

**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**



**APOYO DIDACTICO EN LA ENSEÑANZA – APRENDIZAJE
DE LA ASIGNATURA DE
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

Proyecto de Grado, Presentado Para Optar al Diploma Académico de
Licenciatura en Ingeniería Civil.

Presentado por:

**RODRIGO MARCELO AYALA FANOLA
GREBY GONZALES MARQUEZ**

Tutor: Ing. MSc. Armando Escalera Vásquez

COCHABAMBA – BOLIVIA

Junio, 2008

Dedicatoria:

Este proyecto está dedicado a las personas que mas amamos en la vida, nuestros padres, a los que debemos mucho por su abnegada entrega al impulsarnos en un camino recto y de valores, y por darnos la oportunidad de ser hombres de bien día tras día bajo su compañía.

Agradecimientos

A Dios por darnos la luz y guía espiritual para nuestro crecimiento tanto intelectual como moral.

A nuestros padres por el amor que nos brindaron sus desvelos, sus sacrificios, su amistad y compañerismo.

A nuestros hermanos por la ayuda que nos compartieron.

Al Ing. MSc. Armando Escalera Vásquez por ayudarnos a que sea posible este proyecto.

Al Ing. Abel Lizarazu por toda su ayuda brindada.

A la Universidad Mayor de San Simón por abrirnos las puertas y cobijarnos hasta la culminación de nuestros estudios.

Y a todos nuestros amigos que nos ayudaron y nos apoyaron cuando el camino parecía infinito.

¡Muchas Gracias!!

FICHA RESUMEN

El presente trabajo de adscripción para la asignatura de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales de la carrera de Ingeniería Civil es una herramienta, que sirve como medio inmediato de consulta para el estudiante, con el fin de afianzar los conocimientos aprendidos en clase y mejorar la enseñanza – aprendizaje de la materia.

El contenido del trabajo esta dividido en 10 capítulos; se basa principalmente en el estudio, de forma aislada, de las operaciones y procesos unitarios. Además, los principios fundamentales se desarrollan de manera que permitan al estudiante evaluar cualquier tipo de tratamiento así como seleccionar los procesos y diseñar los equipos más adecuados para tratar una determinada agua residual.

Se revisan temas referentes al estudio de la Microbiología Aplicada a la Ingeniería Sanitaria, la misma que se refiere al los tipos de microorganismos que están directamente relacionados con la naturaleza de la materia orgánica, considerando que algunos microorganismos son causantes de enfermedades así como otros cumplen un rol muy importante en el tratamiento de aguas residuales. También se estudian las características de las aguas residuales; los cambios que se producen en el agua potable debido al uso doméstico e industrial, además de los compuestos orgánicos e inorgánicos presentes en las aguas, su biodegradabilidad, su posible transformación por métodos fisicoquímicos y su potencial tóxico o inhibidor de la fisiología de los microorganismos.

El procedimiento para diseñar un tratamiento de aguas residuales se presenta en tres etapas. 1) Resumen de la teoría necesaria. 2) Definición de los parámetros de diseño. 3) Desarrollo de un proceso sistemático para el diseño definitivo de la unidad de tratamiento y a continuación se dan ejemplos numéricos con cálculos detallados para ilustrar la forma de aplicación de la parte teórica; desarrollando temas como: Tratamientos Preliminares, Tratamientos Anaerobios, Lagunas de Estabilización, Lodos Activados, Filtros Percoladores, Humedales, así como el aprovechamiento de los efluentes de las Plantas de Tratamiento y Manejo de Lodos.

INDICE DEL CONTENIDO

CAPITULO I TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

1.1.-	DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO	1
1.1.1.-	Tratamiento preliminar	3
1.1.2.-	Tratamiento primario	3
1.1.3.-	Tratamiento secundario	5
1.1.3.1.-	Con microorganismos en suspensión	6
1.1.3.2.-	Con microorganismos fijos	9
1.1.4.-	Desinfección	12
1.1.4.1.-	Cloración	12
1.1.5.-	Tratamiento Terciario	13
1.2.-	CRITERIOS IMPORTANTES PARA LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	14
1.3.-	COMPARACIÓN ENTRE EL TRATAMIENTO AEROBIO Y ANAEROBIO	15
1.3.1.-	Tratamiento Aerobio	15
1.3.2.-	Tratamiento Anaerobio	16
1.4.-	COMPARACIÓN ENTRE ALGUNOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	16
1.5.-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	21

CAPITULO II INTRODUCCION A LA MICROBIOLOGIA

2.1.-	INTRODUCCION	22
2.2.-	IMPORTANCIA DE LOS MICROORGANISMOS	23
2.3.-	MICROORGANISMOS MÁS COMUNES DE LAS AGUAS	24

2.3.1.-	Bacterias	24
2.3.1.1.-	Tincion Gram	25
2.3.1.2.-	Tamaño y forma de las bacterias	26
2.3.1.3.-	Grupos de bacterias	27
2.3.2.-	Hongos	30
2.3.3.-	Algas	31
2.3.3.1.-	CLASIFICACIÓN DE LAS ALGAS	32
2.3.4.-	Protozoos	34
2.3.4.1.-	Clasificación de los protozoos	35
2.3.5.-	Virus	37
2.4.-	IMPORTANCIA SANITARIA DE ALGUNOS MICROORGANISMOS	38
2.4.1.-	Microorganismos más comunes de las aguas que causan enfermedades	38
2.4.2.-	Propiedades de un microorganismo indicador "ideal" de contaminación	39
2.4.2.1.-	Coliformes totales	39
2.4.2.2.-	Coliformes fecales	40
2.4.2.3.-	Streptococos fecales	40
2.4.2.4.-	Bacterias anaerobias	41
2.4.2.5.-	Bacteriófagos	41
2.4.3.-	CONTEO EN PLACA DE HETERÓTROFOS (CPH)	42
2.5.-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	43

CAPITULO III CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1.-	GENERALIDADES	44
3.2.-	CARACTERISTICAS INDESEABLES DE LAS AGUAS RESIDUALES	47
3.3.-	CARACTERISTICAS FISICAS, QUIMICAS Y BIOLOGICAS DEL AGUA RESIDUAL	49
3.3.1.-	Características físicas	51
3.3.1.1.-	Sólidos totales	51
3.3.1.2.-	Olores	53
3.3.1.3.-	Temperatura	54

3.3.1.4.-	Densidad	54
3.3.1.5.-	Color	55
3.3.1.6.-	Turbiedad	55
3.3.2.-	Características químicas	56
3.3.2.1.-	Materia orgánica	56
3.3.2.1.1.-	Medición del contenido orgánico	57
3.3.2.2.-	Materia inorgánica	57
3.3.2.3.-	Gases presentes en el agua residual	58
3.3.3.-	Características biológicas	58
3.4.-	UNIDADES DE MEDIDA DE LOS PARÁMETROS FÍSICOS Y QUÍMICOS	59
3.5.-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	61

CAPITULO IV TRATAMIENTO PRELIMINAR

4.1.-	INTRODUCCIÓN	62
4.2.-	REJAS	63
4.2.1.-	Tipos de rejillas	63
4.2.2.-	Criterios de diseño de rejilla de barras de limpieza manual	65
4.2.2.1.-	Velocidad de flujo a través de las rejillas	65
4.2.2.2.-	Inclinación de las barras	65
4.2.2.3.-	Abertura o espaciamiento de las barras	66
4.2.2.4.-	Dimensiones de las barras	66
4.2.3.-	Dimensionamiento del canal de rejillas de limpieza manual	67
4.2.3.1.-	Área transversal de flujo del canal	67
4.2.3.2.-	Pendiente del canal	68
4.2.3.3.-	Longitud de las barras	69
4.2.3.4.-	Calculo del número de barras	70
4.2.3.5.-	Longitud del depósito o canal	70
4.2.3.6.-	Perdida de carga	71
4.2.4.-	EJERCICIO DE APLICACIÓN	72
4.2.5.-	EJERCICIO PROPUESTO	75
4.3.-	DESARENADORES	76

4.3.1.- Tipos de desarenadores	76
4.3.2.- Desarenador de flujo horizontal	78
4.3.2.1.- Zona de entrada	78
4.3.2.2.- Zona de desarenacion	78
4.3.2.3.- Zona de salida	79
4.3.2.4.- Zona de depósito y eliminacion de la arena sedimentada	79
4.3.3.- Criterios de diseño	79
4.3.3.1.- Número de unidades y "By-Pass"	79
4.3.3.2.- Velocidad de flujo en los desarenadores	80
4.3.3.3.- Area de los desarenadores	80
4.3.3.4.- Profundidad de la lámina líquida	80
4.3.3.5.- Angulo de Transición	80
4.3.4.- Diseño hidraulico para desarenadores de flujo horizontal	81
4.3.4.1.- Teoria de la sedimentacion discreta	81
4.3.4.2.- Determinacion de la velocidad de sedimentacion	84
4.3.4.3.- Determinacion de las dimensiones del desarenador	86
4.3.4.4.- Canal de sección rectangular controlado por vertedero Sutro	87
4.3.4.5.- Canal de sección rectangular controlado por una canaleta Parshall	89
4.3.4.- EJERCICIO DE APLICACIÓN	90
4.3.5.- EJERCICIO PROPUESTO	97
4.4.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	97

CAPITULO V TRATAMIENTOS ANAEROBIOS

5.1.- INTRODUCCION	98
5.2.- REACTORES ANAEROBIOS	99
5.3.- REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS U.A.S.B.	100
5.3.1.- Forma y tamaño del reactor U.A.S.B.	101
5.3.2.- Partes de un reactor U.A.S.B	102

5.3.3.- Funcionamiento del reactor U.A.S.B.	103
5.3.4.- Diseño del reactor UASB	103
5.3.4.1.- Volumen del reactor	103
5.3.4.2.- Tiempo de retención hidráulica (TRH)	104
5.3.4.3.- Altura del reactor (H)	104
5.3.4.4.- Área del reactor	106
5.3.4.5.- Verificación de las cargas aplicadas	106
5.3.4.6.- Verificación de las velocidades superficiales	107
5.3.4.7.- Tubos distribuidores del afluente	107
5.3.4.8.- Diseño del separador gas – sólido – líquido (GSL)	108
5.3.4.8.1.- Guías tentativas para el diseño del separador GSL	108
5.3.4.8.2.- Abertura entre el reactor y el separador GSL	109
5.3.4.8.3.- Ancho de los lados de la campana (Wg)	111
5.3.4.8.4.- Área superficial (As) del sedimentador	111
5.3.5.- Determinación de la concentración del efluente	112
5.3.5.1.- Concentración de DBO en el efluente	112
5.3.5.2.- Concentración de DQO en el efluente	112
5.3.6.- EJERCICIO DE APLICACIÓN	113
5.3.7.- EJERCICIO PROPUESTO	117
5.4.- TANQUE IMHOFF	118
5.4.1.- Dimensionamiento del tanque Imhoff	119
5.4.1.1.- Cámara de sedimentación	119
5.4.1.2.- Cámara de digestión	120
5.4.1.3.- Área de ventilación y cámara de natas	122
5.4.2.- EJERCICIO DE APLICACIÓN	123
5.4.3.- EJERCICIO PROPUESTO	126
5.4.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	126

CAPITULO VI**LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

6.1.- HISTORIA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION	127
---	-----

6.2.-	ASPECTOS TEORICOS	128
6.3.-	CLASIFICACIÓN DE LAGUNAS Y MECANISMOS	129
6.3.1.-	Lagunas Anaeróbicas	129
6.3.2.-	Lagunas Aireadas	130
6.3.3.-	Lagunas Facultativas	131
6.3.4.-	Lagunas de Maduración	133
6.4.-	PROCESOS DE ESTABILIZACION DE LA MATERIA ORGANICA	134
6.4.1.-	Proceso Aerobio	134
6.4.2.-	Proceso Anaerobio	135
6.5.-	DECAIMIENTO DE LOS ORGANISMOS PATOGENOS	135
6.5.1.-	Temperatura	136
6.5.2.-	Radiación solar	137
6.5.3.-	Valor del PH	138
6.5.4.-	DBO y Nutrientes	138
6.5.5.-	Oxígeno disuelto	139
6.5.6.-	Concentración de algas	139
6.5.7.-	Competencia y predación	139
6.5.8.-	Sedimentación	139
6.6.-	HIPOTESIS DE FUNCIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION	140
6.6.1.-	Modelos hidráulicos aplicados en el dimensionamiento de lagunas de estabilización para remoción de patógenos	140
6.6.2.-	Validación del modelo de flujo disperso para la predicción de la remoción de coliformes fecales en lagunas de estabilización	147
6.6.3.-	Modelos hidráulicos aplicados en el dimensionamiento de lagunas de estabilización para remoción de carga orgánica	148
6.6.3.1.-	Diseño por tasa de trabajo y por carga superficial	148
6.6.3.2.-	Modelo de Gloyna	150
6.6.3.3.-	Método de Oswald y Gotaas modificado por R. Sáenz	151
6.6.3.4.-	Diseño basado en la cinética del proceso	152
6.7.-	LAGUNAS AIREADAS MECANICAMENTE	153
6.7.1.-	Introducción	153

6.7.2.- Regímenes de mezcla en las lagunas aireadas	153
6.7.2.1.- Lagunas de mezcla completa	153
6.7.2.2.- Lagunas facultativas	154
6.7.3.- Diseño de lagunas aireadas mecánicamente	155
6.7.3.1.- DBO soluble del efluente en las lagunas aireadas con mezcla completa	156
6.7.3.2.- DBO soluble del efluente en las lagunas aireadas facultativas	156
6.7.3.3.- Concentración de MLVSS en las lagunas aireadas	157
6.7.3.4.- Estimación de la temperatura de la laguna (T_w)	158
6.7.3.5.- Relación entre edad de los lodos y el tiempo de residencia hidráulico en las lagunas aireadas	159
6.7.3.6.- DBO total del efluente en las lagunas aireadas	160
6.7.3.7.- Consumo de oxígeno para la aireación	162
6.7.3.8.- Expresiones utilizadas en el dimensionamiento de los aireadores superficiales	162
6.7.3.9.- Determinación de la potencia requerida por el aireador	165
6.7.4- Equipos de aireación	165
6.7.4.1.- Aireación por aire difuso	166
6.7.4.2.- Aireación por turbina de aireaciones	168
6.7.4.3.- Aireación por aireadores superficiales	168
6.7.5.- Esquemas de instalación	170
4.7.5.1.- Tipos de montaje	171
6.8.- FACTOR DE SEGURIDAD EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	174
6.9.- ASPECTOS PRACTICOS DE CONSTRUCCION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION	175
6.9.1.- Antecedentes	175
6.9.2.- Movimiento de tierras	176
6.9.2.1.- Volumen mínimo de movimiento de tierra	176
6.9.2.2 Geometría del dique	177
6.9.3.- Impermeabilización del fondo	178

6.9.4.- Revestimiento de taludes	180
6.9.5.- Revestimiento y polución	181
6.9.6.- Otros detalles de construcción	182
6.9.6.1.- Estructuras de ingreso	182
6.9.6.2.- Estructuras de salida	184
6.9.7.- Medidores de caudal	186
6.9.8.- Tuberías de interconexión	187
6.10.- EJERCICIOS DE APLICACIÓN 1	188
6.11.- EJERCICIO DE APLICACIÓN 2	192
6.12.- EJERCICIO PROPUESTO 1	198
6.13.- EJERCICIO PROPUESTO 2	198
6.14.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	199

CAPITULO VII TRATAMIENTO CON LODOS ACTIVADOS

7.1.- INTRODUCCION	201
7.2.- Procedimiento de diseño de las plantas de lodos activados	209
7.2.1.- Parámetros biocinéticos correspondientes a la producción neta de MLVSS y a la demanda de oxígeno	210
7.2.2.- Estimación de la temperatura de operación en el reactor biológico	212
7.2.3.- Efecto de la temperatura de la balsa de aireación sobre los parámetros biocinéticos	214
7.2.4.- Calculo del tiempo de residencia t	215
7.2.5.- Calculo del volumen del reactor	217
7.2.6.- Necesidades de oxígeno	217
7.2.7.- Potencia requerida	218
7.2.8.- Producción neta de biomasa ΔX_V	218
7.2.9.- Cálculo de la relación de reciclado r	219
7.2.10.-Calculo de los caudales: Q_R , Q_o , Q_W , Q_e , y Q_u y el tiempo de residencia hidráulico t_h	219
7.2.11.-Balance de materia de los sólidos no volátiles	220
7.2.12.-Producción total de lodos	221

7.2.13.-Calculo de las concentraciones de la alimentación combinada	
S _o y X _{V,o}	223
7.2.14.-Neutralización requerida	224
7.2.15.-Nutrientes requeridos	224
7.3.- EJERCICIO DE APLICACIÓN	226
7.4.- EJERCICIO PROPUESTO	238
7.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	239

CAPITULO VIII FILTROS PERCOLADORES

8.1.- INTRODUCCION	240
8.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS FILTROS	240
8.2.1.- Filtros de baja carga	240
8.2.2.- Filtros de media y alta carga	242
8.2.3.- Filtros de muy alta carga	243
8.2.4.- Filtros de desbaste	243
8.2.5.- Filtros de dos etapas	244
8.3.- PROYECTO DE LAS INSTALACIONES FÍSICAS	245
8.3.1.- Dosificación del caudal	246
8.3.2.- Sistemas de distribución	247
8.3.3.- Medio filtrante	249
8.3.4.- Sistemas de drenaje inferior	252
8.3.5.- Ventilación	253
8.3.6.- Tanques de sedimentación	256
8.4.- DISEÑO DEL PROCESO DE FILTROS PERCOLADORES	256
8.5.- EJERCICIO DE APLICACIÓN	258
8.6.- EJERCICIO PROPUESTO	263
8.7.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	263

CAPITULO IX TRATAMIENTOS ESPECIALES

9.1.- HUMEDALES	264
-----------------	-----

9.2.-	COMPONENTES DEL HUMEDAL	267
9.2.1.-	El agua	267
9.2.2.-	Substratos, Sedimentos y Restos de vegetación	268
9.2.3.-	Vegetación	269
9.2.3.1.-	Typha	270
9.2.3.2.-	Scirpus	271
9.2.4.-	Microorganismos	272
9.3.-	CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCIÓN	273
9.3.1.-	Impermeabilización y selección del material granular	273
9.3.2.-	Estructuras de entrada y salida	275
9.4.-	RENDIMIENTOS ESPERADOS	276
9.4.1.-	Remoción de DBO	277
9.4.2.-	Remoción de sólidos suspendidos	277
9.4.3.-	Remoción de nitrógeno	278
9.4.4.-	Remoción de fósforo	278
9.4.5.-	Remoción de metales	278
9.4.6.-	Remoción de coliformes fecales	279
9.5.-	MODELO GENERAL DE DISEÑO	279
9.5.1.-	Modelo de diseño para remoción de DBO en humedales de flujo libre y flujo subsuperficial	280
9.5.1.1.-	Humedales de flujo libre (FWS)	280
9.5.1.2.-	Humedales de flujo subsuperficial (SFS)	283
9.5.2.-	Diseño hidráulico	284
9.5.2.1.-	Humedal de flujo libre (FWS)	285
9.5.2.2.-	Humedal de flujo subsuperficial	288
9.5.2.3.-	Tiempo de retención hidráulica en humedales	291
9.5.3.-	Aspectos térmicos	292
9.5.3.1.-	Humedales de flujo subsuperficial	292
9.5.3.2.-	Humedal de flujo libre (FWS)	296
9.5.3.2.1.-	Humedal FWS antes de la formación del hielo	297
9.5.3.2.2.-	Humedal FWS, con flujo bajo una capa de hielo	298

9.5.3.2.3.-	Humbral FWS, espesor del hielo formado	299
9.6.-	EJERCICIO DE APLICACIÓN	301
9.7.-	EJERCICIO PROPUESTO	304
9.8.-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	304

CAPITULO X REUSO DE AGUAS

10.1.-	ANTECEDENTES	305
10.2.-	APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LA AGRICULTURA (OMS 1989)	305
10.2.1.-	Directrices sobre la calidad de los efluentes empleados en agricultura	306
10.2.2.-	Protección sanitaria en el uso de aguas residuales	308
10.2.2.1.-	Tratamiento de las aguas residuales	308
10.2.2.2.-	Selección de cultivos	309
10.2.2.2.1.-	Categoría A	309
10.2.2.2.2.-	Categoría B	309
10.2.2.3.-	Métodos de aplicación de las aguas residuales	310
10.2.2.4.-	Control de la exposición humana	312
10.2.3.-	Integración de diversas medidas	314
10.2.4.-	precauciones recomendadas en la operación de sistemas de riego con aguas residuales	317
10.3.-	MANEJO DE LODOS	319
10.3.1.-	Tratamiento y secado de lodos	320
10.3.1.1.-	Digestión anaerobia	321
10.3.1.2.-	Tratamiento con cal	321
10.3.1.3.-	Compostaje, particularmente compostaje con residuos orgánicos	322
10.3.1.4.-	Patio de secar	323
10.4.-	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	323

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1.1	Unidades de tratamiento de aguas residuales	2
Cuadro 1.2	Resumen comparativo de las principales alternativas de tratamiento de aguas residuales con relación a la eficacia	17
Cuadro 1.3	Ventajas y desventajas de algunos de los procesos de tratamiento de aguas residuales	18
Cuadro 1.4	Costos y area requerido por los diferentes procesos de tratamiento	20
Cuadro 2.1	Principales grupos de bacterias	28
Cuadro 2.2	Microorganismos que se transmiten por el agua y que causan enfermedades	38
Cuadro 3.1	Características físicas, químicas y biológicas del agua residual	49
Cuadro 3.2	Clasificación de los microorganismos	59
Cuadro 3.3	Unidades de medida de los parámetros físicos y químicos	60
Cuadro 4.1	Velocidades de flujo (v)	65
Cuadro 4.2	Espesores y espaciamientos de rejillas	66
Cuadro 4.3	Clasificación y tamaño de barras	67
Cuadro 4.4	Valores del coeficiente "a"	85
Cuadro 5.1	Tiempos de retención hidráulica en reactores UASB	104
Cuadro 5.2	Velocidades Superficiales recomendadas para diseño de Reactores UASB, para el tratamiento de aguas residuales domésticas	105
Cuadro 5.3	Área de influencia de los Distribuidores (A_d) en Reactores UASB	107
Cuadro 5.4	Velocidades en las aberturas para el decantador	110
Cuadro 5.5	Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el Compartimiento de sedimentación	111
Cuadro 5.6	Factor de capacidad relativa según la temperatura	121
Cuadro 6.1	Resumen meteorológico de la ciudad de Cochabamba	137
Cuadro 6.2	Valores de " S_e " para diferentes latitudes	152

