálculo del tiempo de retención hidráulica**

$$\theta = \frac{V_r}{Q} = \frac{173.63 \text{ m}^3}{200.00 \text{ m}^3/\text{día}} = 0.87 \text{ días} \approx 20.90 \text{ horas}$$

Volumen de lodo residual diario

$$Q_w = \frac{V_r X}{X_w \theta_c} = \frac{(173.63 * 4.3)}{(8 * 25)} = 3.74 \text{ m}^3/\text{día}$$

Masa de lodo residual

$$\text{Masa de lodo residual} = Q_w X_w = (3.74 * 8) = 29.92 \text{ kg/día}$$

Fracción de lodo recirculado

$$Q_r = \frac{Q_o X - Q_w X_w}{X_w - X} = \frac{(200 * 4.3 - 3.74 * 8)}{(8 - 4.3)} = 224.35 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\frac{Q_r}{Q} = \frac{224.35 \text{ m}^3/\text{día}}{200.00 \text{ m}^3/\text{día}} = 1.12 \quad 112\%$$

Relación F/M

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{\theta X} = \frac{0.40}{(0.87 * 4.3)} = 0.11$$

Dimensionamiento del tanque de aireación

Volumen	173.63 m ³
Profundidad hidráulica	3.00 m
Area del taque	57.88 m ²
Relacion L/A	1.0 :1
Largo del tanque	7.70 m
Ancho del tanque	7.70 m
Borde Libre	0.50 m

Requerimientos de Oxigeno en el tanque de aireación

Producción diaria neta de lodos activados (Px)

$$Px = 3.74 \text{ m}^3/\text{día}$$

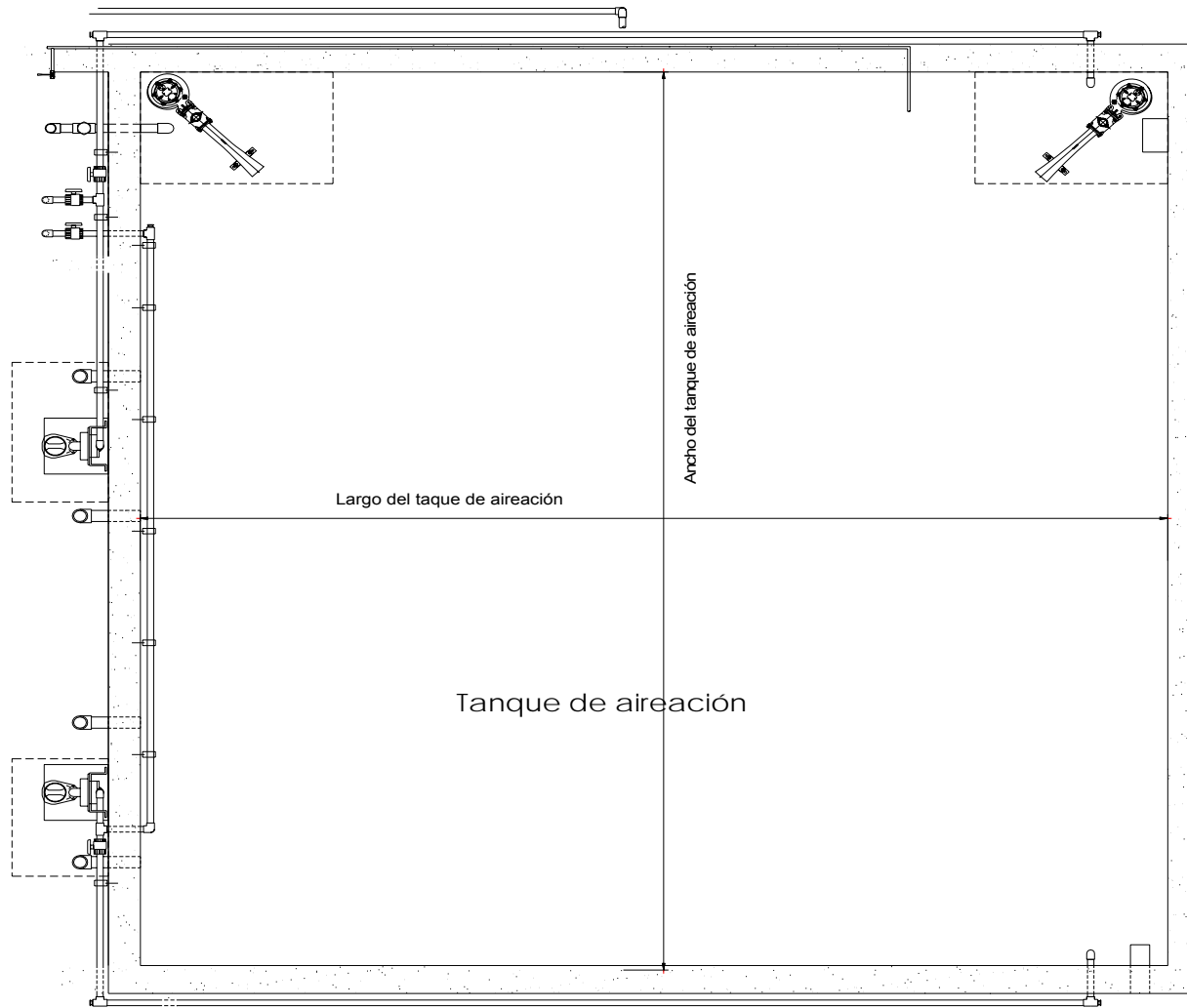
$$KgO_2 / dia = \frac{Q * (S_o - S)}{f} - 1.42 Px \quad 150.69 \text{ kg/día} \quad 6.28 \text{ kg/hora}$$

f 0.5 Factor de conversión de BDO₅ a DBO₅. (Puede variar de 0.45 a 0.68)

De acuerdo a catalogos existe un aireador denominado 55BER4: Transferencia de oxigeno a 3.5m de profundidad liquida: 5.0 kg/hr y se necesitan 6.30 kg/hora, entonces se deben usar 2 Aireadores 55BER4

Características	Fabricante/Proveedor	Cantidad
Modelo 55-BER4	Tsurumi pump	2
Impulsor Semi-open		
Motor 7.5HP		
Voltaje 230 VAC,60 Hz		
Fase trifásico		
Amperaje 21.5 A		





6.1.3.3. Diseño de Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)

Diseñaremos un RAFA Circular

Para el diseño del reactor utilizaremos cargas bajas.