Cuadro 6.3	Valores de K_f en función de la temperatura	152
Cuadro 6.4	Valores de saturación de oxígeno disuelto en el agua expuesta al aire saturado de unidad y con 20.9 % de oxígeno bajo una presión de 760 mm de mercurio	164
Cuadro 6.5	Presión barométrica versus altitud	165
Cuadro 7.1	Definición de los símbolos utilizados en la figura 7.1	203
Cuadro 7.2	Parámetros biocinéticos típicos de distintas aguas residuales	211
Cuadro 8.1	Información típica de diseño para filtros percoladores ^a	242
Cuadro 8.2	Caudales de dosificación típicos de filtros percoladores	247
Cuadro 8.3	Propiedades físicas de los medios filtrantes de los filtros percoladores ^a	251
Cuadro 8.4	Constantes de tratabilidad típicas para filtros percoladores de torre de 6 m llenos con medio de plástico ^a	258
Cuadro 9.1	Especies emergentes más utilizadas en depuración de aguas residuales	272
Cuadro 9.2	Características típicas de los medios para humedales SFS	284
Cuadro 9.3	Conductividad térmica de los componentes de un humedal SFS	294
Cuadro 10.1	Diretrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura ^a , (OMS 1989)	307
Cuadro 10.2	Factores que afectan la elección del método de riego y medidas necesarias cuando se emplean aguas residuales	312

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Componentes Básicos de tratamiento de aguas residuales	1
Figura 1.2	Tanque septico subterraneo de un compartimiento	4
Figura 1.3	Tanque Imhoff	5
Figura 1.4	Esquema de Reactor UASB para tanque circular o rectangular	6
Figura 1.5	Disposición de las lagunas de estabilización	7
Figura 1.6	Filtro anaerobio de flujo ascendente	10
Figura 2.1	Partes de una bacteria	25
Figura 2.2	Anatomia de un protozoo	35
Figura 3.1	Esquema de fuentes de agua, usos benéficos, cambios de calidad y necesidad de tratamiento	45
Figura 3.2	Esquema que muestra la determinacion de los solidos totales	52
Figura 4.1	Seccion transversal del canal de rejas	68
Figura 4.2	Esquema de rejas de limpieza manual	69
Figura 4.3	Seccion transversal de un desarenador aireado	77
Figura 4.4	Sección transversal de un desarenador de vórtice	77
Figura 4.5	Desarenador (planta y corte longitudinal)	78
Figura 4.6	Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)	79
Figura 4.7	Sedimentacion de una particula	82
Figura 4.8	Modelo de sedimentacion de una particula de arena	83
Figura 4.9	Esquema de un desarenador	86
Figura 4.10	Esquema de un vertedero sutro	88
Figura 4.11	Geometria del vertedero sutro	89
Figura 4.12	Seccion parabolica del parshall	89
Figura 5.1	Secuencia metabólica de la digestión anaerobia	99
Figura 5.2	Esquema de dos reactores UASB diseñados para operar a gran escala (izquierda) y a pequeña escala (derecha)	101

Figura 5.3	Partes del Reactor Anaerobio de flujo ascendente UASB	102
Figura 5.4	Separador GSL (Gas-Sólido-Líquido)	108
Figura 5.5	Esquema grafico de la cámara de sedimentación	120
Figura 5.6	Esquema grafico de la cámara de digestión y la tubería de extracción de lodos	121
Figura 5.7	Vista en planta de un tanque Imhoff	122
Figura 6.1	Esquema de una laguna anaerobia profunda	130
Figura 6.2	Esquema de una Laguna Facultativa	132
Figura 6.3	Curvas de dispersión	142
Figura 6.4	Régimen de mezcla de las lagunas aireadas	154
Figura 6.5	Balance de materia para MLVSS	158
Figura 6.6	Diagrama de flujo de una laguna aireada	159
Figura 6.7	Correlación para la DBO insoluble	161
Figura 6.8	Esquema de equipos de aireación	166
Figura 6.9	Aireador tubular estático	167
Figura 6.10	Distribución de aireadores en cuanto al sentido de rotación	170
Figura 6.11	Aireadores instalados en estructura fija	172
Figura 6.12	Esquema de aireación flotante	172
Figura 6.13	Tipos de anclaje de aireadores flotantes	173
Figura 6.14	Balance entre relleno y excavación	177
Figura 6.15	Entrada sumergida elevada	183
Figura 6.16	Estructura de salida que consta de un tubo vertical	185
Figura 7.1	Proceso convencional de lodos activos	201
Figura 7.2	Mecanismo de la degradación biológica aerobia	210
Figura 7.3	Balance térmico del reactor aerobio	212
Figura 7.4	Diagrama correspondiente a la ecuación 7.20	219
Figura 7.5	Balance global de sólidos en suspensión en las plantas de lodos activos	222
Figura 7.6	Diagrama de flujo del ejercicio 7.3	237
Figura 8.1	Diagramas de flujo de filtros percoladores de intermedia y alta carga con diversos sistemas de recirculación	244

Figura 8.2	Filtros percoladores típicos de muy alta carga: (a) sin cubrir (de American Surfpac Corp.) y (b) vista del interior de un filtro cubierto	245
Figura 8.3	Medios filtrantes típicos para filtros percoladores	250
Figura 8.4	Sistemas de drenaje inferior para filtros de piedra	252
Figura 8.5	Sistema de drenaje inferior típico de un filtro de torre	254
Figura 9.1	Plantas acuáticas comunes	264
Figura 9.2	Tipos de humedales construidos, típicamente usados para tratamiento de aguas residuales	265
Figura 9.3	Sección transversal de un sistema de flujo subsuperficial	266
Figura 9.4	Esquema típico de planta emergente	270
Figura 9.5	Estructura de salida con control de nivel	275
Figura 9.6	Procesos de depuración de los humedales artificiales	276
Figura 10.1	Modelo generalizado del efecto de diferentes medidas de control para reducir los riesgos sanitarios del aprovechamiento de aguas residuales	316
Figura 10.2	Sistema mixto, UASB + filtros percoladores con su lecho de secado de lodos	312
Figura 10.3	Lecho de secado de lodos	323

INDICE DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1.1	Canal de rejas a la izquierda y canal desarenador a la derecha	3
Fotografia 1.2	Planta de lodos activados convencional	8
Fotografia 1.3	Zanja de oxidación	8
Fotografia 1.4	Vista general de un Biodisco	10
Fotografia 1.5	Vista general de un filtro percolador	11
Fotografia 1.6	Humedal de flujo libre a la izquierda y humedal de flujo subsuperficial a la derecha	12
Fotografia 2.1	Vibrio cholerae	27
Fotografia 2.2	Algas	32
Fotografia 4.1	Rejilla fija con limpieza manual	64
Fotografia 4.2	Rejilla con limpieza mecanica	64
Fotografia 4.3	Desarenadores de flujo horizontal en paralelo	76
Fotografía 6.1	Laguna facultativa primaria	131
Fotografía 6.2	Laguna de maduración o pulimento	133
Fotografía 6.3	Dispositivos de flotación y aireadores con eje inclinado	173
Fotografía 6.4	Revestimiento de una laguna de estabilización con polietileno	179
Fotografía 6.5	Revestimiento de taludes con losas de concreto	181
Fotografía 6.6	Entrada sobre el nivel del agua	183
Fotografía 6.7	Dispositivo de salida que consta de una caja cuadrada con vertederos laterales triangulares el cual permite medir caudales	186
Fotografía 9.1	Planta acuática Espadaña	271
Fotografía 9.2	Planta acuática Junco	271

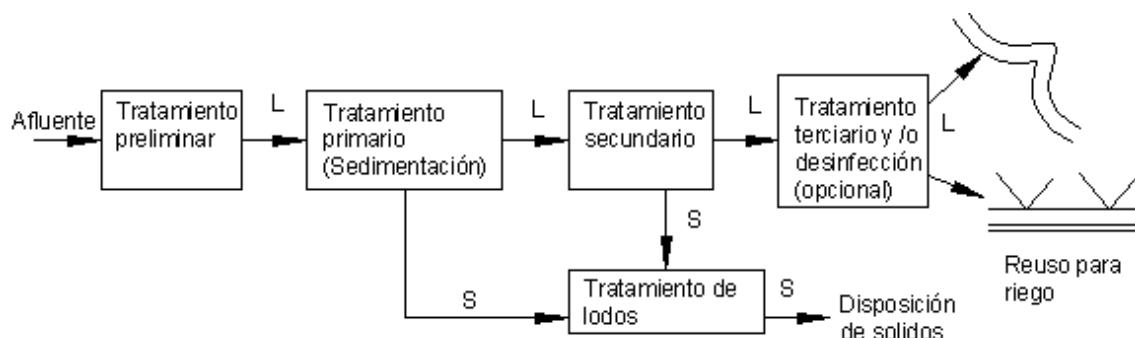
CAPITULO I**TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES****1.1.- DEFINICIÓN Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO**

Al final del sistema de alcantarillado sanitario, es importante implementar una planta de tratamiento. Para seleccionar el tipo de tratamiento que se aplicara es importante considerar:

- La ley de Medio Ambiente 1333.
- Las metas de protección de la salud y el ambiente (podrían ir más allá que la ley).
- Factores económicos; recuperación de costos de construcción y operación.
- Terrenos disponibles, valores de terrenos.
- Capacidad de operación y mantenimiento.

La clasificacion de los tratamientos se resume en el cuadro 1.1. El nivel de tratamiento recomendable dependera del uso final de las aguas tratadas y tambien se relacionara con el factor economico.

Figura 1.1 Componentes Básicos de tratamiento de aguas residuales



S= Porción sólido
L= Porción líquida

Cuadro 1.1 Unidades de tratamiento de aguas residuales

CLASIFICACION	UNIDAD DE TRATAMIENTO	DESCRIPCION
Tratamiento preliminar o pre-tratamiento	<ul style="list-style-type: none"> • Rejas • Desarenador 	Es el conjunto de unidades que tiene como finalidad de eliminar materiales gruesos, que podrían perjudicar el sistema de conducción de la planta.
Tratamiento primario	<ul style="list-style-type: none"> • Tanque séptico • Tanque Imhoff 	La finalidad es de remover sólidos suspendidos removibles por medio de sedimentación, filtración, flotación y precipitación.
Tratamiento secundario	<ul style="list-style-type: none"> • Reactor UASB¹ • Lagunas de estabilización² • Lodo activado convencional • Filtro percolador • Humedales • Filtro anaerobio • Zanja de oxidación • Biodisco 	La finalidad es de remover material orgánico y en suspensión. Se utiliza procesos biológicos, aprovechando la acción de microorganismos, que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica. La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno).
Tratamiento terciario	<ul style="list-style-type: none"> • Microcribado • Coagulación-floculación • Filtros rápidos • Adsorción Oxidación química • Electrodialisis • Intercambio iónico • Precipitación química • Nitrificación-desnitrificación • Precipitación con cal • etc. 	Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una calidad físico-química biológica alta para cuerpos de agua receptores sensibles o ciertos tipos de reuso. Normalmente se trata de remover nutrientes (nitrógeno y fosforo) del agua, porque estos estimulan el crecimiento de las plantas acuáticas.
Desinfección	<ul style="list-style-type: none"> • Físicos: Filtración, ebullición, rayos ultravioleta. • Químicos: Aplicación de cloro, bromo, yodo, ozono, etc. 	Es el tratamiento adicional para remover patógenos.
Tratamiento de lodos	<ul style="list-style-type: none"> • Digestión anaerobia • Tratamiento con cal • Compostaje • Patio de secar 	Es el tratamiento de la porción “solida” (actualmente, más de 80 % agua) removido del agua contaminada. La finalidad del proceso es de secarlo y tratarlo como una combinación de tiempo y temperatura para matar los patógenos.

Nota:

¹El Reactor UASB también puede ser utilizado para realizar tratamiento primario

²Las lagunas de estabilización también pueden realizar tratamiento primario

1.1.1.- Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar de las aguas residuales se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares. Las unidades o dispositivos son (Para mayores detalles referirse al capítulo IV):

- **Rejas:** La operación de cribado se emplea para remover el material grueso, generalmente flotante, contenido en algunas aguas residuales crudas, que puede obstruir o dañar bombas, tuberías y equipos de las plantas de tratamiento o interferir con la buena operación de los procesos de tratamiento.
- **Desarenador:** Se emplea para remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes en las aguas residuales municipales que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de una planta de tratamiento. El desarendor se ubica generalmente después del cribado.

Fotografía 1.1 Canal de rejas a la izquierda y canal desarenador a la derecha



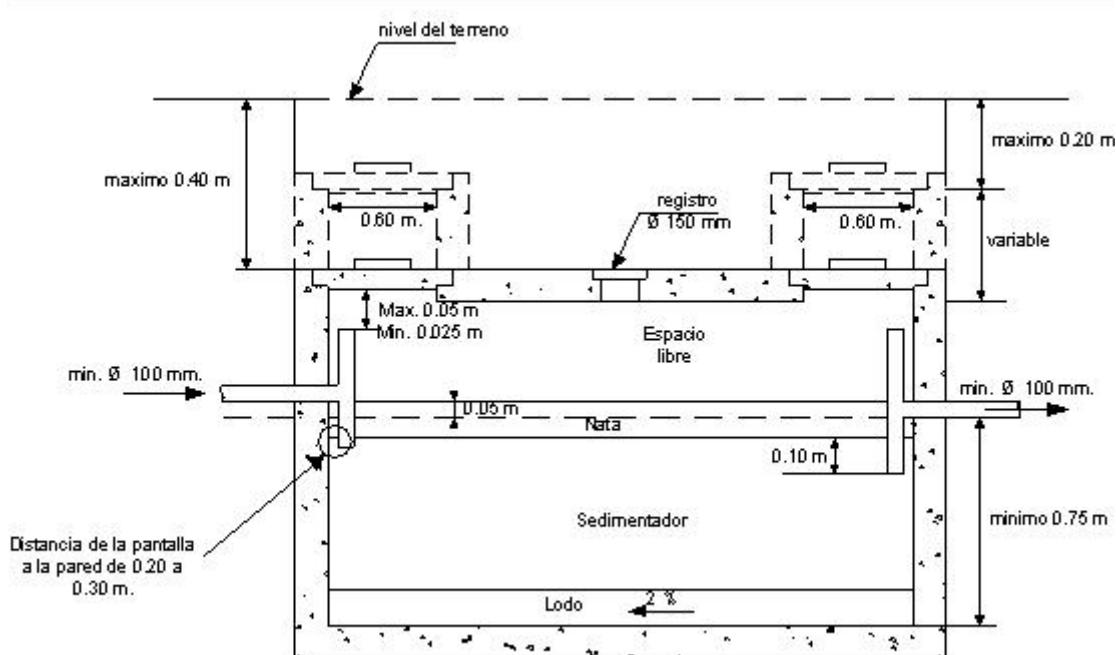
1.1.2.- Tratamiento primario

Con este nombre se designa a los procesos cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y puede ser por: sedimentación o flotación. De estos procesos, el más utilizado y que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales de pequeñas localidades es la sedimentación.

Aún cuando este tipo de tratamiento disminuye la cantidad de materia orgánica en las aguas residuales, ésta se limita a la fracción en suspensión y no a la disuelta, condición que determina su nombre a tratamiento primario. Estas unidades se diseñan para disminuir el contenido de sólidos suspendidos y, de grasas y aceites en las aguas residuales. Las unidades o dispositivos de tratamiento que utilizan el proceso de sedimentación son:

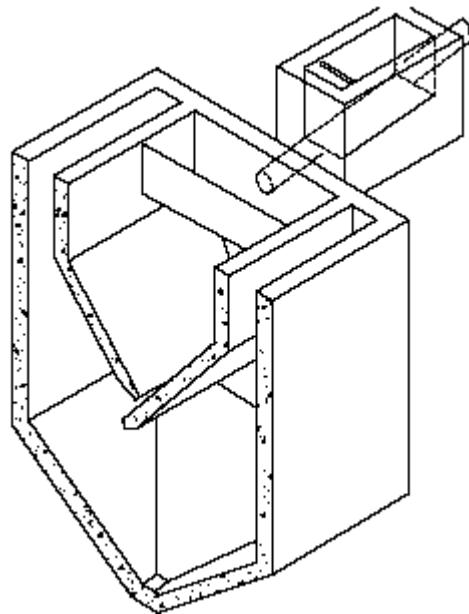
- **Tanques Sépticos:** Un tanque septico es un deposito (que puede ser de uno o mas compartimiento), impermeable, de escurrimiento continuo y forma rectangular o cilindrica que recibe, ademas de la excreta y agua residual proveniente de los inodoros, aguas grises de origen domestico. Su construccion es generalmente subterranea y puede hacerse de piedra, ladrillo, hormigon u otro material resistente a al corrosion. En algunos diseños el deposito esta equipado con pantallas o deflectores colgantes tanto en la entrada, para conseguir una distribución eficaz del agua y evitar altas velocidades, como en la salida, para evitar que escape la capa de espuma y nata que se forman durante su funcionamiento (Duncan, 1982; Hopkins, 1951; Unda, 1993).

Figura 1.2 Tanque septico subterraneo de un compartimiento



- **Tanques Imhoff:** Es una unidad de confinamiento de sedimentación de dos niveles se le utiliza como estanque se sedimentación y camara de digestión. El tanque Imhoff es una unidad compacta, cuyo estanque de sedimentación esta ubicada sobre una camara de digestión. El material que se sedimenta se desvia para que pueda deslizarse directamente hacia la región de digestión. El dispositivo de retención en la superficie de deslizamiento impide que el gas ascienda y altere el proceso de sedimentación. Los tanques Imhoff se construyen de secciones cuadradas y circulares (Para mayores detalles referirse al capítulo V).

Figura 1.3 Tanque Imhoff



1.1.3.- Tratamiento secundario

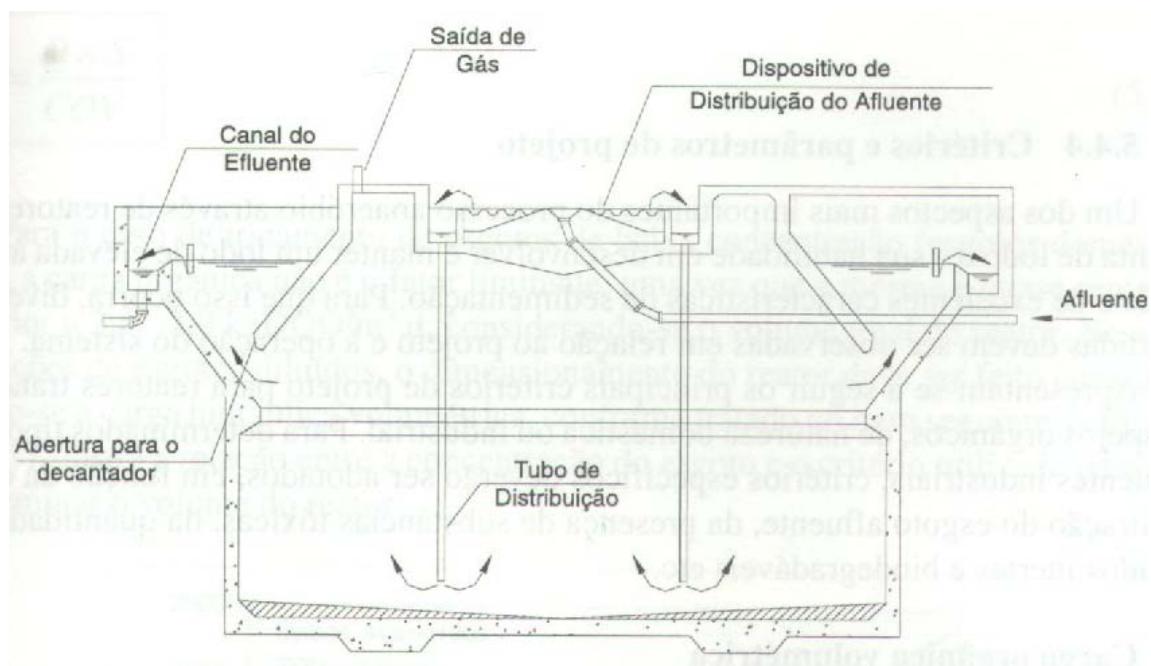
Este término comúnmente se utiliza para los sistemas de tratamiento del tipo biológico en los cuales se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los cuales en su proceso de alimentación, degradan la materia orgánica, convirtiéndola en material celular, productos inorgánicos o material inerte.

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno). Dependiendo de la forma en que estén soportados los microorganismos, existen dos grandes tipos de procesos.

1.1.3.1.- Con microorganismos en suspensión

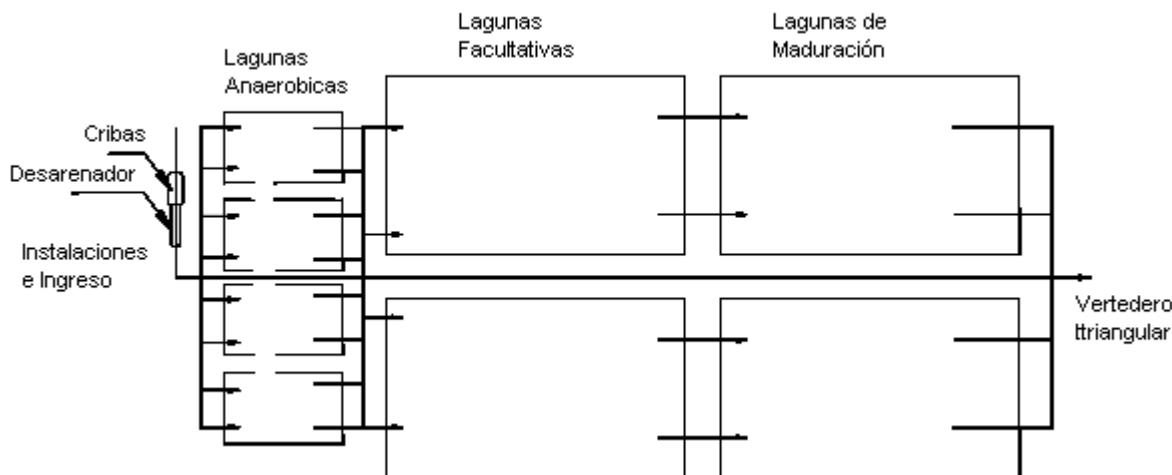
➤ **Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA):** El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación de gas-liquido-solido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas. Las unidades son tapadas para facilitar la recolección del gas que se genera en este proceso anaerobio. Los puntos débiles del proceso son la lentitud del proceso de arranque del reactor, necesidad de uniformar el caudal, necesidad de corrección de pH continua, y requiere mayor cuidado en su operación que otras alternativas (Para mayores detalles referirse al capítulo V).

Figura 1.4 Esquema de Reactor UASB para tanque circular o rectangular



- **Lagunas de estabilización:** Las lagunas de estabilización son depósitos de aguas servidas que permiten la generación de microorganismos aeróbicos y anaeróbios, para efectuar la estabilización y desinfección de las aguas haciéndolas inocuas a la salud, por lo tanto utilizables para otras actividades. Los sistemas de lagunas son simples de construir, confiables y fáciles de mantener, requieren poco equipo importado y facilitan la eliminación de los patógenos (Para mayores detalles referirse al capítulo VI).

Figura 1.5 Disposición de las lagunas de estabilización



- **Lodo activado convencional:** Este proceso es el mas utilizado para plantas de tratamiento grandes en países economicamente avanzados. Es un proceso que requiere un alto nivel de energía y de control para su buena operación. El nombre de este proceso proviene de la producción de una masa “activada” (viva) de microorganismos capaces de estabilizar un residuo vía procesos aerobios. El proceso consiste en introducir el residuo orgánico en un reactor en donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio suspensión (líquido mezcla). El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores o de aireadores mecánicos, que también sirven para mantener el líquido en estado de mezcla completa.

Despues del reactor aerobio sigue un sedimentador secundario, lo cual remueve solidos y las celulas de las bacterias. Una parte de las celulas sedimentadas se recirculan para mantener en el reactor la concentración de celulas deseadas, mientras que la otra parte se purga del sistema (Para mayores detalles referirse al capitulo VII).

Fotografia 1.2 Planta de lodos activados convencional



- **Zanjas de oxidación:** Las zanjas de oxidación extendida son una variante del proceso de lodos activados por aireación prolongada. El proceso se basa en suministrar el oxigeno por medio de rotores o aireadores mecánicos que hacen circular el agua en un canal cerrado, esta actividad tambien se puede llevar a cabo por difusores que se complementan con agitadores superficiales o sumergidos que le imprimen una velocidad de acción horizontal al agua.

Fotografia 1.3 Zanja de oxidación

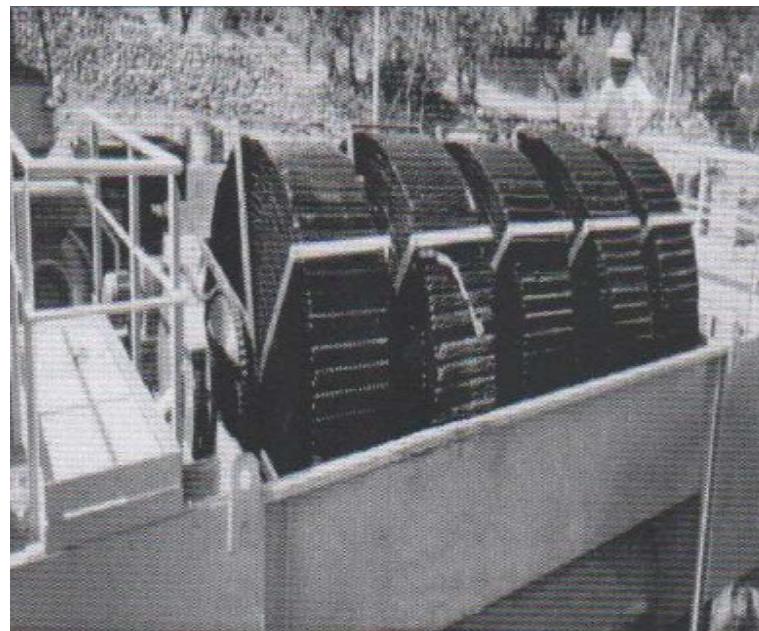


1.1.3.2.- Con microorganismos fijos

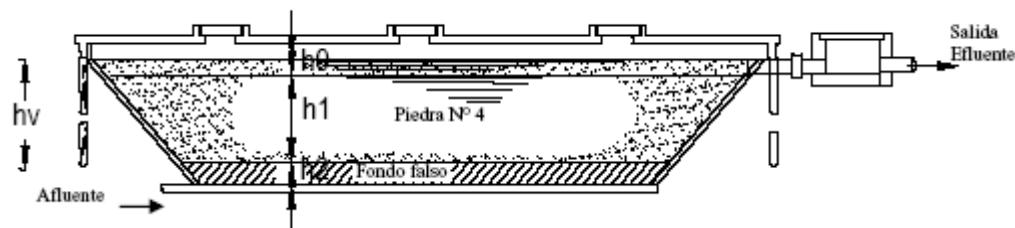
- **Biodiscos:** Originalmente, este sistema consistía en un tanque por donde fluyen las aguas residuales, previamente decantadas, y en cuyo interior existía una serie de discos de madera, con diámetros entre 1 a 3.5 m, montados sobre una flecha horizontal que permite el giro de los discos; durante el movimiento, cerca del 40% del área superficial de los discos se encontraba sumergida en el agua residual contenida en el tanque. Actualmente se utilizan placas de plástico corrugado y otros materiales en vez de los de madera.

Cuando el proceso inicia su operación, los microorganismos del agua residual afluente se adhieren a la superficie del material plástico y se desarrollan hasta que toda esta área queda cubierta con una capa o película microbiana. Al girar los discos, la película biológica adherida a estos entra en contacto alternadamente con el agua residual que está en el tanque y con el oxígeno atmosférico. Alemerger la porción sumergida, los discos arrastran una capa líquida sobre la superficie de la película biológica, lo cual permite la oxigenación del agua y de los microorganismos, debido a la sucesión de inmersiones, la capa líquida se renueva constantemente. La oxigenación se lleva a cabo por difusión a través de la película líquida que queda adherida a la biomasa. Los microorganismos utilizan el oxígeno molecular disuelto para efectuar la degradación aerobia de la materia orgánica que se utiliza como fuente de nutrientes.

El exceso de microorganismos se desprende de los discos debido a las fuerzas cortantes originadas por la rotación de los discos al pasar por el agua. Los microorganismos desprendidos se mantienen en suspensión en el líquido, salen del tanque con el efluente y se requiere de un sedimentadór secundario para retirar estos nuevos sólidos en suspensión. En forma general, el sistema está constituido por un sedimentadór primario, biodiscos y un sedimentadór secundario.

Fotografia 1.4 Vista general de un Biodisco

- **Filtro anaerobio:** Esencialmente consiste en un reactor de flujo ascendente empacado con soportes plásticos o con piedras de 3 a 5 cm de diámetro promedio. El coeficiente de vacíos debe ser grande para evitar el taponamiento, lo que en algunos casos se traduce en un área específica inferior a $100 \text{ m}^2/\text{m}^3$. Debido a la distribución desordenada del soporte, las purgas de lodo no son efectivas, lo que provoca una acumulación lenta pero constante de biomasa que con el tiempo puede crear problemas de taponamiento. Este reactor puede admitir cargas hasta de $20 \text{ Kg.DQO/m}^3\text{.día}$.

Figura 1.6 Filtro anaerobio de flujo ascendente

- **Filtros percoladores (rociadores):** El filtro percolador es un relleno cubierto de limo biológico a través del cual se percola el agua residual. Normalmente el agua residual se distribuye en forma de pulverización uniforme sobre el lecho de relleno mediante un distribuidor rotativo de flujo. El agua residual percola en forma descendente a través del relleno y el efluente se recoge en el fondo. El mecanismo principal de remoción de la materia orgánica de este sistema no es la filtración sino la adsorción y asimilación biológica en el medio de soporte. Generalmente, no requieren recirculación (Para mayores detalles referirse al capítulo VIII).

Fotografia 1.5 Vista general de un filtro percolador



- **Humedales:** Estos son una adaptación de las lagunas, usando plantas acuáticas en vez de algas para proveer oxígeno a las bacterias. Los humedales pueden ser de flujo libre (FWS) o de flujo subsuperficial (SFS), los humedales de flujo libre suelen consistir en balsas o canales paralelos, con la superficie de agua expuesta a la atmósfera, y los humedales de flujo subsuperficial consisten en zanjas excavadas y llenos de material granular generalmente grava, donde el agua fluye debajo de la superficie de grava la cual proporciona nutrientes a la plantas emergentes (Hammer 1989) (Para mayores detalles referirse al capítulo IX).

Fotografia 1.6 Humedal de flujo libre a la izquierda y humedal de flujo subsuperficial a la derecha



1.1.4.- Desinfección

Cuando se descargan aguas residuales tratadas en cuerpos de agua que van a utilizarse, o que pueden ser utilizados como fuentes de abastecimiento público, o con propósitos recreativos, se requiere un tratamiento suplementario para destruir las bacterias, y minimizar riesgos para la salud humana debido a la alta contaminación de las aguas, tal tratamiento se conoce como desinfección. Si se utiliza una tecnología distinta a las lagunas de estabilización debe evaluarse la necesidad de utilizar este proceso en función al impacto en los usos del cuerpo receptor de los efluentes o al reuso de las aguas residuales. Existen varios métodos de desinfección:

- Físicos, tales como: filtración, ebullición, rayos ultravioleta.
- Químicos, aplicación de: cloro, bromo, yodo, ozono, iones plata, etc.

1.1.4.1.- Cloración

El cloro y sus derivados son indudablemente los compuestos más importantes que existen para la desinfección del agua, dado su amplio uso, además se utilizan para:

- Eliminar olores.
- Decolorar.
- Ayudar a evitar la formación de algas.
- Ayudar a la oxidación de la materia orgánica.
- Ayudar a eliminar las espumas en los decantadores.

Los compuestos más comunes del cloro son: cloro gas, hipoclorito de sodio y de calcio; éstos últimos son más utilizados en plantas pequeñas, donde la simplicidad y la seguridad son más importantes que el costo. En plantas de tratamiento donde se manejan grandes volúmenes de agua es más recomendable utilizar cloro gaseoso. En ambos casos deben tomarse las debidas precauciones para garantizar la mezcla correcta de la solución de cloro con el agua sometida a tratamiento. Se requiere un tiempo mínimo de contacto de 30 minutos, al cabo del cual el contenido de cloro residual debe ser de 0.5 a 1.0 mg/l. (miligramos por litro).

1.1.5.- Tratamiento Terciario

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una alta calidad físico químico-biológica, osea, que son procesos por los cuales se le da un pulimento alto al agua. Las metas de tratamiento varían de acuerdo al reuso que se le pretenda dar a estas aguas. Normalmente el tratamiento terciario es para remover nutrientes (nitrógeno y fósforo) del agua. Generalmente no se utiliza el tratamiento terciario para aguas residuales municipales, a menos que el reuso de las aguas tenga alguna aplicación en la industria y en algunos casos en protección de un área ecológicamente sensible.

1.2.- CRITERIOS IMPORTANTES PARA LA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Los diferentes tipos de tratamientos de las aguas residuales sean desarrollado en forma sencilla y general hacia dos propósitos: La captación o separación de los sólidos de acuerdo a su sedimentabilidad y la estabilización biológica de los sólidos restantes; la magnitud de estos propósitos dependerá del tipo de tratamiento empleado (STERLING, 1987). Según Souza (1997) la selección de tecnologías para la recolección y tratamiento de las aguas residuales deberá considerar, cada vez en mayor medida, alternativas que incluyan el reuso del agua. A continuación se presentan criterios para la selección de un sistema de tratamiento (LETTINGA G., Y HULSHOFF P, 1995).

- El método debe proveer una eficiencia de tratamiento en la remoción de varias categorías de contaminantes: Materia orgánica biodegradable (DBO), amoniaco y compuestos orgánicos nitrogenados, fosfatos, patógenos.
- La estabilidad del sistema respecto a interrupciones en la fuente de energía, picos de carga, interrupción en la alimentación y/o contaminantes tóxicos debe ser alta.
- La flexibilidad del proceso debe ser alta, con respecto a la escala a la cual es aplicada, posibilidades de ampliación y posibilidad de mejorar la eficiencia.
- El sistema debe ser simple en su operación, mantenimiento y control ya que una buena operación no debe depender de la presencia de operadores e ingenieros experimentados.
- El requerimiento de área debe ser bajo, en especial cuando no esta disponible y/o el precio es alto.
- El número de etapas de procesos (diferentes) requeridos debe ser lo mas bajo posible.
- El tiempo de vida del sistema debe ser largo.
- La aplicación del sistema no debe sufrir ningún problema en la disposición del lodo.
- La aplicación del sistema no debe ser acompañado con mal olor y problemas de malestar en la gente.

- El sistema debe ofrecer buenas posibilidades para recuperar subproductos útiles en irrigación y fertilización.
- Es recomendable disponer de experiencia suficiente en el manejo del sistema.

1.3.- COMPARACIÓN ENTRE EL TRATAMIENTO AEROBIO Y ANAEROBIO

Los tratamientos aerobios y anaerobios constituyen las dos grandes alternativas de depuración biológica de aguas residuales y residuos orgánicos fermentables. A continuación se presentan algunos de los beneficios y limitaciones de cada proceso de degradación (CHERNICHARO & CAMPOS, 1995).

1.3.1.- Tratamiento Aerobio

- 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 liberado como calor.
- Ingreso de elevada energía para aireación, que deben ser suministrados por aireadores o compresores.
- Limitación de cargas orgánicas.
- Se requiere adición de nutrientes.
- Necesidad de grandes extensiones de terrenos.
- Sensible a economía de escala.
- Periodos de arranque cortos.
- Tecnología establecida.
- Los fangos producidos en el tratamiento aerobio son de 5 a 10 veces superiores en cantidad a los anaeróbios debido a la gran producción de materia orgánica celular degradable que contienen (por verificarse en estos una mayor síntesis celular), además de deshidratarlos deben incinerarse para evitar polución.

1.3.2.- Tratamiento Anaerobio

- Menor producción de lodos.
- El lodo obtenido es un lodo ya estabilizado.
- 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 liberado como calor, 5-7% es almacenada en la biomasa.
- Bajo consumo de energía; no se requiere aporte de O₂ posibilidad de recuperar y utilizar CH₄ como combustible (caro).
- Acepta altas y bajas cargas orgánicas.
- Requerimiento bajo de nutrientes.
- Largo período de arranque, si no se utiliza inóculo (4-6 meses).
- Se requiere pequeña área superficial.
- Sensibilidad a variación de condiciones ambientales.
- menor eficiencia en remoción de MO (aprox.80%).

1.4.- COMPARACIÓN ENTRE ALGUNOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

La información presentada a continuación, tiene como objetivo básico el facilitar la comparación relativa entre las alternativas de tratamiento, para la toma de decisiones en la selección del proceso que mejor se ajuste a las necesidades de cada localidad, y al mismo tiempo dar una idea del monto de las inversiones requeridas, que involucra cada sistema. Es importante resaltar que las alternativas de tratamiento que se muestran a continuación no obedecen a las mismas características dentro de los procesos de tratamiento y no entregan la misma calidad de efluente por lo que su selección final principalmente se condiciona a los requerimientos y exigencias de las leyes ambientales, en función de los usos a los cuales se destinan las aguas residuales tratadas, las condiciones específicas de las aguas residuales, su oscilación del caudal y a los usos de los cuerpos receptores de éstas.

Realizar un análisis para la elección de los procesos de tratamiento a aplicarse, es un aspecto importante en el desarrollo del proyecto de una planta de depuración de aguas residuales porque permite identificar cuales son los procesos que mejor satisfacen las necesidades en cuanto a reducción de contaminantes y si se adecuan a las características del área del proyecto y a los recursos disponibles. A continuación en el cuadro 1.2 se presenta un resumen comparativo de las principales alternativas de tratamiento de aguas residuales con relación a la eficacia y el cuadro 1.3 presenta sus ventajas y desventajas.

Otros factores que intervienen en la selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales son el costo de implementación y el área requerida por el tratamiento. La estimación mas comúnmente utilizada para cuantificar estos parámetros es su valor percapita. El Cuadro 1.4 relaciona el costo y el área percapita requeridos por los distintos procesos de tratamiento de aguas residuales. Esta forma de evaluar debe ser vista como una indicación general, pues no considera el factor de escala que afecta el costo de manera distinta para cada tipo de tratamiento.

Cuadro 1.2. Resumen comparativo de las principales alternativas de tratamiento de aguas residuales con relación a la eficacia

SISTEMAS DE TRATAMIENTO	EFICACIA DE ELIMINACION (%)				Potencia (W/hab)	TRH (días)	Cantidad de lodos (m ³ /hab. año)
	DBO	N	P	CF			
Tratamiento preliminar	0-5	0	0	0	0	-	-
Tratamiento Primario	35-40	10-25	10-20	30-40	0	0.1-0.5	0.6-1.3
Estanque Facultativo	75-85	30-50	20-60	60-99	0	15-30	-
Estanque anaerobio-Estanque facultativo	75-90	30-50	20-60	60-99.99	0	12-24	-
Laguna aireada facultativa	75-90	30-50	20-60	60-96	1.0-1.7	3-9	-
Laguna aireada de mezcla completa-Laguna de sedimentación	75-90	30-50	20-60	60-99	1.0-1.7	4-9	-
Lodos activados convencional	85-93	30-40 (a)	30-45 (a)	60-90	1.5-2.8	0.4-0.6	1.1-1.5
Lodos activados por aireación prolongada	93-98	15-30 (a)	10-20 (a)	65-90	2.5-4.0	0.8-1.2	0.7-1.5
Sequencing batch reactor	85-95	30-40 (a)	30-45 (a)	60-90	1.5-4.0	0.4-1.2	0.7-1.2
Trickling filter de baja velocidad	85-93	30-40 (a)	30-45 (a)	60-90	0.2-0.6	NA	0.4-0.6
Trickling filter de alta velocidad	80-90	30-40 (a)	30-45 (a)	60-90	0.5-1.0	NA	1.1-1.5
UASB	60-80	10-25	10-20	60-90	0	0.3-0.5	0.07-0.1
Tanque séptico- filtro anaerobio	70-90	10-25	10-20	60-90	0	1.0-2.0	0.07-0.1

Notas: En los requerimientos de energía no se incluye el bombeo de las aguas residuales brutas. NA: no aplicable.

(a) Se puede conseguir una eliminación mayor de nutrientes modificando el proceso.

Referencia: von Sperling (1996)

Cuadro 1.3 Ventajas y desventajas de algunos de los procesos de tratamiento de aguas residuales

PROCESO DE TRATAMIENTO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
1. Fosa Séptica	<ul style="list-style-type: none"> • Apropiada para comunidades rurales, edificaciones, condominios, hospitales, etc. • Su limpieza no es frecuente • Costo bajo de construcción y operación • Mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento si se cuenta con infraestructura de remoción de lodos 	<ul style="list-style-type: none"> • Su uso es limitado (máx. 350 habitantes) • Su uso también está limitado a la capacidad de infiltración del terreno que permita disponer adecuadamente los efluentes en el suelo • Se requiere facilidades para la remoción de lodos (bombas, camiones con bomba de vacío, etc.)
2. Tanque Imhoff	<ul style="list-style-type: none"> • Impide el arrastre de sólidos en el efluente • Menor tiempo de retención • Bajo costo de construcción y operación • Mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento • Menor disponibilidad de terreno 	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras profundas (> 6 m) • Efluente con mala calidad orgánica y microbiológica
3. Filtro Anaerobio	<ul style="list-style-type: none"> • Se logran altas concentraciones de biomasa y largos tiempos de retención celular • Pequeños volúmenes de reactor debido a altas cargas orgánicas • Su operación es relativamente estable bajo condiciones variables de alimentación o choques tóxicos • Es adecuado para AR con bajas concentraciones de sólidos en suspensión • No requiere de medios mecánicos • Requiere de un área pequeña de terreno 	<ul style="list-style-type: none"> • La acumulación de sólidos suspendidos tiene un efecto adverso en las características hidráulicas y de transferencia de masa. • No son adecuados para AR con alto contenido de sólidos suspendidos • Requiere de disposición periódica de la biomasa • Con tiempos de retención hidráulicos relativamente cortos se reduce la capacidad para resistir choques orgánicos
4. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA)	<ul style="list-style-type: none"> • Soporta altas cargas orgánicas • Bajo requerimiento de energía • No requiere medio de soporte • Construcción relativamente simple • Aplicable a pequeña y gran escala • Operación comparativamente simple respecto a filtros o lodos activados 	<ul style="list-style-type: none"> • Requerimientos de inóculo de determinadas características • Sensible a sólidos suspendidos, grasas y aceites en el afluente • Sensibles a bajas temperaturas (<15 °C) • Riesgos de flotación de sólidos durante arranques • Arranque lento sino se cuenta con el inóculo adecuado
5. Sistema de Lodos Activados Convencional	<ul style="list-style-type: none"> • Alta calidad del efluente tratado debido al control del flujo de AR, el oxígeno y la densidad bacteriana (lodo activado) • mayor eficiencia en el tratamiento, comparada con los lechos biológicos, debido a la mayor independencia de la temperatura (flexibilidad operacional) • menor área comparada a la requerida por los filtros biológicos • períodos más cortos de arranque (menos de dos semanas) en comparación con el de lechos biológicos (4 a 6 semanas) • no producen olores desagradables ni atraen moscas 	<ul style="list-style-type: none"> • Requerimiento de energía para la aireación • Elevado costo de operación y mantenimiento • necesidad de utilizar personal operador especializado • sistema sensible a sobrecargas y cambios bruscos en la calidad del afluente • necesidad de un completo control operacional (análisis de laboratorio frecuentes, medición de flujos, etc.)

Cuadro 1.3 Ventajas y desventajas de algunos de los procesos de tratamiento de aguas residuales (continuación)

PROCESO DE TRATAMIENTO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
6. Filtros percoladores o rociadores	<ul style="list-style-type: none"> • No necesita de equipos para suministro de oxígeno • baja producción de lodos • menor área superficial de construcción, considerando la alta producción de biomasa generada en la gran área superficial de contacto del medio filtrante • no se requiere personal altamente calificado 	<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras altas (más de 3 m) que generalmente obligan a bombeo las AR desde el sedimentador • área superficial relativamente grande • pueden existir problemas de olor, especialmente en las temporadas más cálidas • presencia de larvas de moscas, que desarrolladas en exceso pueden obstaculizar el proceso de clarificación y crear molestias en las viviendas vecinas
7. Lagunas de estabilización	<ul style="list-style-type: none"> • Pueden recibir y retener grandes cantidades de AR, soportando sobrecargas hidráulicas y orgánicas con mayor flexibilidad, comparativamente con otros tratamientos • formación de biomasa más efectiva y variada que en otros procesos de tratamiento • no requieren de instalaciones complementarias para la producción de oxígeno. El mismo se produce en forma natural dentro del sistema • debido a los tiempos de retención prolongados y a los mecanismos del proceso, son sistemas altamente eficaces para la remoción de bacterias, virus y parásitos, comparativamente con otros tratamientos • mínimo mantenimiento • no requiere de personal calificado 	<ul style="list-style-type: none"> • Necesidad de mayores áreas de terreno
8. Biodiscos o discos rotativos	<ul style="list-style-type: none"> • Bajo consumo de energía y simplicidad de operación y mantenimiento • facilidad de ampliación de capacidad de tratamiento de las AR por utilizar unidades modulares • no requiere recirculación de los lodos del decantador secundario • comparado con otros procesos de película fija, los biodiscos retienen una película fija que utilizan efectivamente toda el área de contacto • carecen de los problemas de aerosol y ruido que se presentan en los sistemas de lodos activados 	<ul style="list-style-type: none"> • El diseño mecánico del sistema debe ser riguroso pues se han registrado varios casos de rotura del eje que soporta los discos. • se requiere de grandes grúas y personal especializado para su montaje. • otro inconveniente es que sus costos se comportan de manera casi lineal con respecto a los caudales de agua por tratar, lo cual no sucede con los otros sistemas convencionales
9.- Humedales	<ul style="list-style-type: none"> • Menos olores • No algas en el efluente • Remoción de fosfato y nitrógeno • Bajo costo de operación y mantenimiento 	<ul style="list-style-type: none"> • Cocecha periódica de las plantas • Necesidad de mayores áreas de terreno

Fuente: Diseño y operación de Lagunas de Estabilización “Ing. Guillermo León Suematsu”, 1999

Cuadro 1.4 Costos y area requerido por los diferentes procesos de tratamiento

PROCESOS DE TRATAMIENTO	COSTO DE IMPLEMENTACION (\$us/hab)	AREA REQUERIDA (m ² /hab)
Lagunas de Estabilización		
Laguna facultativa	10-30	2.50-5.00
Laguna anaerobia + Laguna facultativa	10-25	1.50-3.50
Laguna aireada facultativa	10-25	0.25-0.50
Laguna aireada mezcla completa + Laguna de sedimentación	10-25	0.20-0.50
Laguna + Estanques de maduración	15-35	3.00-6.00
Laguna + Lago de alta tasa	15-35	2.00-5.50
Laguna + Remoción de algas	15-35	1.50-5.00
Tratamientos Anaerobios (y asociados)		
Estanque séptico + Lecho anaerobio	30-70	0.20-0.40
Estanque séptico + Infiltración	25-50	1.00-5.00
UASB (Reactor Anaerobio de flujo Ascendente y manto de lodos	20-40	0.05-0.10
UASB + Lodos Activados	40-80	0.25-0.35
UASB + Lecho anaerobio	35-60	0.15-0.25
UASB + Lecho biológico de baja carga	40-80	0.50-0.70
UASB + Lagunas de maduración	30-50	1.50-2.50
UASB + Escurrimiento superficial	25-50	1.00-6.00
Tratamientos Aerobios – Variaciones de Lodos Activados (LA)		
LA convencional	60-120	0.20-0.30
LA por aireación prolongada	40-80	0.25-0.35
LA por reactor por lote	40-80	0.20-0.30
LA con remoción biológica de N	70-120	0.20-0.35
LA con remoción biológica de N/P	70-140	0.25-0.35
LA con remoción química y biológica de N/P	80-160	0.30-0.40
LA con remoción biológica/química de N/P + filtración	80-160	0.30-0.40
LA + Desinfección	70-120	0.20-0.30
Tratamientos aerobios – Variaciones de Biopelicula fija		
Lecho biológico de baja carga	50-90	0.50-0.70
Lecho biológico de alta carga	40-70	0.30-0.45
Biofiltro aireado sumergido (BAF)	60-80	0.04-0.10
Bidiscos	70-120	0.15-0.25
Tratamiento Físico – químico		
Tratamiento primario avanzado (CEPT – TPA)	7-25	0.002-0.005

Fuente: Von Sperling (1998)

1.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.-** Salazar Doreen PROARCA/SIGMA, Guía para el manejo de Excretas y Aguas Residuales Municipales, Guatemala, 2003.
- 2.-** Ing. Mejia Mendoza Jorge Humberto, Diseño, Construcción y Puesta en Marcha de un Reactor UASB para el Tratamiento de Aguas residuales - UMSS, Mayo 1999.
- 3.-** Ing. Leon Suematsu Guillermo, Curso “Diseño y Operación de Lagunas de Estabilización”, La Paz, Noviembre de 1999.
- 4.-** Von Sperling, M., Seleção de processos de tratamento de esgotos, Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, 1998.