Según van Haandel y Lettinga, la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de aguas residuales, dependiendo esta del clima de la región; sin embargo, siempre tendrá un valor por debajo de la temperatura óptima para la digestión anaerobia (30 a 35°C)

Sistema de alimentación (m²/punto); se recomienda 1 difusor para cada 2 a 4 m² de la superficie del fondo

La temperatura que se recomienda utilizar varía de los siguientes valores: 15° - 28°

Utilizaremos una carga de diseño de: 2,0 a 15,0 2.5 Kg DQO/ m³.d

Caudal de diseño Qmedio 20.83 m³/h

Luego determinaremos la capacidad del Reactor en base a la temperatura de diseño:

Poblac Dot Qmd
5000 100 5.79 l/s

Determinacion del Volumen del Reactor

Temperatura (°C)	Carga Orgánica Volumetrica Kg DQO/m ³ .d
40	15 - 25
30	10 -15
20	5 a 10
15	2 a 05
10	1 a 3

El Tiempo de Retención Hidráulica depende de la temperatura y para el caso específico de El Salvador, oscila entre 15 y 28°C. Definiéndose un TRH de 9 horas, (TRH debe ser >4 horas). Por lo que el volumen del reactor se calcula de la siguiente forma:

TRH = 6.0 horas

$$Volumen Reactor(m^3) = TRH medio(h) \times Caudal medio(m^3 / h) = \underline{125.00 m^3}$$

Cálculo de la altura del Reactor

El parámetro que limita la altura del reactor es la velocidad media del líquido (Vml), o carga organica superficial, no debe exceder el valor de 1 m/h,

Vml = 0.7 m/h

Por lo tanto adoptando un margen de seguridad se recomienda utilizar 0,50 m/h, escogido con el criterio de lograr una mayor eficiencia global en el proceso de tratamiento.

La relación entre la velocidad ascensional del líquido y la altura del reactor UASB permiten calcular la altura del reactor a partir de la ecuación.

$$H_{REACTOR} = Vml \times TRH = \underline{4.20 m} \quad \text{Diam } \phi = \underline{6.20 m}$$

Determinacion de las unidades de alimentacion = $\frac{Area \text{ Re actor}}{2 \text{ a } 4} = \underline{29.76 m^2} = \underline{7 \text{ difusores}}$

Diseño del separador GSL (Gas - Sólido - líquido)

Volumen de Sedimentación del colector de gas = 20% del Volumen del Reactor

Volumen de colector = **25.00 m³**

$$A_{\text{colector}} = \frac{Vol_{\text{Colector}}}{H_{\text{colector}}}$$

Altura del filtro = $H_{\text{reactor}} + A_{\text{colector}} + 0,4$

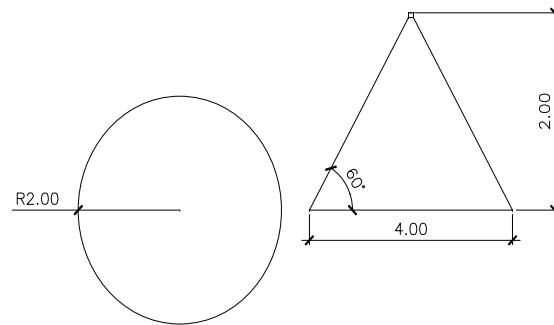
Area del colector = **12.50 m²**

Altura del colector = **2.00 m**

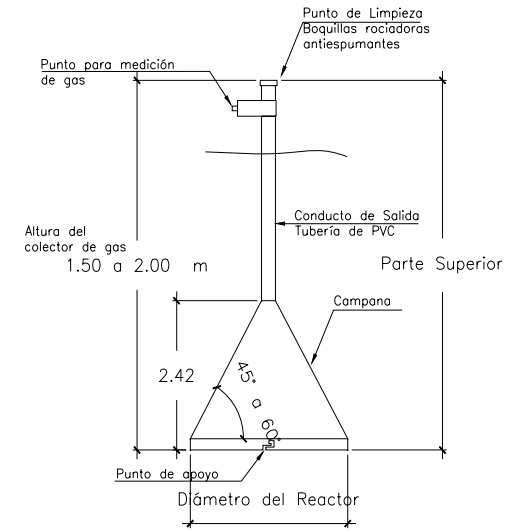
Diametro del colector = **2.00 m**

Altura total del Reac = **6.60 m**

Vol total del reactor = **150.00 m³**



SEPARADOR GSL



SEPARADOR GSL

6.1.3.4 Diseño de Filtro Biológico Cuadrado

Consideraciones de diseño:

Se tomaran en cuenta un sistema de 2 filtros en serie, los cuales no tendrán sin recirculación

De la siguiente tabla consideraremos algunos parametros basicos en el diemsonamiento de los filtros:

Característica	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Tasa superalta	Rugoso	Dos etapas	Utilizado min	Utilizado max
Tasa de aplicación Hidráulica	0,9 - 3,7	3,7 - 9,4	9,4 - 37,4	14,0 - 84,2	46,8 -	9,4 -37,4		
Carga Orgánica Kg DBO5/m ³ .d	0,1 - 0,4	0,2 - 0,5	0,5 - 1,0	0,5 - 1,6	1,6 - 1,9	1,0 - 1,9	1.0	1.9
Medio Filtrante	Roca	Roca	Roca	Plastico, madera roja	Roca	Roca	Roca	Roca
Profundidad, m	1,8 - 2,4	1,8 - 2,4	0,9 - 1,8	3,0 - 12,2	4,6 - 12,2	1,0 - 1,9	1.8	2.0
Eficiencia de remocion	80 - 90	50 - 70	65 -85	65 - 80	40 - 65	85 - 95		
Tasa Recirculación	0	0 - 1	1 a 2	1 a 2	1 a 4	0,5 a 2	0	0
Tiempo de retencion "t"	0	2.5	2	2	2	2	2.0	2.5

La remoción esperada de DBO y de sólidos suspendidos (SST) se calcula mediante la siguiente expresión

$$R = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

R = Porcentaje de remoción esperado

t = Tiempo de retención

a, b = Constantes empíricas

Los valores de dichas constantes se toman de la siguiente tabla:

Variable	a	b
DBO	0.018	0.02
SST	0.0075	0.014

Determinando el porcentaje de remocion por cada parametro obtenemos:

Para la DBO:

$$R_{DBO} = \underline{\underline{34.48 \%}}$$

Para los SST:

$$R_{SST} = \underline{\underline{56.34 \%}}$$

Hay que considerar una reduccion de remocion realizada por los sedimentadores de la siguiente manera:

$$DBO_{ini} - DBO_{ini} * R_{DBO} = \underline{\underline{131.03 \text{ mg/l}}}$$

CALCULO DE LA EFICIENCIA TOTAL DE LOS FILTROS:

$$E = \left[\frac{DBO_{5-INICIAL} - DBO_{FINAL}}{DBO_{5-INICIAL}} \right] + 0.04 \quad \underline{\underline{81\%}}$$

No hay Recirculación $R = \underline{\underline{0}}$ F: Factor de recirculación, nos resulta con el valor siguiente:

$$F = \frac{1 + R}{\left(1 + \frac{R}{10} \right)^2} \quad F = \underline{\underline{1}}$$

Determinado la carga de DBO para el filtro tenemos

$$W_1 = \frac{C_{DBO}(Q)}{1000} \quad W_1 = \underline{\underline{262.07 \text{ Kg DBO/d}}}$$

Los filtros seran diseñados con una tasa de carga maxima de 1,9 Kg de DBO/día
Determinando el volumen del filtro con la ecuacion siguiente:

$$\frac{W_1}{V_1} = 1.9 \quad \text{Efectuando la operación para el volumen se tiene:} \quad V_1 = \underline{\underline{137.93 \text{ m}^3}}$$

Asumiendo una profundidad de 2.00 m el area nos resulta de.

$$A_1 = \frac{V_1}{h_1} \quad \underline{\underline{A1 = 68.97 \text{ m}^2}} \quad \text{Considerando una geometría cuadrada del filtro se obtiene:}$$

$$A_{FILTRO} = L \times L \Rightarrow L = \sqrt{A_{FILTRO}} \quad \underline{\underline{L1 = 8.30 \text{ m}}}$$

$$\underline{\underline{L1 = 8.40 \text{ m}}}$$

Determinando la Eficiencias de cada filtro se tiene:

$$E_1 = \frac{100}{1 + 0.4425 \sqrt{\frac{W}{VF}}} \quad \underline{\underline{62.11 \%}}$$

Para el dimensionamiento del segundo filtro se realiza lo siguiente:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 + \frac{E_1}{100}} \sqrt{W_2 F}}$$

Se determina la carga W_2 del filtro con la siguiente formula:

$$W_2 = \left(1 - \frac{E_1}{100}\right) \times W_1$$

$$W_2 = \underline{\underline{99.29 \text{ Kg DBO/d}}}$$
 El filtro se diseñara bajo la carga organica minima de 1 Kg DBO/día

Considerando una profundidad de **1.80 m** tenemos:

Determinando el volumen del filtro con la ecuacion siguiente:

$$\frac{W_2}{V_2} = 1.0$$

$$V_2 = \underline{\underline{99.29 \text{ m}^3}}$$

$$A_2 = \underline{\underline{55.16 \text{ m}^2}}$$

$$L_2 = \underline{\underline{7.43 \text{ m}}}$$

$$L_2 = \underline{\underline{7.50 \text{ m}}}$$

Determinando la eficiencia del filtro 2:

$$E_2 = \frac{100}{1 + \frac{0.4425}{1 + \frac{E_1}{100}} \sqrt{W_2 F}}$$

$$\underline{\underline{46.13 \%}}$$

El calculo de la eficiencia total de los filtros es la siguiente:

$$E_T = E_1 + E_2(1 - E_1)$$

$$ET = \underline{\underline{80\%}}$$

Se debe verificar la carga hidraulica de los filtros

$$\text{Filtro 1} = \frac{Q}{A_1} = \underline{\underline{29 \text{ Kg DBO/m}^3.\text{dia}}}$$

$$\text{Filtro 2} = \frac{Q}{A_2} = \underline{\underline{36 \text{ Kg DBO/m}^3.\text{dia}}}$$

Como se puede apreciar ambos valores cumplen con las recomendaciones de la tabla de datos iniciales por lo que el dimensionamiento es satisfactorio

6.1.4. Guía para el diseño de patios de secado

Población de diseño **500** Hab

Factor superficial **0.04** m²/hab (Representa los m²/habitante que se necesitan para el tratamiento de lodos, depende del proceso del cual provengan los lodos)

Se debe calcular el área superficial mediante la ecuación siguiente

$$Area = Poblacion_{DISEÑO} \times Factor_{SUPERFICIA L}; m^2 = \underline{20.00} m^2$$

Cuando ya se tiene el área útil de los patios se procede a proponer el número de unidades digestoras de lodos o patios de $n = \underline{2.0}$

$$Areapatio = \frac{Area_{sup\ erficial}}{Numerounidadesdigestoras}$$

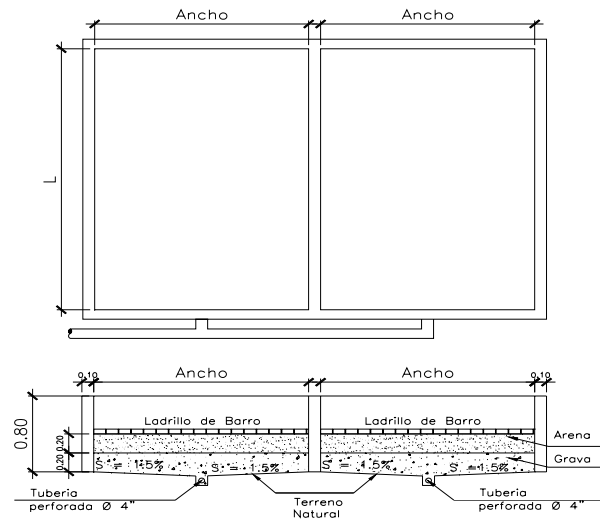
$$Area\ por\ patio\ de\ secado \underline{10.00} m^2 \quad Relacion\ Largo\ Ancho = \underline{3.00 : 1}$$