CAPITULO II

INTRODUCCION A LA MICROBIOLOGIA

2.1.- INTRODUCCION

Los microorganismos son los organismos vivientes mas pequeños que existen con dimensiones en el rango entre 0.2 a 100 μm ($1\mu\text{m} = 10^{-6}\text{ m}$). De aquí que podemos definir a la microbiología como la ciencia que estudia a aquellos organismos demasiado pequeños para ser vistos claramente e individualizados por el ojo humano sin ayuda alguna y que existen en la naturaleza como células independientes o como agrupaciones de células. Las células de los microorganismos se distinguen precisamente de las células de los animales y las plantas, en que estas últimas crecen y se reproducen como parte integrante de un organismo pluricelular no siendo capaces vivir de forma independiente en la naturaleza. Sin embargo, una célula microbiana es generalmente capaz de llevar a cabo todos sus procesos de vida como son: el crecimiento, nutrición y reproducción, independientemente de otras células, tanto de la misma especie como de especies diferentes. Precisamente debido a su pequeño tamaño, los microorganismos fueron descubiertos hace relativamente poco tiempo, considerándose al Holandés Antón Van Leeuwenhoek (1676) como el padre de la microbiología.

Los primeros estudios acerca de los microorganismos se centraron fundamentalmente en bacterias, hongos, protozoos y otras formas de vida potencialmente patógenas productoras de enfermedades, de aquí, que en un principio a los microorganismos se les consideran como “germenes peligrosos y dañinos, invisibles y misteriosos”. El desarrollo de microscopios cada vez mas potentes y el descubrimiento incesante de metodologías de análisis, mas precisas e incisivas, han revelado que solamente unos pocos microorganismos son realmente peligrosos y que hay miles de especies que son completamente inocuos y la mayoría de ellos de gran valor industrial, medico, económico etc.

2.2.- IMPORTANCIA DE LOS MICROORGANISMOS

En la naturaleza los microorganismos son los responsables de llevar a cabo la transformación de la materia orgánica e inorgánica, jugando un papel fundamental en los ciclos biogeoquímicos del C, O, N, S, y P. De aquí, que se pueda considerar que ellos son esenciales para el mantenimiento integral de la biosfera de la cual dependen todas las formas de vida superiores, siendo las bacterias los microorganismos más importantes, ya que ellas existen en una variedad de especies muy grande y con requerimientos nutricionales y capacidades metabólicas diferentes que permiten su acción en los más variados hábitat.

Por otra parte, el hombre utiliza a los microorganismos como herramienta fundamental en el tratamiento y reciclaje de los materiales de desecho. Solo un pequeño porcentaje de los microorganismos conocidos (aproximadamente el 0.1%) son patógenos, causando enfermedades infecciosas en el hombre, los animales y las plantas. De los microorganismos causantes de enfermedades en el hombre una gran parte son transmitidos a través de las excretas de los enfermos, lo que hace que se requiera de medidas especiales para el transporte y disposición de las aguas residuales, de forma tal que se evite la contaminación de las aguas de consumo con las aguas residuales. Entre las enfermedades transmitidas por las aguas contaminadas se encuentran: el cólera, la hepatitis infecciosa, la disentería, la poliomielitis, la fiebre tifoidea y paratifoidea, etc.

La microbiología sanitaria es un campo relativamente nuevo y muy especializado de la microbiología que le brinda al ingeniero sanitario y ambiental las herramientas necesarias para proveer un agua de calidad para el consumo humano, así como realizarles un tratamiento adecuado a las aguas residuales. La microbiología sanitaria presenta dos campos de acción importantes:

- Uno se fundamenta en la purificación y abastecimiento del agua para el uso doméstico, en el cual el control de los microorganismos patógenos, así como los responsables de la producción de olor, color y sabor en las aguas, juegan un papel fundamental. Por otra parte, su conocimiento permite determinar el tipo de tratamiento que debe dársele al agua para garantizar su calidad desde el punto de captación hasta el punto de consumo.
- El otro campo importante de la microbiología sanitaria es el que se ocupa del tratamiento de las aguas residuales. El objetivo fundamental del tratamiento biológico de las aguas residuales es el coagular y remover los sólidos coloidales no sedimentables y estabilizar la materia orgánica a través del crecimiento microbiano.

Por otra parte, las bases para el diseño de los sistemas de tratamiento biológico de las aguas residuales, así como la selección del tipo de tratamiento a ser utilizado depende de la forma, estructura y actividad bioquímica de los microorganismos presentes, de aquí la importancia de conocer los microorganismos que crecen en las poblaciones microbianas mixtas de estos sistemas, así como el efecto de los factores ambientales sobre los mismos.

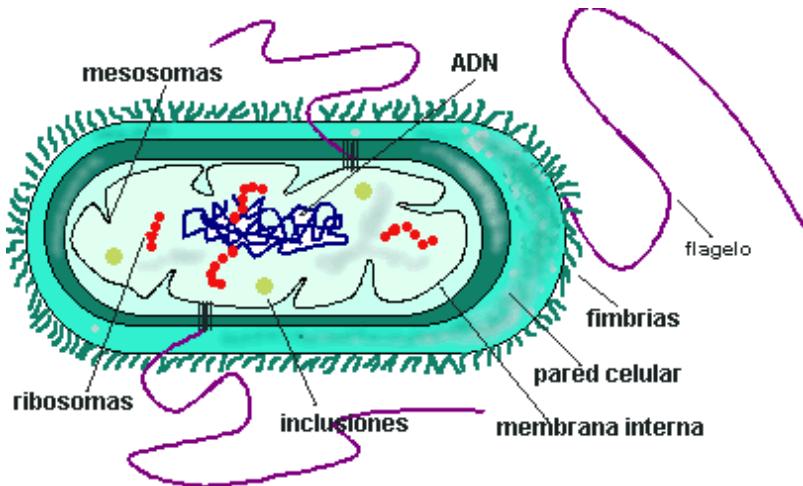
2.3.- MICROORGANISMOS MÁS COMUNES DE LAS AGUAS

2.3.1.- Bacterias

Los protistas procariotas comprenden aproximadamente 3000 especies de bacterias entre las que se encuentran las cianobacterias, conocidas antiguamente como algas verde-azules. Las cianobacterias presentan características que las diferencian de las restantes bacterias, de aquí que frecuentemente se le coloquen aparte debido a que poseen un sistema fotosintético que desprenden oxígeno, siendo muy similar a las de las algas y las plantas superiores. Aunque hay otras clases de bacterias que realizan la fotosíntesis hay que destacar que las bacterias fotosintetizadoras no desprenden oxígeno. La mayor parte de las bacterias no son capaces de realizar la fotosíntesis, obteniendo su energía de la degradación de los elementos nutritivos obtenidos de su entorno.

Al analizar la nutrición y el metabolismo de las bacterias se destaca que todas son osmotroficas, osea se alimentan con sustancias líquidas, no pudiendo ingerir sustancias sólidas. Por otra parte, podemos encontrar bacterias: quimioautotrofas, quimioheterotrofas, fotoautotrofas y fotoheterotrofas, con metabolismo aerobio, facultativo, microaerófilo o anaerobio. Además, algunas de ellas pueden vivir en condiciones extremas de temperatura y pH. La reproducción de las bacterias es asexual aunque en ocasiones puede ocurrir recombinación genética. No presentan movimiento citoplasmático y si son móviles es mediante flagelos muy censillos.

Figura 2.1 Partes de una bacteria



2.3.1.1.- Tincion Gram

La pared celular reviste una enorme importancia en las bacterias y mediante una simple tinción es posible dividir a las bacterias en dos grupos las Gram-positivas y las Gram-negativas. Esta división de las bacterias se basa en el procedimiento de coloración inventado en 1884 por el danés Christian Gram y conocido como tinción Gram. Pero esta diferencia en la reacción de coloración del Gram se basa realmente en la diferencia en la estructura de la pared celular de las bacterias. En las bacterias típicas y las cianobacterias (exceptuando el micoplasma, que no tienen pared celular) la rigidez y la fuerza de sus paredes celulares se debe a la presencia de un heteropolímero conocido como peptidoglicán el cual forma fibras fuertes.

La tinción del Gram es una prueba sencilla que permite conocer la forma de la bacteria, el tipo de agrupación, así como la resistencia o sensibilidad a una serie de agentes físicos y químicos, en un breve espacio de tiempo lo cual no se logra con ninguna otra prueba sencilla. La prueba de Gram se realiza de la siguiente forma; de la muestra que se quiere investigar se hace un frotis en un porta objeto, se aplica durante treinta segundos la solución de violeta cristal. Luego se decanta el colorante sobrante y se adiciona, durante treinta segundos, una solución de yodoyodurada de Lugol se decanta y al mirarse al microscopio todas las células aparecen teñidas. Posteriormente se aplica sobre la preparación de alcohol etílico repetidamente hasta que el frotis ha cesado de desprender colorante. Al examinarse ahora el frotis al microscopio se observa que mientras muchas bacterias retienen la combinación violeta-yodo, otras la han cedido por completo al alcohol y son casi tan invisibles como antes de teñirlas. Las bacterias que retienen el colorante se llaman Gram-positivas y las que cedieron el colorante al alcohol Gram-negativas. Para terminar se adiciona un colorante de contraste, como puede ser la safranina, tiñéndose las especies Gram-negativas, que se hacen tan visibles como las Gram-positivas, pero son rápidamente diferenciadas por su color que será distinto.

2.3.1.2 Tamaño y forma de las bacterias

El tamaño y forma de las bacterias se encuentra en el rango entre 0.3 y 2 μm ; exceptuando a las bacterias filamentosas las cuales en ocasiones son mayores de 100 μm , y algunas cianobacterias cuyo tamaño puede estar en el rango entre 5 y 50 μm . A su vez, la mayoría de las bacterias presentan una de las tres formas básicas:

- **Esfericas o cocos:** Son unicelulares y su nombre viene del griego kokkos que significa grano, su tamaño se encuentra entre 0.5 y 2 μm , según su disposición y de acuerdo a como ocurre la división de estas bacterias, podemos encontrarlos formando diferentes agrupaciones: diplococos, estreptococos, tétradas, sarcinas y estafilococos.

- **Bastones o bacilos:** Son unicelulares y su nombre viene del latín bacillum que significa bastoncillo. Pueden ser cortos, largos y pleomorficos, con diámetros entre 0.5 y 3 μm y entre 1.5 y 20 μm de largo. Ejm. *Vibrio cholerae*.
- **Espirales o helicoidales:** Son unicelulares más alargadas que los bacilos y se encuentran enrolladas de modo característicos en forma espiral, su tamaño oscila entre 0.1. y 3 μm de ancho y entre 5 y 250 μm de largo y presentan una forma típica de locomoción por movimientos de rotación y torsión. Ej. *Leptospira*.

Fotografia 2.1 *Vibrio cholerae*



2.3.1.3. Grupos de bacterias

Debido a que la subdivisión taxonómica de las bacterias presentadas en el Manual de Bergey es compleja y engorrosa en este texto se seguirá para su clasificación una aproximación mas pragmática en la que se tomará como base para su división la naturaleza de la pared celular, de acuerdo con esto se presentan cuatro grupos los cuales aparecen en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.1. Principales grupos de bacterias

	GRUPO	REPRESENTANTE	PROPIEDADES
1	Bacterias Gram-negativas		Pared celular multicapa.
1.1	Bacterias Quimioatórfas		
1.1.1	Bacterias Mirificantes	<i>Nitrosomonas</i> <i>Nitrobacter</i>	$\text{NH}_4^+ \rightarrow \text{NO}_2^-$ $\text{NO}_2^- \rightarrow \text{NO}_3^-$
1.1.2	Bacterias Sulfooxidante	<i>Thiobacillus</i> <i>Thiothrix</i> <i>Thiomicrospira</i> <i>Beggiatoa</i>	Oxidan al: $\text{H}_2\text{S}, \text{S}, \text{S}_2\text{O}_3^{2-}$
1.1.3	Bacterias del hierro	<i>Thiobacillus ferrooxidans</i> <i>Gallionella</i>	Oxidan al Fe^{2+}
1.1.4	Bacterias Metanotróficas	<i>Methylomonas</i>	Oxidan el CH_4
1.2	Bacterias Anaerobias		
1.2.1	Bacterias Facultativas	<i>Bacteroides</i> <i>Veillonella</i>	
1.2.2	Bacterias Sulforreductoras	<i>Desulfovibrio</i>	$\text{SO}_4^{2-} \rightarrow \text{H}_2\text{S}$
1.3	Bacterias Fototrófica		
1.3.1	Cianobacteria	<i>Oscillatoria</i> <i>Anabaena</i> <i>Spirulina</i>	Fotosíntesis oxigénica, algunas fijan N_2
1.3.2	Bacterias Púrpuras	<i>Chromatium</i> <i>Thiopirillum</i> <i>Rhodopseudomonas</i> <i>Rhodospirillum</i>	Utilizan al H_2S o la materia orgánica como dador de electrones.
1.3.3	Bacterias Verdes	<i>Chlorobium</i>	Utilizan al H_2S o la materia orgánica como dador de electrones
1.4	Quimioheterórfas Aerobias		
1.4.1	Pseudomonas	<i>Pseudomonas</i> <i>Zooglea</i>	Muy versátiles.
1.4.2	Rhizobium	<i>Rhizobium</i>	Fijación simbiótica del N_2
1.4.3	Azotobacter	<i>Azotobacter</i>	Fijación no simbiótica del N_2 .
1.4.4	Bacterias que se reproducen por gemación, proste-cadas y con apéndice	<i>Caulobacter</i> <i>Hyphomicrobium</i>	
1.4.5	Bacterias Ácido Láctico	<i>Acetobacter</i>	$\text{Etanol} \rightarrow \text{Ácido Acético}$
1.4.6	Bacterias Envainadas	<i>Sphaerotilus natans</i>	Forman Vaina.
1.4.7	Spirillum	<i>Spirillum</i>	
		<i>Campylobacter</i> <i>Bdellovibrio</i>	Parásitos.
1.4.8	Neisseria y Otras	<i>Acinetobacter</i> <i>Neisseria</i> <i>Legionella</i>	

Fuente Lubberding 1994

Cuadro 2.1. Principales grupos de bacterias (Continuación)

	GRUPO	REPRESENTANTE	PROPIEDADES
1.5	Bacterias Entéricas	<i>Escherichia coli</i> <i>Enterobacter aerogenes</i>	Microorganismos indicadores de contaminación fecal
		<i>Salmonella</i> <i>Vibrio</i> <i>Shigella</i> <i>Yersinia</i>	Muchas son patógenas.
1.6	Espiroquetas	<i>Treponema</i> <i>Leptospira</i> <i>Borrelia</i>	Forma espiral pared celular flexible.
1.7	Bacterias deslizantes		
1.7.1	Myxobacteria	<i>Myxococcus</i> <i>Chondromyces</i>	Tienen un ciclo de vida complejo presentan cuerpos fructíferos.
1.7.2	Grupo Cytophaga	<i>Cytophaga</i>	Descompone celulosa.
1.7.3	Bacterias filamentosas deslizantes	<i>Vitreoscilla</i> <i>Leucothrix</i>	
1.8	Rickettsias y Clamidias	<i>Rickettsia</i> <i>Clamidia</i>	Parásitos intracelulares.
2	Bacterias Gram-positivas		Pared celular monocapa.
2.1	Cocos	<i>Micrococcus</i> , <i>Streptococcus</i> <i>Stafilococcus</i> , <i>Sarcina</i>	Producción de ácido láctico.
2.2	Bacterias con forma de bacilo no formadoras de esporas	<i>Lactobacillus</i>	Producción de ácido láctico.
2.3	Bacterias con forma de bacilos formadoras de esporas	<i>Bacillus</i> <i>Clostridium</i>	Aerbio. Anaerobio obligado.
2.4	Actinomicetales (semejantes a hongos)	<i>Actinomyces</i> <i>Streptomyces</i> <i>Mycobacterium</i> <i>Nocardia</i> <i>Micromonospora</i>	Producción de antibióticos
2.5	Bacterias Coryneformes	<i>Corynebacterium</i> <i>Arthrobacter</i>	Patógenas
3	Archaeabacteria		Presentan pared celular diferentes a las eubacterias.
3.1	Metanogenos	<i>Matanobacterium</i> <i>Metanosarcina</i> <i>Metanothrix</i>	
3.2	Termoacidófilos	<i>Sulfolobus</i>	
3.3	Halófilos	<i>Halobacterium</i>	
1	Mollicutes	<i>Mycoplasma</i>	No presentan pared celular.

Fuente Lubberding 1994

2.3.2. Hongos

Los hongos son protistas eucariotas heterotróficos no fotosintetizadores; unicelulares o pluricelulares pero sin diferenciación celular, cuya pared celular está constituida fundamentalmente de quitina, se reproducen sexual o asexualmente y la mayoría son aerobios, aunque algunos pueden vivir de forma facultativa. Los tres grupos principales de hongos son: los mohos u hongos filamentosos, las levaduras y las setas.

En cuanto a su distribución, la mayoría de los hongos son terrestres aunque algunos son acuáticos, principalmente de las aguas dulces y unos pocos viven en el mar. Por otra parte, los hongos también se encuentran formando asociaciones beneficiosas con otros organismos como es el caso de la asociación con las raíces de las plantas vasculares a la cual se le conoce como micorrizas, y en el caso de la asociación con algas o cianobacterias se le conoce como líquenes. La importancia que tienen los hongos hay que evaluarla desde dos puntos de vista: el beneficioso y el dañino.

- Desde el punto de vista beneficioso se debe destacar que los hongos al igual que las bacterias y otros pequeños grupos de organismos heterótrofos actúan como descomponedores, degradando la materia orgánica compleja inerte presente en el medio ambiente hasta compuestos orgánicos simples y moléculas inorgánicas. Este rol que realizan los hongos, y en general los microorganismos descomponedores, es de gran importancia ya que permite que ciclen constituyentes como son: carbono, nitrógeno, fósforo y otras sustancias, las cuales pueden ser utilizadas por otros organismos. En la industria los hongos son también de gran importancia, las levaduras son fundamentales en los procesos fermentativos, como es el caso de la producción de pan, vino y cerveza, en la producción de algunos quesos también los hongos son importantes, así como en la industria química y farmacéutica.

- Desde el punto de vista dañino, hay que señalar que los hongos son la principal causa de enfermedades en las plantas causando cuantiosas perdidas económicas, además algunos hongos son los responsables de enfermedades en los animales y el hombre, aunque en general los hongos son menos significativos como patógenos de los animales que las bacterias y los virus.

Entre las características que presentan los hongos se encuentra la de tolerar ambientes con un pH relativamente bajo. El pH óptimo para la mayoría de las especies es de 5.6, encontrándose en el rango entre 2 y 9. Los hongos también presentan bajos requerimientos de nitrógeno, necesitando aproximadamente la mitad del nitrógeno que requieren las bacterias. La capacidad de los hongos a sobrevivir bajo condiciones de bajo pH y nitrógeno limitante hacen que ellos sean muy importantes en el tratamiento biológico de algunas aguas residuales industriales y en la producción de compostin de residuos orgánicos sólidos.

2.3.3.- Algas

Las algas son organismos eucariotas que presentan clorofila así como otros pigmentos fotosintéticos para llevar a cabo la fotosíntesis oxigénica; sin embargo son protistas pues carecen de tallos, hojas y raíces. Las algas no deben confundirse con las cianobacterias las cuales también realizan la fotosíntesis oxigénica pues estas últimas son eubacterias y evolutivamente son diferentes a las algas.

El hábitat de las algas es el agua, tanto dulce como salobre o de mar, pero también suelen encontrarse en suelos húmedos. Las algas pueden ser unicelulares o pluricelulares. La mayoría de las algas son microorganismos unicelulares flotantes, los cuales forman el fitoplancton, otras algas forman colonias y algunas son microscópicas, formando largos filamentos, como es el caso de las algas marinas. El cuerpo vegetativo de las algas es llamado thollus y varía desde una simple célula hasta la complejidad de formas multicelulares como es el caso de las algas marinas gigantes.

Las algas en el ambiente acuático juegan un papel fundamental como productores primarios, siendo ellas en muchas ocasiones las que inician una cadena alimentaría. Todas las algas contienen clorofila *a* y pueden contener otros tipos de clorofila *b* y *c* así como otros pigmentos entre los que se encuentran los carotenos y xantofilas, estos últimos son los responsables de los diferentes colores que presentan las algas. Las células de las algas contienen uno o más cloroplastos donde se efectúa la fotosíntesis oxigénica, utilizando la luz como fuente de energía y al agua como acceptor final de electrones, la mayoría de las algas son autótrofas utilizando al CO₂ como fuente de carbono; sin embargo, algunas algas son heterótrofas y usan compuestos orgánicos simples, tales como azúcares simples y ácidos orgánicos como fuentes de carbono y de energía.

Hay algunas algas son móviles mediante flagelos; sin embargo, los cilios no se presentan en las algas.

Fotografía 2.2 Algas



2.3.3.1. Clasificación de las algas

Para la clasificación de las algas se toman en cuenta una serie de características entre las que se encuentran:

- El tipo de clorofila.
- La estructura de la pared celular.
- Polímero de reserva producido.

Clorophytas (algas verdes): Este grupo de algas es muy variado, encontrándose algas unicelulares y pluricelulares, de aguas dulces, saladas y el suelo húmedo. Presentan clorofila a y b, tienen pared celular de celulosa y almacenan almidón como material de reserva. El representante típico las Clamidomonas.

Euglenophytas: Son algas unicelulares y flageladas, que contienen clorofila a y b, no presentan pared celular y el material de reserva es el paramilon que es polímero de glucosa. Ellas se presentan en aguas dulces, salobres, marinas y en suelos húmedos. El representante típico de este grupo es la Euglena la cual presenta vacuolas características de las células fagocíticas, así como estigma o mancha ocular que le permite al alga orientarse hacia la fuente luminosa.

Chrysophytas (algas verde amarillas y pardas brillantes): Este grupo de algas es muy diverso y deben su color a la presencia de xantofilas y carotenos, además de la presencia de clorofila a y c; la mayoría son unicelulares o forman colonias y algunas presentan flagelos. A este grupo pertenecen las diatomeas. Las diatomeas se encuentran en todas partes, tanto aguas dulces, salobres, marinas, los sedimentos y el suelo. El material de reserva que producen son lípidos y su pared celular contiene sílica, esto hace que cuando mueran se produzcan las formaciones geológicas conocidas como tierras de diatomeas.

Phyrrophytas (dinoflageladas): Son algas unicelulares que presentan flagelos, la mayoría son marinas pero algunas viven en aguas dulces. Contienen clorofila a y c, la pared celular es de celulosa y el material de reserva es almidón. Algunas de las algas producen toxinas que matan a centenares de peces (marea roja), otras sirven de alimento a moluscos, los cuales son entonces muy tóxicos.

Rhodophytas (algas rojas): Las algas rojas son encontradas exclusivamente en ambientes marinos, solo unas pocas son unicelulares, siendo la mayoría filamentosas y multicelulares. Ellas contienen clorofila a y d y otros pigmentos como la ficoeritrina. Almacenan almidón y su pared celular es de celulosa.

Phaeophyta (algas pardas): Son algas pluricelulares exclusivamente de ambientes marinos, contienen clorofila a y c y xantofilas, ellas almacenan como material de reserva el laminarín (β 1-3 glucán) y presentan pared celular de celulosa.

2.3.4.- Protozoos

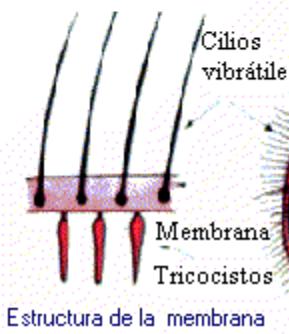
Los protozoos son protistas eucariotas, unicelulares que carecen de pared celular y que usualmente son móviles. Las células de los protozoos no presentan pared celular rígida y algunos presentan por fuera de la membrana celular una estructura protectora llamada cutícula. Los protozoos, a pesar de ser unicelulares o formar colonias, son considerados los protistas más desarrollados debido a su compleja estructura interna, su modo de vida y su reproducción, lo cual ha hecho que algunos científicos los consideren animales microscópicos.

Los protozoos se encuentran distribuidos en una variedad de habitat tanto de aguas dulces como saladas y algunos se encuentran creciendo en el suelo o sobre la superficie de los árboles, la mayoría son de vida libre y algunos son parásitos de animales y del hombre.

Muchos protozoos forman parte del zooplancton de aquí que jueguen un papel muy importante en la cadena alimentaria en los ambientes acuáticos. Sin embargo, una gran parte de las enfermedades transmitidas por las aguas, tanto a los animales como al hombre, son causadas, también, por protozoos.

Figura 2.2 Anatomía de un protozoo

Los **protozoos** son los animales más sencillos ya que están formados por una sola célula. Por tanto, son organismos unicelulares. Mediante su única **célula** realizan todas las funciones vitales. Los protozoos son abundantísimos y se encuentran en todos los lugares de la tierra, en especial, en los sitios húmedos. Son, frecuentemente, parásitos sobre animales, plantas y sobre el hombre, y pueden producir enfermedades. Existen unas 50.000 especies de protozoos y pueden vivir aislados o formando colonias.



ANATOMIA DE UN PROTOZO (Paramecio)

La **respiración** la

realizan a través de la membrana celular y por las partículas de agua absorbidas con el alimento

Vacuola pulsátil

La expulsión del gas carbónico la hacen por las vesículas o **vacuolas** pulsátils.

Embudo

bucal o

citostoma

Vacuola

pulsátil

Vacuolas

alimenticias

Excreción por

una vacuola

fecal

Cuando la vacuola pulsátil está llena de agua, se abre y lo libera al exterior.

2.3.4.1. Clasificación de los protozoos

La mayoría de los protozoos son móviles, siendo los organelos de locomoción: los seudópodos o falsos pies, cilios y flagelos. Las diferencias en el mecanismo de locomoción de los protozoos se han utilizado como uno de los principales criterios para su clasificación:

- **Sarcodinas (amebas):** Protozoos que se mueven por movimientos ameboideos mediante la formación de seudópodos o falsos pies, este movimiento se lleva a cabo por cambios en la viscosidad del citoplasma (movimiento citoplasmático). Las amebas se encuentran ampliamente distribuidas, tanto en las aguas dulces como saladas y son abundantes en el suelo, muchas son de vida libre pero otras son parásitos de los mamíferos y el hombre.

La Entamoeba histolytica es un buen ejemplo de estas formas parásitas la cual provoca la disentería amebiana. Por otra parte, hay amebas que tienen unas especies de conchas entre las que se encuentran las foraminíferas las cuales son marinas y muchas han sido encontradas como fósiles.

- **Mastigophoro (flagelados):** Los protozoos que pertenecen a este grupo se caracterizan por moverse a través de la acción de flagelos. Muchos de los protozoos flagelados son de vida libre pero hay algunos que son parásitos. Entre los protozoos parásitos que producen enfermedades en los humanos se encuentran la Giardia lambia, dicho parásito puede causar diarreas severas, las Trichomonas que viven en la vagina y la uretra de las mujeres y en la próstata y uretra de los hombres; mientras el Tripanosoma es el que provoca en África la enfermedad del sueño. En este grupo se incluyen, en ocasiones, los fitoflagelados. los cuales son fotosintetizadores entre los que se encuentra la euglena que es también clasificada como alga, esta alga se caracteriza por ser también heterótrofa.
- **Ciliophora (ciliados):** A este grupo pertenecen los protozoos que se caracterizan por presentar cilios, los cuales se distribuyen alrededor de su superficie celular. Los cilios son utilizados por el protozoo para su movimiento, pero además lo usan para ayudarse en la alimentación. El mayor número de protozoos pertenece a este grupo. Un ciliado muy bien conocido es el Paramecium. La mayoría de los ciliados son de vida libre pero algunos son parásitos de animales y el hombre como es el caso del Balantidium coli este es un parásito fundamentalmente de animales domésticos pero ocasionalmente puede infectar al hombre produciendo disentería.
- **Sporozoa (esporozoos):** Los esporozoos son protozoos que se caracterizan por ser parásitos obligados y que carecen de movilidad en el estado adulto del microorganismo. La forma de alimentación de este grupo de protozoos es mediante la absorción de sustancias solubles. Aunque el nombre indica la formación de esporas, realmente lo que sucede es que se forma una estructura llamada esporozoitos. los cuales están involucrados en la transmisión del parásito a un nuevo hospedero. Uno de los miembros más conocido de este grupo es el Plasmodium que es el responsable de la enfermedad conocida como Malaria o Paludismo.

2.3.5. Virus

Los virus no son protistas, ellos no están formados por células y no realizan funciones metabólicas. Su replicación solo puede ocurrir en el interior de una célula hospedero, de aquí, que sean parásitos intracelulares obligados. Los virus pueden infectar células tanto de animales, de plantas como de bacterias. A los virus que infectan las bacterias se les conoce como bacteriófagos. Los virus solo pueden ser vistos con la ayuda del microscopio electrónico.

Los virus son partículas coloidales muy pequeñas formadas de un core (parte central) compuesto por un tipo de ácido nucleico, que puede ser DNA (de doble o de simple cadena) o RNA (de doble o de simple cadena), este core se encuentra rodeado por una cubierta de proteínas llamada cápsida, las cápsidas están compuestas por varias subunidades de proteínas llamadas capsómeros. La combinación de la cápsida y el core es llamado nucleocápsida. Para el estudio de la replicación viral se han estudiado los fagos, o sea los virus de bacterias, mediante estos estudios se ha podido determinar que las fases involucradas en la replicación viral son las siguientes:

- **Adsorción:** Para que ocurra la infección viral la partícula viral tiene que adsorberse a ciertos receptores, que tienen que estar presentes, sobre la superficie de la célula hospedero. Los receptores pueden ser proteínas, polisacáridos o lipoproteínas.
- **Entrada:** El ácido nucleico del virus tiene que penetrar al interior de la célula hospedero.
- **Eclipse y multiplicación:** El ácido nucleico del virus después de haber penetrado en la célula revierte la máquina biosintetizadora de la célula para la replicación de su ácido nucleico (viral).
- **Maduración:** Las proteínas de la cápsida son sintetizadas en los ribosomas de la célula hospedero y se combinan con el ácido nucleico viral para formar la nucleocápsida.

- **Liberación:** Los virus ya formados son liberados; la liberación, en la mayoría de los casos, se lleva a cabo por ruptura de la membrana plasmática de la célula hospedero.

2.4.- IMPORTANCIA SANITARIA DE ALGUNOS MICROORGANISMOS

2.4.1.- Microorganismos más comunes de las aguas que causan enfermedades

La gran mayoría de los microorganismos son completamente inocuos y muchos de ellos son de gran valor industrial, médico, económico etc.; sin embargo, hay un pequeño grupo que son patógenos al hombre, en este grupo se encuentran bacterias, virus, protozoos y algunos hongos. Una de las vías de transmisión de algunos de los microorganismos patógenos es el agua. Los gérmenes patógenos que con más frecuencia son propagados por el agua se caracterizan por crecer en el tracto intestinal y abandonan al organismo a través de sus heces fecales. Los principales microorganismos que causan enfermedades al humano y que se transmiten por el agua son:

Cuadro 2.2. Microorganismos que se transmiten por el agua y que causan enfermedades

Enfermedad	Agente causal
Bacterianas	
Fiebre Tifoidea	<i>Salmonella typhi</i>
Salmonelosis	<i>Salmonella paratyphi</i> y otras especies
Shigellosis o Disentería basilar	<i>Shigella dysenteriae</i> y otras especies
Colera	<i>Vibrio Cholerae</i>
Leptospirosis	<i>Leptospira</i>
Gastroenteritis	<i>Escherichia coli</i> Bacterias patógenas oportunistas
Virurales	
Hepatitis infecciosa	Hepatitis A
Poliomielitis	Poliovirus
Gastroenteritis	<i>Norwalk</i> <i>Rotavirus (grupo A, B y C)</i> <i>Adenovirus entérico</i> <i>Calicivirus, Astrovirus</i>
Protozoarias	
Disentería amebiana	<i>Entamoeba histolytica</i>
Giardiasis	<i>Giardia lamblia</i>
Etiología desconocida	
Gastroenteritis	

2.4.2.- Propiedades de un microorganismo indicador "ideal" de contaminación.

- Inofensivo al hombre y a los animales, es decir que forme parte de su flora normal.
- Aplicable a todo tipo de agua.
- No reproducirse en el agua.
- Siempre estar presente en el agua cuando los patógenos estén presentes.
- Su densidad debe tener relación directa con el grado de contaminación.
- Mayor tiempo de supervivencia en el agua que los patógenos.
- Desaparición rápida posterior al patógeno.
- Debe estar presente cuando estén presentes los patógenos y ausentes en muestras no contaminadas.
- Debe ser al menos igualmente resistente, como los patógenos, al medio ambiente y a la desinfección en las plantas de tratamiento de aguas y aguas residuales.
- Debe detectarse por métodos rápidos, fáciles y baratos.

En realidad un microorganismo con todas estas características es muy difícil de encontrar, no obstante, los grupos de microorganismos que durante años han sido utilizados como indicadores de contaminación fecal son:

2.4.2.1.- Coliformes totales

El grupo de los coliformes totales incluye a bacterias aerobias y anaerobias facultativas, G (-) no formadoras de esporas, con forma de bacilos, que fermentan la lactosa con producción de gas dentro de las 48 horas a la temperatura de 35°C. A este grupo pertenecen la E.coli. Enterobacter Klebsiella y Citrobacter. Diariamente los humanos y los animales descargan a través de sus heces fecales gran número de estos microorganismos (2×10^9 CT/ persona por día) pero no todos los miembros de este heterogéneo grupo de microorganismo son de origen fecal. Este grupo de microorganismo indicador es utilizado para determinar la calidad de un agua potable, y aguas de recreación. Los coliformes totales en las plantas de tratamiento de agua son utilizados como indicadores de la eficiencia de la planta.

2.4.2.2. Coliformes fecales

A este grupo pertenecen los coliformes que son de origen fecal, e incluyen a aquellos microorganismos que tienen la característica de fermentar la lactosa a la temperatura de 44.5° C. Este grupo incluye a la *Escherichia coli* y la *Klebsiella pneumoniae*. La presencia de coliformes fecales indica la presencia de material fecal procedente del hombre o de los animales de sangre caliente; sin embargo, mediante esta técnica no es posible diferenciar entre la de origen humano o la de los animales. La supervivencia de los microorganismos pertenecientes a este grupo es similar a la de las bacterias patógenas; sin embargo, su utilidad como indicador de la contaminación con virus o protozoos es limitada, pues ellos son menos resistentes a la desinfección que los virus o los quistes de protozoos. Ellos tienen como inconveniente que bajo condiciones adecuadas, pueden crecer en las aguas y las aguas residuales.

2.4.2.3. Streptococos fecales

A este grupo pertenecen un grupo de microorganismos que habitan en el tracto intestinal de los humanos y de los animales de sangre caliente, a ellos se les utiliza para detectar contaminación fecal en las aguas. Los miembros de este grupo se caracterizan por persistir bien en el medio ambiente, pero no se reproducen. A un subgrupo de los streptococos fecales, el enterococci al cual pertenecen los *S. faecalis* y *S. faecium* se han sugeridos como indicadores de la presencia de virus, fundamentalmente, en los lodos y en las aguas de mar.

La relación entre los coliformes fecales y los streptococos fecales sirve como indicador del origen de la contaminación en las aguas superficiales. Se considera que una relación CF/SF de 4 o mayor indica una contaminación de origen humano, mientras que una relación menor de 0.7 indica una contaminación de origen animal. Esta relación solo tiene validez si la contaminación fecal es reciente.

2.4.2.4.- Bacterias anaerobias

Las principales bacterias anaerobias que se han considerado como microorganismos indicadores son:

- **Clostridium perfringens:** Este microorganismo es una bacteria anaerobia. G (+) formadora de espora, con forma de bacilo. Este tipo de microorganismo produce esporas muy resistentes a las condiciones ambientales, por lo que es posible utilizarlas como indicador de contaminación que ha ocurrido hace algún tiempo (contaminación pasada).
- **Bifidobacteria:** Son bacterias anaerobias G (+), no formadoras de esporas, que han sido sugeridas como indicadoras de la contaminación fecal. Algunas de estas bacterias están asociadas, fundamentalmente, con la contaminación de origen humano, de aquí que se hayan utilizado para distinguir entre una contaminación humana o de animales. No obstante, su uso no es común debido a que se requieren técnicas específicas para su detección.
- **Bacteroides spp:** Estas bacterias anaerobias se encuentran en el tracto intestinal y presentan un tiempo de supervivencia más bajo que la E. coli o los S. faecalis. Pero para determinar su presencia es necesario la utilización de técnicas específicas, como son, el uso de antisueros fluorescentes.

2.4.2.5.- Bacteriófagos

Los bacteriófagos son virus que infectan a bacterias, pero son muy similares a los virus entéricos, que afectan a los humanos. Sin embargo, tienen la característica de que en el medio ambiente se encuentran en mayor número y son detectados más fácilmente y más rápidamente que los virus entéricos, tanto en las aguas residuales como en otras muestras.

Varios autores han sugerido el uso potencial de los colifagos (virus que atacan a E coli) como indicadores de la calidad de las aguas, pues se ha encontrado buena relación entre la presencia de colifagos y la presencia de Salmonellas, y se ha comprobado que de todos los microorganismos indicadores que se utilizan, son los que presentan la mayor correlación con respecto a la presencia de virus entéricos.

En las plantas de tratamiento de las aguas para consumo el uso de colifago permite evaluar la eficiencia en los distintos procesos de tratamiento y se ha observado que algunos tipos de colifagos son más resistentes a la cloración que los virus entéricos, debido precisamente a que se encuentran en gran número en las aguas residuales y a que presentan una alta resistencia a la cloración es que se han considerado como un índice de contaminación con aguas residuales. Por otra parte, algunos de los bacteriófagos utilizados como indicadores, solo son específicos a la contaminación fecal humana, y no parecen multiplicarse en las muestras ambientales, lo que unido a que son más resistentes a la cloración que las bacterias indicadoras tales como la E. coli y S. feacalis hacen que los bacteriófagos pudieran ser considerados como un indicador adecuado de la contaminación fecal humana.

2.4.3. CONTEO EN PLACA DE HETERÓTROFOS (CPH)

Mediante esta técnica se detecta el crecimiento de bacterias, tanto aerobias como facultativas, que utilizan a la materia orgánica como fuente de carbono. El número de las bacterias detectadas mediante esta técnica dependerá de la composición del medio de cultivo, del período de incubación (1 y 7 días) y de la temperatura (20 - 35 °C). Los microorganismos que presentan estas características son un grupo amplio y poco se conoce acerca del efecto de altos números de bacterias formadoras de placas sobre la salud humana. En las aguas de consumo el numero de bacterias que forman placa por la técnica de CPH puede variar desde menos de 1 UFC/ml (UFC unidades formadoras de colonias) hasta más de 10^4 UFC/ml. esto en cierta medida dependerá de la temperatura, de la materia orgánica presente en el medio de cultivo y de la presencia de cloro residual; no obstante, en este tipo de agua los niveles de CPH no deben ser superiores a 500 organismos por ml.

El conteo en placa de heterótrofos es una técnica muy utilizado en las plantas de tratamiento de agua y aguas residuales para:

- Conocer la eficiencia de los distintos procesos de tratamiento, incluyendo el proceso de desinfección en las plantas de tratamiento de agua para consumo.
- Monitorear la calidad bacteriológica de las aguas de los estanques de peces tanto de almacenamiento como de distribución.
- Determinar el crecimiento bacteriano sobre la superficie de los materiales utilizados en los sistemas de tratamiento y distribución de las aguas.
- Determinar en los sistemas de distribución de agua si existe crecimiento microbiano después del proceso de tratamiento.

2.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1.- Rodriguez Peréz de Agreda Celia, Microbiología para Ingenieros Sanitarios, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico “Jose A. Echeverría”.

2.- Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial McGraw – Hill, Madrid - España, 1995.

CAPITULO III

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1. GENERALIDADES.-

El agua es un elemento esencial para los seres vivos. El hombre ha utilizado y utiliza agua en muchas actividades; el consumo de agua aumenta para satisfacer las nuevas demandas y atender al crecimiento de la población, el establecimiento de nuevas industrias y actividades agrícolas y pecuarias. Al mismo tiempo los recursos de agua permanecen estacionarios o disminuyen con el manejo irresponsable de las cuencas hidrográficas.

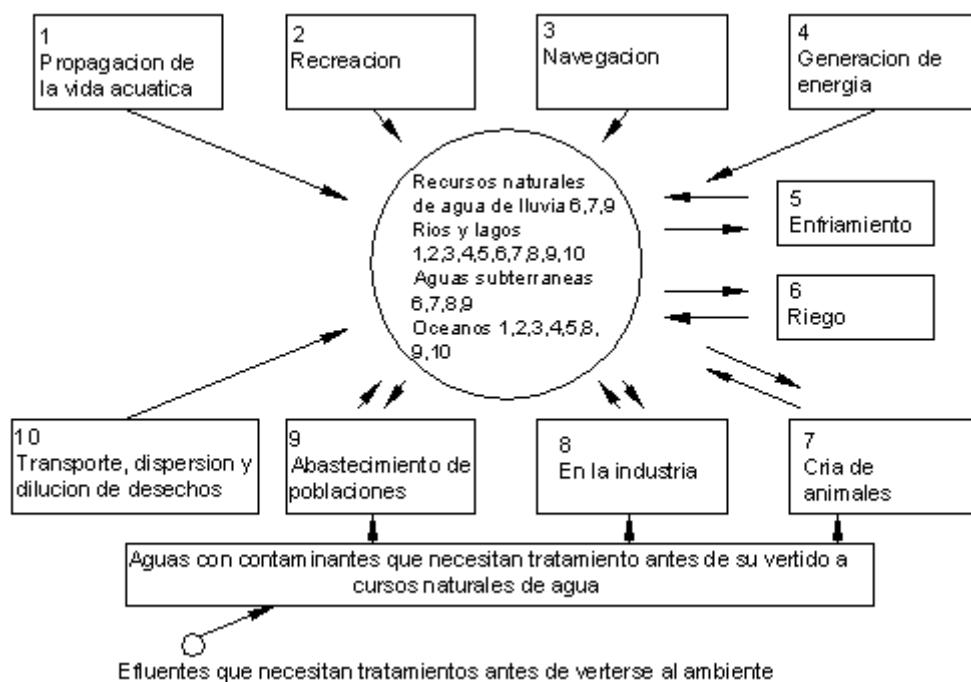
El uso del agua por el hombre implica que una fracción se evapora, otra se consume y la parte restante vuelve a ser vertida al ambiente o curso de agua. Esta última recibe sustancias y materiales durante el uso, que deterioran su calidad y le imparten características especiales indeseables, que hacen necesario un tratamiento de las aguas usadas, de manera que sean menos perjudiciales para las aguas que las reciben. Los recursos de aguas subterráneas o superficiales (ríos, lagos y océanos) son alimentados por el régimen hidrológico de lluvias y sequías. Las cantidades disponibles permanecen esencialmente constantes aunque sujetas a variaciones estacionales mientras que la demanda y el consumo aumentan con el tiempo.

En la figura 3.1 se representan los usos benéficos de los recursos de agua. Se han ordenado de manera que los usos que aparecen en la parte superior, generalmente no originan cambios drásticos en la calidad del agua y virtualmente no hay consumo de esta. Mientras que en los demás usos se altera la calidad del agua. Al agua para enfriamiento se le agrega calor y se produce un cambio en las características que puede afectar la biota del cuerpo de agua que recibe aguas de enfriamiento.

En el riego, la cría de animales, el abastecimiento doméstico e industrial, hay consumo de agua y se agregan sustancias que alteran sus características y hacen necesario un tratamiento antes del vertimiento a cursos naturales de agua o al ambiente. Algunos usos benéficos de agua son:

- a) Consumo doméstico en poblaciones
- b) Industrial (procesos de transformación y enfriamiento)
- c) Riego
- d) Cría de animales domésticos
- e) Propagación de la vida acuática
- f) Recreación
- g) Navegación
- h) Generación de energía
- i) Transporte, dispersión y dilución de residuos.