Se propone patios de secado de sección rectangular

Cálculo de las dimensiones de los patios de secado

Ancho= **1.90 m**

Largo= **5.70 m**



PATIO DE SECADO DE LODOS

CAPITULO VII

CRITERIOS DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SALVADOR

Introducción

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento, funcionan como un sistema, por lo que la elección del tren de tratamiento a utilizar se debe abordar desde una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se centra en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias y sus interacciones. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en la toma de decisión. La aplicabilidad del proceso destaca por encima de los demás factores y se dispone de muchos elementos para determinarla. Entre estos factores se pueden mencionar, la experiencia en el tema de quien está a cargo del proyecto, datos de remociones de plantas existentes, información publicada en revistas técnicas, manuales, guías de diseño, etc. A continuación se analizan los factores de mayor importancia en la valoración y selección de los procesos y operaciones unitarias en el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

7.1.RANGO POBLACIONAL DE APLICACIÓN

Este parámetro puede convertirse en el primer criterio de selección e incluso de preselección, en el cual las características de la población (Nº de habitantes a servir), define una restricción inmediata para la aplicación de determinado sistema, ya que cada tecnología de tratamiento presenta limitantes o valores máximos de caudal que son capaces de tratar en forma eficiente. La tabla 7.1.1

presenta en términos de eficiencia, el rango de aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>20,000
Fosa séptica	Op	A	L					
Tanques Imhoff	A	A	Op	Op	Op	A		
Zanjas y lechos Filtrantes	Op	Op	Op	A	L			
R.A.F.A	Sa	Sa	L	A	Op	Op	A	
Zanjas de Oxidación	Sa	Sa	Sa	A	A	Op	Op	Op
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	Sa	L	A	Op	Op	Op	A	L
Lagunas Aereadas	Sa	Sa	L	A	Op	Op	Op	Op
Lagunas Anaerobias	A	A	Op	Op	Op	Op	Op	A
Lagunas Facultativas	L	A	Op	Op	Op	Op	Op	Op
Limite (L)	Aceptable(A)		Optimo(Op)			Sin Aplicación (Sa)		

Tabla 7.1.1. Rangos de aplicación para sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

7.2. SUPERFICIE NECESARIA

El requerimiento de área que exige cada tecnología, podrá ser una limitante para su aplicación, ya que en muchos de los casos habrá que ajustar este requerimiento, a las dimensiones en área superficial disponibles para este fin, si no existe la posibilidad de adquirir la extensión de área faltante. La tabla 7.2.1 presenta la superficie necesaria en m²/hab. Para los diversos sistemas de tratamiento.

Sistema	Requerimiento de área (m ² /hab.)
Fosa séptica	0.10-0.50
Tanques Imhoff	0.05-0.10
Zanjas y lechos Filtrantes	2-66
R.A.F.A	0.05
Zanjas de Oxidación	1.20-1.80
Lodos Activados de tipo convencional	0.20-0.30*
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	0.25-0.35
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	0.50-0.70
Lagunas Aereadas	1.0-3.0
Lagunas Anaerobias	1.0-3.0
Lagunas Facultativas	2.0-20

Tabla 7.2.1 Superficie necesaria para la aplicación de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

*Fuente: von Sperling, 1996a

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

7.3. SIMPLICIDAD DE CONSTRUCCIÓN

Este aspecto refleja un indicador económico, ya que en términos de costos, un sistema puede ser técnicamente adecuado, pero económicamente inviable. Estará en función de la capacidad económica (financiamiento), el desechar o adoptar un sistema determinado. La tabla 7.3.1 presente en forma estimativa, la simplicidad o complejidad de implementar un sistema de tratamiento, en función del movimiento de tierras, la obra civil y el equipo necesario para su funcionamiento.

Sistema	Movimiento de tierras	Obra Civil	Equipo
Fosa séptica	MS	MS	MS
Tanques Imhoff	C	MC	MS
Zanjas y lechos Filtrantes	MS	MS	MS
R.A.F.A	C	MC	S
Zanjas de Oxidación	MS	C	MC
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	MS	MC	MC
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	MS	C	C
Lagunas Aereadas	C	MS	MC
Lagunas Anaerobias	C	MS	MS
Lagunas Facultativas	MC	MS	MS
Muy simple (MS)	Simple (S)	Complicado (C)	Muy complicado (MC)

Tabla 7.3.1. Simplicidad de construcción de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

7.4. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Este es un aspecto de suma importancia al considerar la propuesta de una alternativa de solución, de tal manera que la vida útil y la eficiencia esperada del sistema propuesto, en términos de calidad final del efluente, depende directamente de una buena operación y de un mantenimiento rutinario; a tal grado que muchos sistemas han colapsado por la falta de estos elementos.

Es importante integrar los costos de inversión con los costos de operación y mantenimiento para generar un costo real que refleje lo que representará (en costos fijos) un sistema determinado en funcionamiento, a lo largo de su periodo de servicio.

La tabla 7.4.1 refleja la simplicidad y complejidad de operar y mantener los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales, en función de tres

variables fundamentales que intervienen en este proceso, asignando una estimación o ponderación cualitativa a cada una de ellas.

Sistema	Simplicidad de funcionamiento	Necesidad de personal	Frecuencia en el control
Fosa séptica	MS	P	PF
Tanques Imhoff	S	P	PF
Zanjas y lechos Filtrantes	S	P	PF
R.A.F.A	MC	M(Cal)	MF
Zanjas de Oxidación	MC	R(Cal)	F
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	MC	M(Cal)	MF
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	C	R	F
Lagunas Aereadas	C	R(Cal)	PF
Lagunas Anaerobias	MS	P	PF
Lagunas Facultativas	MS	P	PF
Muy simple (MS)	Simple (S)	Complicado (C)	Muy complicado (MC)
Poco Frecuente (PF)		Frecuente (F)	Muy Frecuente (MF)
Poco (P)	Regular (R)	Mucho (M)	Calificada (Cal)

Tabla 7.4.1 Requerimiento de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales.

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.
 Instituto de Fomento Municipal INFOM. Criterios de diseño para proyectos sanitarios. Borrador para discusión. Sección de alcantarillados, departamento de proyectos Sanitarios. Guatemala, 1992.

7.5. COSTOS ÍNDICES DE CONSTRUCCIÓN

A este factor (por tendencia general) se le atribuye la ponderación más alta en la toma de dediciones, ya que representa el desembolso monetario inmediato. Sin embargo este factor deberá integrarse a todos los elementos de decisión antes descritos.

Indudablemente este factor representa un punto determinante para la selección final de un sistema de tratamiento. La tabla 7.5.1 presenta el costo unitario en

dólares por habitante, para los diferentes sistemas de tratamiento, en función de la población a servir, en la tabla se encuentran datos que a pesar de ser antiguos y de otro país, dan una idea de comparación entre los costos de las diferentes unidades de tratamiento.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>10,000
Fosa séptica	100	85						
Tanques Imhoff	100	83	70					
Zanjas y lechos Filtrantes	1400	1100	800					
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	1200	620	500	400	350	300	250	220
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	600	540	430	340	300	250	180	150
Lagunas Aereadas					310	260	220	150
Lagunas Anaerobias					40	35	20	20
Lagunas Facultativas				160	120	100	70	50
Costo Unitario = US\$/hab. (dato de 1990)								

Tabla 7.5.1 Costos unitarios de construcción para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

En la siguiente tabla se muestra el costo por unidad de tratamiento y por persona, a fin de tener una perspectiva del costo de tratamiento de aguas residuales en el país para poblaciones pequeñas, los datos mostrados han sido tomados de el presupuesto presentado en la tesis “Propuesta de Diseño de alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Cantón San José La Majada Municipio de Juayúa, Departamento de Sonsonate”, en la cual se diseñaron y se calcularon los costos de las diferentes unidades.

Costo de Propuesta de Diseño de Planta de Tratamiento de Juayúa Depto. De Sonsonate			
Qmd	13.17 lt/seg		
Población de diseño	5687		
ITEM	DESCRIPCION	COSTO (US\$)	COSTO (US\$/PERSONA)
1	Compra del terreno (0.55 mz)	\$16,632.58	\$2.92
2	Costo total terraceria general, área verde y de circulación	\$101,224.13	\$17.80
3	Costo total tubería de entrada a la planta	\$2,503.79	\$0.44
4	Costo total canal de entrada	\$379.67	\$0.07
5	Costo total rejillas	\$462.35	\$0.08
6	Costo total desarenador	\$6,348.57	\$1.12
7	Costo total medidor de caudal parshall	\$630.97	\$0.11
8	Costo total sedimentador primario	\$32,277.37	\$5.68
9	Costo total filtro percolador #1	\$42,031.45	\$7.39
10	Costo total filtro percolador #2	\$20,572.93	\$3.62
11	Costo total sedimentador secundario	\$34,489.13	\$6.06
12	Costo total digestor de lodos	\$21,283.14	\$3.74
13	Costo total patios de secado de lodos	\$35,432.72	\$6.23
14	Costo total tuberías de conexión	\$6,930.84	\$1.22
15	Costo total tubería de descarga	\$767.15	\$0.13
16	Costo total muro perimetral	\$80,744.74	\$14.20
17	Costo total caseta del operador	\$14,096.67	\$2.48
	COSTO TOTAL	\$416,808.20	\$73.29

Tabla 7.5.2 Costo de Propuesta de Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales domésticas del Cantón San José La Majada, Municipio de Juayúa, Departamento de Sonsonate.

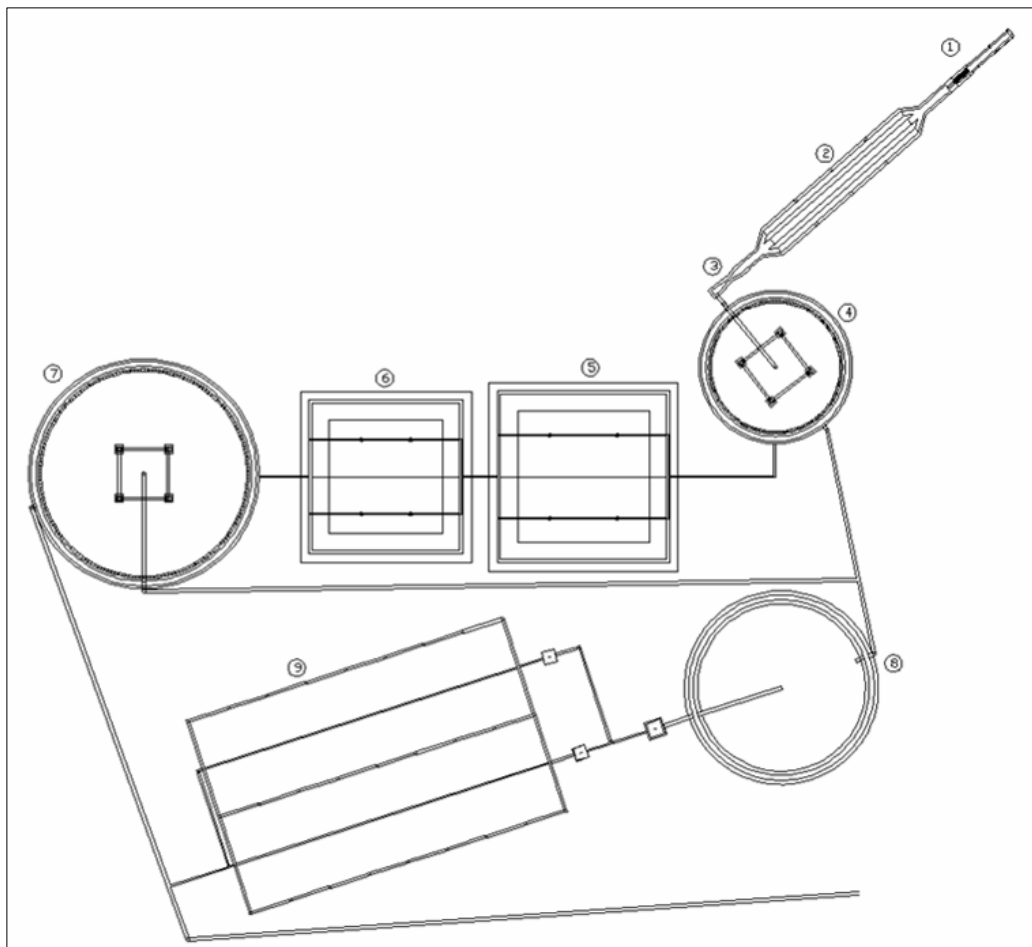


Figura 7.5.1 Esquema General de propuesta de planta de tratamiento de Juayúa de la que se han tomado los costos de la tabla 7.5.2