Figura 3.1 Esquema de fuentes de agua, usos benéficos, cambios de calidad y necesidad de tratamiento



Las aguas de retorno del consumo en residencias transportan partículas y sustancias de origen orgánico, principalmente, a estas se les denomina aguas residuales o servidas, y en ellas se encuentra toda clase de materiales que tienen acceso por los desagües a las cloacas. Los desechos de las industrias acarrean una mayor variedad de componentes: compuestos químicos de la industria química, residuos de petróleo, compuestos tóxicos, materia en suspensión, materia orgánica biodegradable y refractaria, etc. La composición de las aguas residuales en industrias, es función de los procesos de transformación, la materia prima que se procesa, los compuestos que se adicionan y el mantenimiento y operación de la industria.

En general, las aguas servidas están compuestas por un 99.9% de agua y un 0.1% de materiales en suspensión y solución que le imparten características indeseables. Las sustancias que se han agregado al agua durante su uso comprenden:

- a) Materia orgánica (que demanda oxígeno para su oxidación)
- a) Sólidos en suspensión, que sedimentan al fondo de los cuerpos de agua.
- b) Metales pesados y compuestos tóxicos que afectan la biota.
- c) Color y turbiedad que reducen la penetración de la luz.
- d) Nitrógeno y fósforo que favorecen el crecimiento masivo de organismos y trastornan el equilibrio ecológico de ríos y lagos.
- e) Compuestos que imparten olor y sabor al agua.
- f) Grasas, aceites y material flotante que interfieren la transferencia de oxígeno de la atmósfera.
- g) Compuestos refractarios, en ocasiones tóxicos que no se descomponen, permanecen en el agua y se acumulan en las comunidades acuáticas y el hombre. Es necesario prevenir los efectos desfavorables del vertimiento directo de las aguas residuales a ríos o lagos mediante un tratamiento para remover los compuestos objetables.

En el análisis de los recursos hídricos, los ríos y los lagos actúan como sistemas de transporte, dispersión y dilución de los materiales vertidos a ellos por el uso del agua, el océano es una especie de lugar de disposición final que sirve para suplir de agua a las otras fuentes mediante su participación en el ciclo hidrológico.

3.2.- CARACTERISTICAS INDESEABLES DE LAS AGUAS RESIDUALES

Los compuestos, sustancias o materiales que reciben las aguas al ser usadas en las ciudades, el campo o la industria le imparten características específicas que es necesario describir brevemente:

- a) Materia orgánica de ciudades e industrias que demandan oxígeno disuelto del agua para su oxidación. El vertimiento de materia orgánica a cursos de agua rebaja las concentraciones de oxígeno disuelto y afecta, adversamente, la biota natural hasta hacer desaparecer especies sensibles, como los peces que requieren niveles altos de oxígeno disuelto, 5 o más mg/l.
- b) Materia en suspensión, de ciudades, industrias, cría de animales, etc., que se deposita en el fondo de ríos, lagos y mares, modificando los nichos naturales. La descomposición anaerobia de la materia orgánica en el fondo afecta adversamente la biota natural de los cuerpos de agua. En los productos de la descomposición anaerobia son devueltos a las capas superiores de agua gases (metano, dióxido de carbono, hidrógeno, etc.), compuestos nitrogenados y de fósforo solubles y material orgánico.
- c) Metales pesados y compuestos tóxicos de la industria y la agricultura que en concentraciones pequeñas, afectan adversamente a la vida acuática y a los usuarios del agua. Rebajan el valor comercial de la pesca y en ocasiones imposibilitan su consumo por razones de salud pública. Ejemplo: mercurio, cadmio, níquel, cromo, cobre y zinc.

- d) Color y turbiedad originados de diversos usos, crean problemas estéticos y hacen al agua inadecuada para su uso doméstico e industrial. Disminuye la penetración de la luz y modifica la zona eufotica en lagos.
- e) Nitrógeno y fósforo de aguas residuales principalmente, fertilizan las aguas, pueden dar origen a crecimientos masivos de algas principalmente, los cuales trastornan el equilibrio ecológico y crean condiciones desagradables en lugares de recreación. Estos compuestos afectan principalmente a los lagos y estuarios.
- f) Aceite y materia flotante de ciudades e industrias, generan condiciones desagradables a la vista, restringen la transferencia de oxígeno del aire al agua y afectan la biota. En el caso de derrame de petróleo los efectos son desastrosos.
- g) Compuestos orgánicos que pueden originar sabores desagradables, Ejm: los fenoles que con el cloro forman cloro fenoles. Compuestos refractarios que no son transformados por la acción de microorganismos, persisten en el medio acuático y se acumulan en la cadena alimentaria del ecosistema. Estos compuestos se originan en actividades industriales principalmente.
- h) Calor de aguas de enfriamiento de la industria y plantas térmicas, aumentan la temperatura de las aguas naturales, modifican el ecosistema y afectan a las especies acuáticas; además, rebajan la transferencia de oxígeno y las concentraciones de saturación de oxígeno disuelto y aceleran el consumo de oxígeno por la biota del agua.

El conocimiento de las características de las aguas residuales permite analizar las diferentes concentraciones y los efectos probables de los componentes sobre las aguas receptoras de aguas residuales, selecciona el o los procesos de tratamiento que removerán los componentes objetables en cantidades tales que minimicen el impacto desfavorable sobre los cuerpos receptores de desechos líquidos. En este texto se analiza en detalle la utilización de sistemas económicos de tratamiento de aguas residuales fácil de operar y controlar, que no necesitan de operadores especialmente entrenados así como sistemas de tratamiento de aguas residuales que necesitan de fuentes externas de energía para funcionar.

3.3.- CARACTERISTICAS FISICAS, QUIMICAS Y BIOLOGICAS DEL AGUA RESIDUAL

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica como se muestra en el cuadro 3.1 donde se ve las principales propiedades físicas de las aguas residuales así como sus principales constituyentes químicos y biológicos y su procedencia. Es conveniente observar que muchos de sus parámetros que aparecen en el cuadro están relacionados entre ellos.

Cuadro 3.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual

Características	Procedencia
Propiedades físicas: Color: Olor: Sólidos: Temperatura	Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica. Agua residual en descomposición, residuos industriales. Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo infiltración y conexiones incontroladas. Aguas residuales domésticas e industriales.
Constituyentes químicos: Orgánicos: Carbohidratos Grasas animales, aceites y grasa Pesticidas Fenoles Proteínas Contaminantes prioritarios Agentes tenso activos Compuestos orgánicos volátiles Otros	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Residuos agrícolas. Vertidos industriales. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Aguas residuales domésticas, industriales y Comerciales. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Degrado natural de materia orgánica.

Cuadro 3.1 Características físicas, químicas y biológicas del agua residual (continuación)

Características	Procedencia
Inorgánicos: Alcalinidad Cloruros Metales pesados Nitrógeno pH Fósforo Contaminantes prioritarios Azufre	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea. Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea Vertidos industriales. Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentía. Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales. Agua de suministro; aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.
Gases: Sulfuro de hidrógeno Metano Oxígeno	Descomposición de residuos domésticos. Descomposición de residuos domésticos. Agua de suministro; infiltración de agua superficial
Constituyentes biológicos: Animales Plantas	Cursos de agua y plantas de tratamiento. Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Protistas: Eubacterias Arqueobacterias Virus	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento. Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento. Aguas residuales domésticas.

3.3.1.- Características físicas

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

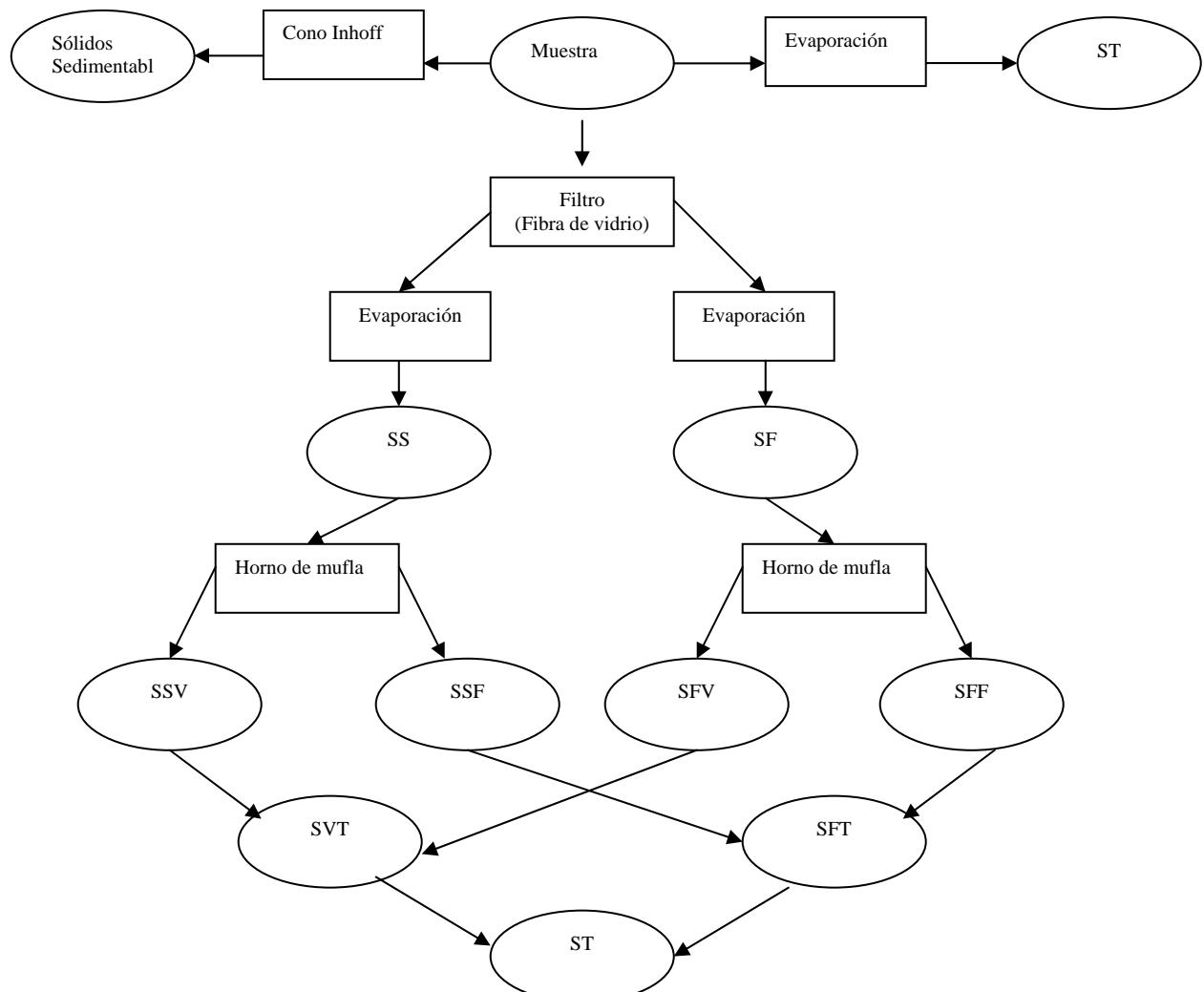
3.3.1.1 Sólidos totales

Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105 °C como se detalla en la figura 3.2. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica conocida como el cono de Inhoff, en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables expresados en unidades de ml/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual

Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro, para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros, aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato. Es conveniente destacar que los resultados que se obtienen empleando ambos tipos de filtros pueden presentar algunas diferencias, achacables a la diferencia estructural de ambos filtros.

Figura 3.2 Esquema que muestra la determinacion de los solidos totales



ST = Sólidos totales

SS = Sólidos en suspensión

SSV = Sólidos en suspensión volátiles

SSF = Sólidos en suspensión fijo

SVT = Sólidos volátiles totales

SF = Sólidos filtrables

SFV = Sólidos filtrables volátiles

SFF = Sólidos filtrables fijos

SFT = Sólidos fijos totales

3.3.1.2.- Olores

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual resiente tiene un olor peculiar, algo desagradable, que resulta mas tolerable que el agua residual séptica. El olor mas peculiar del agua residual séptica es el debido a la presencia de sulfuro de hidrogeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. Las aguas residuales industriales pueden contener compuestos olorosos en si mismos, o compuestos con tendencia a producir olores durante los diferentes procesos de tratamientos.

La problemática de los olores esta considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales, en los últimos años, con el fin de mejorar la opinión publica respecto a la implantación de los sistemas de tratamiento, el control y la limitación de los olores han pasado a ser factores de gran importancia en el diseño y proyecto de redes de alcantarillado, plantas de tratamiento y sistemas de evacuación de aguas residuales. En muchos lugares, el temor al desarrollo potencial de olores ha sido causa del rechazo de proyectos relacionados con el tratamiento de aguas residuales.

La influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana tiene mas importancia por la tensión psicológica que generan que por el daño que puedan producir al organismo. Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables pueden conducir al deterioro de la dignidad personal y comunitaria, interferir en las relaciones humanas, desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento.

3.3.1.3.- Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua del suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son mas altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año, y solo son menores que ella durante los meses mas calurosos del verano. En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C, pudiéndose tomar 15.6 °C como valor representativo.

La temperatura es un parámetro importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de reacciones químicas que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras.

3.3.1.4.- Densidad

Se define la densidad de un agua residual como su masa por unidad de volumen, expresada en Kg/m³. Es una característica física importante del agua residual dado que de ella depende la potencial formación de corrientes de densidad en fangos de sedimentación y otras instalaciones de tratamiento. La densidad de las aguas residuales domésticas que no contengan grandes cantidades de residuos industriales es prácticamente la misma que la del agua a la misma temperatura. En ocasiones, se emplea como alternativa a la densidad el peso específico del agua residual, obtenido como cociente entre la densidad del agua residual y la densidad del agua. Ambos parámetros, la densidad y el peso específico, dependen de la temperatura y varían en función de la concentración total de sólidos en el agua residual.

3.3.1.5.- Color

Históricamente, para la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual resiente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. En la mayoría de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

3.3.1.6.- Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmisión. Aun así, no es posible afirmar que exista una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos en suspensión de un agua no tratada. No obstante, si están razonablemente ligados la turbiedad y los sólidos en suspensión en el caso de los efluentes procedentes de la decantación secundaria en el proceso de fangos activados.

3.3.2.- Características químicas

El estudio de las características químicas de las aguas residuales se aborda en los siguientes cuatro apartados: Materia orgánica, La medición del contenido orgánico, La materia inorgánica, Los gases presentes en el agua residual.

3.3.2.1.- Materia orgánica

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con las síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como el azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas, hidratos de carbono, grasas y aceites. Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

Junto con las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas, los aceites y la urea, el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja.

Como podemos citar a los agentes tensio activos, los contaminantes orgánicos prioritarios, los compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola. En los últimos años este hecho ha complicado notablemente los procesos de tratamientos de aguas residuales debido a la imposibilidad o a la extremada lentitud de los procesos de descomposición biológica de dichos compuestos.

3.3.2.1.1.- Medición del contenido orgánico

Se han ido desarrollando diferentes ensayos para la determinación del contenido orgánico de las aguas residuales. Los diferentes métodos pueden clasificarse en dos grupos, los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores de 1mg/l, y los empleados para determinar las concentraciones a nivel de traza, para concentraciones en el intervalo de los 0.001 mg/l a 1 mg/l.

El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), carbono orgánico total (COT) y demanda teórica de oxígeno (DTeO). 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 espectroscopía de masa.

La determinación de las concentraciones de pesticidas suele llevarse a cabo mediante el método de extracción con carbono-cloroformo, que consiste en la separación de los contaminantes del agua haciendo pasar una muestra de agua por una columna de carbón activado, para luego separar los contaminantes del carbono empleando cloroformo.

3.3.2.2.- 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 en caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo del uso.

Las concentraciones de constituyentes inorgánicos aumentan, igualmente, debido al proceso natural de evaporación que elimina parte del agua superficial y deja las sustancias inorgánicas en el agua. Puesto que las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, conviene examinar la naturaleza de algunos de ellos, especialmente aquellos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso.

3.3.2.3.- Gases presentes en el agua residual

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido de carbono, el sulfuro de hidrógeno, el amoniaco y el metano. Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen otros gases como por ejemplo del cloro y el ozono (desinfección y control de olores), y los óxidos de azufre y nitrógeno (procesos de combustión).

3.3.3 Características biológicas

Se debe estar familiarizado con los siguientes temas:

- 1) Principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos
- 2) Organismos patógenos presentes en las aguas residuales
- 3) Organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia
- 4) Métodos empleados para determinar los organismos indicadores
- 5) Métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias como se muestra en el cuadro 3.2, la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado.

Cuadro 3.2 Clasificación de los microorganismos

Grupo	Estructura celular	Caracterización	Miembros representativos
Eucariotas	Eucariota	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido. Unicelular o coenocítica o micelial; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales(vertebrados e invertebrados) Protistas (algas, hongos protozoos).
Eubacterias	Prokariota	Química celular parecida a las eucariotas.	La mayoría de las bacterias.
Arqueobacterias	Prokariota	Química celular distintiva	Metanogenos, halofílos, termacidófilos.

3.4.- UNIDADES DE MEDIDA DE LOS PARAMETROS FISICOS Y QUIMICOS

Los resultados de los análisis de muestra residual se expresan en unidades de medida tanto físicas como químicas. En el cuadro 3.3 se indican las unidades de medida mas frecuentes. Las mediciones de parámetros químicos suelen expresarse en unidades físicas, miligramo por litro (mg/l) o gramo por metro cúbico (g/m³). Las concentraciones de trazadores se expresan normalmente en microgramos por litro (g/l).

Para los sistemas diluidos en los que un litro pesa aproximadamente un kilogramo, como es el caso tanto de aguas naturales como aguas residuales, se pueden sustituir las unidades mg/l o g /m³ por la unidad partes por millón (ppm), se representa la relación en peso. Los gases disueltos se consideran como constituyentes químicos, y se miden en mg/l o g/m³. Los gases desprendidos como subproductos del tratamiento de las aguas residuales, tales como el metano y el nitrógeno (descomposición anaerobia), se miden en litros o metros cúbicos. Los resultados de los ensayos, y los parámetros como temperatura, olor, ion hidrogeno y organismos biológicos, se expresan en unidades diferentes.

Cuadro 3.3 Unidades de medida de los parametros fisicos y quimicos

Magnitud	Determinacion	Unidades
Análisis físicos:		
Densidad	<u>Masa de disolución</u> Unidad de volumen	Kg/m ³
Porcentaje en volumen	<u>Volumen de soluto x 100</u> Volumen total de disolución	%(en volumen)
Porcentaje en masa	<u>Masa de soluto x 100</u> Masa total de soluto+disolvente	%(en masa)
Relación de volumen	<u>Mililitros</u> Litro	ml/l
Masa por unidad de Volumen	<u>Microgramos</u> Litro de disolución	µg/l
	<u>Miligramos</u> Litro de disolución	mg/l
	<u>Gramos</u> Metro cubico de disolución	gr/m ³
Relación de masa	<u>Miligramo</u> 10^6 miligramos	ppm
Análisis químicos:		
Molalidad	<u>Moles de soluto</u> 1000 gramos de disolvente	mol/kg
Molaridad	<u>Moles de soluto</u> Litro de disolución	mol/l
Normalidad	<u>Equivalentes de soluto</u> Litro de disolución	equiv/l
	<u>Miliequivalentes de soluto</u> Litro de disolución	meq/l

3.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.**
- 2.- Cubillos Z. Armando, Lagunas de estabilización, Editorial C.I.D.I.A.T, Menda, Venezuela, 1994.**

CAPITULO IV

TRATAMIENTO PRELIMINAR

4.1.- INTRODUCCION

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, grasas y otros.

El objetivo de la separación del material grueso es eliminar todos los elementos contaminantes que podrían dificultar la operación al obstruir equipos mecánicos. Es por esta razón que, dentro de todo el proceso de tratamiento, la etapa de la separación tiene una importancia considerable, en la medida en que permite que el tratamiento de las aguas se lleve a cabo sin mayores problemas, aun cuando este material grueso representa porcentualmente solo una pequeña parte de los contaminantes, es preciso adoptar ciertas medidas de precaución para garantizar una operación confiable en las siguientes etapas.

En el caso de aguas residuales municipales, el equipo que se utiliza principalmente está conformada por rejillas y un triturador para el material separado. En el caso de aguas residuales industriales, se emplean, además, diferentes filtros y tamices. Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

- Rejas
- Desarenadores

4.2.- REJAS

Son dispositivos constituidos por barras metálicas paralelas e igualmente espaciadas las cuales se ubican transversalmente al flujo, y se colocan antes del desarenador, sin alterar el flujo normal. Las barras pueden ser rectas o curvadas. Su finalidad es retener sólidos gruesos, de dimensiones relativamente grandes, que estén en suspensión o flotantes. Las rejas por lo general son la primera unidad de una planta de tratamiento.

Los materiales retenidos son principalmente papel, estopa de talleres, trapos, productos de higiene femenina, cáscaras de frutas, restos de vegetales, pedazos de madera, tapones de botella, latas, materiales plásticos, cepillos y otros objetos que puedan pasar por los inodoros o por las aberturas de pozos o buzones de inspección de la red de alcantarillado. Las rejas son empleadas para proteger contra obstrucciones las válvulas, bombas, equipos de aireación, tuberías y otras partes de la planta, también contribuyen a dar una mejor apariencia a la planta y reducen el volumen de flotantes (espuma).

4.2.1.- Tipos de rejas

Con relación al sistema de limpieza, las rejas pueden ser clasificadas en dos categorías:

➤ Rejas sencillas de limpieza manual

Las rejas sencillas de limpieza manual son empleadas en instalaciones pequeñas y con espaciamiento relativamente grande. En estos casos no se espera remover grandes volúmenes de detritos, debido a que se destinan a la retención de objetos cuyas dimensiones son relativamente grandes (trapos, botellas, roedores muertos, etc.). También existe el riesgo de estancamientos, o por descuidos, o por la llegada brusca de materias vegetales, pudiéndose dar también un desbordamiento. Con el objeto de evitar esto es necesario calcular ampliamente la superficie y la inclinación de la reja.

Fotografia 4.1 Rejilla fija con limpieza manual



➤ **Rejas macanizadas, de accionamiento mecanizado**

La principal ventaja de este tipo de reja, es que elimina los problemas de atascos y reducen el tiempo necesario para su mantenimiento. Las rejillas mecanizadas requieren una labor de mantenimiento muy cuidadosa, motivo por el cual sólo deben ser empleadas cuando son estrictamente necesarios, principalmente en pequeñas instalaciones es más recomendable el empleo de rejillas manuales. De los distintos tipos de mecanismos, el mas utilizado consiste en un peine móvil, que periodicamente barre la reja, extrayendo sólidos retenidos para su evacuación.

Fotografia 4.2 Rejilla con limpieza mecanica



4.2.2.- Criterios de diseño de reja de barras de limpieza manual

El dimensionamiento de esta unidad se realiza para las condiciones más desfavorables, es decir para el caudal maximo horario y tambien se debera verificar a caudal minimo y medio. Las dimensiones principales de una reja son establecidas para que se tenga una seccion de flujo con velocidad adecuada.