1. Canal de entrada y rejillas
2. Desarenador
3. Medidor Parshall
4. Sedimentador Primario
5. Filtro Percolador #1
6. Filtro Percolador #2
7. Sedimentador Secundario
8. Digestor de Lodos
9. Patio de secado de Lodos

La tabla 7.5.3 se ha tomado del documento denominado "FUNCIÓN PARA EVALUACIÓN PRELIMINAR DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PLANTAS

DE TRATAMIENTO DE EFLUENTES” estudio realizado por Ing. Pablo Guido de Medeiros, Trabaja en la firma CSI Ingenieros de Uruguay desde 1997. Proyectista del Área de Saneamiento del Plan Director para el Abastecimiento de Agua potable y Saneamiento para la Cuenca del Río Santa Lucía (PDAPM) en ejecución por el Consorcio SOGREAH-SAFEGE-CSI para OSE.

PROYECTO	POBLACION EQUIVALENTE	MODALIDAD	COSTO TOTAL U\$S	COSTO POR HABITANTE U\$S
Franca (SABESP)	315.000	Lodos activados	30.500.000	97
Promedio Francia (SOGREAH)	270.000	Lodos activados	26.000.000	96
Lavapes (SABESP)	206.000	Lodos activados	19.000.000	92
Tacuarembó (OSE)	40.000	Lodos activados	4.812.868	120
Florida (OSE)	29.700	Lodos activados (con desnitrificación)	4.563.691	154
San Carlos (OSE)	17.300	Lodos activados	1.797.865	104
Trinidad 1 (OSE)	11.500	Lodos activados	1.413.490	123
Ubatuba (SABESP)	6.500	Lodos activados	980.000	151
Trinidad 2 (OSE)	5.100	Lodos activados	1.060.724	208
Sarandí Grande (OSE)	4.500	Lodos activados	2.236.877	497
Casupá (OSE)	4.200	Lodos activados	1.204.496	290

Tabla 7.5.3 Costo por habitante de plantas con lodos activados construidas en URUGUAY

Con el estudio que realizado se determino la siguiente ecuación, para evaluar el costo de una planta de tratamiento con lodos activados en función de la población, dicha ecuación con su grafico de regresión se muestra a continuación.

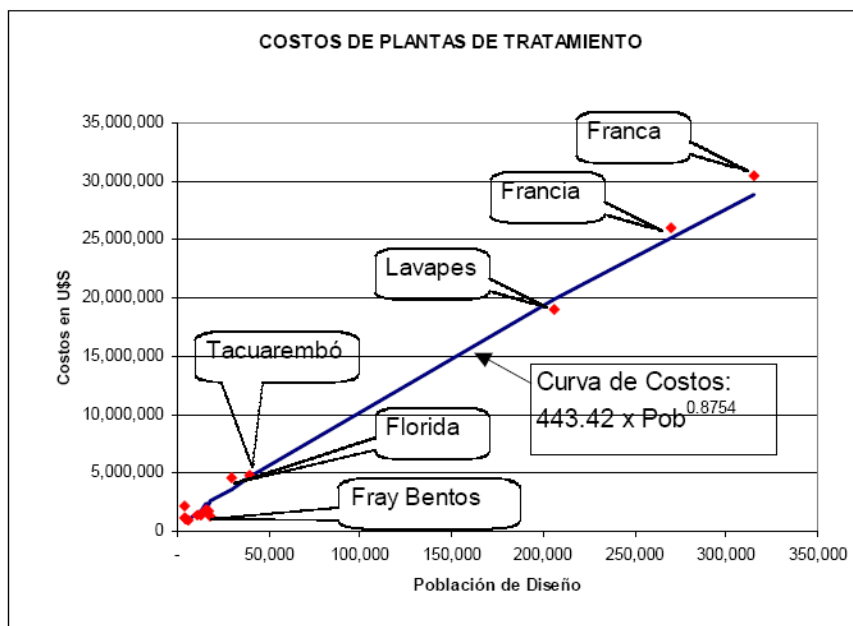


Figura 7.5.2 Curva y ecuación de costos determinada con datos de la tabla 7.5.3 con la que puede evaluar el costo de una planta con lodos activados en función de la población en Uruguay.

7.6. COSTOS INDICES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

La tabla 7.6.1 muestra los costos unitarios de operación y mantenimiento de los diversos sistemas de tratamiento monitoreados. El costo estimado está en función de la población a servir (No de habitantes), expresado en US\$/habitante*año. Los registros datan del año 1990.

Sistema	Población							
	100	200	500	1,000	2,000	5,000	10,000	>10,000
Fosa séptica	5.5							
Tanques Imhoff								
Zanjas y lechos Filtrantes	31.5	14						
R.A.F.A								
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	40	36	30	25		18	15	13
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	35	25	22	18	15	12	10	8
Lagunas Aereadas					22	14	10	7
Lagunas Anaerobias					1.5	1.2	0.80	0.50
Lagunas Facultativas	8	7		5			2	2
Costo Unitario = US\$/habitante*año (dato de 1990)								

Tabla 7.6.1 Costos unitarios de operación y mantenimiento para los diversos sistemas de tratamiento de aguas residuales en función de la población a servir.

Tomado de Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

7.7. EFICIENCIA DE REMOCIÓN

Este elemento de selección es muy importante a nivel técnico, ya que en función de los requerimientos de tratamiento impuestos por las características de las aguas residuales sin tratar, y de la calidad final del agua necesaria en efluente; así será el sistema que encaje y satisfaga precisamente estas demandas.

La eficiencia en remoción de los parámetros físico químicos y bacteriológicos es un factor determinante para proponer un sistema de tratamiento en particular.

En el análisis de cada unidad se incluyen porcentajes de remoción, a fin de presentar información complementaria, en la tabla 7.7.1, se indican valores promedios de eficiencia en remoción, obtenida según la etapa de tratamiento.