4.2.2.1.- Velocidad de flujo a traves de las rejas

Velocidades muy bajas a traves de las barras pueden contribuir a un aumento indeseable de material retenido y tambien a la sedimentacion de la arena en el canal de acceso, por el contrario velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que deberia quedar retenido. Para evitar la acumulacion y sedimentacion de arena y otros materiales pesados en el fondo del canal de las rejas, se recomienda emplear en el diseño las siguientes velocidades de flujo:

Cuadro 4.1 Velocidades de flujo (v)

Mínimo	0.30 m/s
Medio	0.40 m/s
Máximo	0.60 m/s

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, 1996.

4.2.2.2.- Inclinación de las barras

En las instalaciones de limpieza manual las rejas de barras generalmente son instaladas haciendo un ángulo de 30 a 60 grados con la horizontal. En las instalaciones mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales, de acuerdo con el tipo de equipo empleado, generalmente las rejas mecanizadas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuentemente 75°).

4.2.2.3.- Abertura o espaciamiento de las barras

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas, no son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm., Imhoff recomienda rejas con un espaciamiento de 40 a 50 mm para que no se retenga mucha materia fecal. Las rejas finas presentan muchas veces problemas de operación y mantenimiento, siendo entonces en general mecanizadas.

Cuadro 4.2 Espesores y espaciamientos de rejillas

TIPO DE REJILLAS	BARRAS	
	ESPESOR (Pulgadas)	ESPACIAMIENTO (Centímetros)
Rejas gruesas	1/2 - 3/8	4 – 10
Rejas medias	5/16 – 3/8	2 – 4
Rejas finas	1/4 - 5/16	1 - 2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, 1996.

4.2.2.4.- Dimensiones de las barras

En general las barras tienen sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm de profundidad, las dimensiones dependen mucho del largo de las barras y del mecanismo de limpieza, en general las barras de rejas gruesas van hasta 15 x 75 mm (las más grandes); las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 5 x 40 mm. Entre estos dos ejemplos hay una variedad muy grande de dimensiones que deben ser seleccionadas en función a la resistencia a la operación de limpieza y a la disponibilidad en el mercado nacional.

Azevedo Netto clasifica de acuerdo al tamaño de las rejas como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 4.3 Clasificación y tamaño de barras

TIPO	ANCHO POR PROFUNDIDAD (mm x mm)
Rejas gruesas	10x50 – 10x60 – 13x40 – 13x50
Rejas comunes	8x50 – 10x40 – 10x50
Rejas pequeñas	6x40 – 8x40 – 10x40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

4.2.3.- Dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual

4.2.3.1.- Área transversal de flujo del canal

El área transversal total del canal (A_t) donde se ubicara la reja de barras, sera determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades del cuadro 4.1, posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente incompresible.

$$A_t = \frac{Q_{\max}}{V} \quad (4.1)$$

Donde:

Q_{\max} = Caudal maximo horario (m^3/s)

V = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

A_t = Área transversal total del canal (m^2)

El ancho del canal de reja de barras acostumbra ser igual o más grande que el diámetro o al ancho del emisario y debe igualar el ancho de las propias rejas, evitandose espacios muertos. Por consiguiente, el tirante de agua del canal de la reja de barras sera:

$$h_a = \frac{A_t}{b} \quad (4.2)$$

Donde:

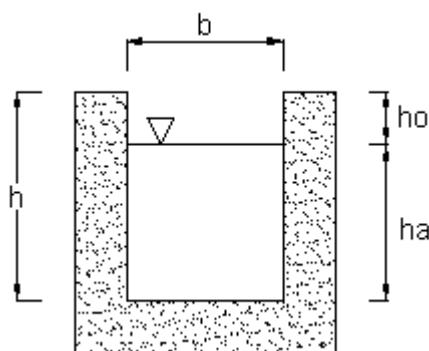
b = Ancho del canal (m)

h_a = Tirante de agua maximo del canal (m)

Según el Reglamento Tecnico de Diseño Para Unidades de Tratamiento No Mecanizadas Para Sistemas de Agua Potable y Aguas residuales recomienda utilizar un borde libre (h_o) de 0.20 a 0.25 metros. Por lo que la altura total $h(m)$ del canal de reja de barras sera:

$$h = h_a + h_o \quad (4.3)$$

Figura 4.1 Sección transversal del canal de rejas



4.2.3.2.- Pendiente del canal

La pendiente del canal debe de ser descendente en la dirección de circulación a través de la reja, sin baches o imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos, asimismo es conveniente achaflanar las uniones de las paredes laterales. La pendiente del canal será determinado utilizando la ecuación de Manning:

$$S = \left(\frac{V \times n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (4.4)$$

Donde:

S= Pendiente del canal

n= Coeficiente de rugosidad de Manning (para revestimiento de cemento n= 0.013)

V= Velocidad de flujo en el canal (m/s)

R= Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico está dado por la ecuación:

$$R_h = \frac{A_t}{P} \quad (4.5)$$

Donde:

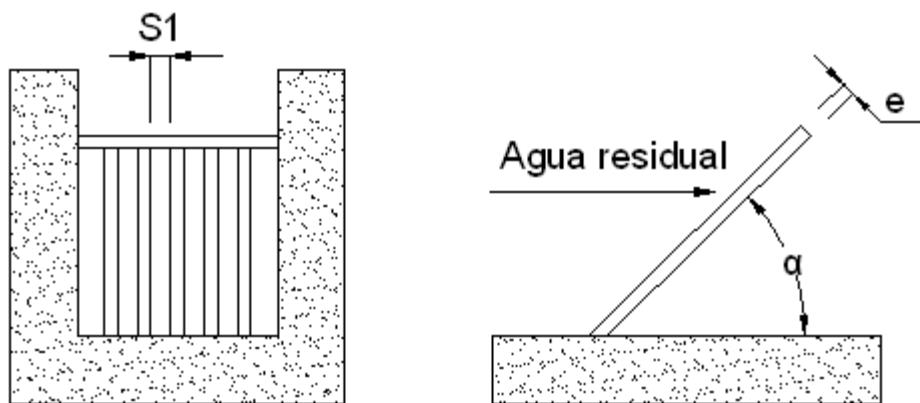
A_t= Área transversal total del canal (m²)

P= Perímetro mojado (m)

4.2.3.3.- Longitud de las barras

La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal, y del tirante de agua máximo del canal de reja de barras.

Figura 4.2 Esquema de rejillas de limpieza manual



$$L_b = \frac{h_a}{\sin(\alpha)} \quad (4.6)$$

Donde:

L_b = Longitud de las barras (m.)

h_a = Tirante de agua maximo del canal (m)

α = Grado de inclinacion de las barras con la horizontal (Grados)

4.2.3.4.- Calculo del número de barras

Siendo N_b el número de barras en la reja del canal y (N_b-1) el número de espacios, se puede utilizar la siguiente ecuacion para determinar el número de barras:

$$N_b = \frac{b - S_l}{e + S_l} \quad (4.7)$$

Donde:

b = Ancho del canal (cm.)

e = Espesor de barras (cm.)

S_l = Separación entre barras (cm.)

4.2.3.5.- Longitud del depósito o canal

El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras, se recomienda utilizar la siguiente expresion:

$$L = 3.50 \times b \quad (4.8)$$

Donde:

L = Longitud del deposito o canal (m)

b = Ancho util del canal (m)

4.2.3.6.- Perdida de carga

Las perdidas de carga que se producen al circular el agua a traves de las rejas dependen de la velocidad de aproximacion del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejas) y de la velocidad de circulacion a traves del elemento, la perdida de carga puede estimarse empleando la expresion conocida como la de Metcalf & Eddy caracterizada por su simplicidad.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right) \quad (4.9)$$

Donde:

h_f = Perdida de carga (m)

0.7= Coeficiente empirico que incluye los efectos de la turbulencia y de las perdidas por formacion de remolinos

V = Velocidad de aproximacion a la reja (m/s)

V_c = Velocidad de circulacion entre las barras de la reja (m/s)

g = Aceleracion de la gravedad (9.81 m/s^2)

Para estimar la velocidad de circulacion a traves de la reja de barras se empleara la ecuacion de continuidad:

$$V_c = \frac{Q_{\max}}{A_l} \quad (4.10)$$

Donde:

Q_{\max} = Caudal maximo horario de diseño (m^3/s)

A_l = Area transversal de flujo de la reja de barras (m^2)

V_c = Velocidad de circulacion a traves de la reja (m/s)

e = Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m)

Para A_l :

$$A_l = h_a \times [b - (N_b \times e)] \quad (4.11)$$

4.2.4.- EJERCICIO DE APLICACION

Dado los caudales de aguas residuales de ingreso a la planta de tratamiento, determinar las dimensiones del canal y de las rejas de limpieza manual, sabiendo que se emplearan rejas gruesas

Caudal minimo (Q_{min})= 0.05 m³/s

Caudal medio (Q_{med})= 0.1 m³/s

Caudal maximo (Q_{max})= 0.25 m³/s

Ancho del emisario= 600 mm

a) Determinacion del area transversal del canal de rejas (Au)

De acuerdo al cuadro 4.1, la velocidad de flujo varia de 0.3 a 06 m/s por tanto para el presente ejercicio asumimos una velocidad de flujo igual a 0.40 m/s

$$Au = \frac{Q_{max}}{V} = \frac{0.25}{0.40} = 0.63 \text{ m}^2$$

b) Calculo del tirante (h_a)

Para un ancho del canal de reja de barras (b) igual al diametro del emisario el tirante de agua sera:

$$h_a = \frac{A_t}{b} = \frac{0.63}{0.60} = 1.05 \text{ m}$$

Las dimensiones del canal de rejas son:

Tirante del canal (h_a)	1.05 m
Borde libre asumido (h_o)	0.20 m
Altura total (h)	1.25 m
Base del canal (b)	0.60 m

c) Pendiente del canal

$$R_h = \frac{Au}{P} = \frac{0.63}{2.70} = 0.23 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad S = \left(\frac{V \times n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.40 \times 0.013}{0.23^{2/3}} \right)^2 = 0.00019$$

d) Determinacion del número de barras (N_b)

Se emplearan rejas gruesas de 1/4 de pulgada con una separacion de 1 pulgada de acuerdo con el cuadro 4.2, entonces el número de barras sera:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1} = \frac{60 - 2.54}{0.64 + 2.54} = 18 \text{ barras metalicas}$$

e) Longitud de las barras (L_b)

Se adoptara una inclinacion de las barras con respecto a la horizontal de 45° , por tanto la longitud de las barras se obtendra con la siguiente ecuacion:

$$L_b = \frac{h_a}{\sin(\alpha)} = \frac{1.05}{\sin(45)} = 1.48 \text{ m}$$

f) Calculo de la perdida de carga (h_f) en las rejas

$$A_1 = h_a \times [b - (N_b \times e)] = 1.05 \times [0.60 - (18 \times 0.0064)] = 0.51 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q_{\max}}{A_1} = \frac{0.25}{0.51} = 0.49 \frac{\text{m}}{\text{s}} \Rightarrow \text{ok}$$

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right) = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{0.49^2 - 0.40^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.0041 \text{ m}$$

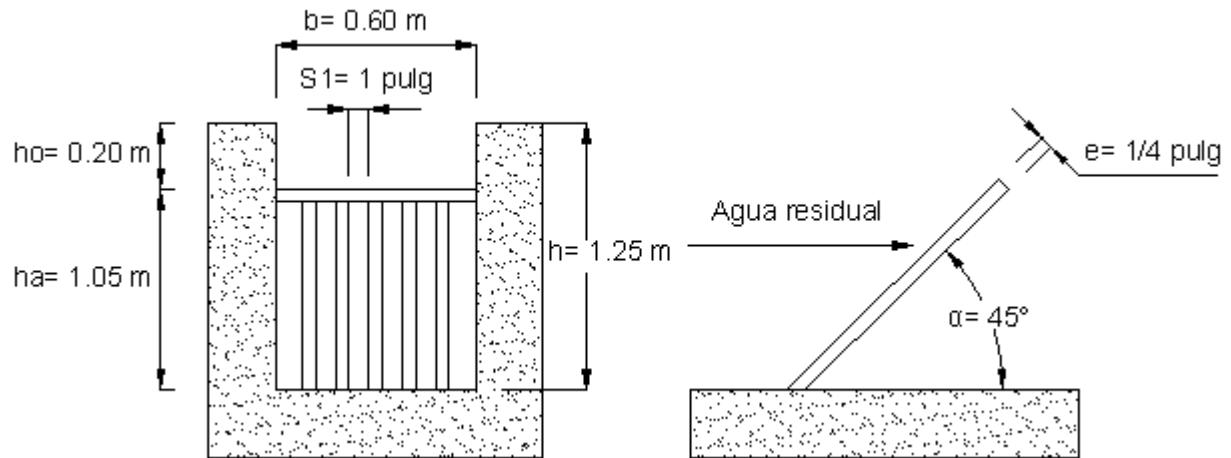
g) Verificación a caudal mínimo

i) $V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} \left(\frac{0.60 h_{\min}}{2 h_{\min} + 0.60} \right)^{2/3} (0.00019)^{1/2}$

ii) $V = \frac{Q_{\min}}{A} = \frac{0.05}{0.60 h_{\min}}$

Resolviendo las ecuaciones i, ii mediante iteraciones, se tiene que para un tirante mínimo de agua (h_{\min}) igual a 0.285 metros se obtiene una velocidad de flujo de 0.294 m/s aproximadamente 0.30 m/s, el cual satisface los criterios de velocidad

h) Dimensiones del canal de rejillas



4.2.5.- EJERCICIO PROPUESTO

Dado los caudales de aguas residuales de ingreso a la planta de tratamiento de la provincia de Sacaba, determinar las dimensiones del canal y de las rejas de limpieza manual, sabiendo que se disponen de barras redondas de 1/2 pulgada (1.27 cm.), con una separacion de barras de 2.50 centimetros y un angulo de inclinacion de las barras de 45°.

Caudal minimo (Q_{min})= 150 lts/s

Caudal medio (Q_{med})= 300 lts/s

Caudal maximo (Q_{max})= 600 lts/s

Diametro del emisario= 1.10 m

4.3- DESARENADORES

Los desarenadores son unidades destinadas a retener sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que se denomina generalmente como arenas o partículas discretas, que por lo general contienen las aguas residuales. La cantidad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente si el alcantarillado es del tipo separativo (sólo recolección de aguas residuales domésticas) o combinado (en conjunto con el drenaje pluvial). Las arenas pueden dañar a los equipos mecánicos por abrasión y causar serias dificultades de operación en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos por acumularse alrededor de las tuberías de entrada o salida, causando obstrucciones, o formando depósitos dentro de las unidades, disminuyendo así su capacidad de tratamiento.

4.3.1.- Tipos de desarenadores

Existen tres tipos de desarenadores: de flujo horizontal, aireados y de vortice.

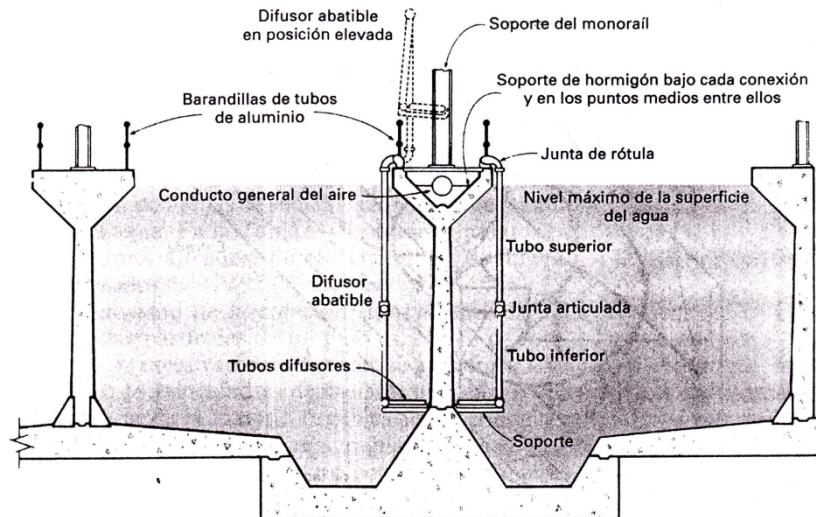
- **Desarenador de flujo horizontal:** Es el desarenador mas antiguo empleado en el tratamiento de las aguas residuales con control de velocidad. El agua circula a traves del elemento en dirección horizontal y la velocidad de circulacion se controla por la propia geometria de la unidad, con compuertas de distribucion especiales, y mediante la adopcion de vertederos de secciones especiales a la salida del canal.

Fotografia 4.3 Desarenadores de flujo horizontal en paralelo



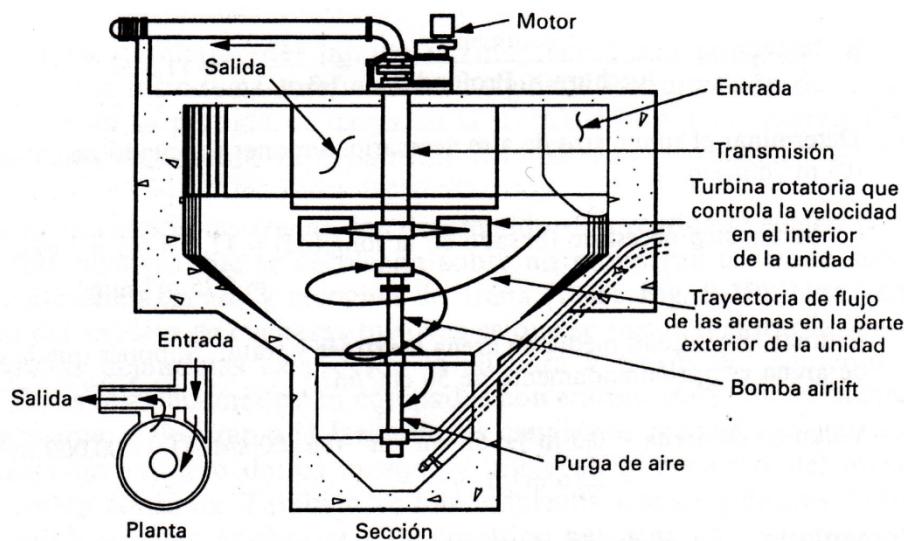
- **Desarenador aireado:** Consiste en un tanque de aireación de flujo helicoidal en el que se induce una velocidad en espiral que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrada a la unidad.

Figura 4.3 Sección transversal de un desarenador aireado



- **Desarenador de vortice:** Consiste en un tanque cilíndrico en el que el agua entra siguiendo una dirección de flujo tangencial creando un flujo en vórtice: las fuerzas centrifugas y gravitatorias son las responsables de la separación de las arenas.

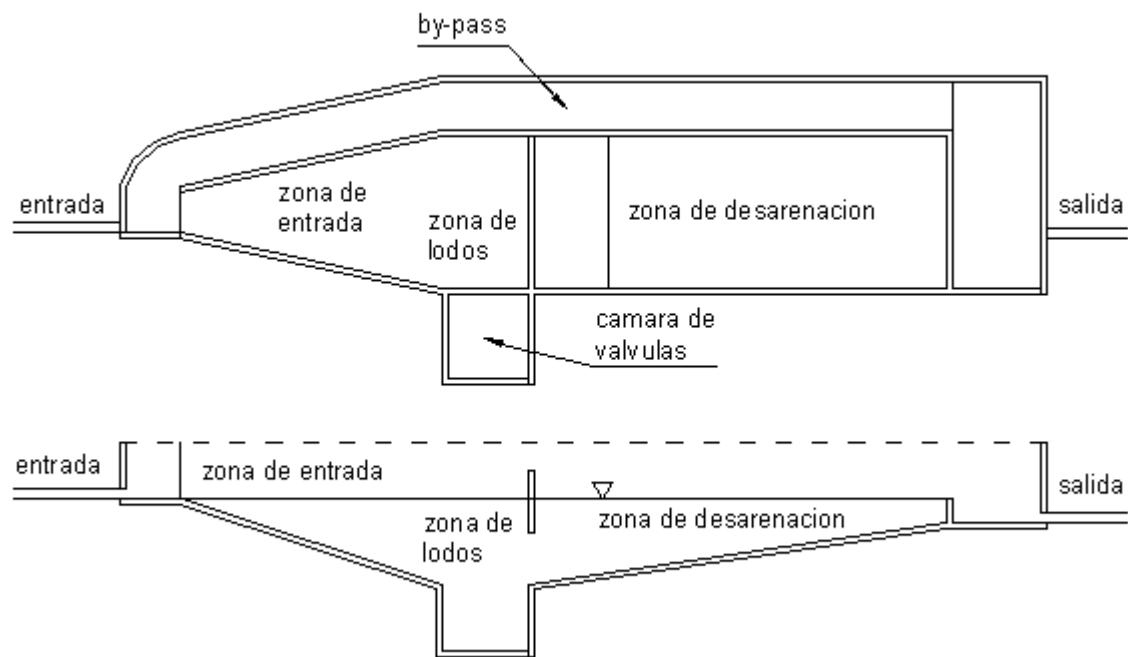
Figura 4.4 Sección transversal de un desarenador de vortice



4.3.2.- Desarenador de flujo horizontal

Los desarenadores de flujo horizontal estan compuestos por cuatro partes, como se muestra en la figura 4.5.

Figura 4.5 Desarenador (planta y corte longitudinal)



4.3.2.1.- Zona de entrada

La zona de transicion de entrada, la cual une el canal con el desarenador, tiene como funcion el conseguir una distribucion uniforme de las lineas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad

4.3.2.2.- Zona de desarenacion

Camara de sedimentacion, en la cual las partículas sólidas caen al fondo por la acción de la gravedad, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección.

4.3.2.3.- Zona de salida

Conformado por un vertedero de rebose al final de la cámara sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal, las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre. Diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada, La velocidad límite es 1 m/s., para evitar turbulencias.

4.3.2.4.- Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada

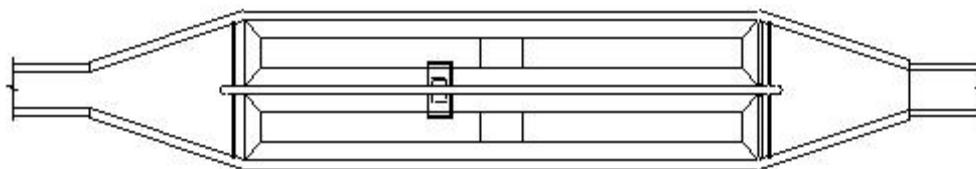
Constituida por una tolva con un gradiente del 2 al 6 % que permite el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos, esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

4.3.3.- Criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal

4.3.3.1.- Número de unidades y "By-Pass"

De acuerdo con la reglamentación nacional se dimensionan por lo menos dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculado para el caudal máximo horario. Una se mantiene en operación y la otra en “stand by” para realizar la limpieza de las arenas removidas o su reparación, los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA, filtros biológicos, etc.).

Figura 4.6 Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta)



4.3.3.2.- Velocidad de flujo en los desarenadores

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0.30 a 0.40 m/s, velocidades inferiores a 0.30 m/s causan la deposicion simultánea de cantidades relativamente grandes de materia orgánica, y velocidades mayores a 0.40 m/s causan el arrastre del material sedimentado. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de ± 20 %.

4.3.3.3.- Area de los desarenadores

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 g/cm³ y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s, se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a 1,200 m³/(m².día). La norma nacional señala valores de tasas de aplicación de 700 a 1600 m³/(m².día), estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

4.3.3.4.- Profundidad de la lámina líquida

En los desarenadores de tipo "canal" la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiéndose de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad (vertedero de salida). Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

4.3.3.5.- Angulo de Transicion

El objetivo de estas obras, es reducir las perdidas de carga debidas al cambio de seccion del canal o de la pendiente del mismo. El Bureau of Reclamation, recomienda un angulo de 12°30' en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al minimo.