Etapa	Materia orgánica (Remoción DBO-%)	Sólidos suspendidos (%)	Nutrientes (%)	Bacterias (%)
Preliminar	5-10	5-20	No remueve	10-20
Primario	25-50	40-70	No remueve	25-75
Secundario	80-95	65-95	Si remueve	70-99
Terciario	40-99	80-99	Hasta el 99%	99.99%

Tabla 7.7.1 Eficiencia de remoción según la etapa de tratamiento-valores promedios

Tomado de Pessoa y Jordao. Tratamiento de esgotos Domésticos. Folheto Técnico. CETESB. Sao Pablo, Brasil: 1989. 80 pp.

7.8. ESTABILIDAD

Este aspecto se refiere a la capacidad que un sistema posee para permanecer funcionando en condiciones aceptables de eficiencia a pesar de estar sometidos a variaciones sensibles de carga, temperatura, caudal, etc; es decir, en condiciones desfavorables extremas o agresivas que inhiben los procesos de remoción.

Nota: todo proceso de tratamiento para aguas residuales municipales, será inhibido por la presencia de tóxicos en el afluente.

La tabla 7.8.1 presenta los rangos de aplicación para diversos sistemas de tratamiento en función de la temperatura promedio y de las variaciones sensibles de carga y caudal.

Sistema	Temperatura promedio mensual (°C)	Cambios sensibles de carga y caudal
Fosa Séptica ¹	10-30	PS
Tanques Imhoff ² (a), (b)	5-25	PS
Sedimentadores primarios ¹ (b)	Sin restricción Directa	S
R.A.F.A ³	10-36	MS
Lodos activados ² (f)	(e)	S
Lagunas Anaerobias ⁵ (c)	10-30	MS
Lagunas Facultativas ³ (d)	Se adaptan a Temperaturas mínimas extremas > 30	PS
Poco Simple (PS) Simple (S) Muy Simple (MS)		

Tabla 7.8.1 Rangos de aplicación para diversos sistemas de tratamiento en función de la temperatura y las variaciones de carga y caudales

- (a) A menor temperatura, mayor tiempo de digestión de lodos
- (b) Si no precede un buen sistema de retención de arenas, perjudicará el proceso de digestión de lodos posterior.
- (c) Problemas de olores por: Mala operación, construcción o diseño (Carga Superficial aplicada excedida)
- (d) A menor temperatura mayor área superficial para chequear la intensidad de carga aplicada y remoción de patógenos.
- (e) La calidad del efluente se modela para temperaturas promedio del mes más frío, las demandas de oxígeno del proceso se modelan para las temperaturas promedio del mes más caliente.
- (f) Frente a las variaciones bruscas del caudal y carga, la aireación prolongada y zanjas de oxidación presentan mayor estabilidad

1. Instituto de Fomento Municipal INFOM. Criterios de diseño para proyectos sanitarios. Borrador para discusión. Sección de alcantarillados, departamento de proyectos Sanitarios. Guatemala, 1992.
2. León, Guillermo, Etal. Proyecto de Norma Técnica de edificaciones S.010. CENCICO, Lima, Perú: 1996.

3. CETESB, OPÇOES. Para Tratamento de Esgotos Domésticos de Pequenas comunidades, São Pablo, Brasil, 1994.
4. Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.
5. Arceivala, J. Lagunas de estabilización. Folleto técnico. CEPIS. Lima, Perú: 1973. Editado por el CEPIS 1993.

7.9. IMPACTO AMBIENTAL

Este elemento refleja la integración al ambiente de un sistema determinado, o bien la reacción adversa que producirá su implementación. Es muy difícil y arriesgado definir que un sistema en particular genera un desbalance sensible al entorno, o que se adapta fácilmente; estableciendo una tendencia rígida de que así se comportara en todos los casos. Cada sistema se adaptara en función de la capacidad que el proyectista tenga para cubrir o compensar aquellos aspectos que son desfavorables del sistema minimizando los efectos negativos, evidentes y notorios del sistema.

Se considera que solo la información obtenida de sistemas en operación es la fuente principal que respaldara la elaboración de aceptación o rechazo de los sistemas monitoreados, ya que cada localidad posee un entorno diferente.

Es importante enfatizar que cuando se trata de implementar una planta de tratamiento de aguas residuales, se acredita un rechazo de inmediato, ya que se habla de manejar desechos indeseados, contaminados, mal oliente, etc., que generan efectos secundarios lógicos y consecuentes de manejar este tipo de desechos. Lo anterior permite comprender que cuando se habla de impacto

ambiental mínimo, no se refiere a la ausencia total y absoluta de efectos molestos e indeseables; si no más bien de la mínima percepción de estos efectos que estarán presentes como lógica consecuencia de tratar aguas residuales. La tabla 7.9.1 refleja algunos aspectos registrados con frecuencia en sistemas de tratamiento, asociados (cada uno) con un factor indicador.

Sistema	Molestias de			Integración al entorno	Riesgos para la salud	Efectos al suelo
	olores	Ruidos	Insectos			
Fosa séptica	PF/Ba	PI	PA	B	A	Ba
Tanques Imhoff	PF/Me	PI	PA	B	A	Me
Zanjas y lechos Filtrantes	PN	PI	PA	N	A	PF
R.A.F.A	PF/A	PI	PI	N	A	Me
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	PA	PF	PI	M	PA	PI
Filtros Biológicos (Lechos Bacterianos)	PA	PA	PA	M	Ba	PI
Lagunas Aereadas	PA	PF	PN	N	Me	PN
Lagunas Anaerobias (a)	PF	PI	PN	M	A	PN
Lagunas Facultativas (a)	PI	PI	PN	N	Me	PN
(a) Malos olores producto de: Mala operación y mantenimiento o bien errores en el diseño.						
Problemas inexistente (PI)		Problema Atípico (PA)		Problema Normal (PN)		
Problema Frecuente (PF)		Buena (B)		Normal (N)		
Mala (M)	Alto (A)		Medio (Me)		Bajo (Ba)	

Tabla 7.9.1 Tabla estimativa de Impacto Ambiental para diversos Sistemas de tratamiento de aguas residuales

Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

Instituto de Fomento Municipal INFOM. Criterios de diseño para proyectos sanitarios. Borrador para discusión. Sección de alcantarillados, departamento de proyectos Sanitarios. Guatemala, 1992.

7.10. PRODUCCIÓN Y MANEJO DE LODOS

La producción de lodos en un proceso de depuración de aguas residuales, en muchos de los casos, absorbe una gran parte de los costos de operación y mantenimiento por lo que deben considerarse prioritarios aquellos sistemas que produzcan menor volumen de lodos o cuya evacuación tratamiento o disposición sea mas simple. La tabla 7.10.1 presenta rangos estimados de producción de lodos, para diversos sistemas de tratamientos; expresados en litros/m³ de aguas residuales.

Sistema	Producción de lodos (lit/m ³)
Fosa séptica	0.90-2.00
Tanques Imhoff	1.50-2.00
Zanjas y lechos Filtrantes	
R.A.F.A	45-60 Kg. SS/m ³ de AR
Zanjas de Oxidación	
Aireación Prolongada (Lodos Activados)	3.70
Filtros Biológicos(Lechos Bacterianos)	1.30
Lagunas Aereadas	1.2-5.0
Lagunas Anaerobias	0.40-0.70
Lagunas Facultativas	1.2-1.6

Tabla 7.10.1 Rangos estimados de producción de lodos en función del sistema de tratamiento de agua residual adoptado.

Collado Lara, Ramón. DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA PEQUEÑAS COMUNIDADES. España; Ed. Señor, 1,990.

Vieira, Sonia, Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas. Folleto técnico, CETESB, Sao Pablo Brasil, 1990.

CAPITULO VIII
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Al desarrollar el trabajo de graduación se puede concluir que:

- El tratamiento de aguas residuales domésticas es de suma importancia a fin de no dañar el ambiente por medio de descargas no tratadas previamente y disminuir las enfermedades de origen hídrico.
- En la actualidad es necesario un documento que contenga información útil que pueda usarse como fundamento para la elección de los criterios de diseño
- Con los parámetros propuestos en este documento y la información presentada de las unidades de tipo biológico y físico de plantas de tratamiento de aguas residuales, se fortalecerá el criterio para efectuar el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas.
- La creación del presente manual para el diseño de unidades de tipo biológico y físico en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador, proporcionará criterios de selección y diseño de las unidades más comunes en el tratamiento de las aguas residuales domésticas.

- Las unidades de tipo biológico y físico utilizadas en El Salvador son:
 - Medidores de caudal (Parshall y Sutro)
 - Rejas
 - Desarenadores de flujo horizontal
 - Trampas de grasas y aceites
 - Filtro Biológico
 - Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente
 - Fosas Sépticas
 - Tanques Imhoff
 - Sedimentadores primarios y secundarios tipo Dortmund
 - Lagunas Facultativas, anaerobias y de maduración
 - Lodos Activados (Aireación extendida y de tipo convencional)
 - Patios de secado de lodos

- El uso de lagunas de estabilización en El Salvador es relativamente poco y a través del estudio para la elaboración del presente manual se puede conocer la gran utilidad y la buena aplicación que tendría en El Salvador de llegar a implementarse su uso con mayor demanda.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda la elaboración de una Guía práctica para el diseño de unidades de tratamiento de aguas residuales domésticas en El Salvador. La Guía mencionada debe ser el resultado de estudios y monitoreos en el país y en la región Centro americana.
- Se propone la construcción o instalación de plantas de tratamiento de aguas residuales piloto en los interiores de la Universidad de El Salvador, a fin de analizar con mayor exactitud los procesos que se dan en las unidades de tratamiento de tipo biológico y físico.
- Debido a la importancia que esta adquiriendo el tratamiento de aguas residuales en El Salvador, es necesario la implementación de maestrías y programas de estudio más intensos, que den como resultado profesionales mas capacitados en el diseño, operación y mantenimiento de plantas de tratamiento.
- Se recomienda la creación de una norma técnica que regule los parámetros aplicables en el territorio nacional, concernientes al diseño de unidades de tipo biológico y físico en Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales domésticas.

- Para realizar un diseño adecuado de las unidades de una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, se recomienda el uso de parámetros, procesos y criterios que representen las condiciones del entorno, del tipo de agua y población para los que se efectuará el diseño.
- Es necesaria la implementación de una investigación mucho mas amplia, donde se realicen mediciones directas en las plantas de tratamiento y se estimen los parámetros necesarios para el diseño, a fin de que se cuente con datos obtenidos en el país y no se tenga la necesidad de recurrir a los encontrados por medio de la experimentación en otros países. Esto se conseguirá por medio de la inversión en plantas pilotos donde se observe el comportamiento de la planta de tratamiento, ya que estas actúan como un ser vivo y a fin de comprender su comportamiento es necesario la aplicación de los conceptos teóricos en la experimentación.

BIBLIOGRAFÍA

- Manual Técnico del Agua: DEGREMONT, Francia ,1973.
- Norma Boliviana NB 688: “Instalaciones sanitarias-alcantarillado sanitario, pluvial y tratamiento de aguas residuales”
DIRECCIÓN GENERAL DE SANAMIENTO BÁSICO DIGESBA, DICIEMBRE DE 2001
- GIRÓN MORALES, RUBEN ALEXANDER “Consideraciones ambientales para plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas utilizando tanques Imhoff en la Colonia el tesoro, Mixco”. Trabajo de Graduación de la Universidad de San Carlos, Guatemala, septiembre de 2004.
- "Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones", Editorial McGraw-Hill, 776 páginas, Colombia.
- Metcalf & Eddy. “Tratamiento y depuración de las Aguas Residuales”. España, Primera Edición. Editorial Labor S.A.
- Metcalf & Eddy., "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización", Volúmenes 1 y 2, Editorial McGraw-Hill. 1997, Tercera Edición, 752 páginas, México, D.F.

- LÓPEZ PORTILLO, IVONNE YESENIA. “Manual de Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas”. Trabajo de Graduación, Universidad de El Salvador, 2000.
- ROLIM MENDOÇA, SERGIO. “Sistemas de Lagunas de Estabilización”. Colombia, Editorial Mc Graw Hill.
- GALVEZ MARTINEZ, ROBERTO ANTONIO. “Diagnostico del funcionamiento actual de las Plantas de tratamiento de Aguas Residuales domésticas en el área Metropolitana de San Salvador construidas desde 1990”. Trabajo de graduación, Universidad de El Salvador, Abril 2005.