4.3.4.- Diseño hidraulico para desarenadores de flujo horizontal

Pueden considerarse tres tipos de mecanismos o procesos de sedimentación, dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión.

- Sedimentación discreta: Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso. La deposición de partículas de arena en los desarenadores es un ejemplo típico de sedimentación discreta.
- Sedimentación con floculación: La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación. La sedimentación que se lleva a cabo en los clarificadores o sedimentadores primarios es un ejemplo de este proceso.
- Sedimentación por zonas: Las partículas forman una especie de manto que sedimenta como una masa total presentando una interfaz distinta con la fase líquida. Ejemplos de este proceso incluyen la sedimentación de lodos activos en los clarificadores secundarios y la de los flocos de alúmina en los procesos de tratamiento de aguas.

4.3.4.1.- Teoría de la sedimentación discreta

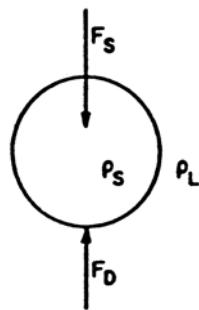
El fundamento para la sedimentación de las partículas discretas es la ley de Newton, que se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos. Cuando una partícula se sedimenta, va acelerándose hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, en particular el peso efectivo de la partícula, se equilibran con las resistencias o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido. Cuando se llega a este equilibrio, la partícula alcanza una velocidad de sedimentación constante, denominada velocidad final de sedimentación de la partícula.

Si consideramos la particula de la figura 4.7, que ha alcanzado su velocidad final, puede escribirse el equilibrio de fuerzas correspondiente. La fuerza que provoca la sedimentacion, en este caso el peso efectivo de la particula, es la diferencia entre su peso y el empuje hidrostatico:

$$F_s = v \rho_s g - v \rho_L g = (\rho_s - \rho_L) g v \quad (4.12)$$

Donde F_s es el peso efectivo de la particula; ρ_s es la densidad de la particula; ρ_L es la densidad del liquido; g es la aceleracion de la gravedad; y v el volumen de la particula, $1/6 \pi d^3$, donde d es el diametro de la particula esferica.

Figura 4.7 Sedimentacion de una particula



La fuerza de resistencia que trata de impedir la sedimentacion es:

$$F_D = C_d A \left(\frac{\rho_L V^2}{2} \right) \quad (4.13)$$

En donde F_D es la fuerza de resistencia; C_d es el coeficiente de friccion; A es el area proyectada de la particula, $A = \frac{1}{4} \pi d^2$; y V es la velocidad relativa entre la particula y el fluido. Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentacion, $F_s = F_D$, con lo que las ecuaciones 4.12 y 4.13 dan:

$$(\rho_s - \rho_L) g v = C_d A \left(\frac{\rho_L V_s^2}{2} \right) \quad (4.14)$$

$$\frac{\rho_s - \rho_L}{\rho_L} = S - 1 \quad \text{siendo } S \text{ la gravedad especifica de los granos (para arenas 2.65)}$$

$$V = V_s = \text{velocidad de sedimentacion}$$

Sustituyendo $v = 1/6 \pi d^3$, $A = 1/4 \pi d^2$, resolviendo esta ecuación para la velocidad final, se obtiene la ecuación general de sedimentación para partículas discretas que es la ley de Newton:

$$V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times c_d}} \quad (4.15)$$

d = Diametro de la partícula (m.)

S = Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

v = Viscosidad cinemática del agua ($1.32 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s. a } 10^\circ\text{C}$ en agua limpia)

c_d = Coeficiente de resistencia de las partículas

El procedimiento que se presenta a continuación es válido para partículas discretas las cuales durante la sedimentación no alteran su tamaño, forma o peso es decir no existe interacción sustancial con las partículas vecinas. Un buen método de resolución consiste en determinar la velocidad de sedimentación, suponiendo que el régimen de flujo que predomina inicialmente es flujo laminar el cual es comprobado con el número de Reynolds, si lo supuesto no es correcto se prosigue con el régimen de flujo turbulento y por último se verifica al régimen de flujo en transición que es el caso más común.

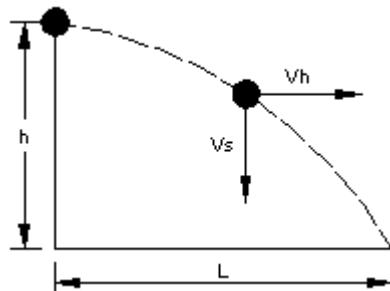


Figura 4.8 Modelo de sedimentación de una partícula de arena

Donde:

V_h = Velocidad horizontal (m/s.)

V_s = Velocidad de sedimentacion (m/s.)

L= Longitud especifica del desarenador (m.)

h= Profundidad de sedimentacion (m.)

4.3.4.2.- Determinacion de la velocidad de sedimentación

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas. Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes, sedimentacion de la particula en regimen de flujo laminar ($Re < 1$), reemplazando C_d igual a $24/Re$ en la ecuacion general de sedimentacion para particulas discretas se obtiene la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times v} \quad (4.16)$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s \times d}{v} \quad (4.17)$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 1$), se realizará un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación (V_s) considerando la sedimentación de la partícula en régimen turbulento ($Re > 2000$) rige la ley de Newton. La cual se obtiene remplazando el valor de C_d igual a 0.5 para granos redondos en la ecuacion general de sedimentacion:

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)} \quad (4.18)$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Newton ($Re > 2000$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante la ley de Allen. Sedimentación de la partícula en régimen de flujo en transición ($1 < Re < 2000$):

$$c_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad (4.19)$$

La velocidad horizontal crítica de arrastre en el tanque según “Camp” es:

$$V_d = a \times \sqrt{d} \quad (4.20)$$

Donde:

V_d = Velocidad crítica (cm/s.)

a = Constante en función del diámetro

d = Diámetro de la partícula (mm)

Además la velocidad horizontal:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{maxh}}{A_{transversal}} \quad (4.21)$$

Donde:

Q_{maxh} = Caudal máximo horario ($m^3/s.$)

$A_{transversal}$ = Área transversal de flujo del desarenador (m^2 .)

Cuadro 4.4 Valores del coeficiente “a”

a	Diámetro
36	$d > 1\text{ mm}$
44	$1\text{ mm} > d > 0.1\text{ mm}$
51	$d < 0.1\text{ mm}$

Fuente: Texto guía de Obras Hidráulicas Menores, 2004

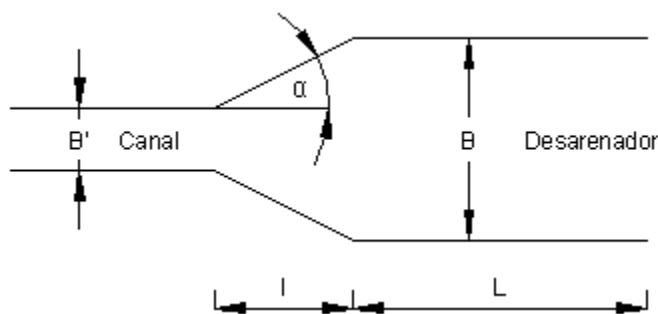
4.3.4.3.- Determinacion de las dimensiones del desarenador

La longitud teorica del canal desarenador (L) esta dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentacion y la seccion de control. El Reglamento tecnico de Diseño Para Unidades de Tratamiento No Mecanizadas de Agua Potable y Aguas Residuales recomienda que la longitud del desarenador oscile entre 15 h a 25 h. Para determinar el largo necesario para los canales de retencion de arena se puede emplear la siguiente ecuacion aplicando la teoria de simple sedimentacion:

$$L = \frac{V_d \times h}{V_s - 0.04 \times V_d} \quad (4.22)$$

Es necesario prever una longitud adicional para incluir el efecto de la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida del canal desarenador. Metcalf & Eddy recomienda un incremento minimo del 50 % de la longitud teorica prevista. Para evitar que el paso de una seccion a la siguiente, de dimensiones y caracteristicas diferentes, se realice de un modo brusco, hay que prever un tramo de transicion bien diseñado y asi lograr una corriente de flujo tranquila uniforme en el desarenador

Figura 4.9 Esquema de un desarenador



Donde:

L = Longitud especifica del desarenador (m.)

l = Longitud de transicion (m.)

B= Ancho del desarenador (m.)

B'= Ancho del canal (m.)

α = Angulo de ensanchamiento gradual de la transicion (grados)

$$l = \frac{B - B'}{2 \tan(\alpha)} < \frac{L}{3} \quad (4.23)$$

En el proyecto de diseño de desarenadores de flujo horizontal debe verificarse que bajo las condiciones mas adversas, la particula de arena más ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo es decir de cumplirse que:

$$T_d > T_s \quad (4.24)$$

- El periodo teorico de detencion (T_s), es el tiempo que precisa una particula de arena, para depositarse en el fondo del canal desde el instante que ingresa en la camara desarenadora, se denomina tambien tiempo de sedimentacion.
- El periodo de desplazamiento (T_d), es el tiempo que emplea un volumen unitario de fluido para alcanzar el canal de salida del desarenador desde que entra en el mismo

$$T_s = \frac{h}{V_s} \quad T_d = \frac{L}{V_d} \quad (4.25)$$

4.3.4.4.- Canal de sección rectangular controlado por vertedero Sutro

El vertedero sutro, es un vertedero de orificio con una zona convergente que reduce proporcionalmente el área de paso con el incremento de caudal. El caudal de descarga por este vertedero se calcula mediante la fórmula:

$$Q = 2.74 \sqrt{ab} \left(H - \frac{a}{3} \right) \quad (4.26)$$

Donde:

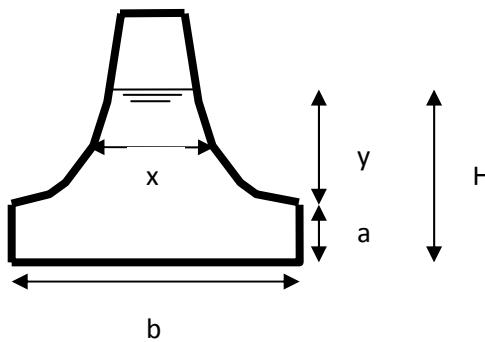
Q= Caudal (m^3/s)

a= Altura minima (m)

b= Ancho de la base (m)

H= Altura del agua (m)

Figura 4.10 Esquema de un vertedero sutro



La forma de las paredes del vertedero es dada por:

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \sqrt{\frac{y}{a}} \quad (4.27)$$

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

$$Q = 1.84 L h^{\frac{3}{2}} \quad (4.28)$$

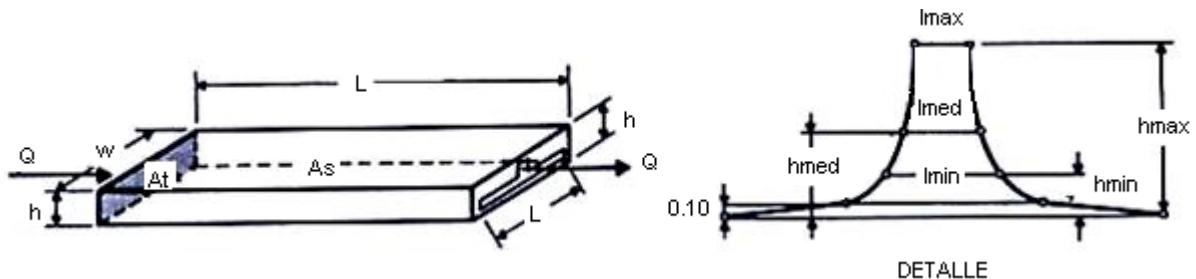
Donde:

Q= Caudal sobre el vertedero (m^3/s)

L= Ancho del vertedero (m)

h= Carga sobre el vertedero (m)

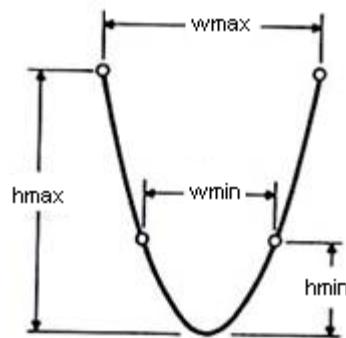
Agrupando la ecuación $Q = 1.84 (L h^{1/2}) h$, tenemos que “Q” varia con la altura. Entonces es necesario que el valor dentro del parentesis sea una constante “K”. Luego para un caudal maximo horario (Q_{max}) y el area transversal maximo (A_{tmax}) obtenemos la altura maxima (h_{max}) y el ancho maximo (l_{max}), como se muestra en la figura que se presenta a continuacion:

Figura 4.11 Geometria del vertedero sutro

Determinamos la constante ($K = L \cdot h^{1/2}$), y hallamos los valores de ancho medio (l_{med}) y la altura mínima (h_{min}), para caudal medio y mínimo respectivamente.

4.3.4.5.- Canal de sección rectangular controlado por una canaleta Parshall

Deteminamos la altura máxima (h_{max}), altura mínima (h_{min}), ancho máximo (w_{max}) y ancho mínimo (w_{min}) para los caudales máximo y mínimo respectivamente para un ancho de garganta “ b ”.

Figura 4.12 Sección parabolica del parshall

$$Q = k b h^{\frac{3}{2}} \quad (4.29)$$

$$w = \frac{3}{2} \left(\frac{k b h^{\frac{1}{2}}}{V_h} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{Q}{h V_h} \right) \quad (4.30)$$

Donde:

k = Constante 1.85 (sistema metrico)

Q = Caudal (m^3/s)

V_h = Velocida horizontal (m/s)

4.3.5.- EJERCICIO DE APLICACION

Para los siguientes datos dimensionar el desarenador de flujo horizontal:

Caudal de diseño (Q_{maxh})= $0.02 m^3/s$

Densidad relativa de la arena (S)= $2.65 g/cm^3$

Diametro de la particula (d)= $0.0002 m$

Temperatura del agua (T)= $20 ^\circ C$

Viscociudad cinematica (ν)= $0.0000010105 m^2/s$

Ancho de canal (B')= $0.30 m$

a) Determinacion de la velocidad de sedimentacion (V_s)

Asumimos que rige regimen de flujo laminar $Re < 1$ (ley de Stokes)

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu} = \frac{(2.65 - 1) 9.81 (0.0002)^2}{18 (0.0000010105)} = 0.036 \frac{m}{s}$$

Verificamos el número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu} = \frac{(0.036)(0.0002)}{(0.0000010105)} = 7.12$$

$Re > 1 \rightarrow$ Entonces no predomina flujo laminar

Asumimos que predomina regimen de flujo turbulento $Re > 2000$ (ley de Newton)

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)} = \sqrt{(2.66)(9.81)(0.0002)(2.65 - 1)} = 0.093 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Verificamos el número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu} = \frac{(0.093)(0.0002)}{(0.0000010105)} = 18.41$$

$Re < 2000 \rightarrow$ Entonces no predomina flujo turbulento

Por tanto el regimen de flujo que predomina en el desarenador es de flujo en transicion

$$(i) \quad c_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 = \frac{24(0.0000010105)}{V_s(0.0002)} + \frac{3}{\sqrt{\frac{V_s(0.0002)}{(0.0000010105)}}} + 0.34$$

Simplificando los terminos en la ecuacion (i) se obtiene el coeficiente de resistencia de las particulas (c_d) en funcion de la velocidad de sedimentacion (V_s)

$$(ii) \quad c_d = \frac{0.12126}{V_s} + \frac{0.2132}{\sqrt{V_s}} + 0.34$$

Determinamos la velocidad de sedimentacion (V_s) en funcion del coeficiente de resistencia de las particulas (c_d)

$$(iii) \quad V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times c_d}} = \sqrt{\frac{4(9.81)(0.0002)(2.65 - 1)}{3 c_d}}$$

Simplificando la ecuacion (iii) se obtiene:

$$(iv) \quad V_s = \sqrt{\frac{(0.004316)}{c_d}}$$

Igualando las ecuaciones (ii) y (iv), y realizando iteraciones para determinar la velocidad de sedimentación (V_s) se obtiene la siguiente tabla:

Asumimos la velocidad de sedimentación V_s (m/s)	$c_d = \frac{0.12126}{V_s} + \frac{0.2132}{\sqrt{V_s}} + 0.34$	$V_s = \sqrt{\frac{(0.004316)}{c_d}}$
1.000	0.674	0.0800
0.350	1.047	0.0642
0.0240	6.769	0.0253
0.0256	6.409	0.0260
0.0258	6.367	0.0260

Por tanto la velocidad de sedimentación y el coeficiente de resistencia de las partículas en el desarenador son:

$$V_s = 0.0258 \text{ m/s}$$

$$C_d = 6.367$$

La velocidad crítica de arrastre (V_d) se obtiene con la siguiente ecuación, donde la constante $a = 44$ se obtiene del cuadro 4.4 para un diámetro de la partícula de $d = 0.2 \text{ mm}$

$$V_d = a \times \sqrt{d} = 44 \sqrt{0.2} = 19.68 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Por tanto:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{maxh}}{A_{transversal}} \Rightarrow A_{transversal} = \frac{Q_{maxh}}{V_d}$$

$$A_{transversal} = \frac{0.02}{0.2} = 0.1 \text{ m}^2$$

Por consiguiente la sección transversal del desarenador tiene un área de 0.10 m^2 , ahora procedemos a calcular las dimensiones del desarenador:

$$L = \frac{V_d \times h}{V_s - 0.04 \times V_d} = \frac{0.20 h}{0.0258 - (0.04)(0.20)} \Rightarrow L = 11.24 \text{ h}$$

Por tanto las dimensiones del desarenador sera:

Base del desarenador (B)	0.40 m
Tirante del agua (h)	0.25 m
Borde libre (h_o)	0.20 m
Longitud del desarenador (L)	2.85 m

La longitud de transicion sera para una minima perdida de carga ($\alpha = 12^\circ 30'$):

$$l = \frac{B - B'}{2 \tan(\alpha)} < \frac{L}{3}$$

$$l = \frac{0.40 - 0.30}{2 \tan(12^\circ 30')} = 0.25 \text{ m} < \frac{L}{3} \Rightarrow \text{ok}$$

b) Verificamos el tiempo de retencion hidraulica

Debe cumplirse que el periodo de retencion (T_s) debe ser menor al periodo de desplazamiento (T_d)

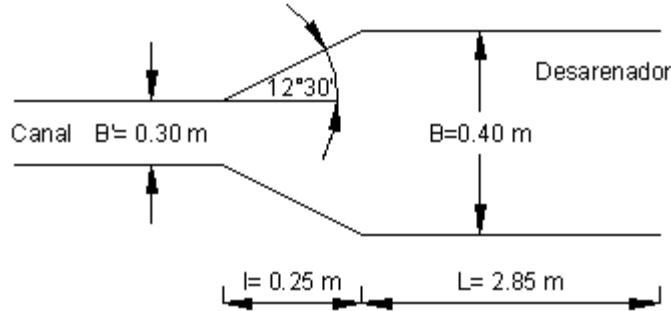
$$T_s = \frac{h}{V_s} = \frac{0.25}{0.0258} = 9.69 \text{ s}$$

$$T_d = \frac{L}{V_d} = \frac{2.85}{0.20} = 14.25 \text{ s}$$

Por tanto

$$T_d > T_s \Rightarrow \text{ok}$$

El siguiente grafico muestra las dimensiones del desarenador:



c) Diseño del vertedero Sutro (si se tiene un control por vertedero proporcional sutro)

$$\text{Caudal maximo } (Q_{\max h}) = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Cauda medio } (Q_{\text{med}}) = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Caudal minimo } (Q_{\min}) = 0.005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el tirante de agua del desarenador:

$$h_{\max} = 0.25 \text{ m}$$

$$Q_{\max h} = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinamos el ancho maximo (l_{\max}) del vertedero sutro:

$$Q = 1.84 L h^{\frac{3}{2}}$$

$$l_{\max} = \frac{Q_{\max h}}{(1.84)(h_{\max})^{\frac{3}{2}}} = \frac{0.02}{(1.84)(0.25)^{\frac{3}{2}}} = 0.087 \text{ m}$$

Determinamos el area transversal medio ($A_{t\text{med}}$) y el area transversal minimo ($A_{t\min}$)

$$At_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{V_d} = \frac{0.01}{0.20} = 0.05 \text{ m}^2$$

$$At_{\text{min}} = \frac{Q_{\text{min}}}{V_d} = \frac{0.005}{0.20} = 0.025 \text{ m}^2$$

Agrupando la ecuación $Q = 1.84 (L h^{1/2}) h$, tenemos que “Q” varía con la altura. Entonces es necesario que el valor dentro del parentesis sea una constante “K”.

$$K = \frac{Q_{\text{maxh}}}{(1.84)(h_{\text{max}})} = \frac{0.02}{(1.84)(0.25)} \Rightarrow K = 0.0434$$

Por tanto se puede determinar la altura media (h_{med}) y la altura mínima (h_{min})

$$h_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{(1.84)K} = \frac{0.01}{(1.845)(0.0434)} = 0.12 \text{ m}$$

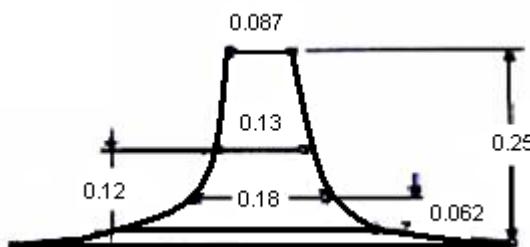
$$h_{\text{min}} = \frac{Q_{\text{min}}}{(1.84)K} = \frac{0.005}{(1.845)(0.0434)} = 0.062 \text{ m}$$

El ancho medio (l_{med}) y el ancho mínimo (l_{min}) se obtiene de la siguiente manera:

$$l_{\text{med}} = \frac{Q_{\text{med}}}{(1.84)(h_{\text{med}})^{3/2}} = \frac{0.01}{(1.84)(0.12)^{3/2}} = 0.13 \text{ m}$$

$$l_{\text{min}} = \frac{Q_{\text{min}}}{(1.84)(h_{\text{min}})^{3/2}} = \frac{0.005}{(1.84)(0.062)^{3/2}} = 0.18 \text{ m}$$

El siguiente gráfico muestra las dimensiones del vertedero suizo.



d) Diseño del canal Parshall (si se tiene un control por garganta o Parshall)

Asumimos el ancho de la garganta, $b = 0.08 \text{ m}$ entonces se tiene:

$$Q = k b h^{\frac{3}{2}}$$

Por tanto la altura máxima (h_{\max}) y la altura mínima (h_{\min}) para los caudales máximo y mínimo respectivamente son:

$$h_{\max} = \left(\frac{Q_{\max}}{k b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.02}{(1.85)(0.08)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.26 \text{ m}$$

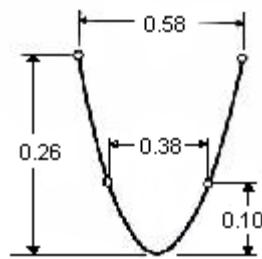
$$h_{\min} = \left(\frac{Q_{\min}}{k b} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.005}{(1.85)(0.08)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.10 \text{ m}$$

Posteriormente se determina el ancho máximo (w_{\max}) y mínimo (w_{\min}) con la siguiente ecuación:

$$w_{\max} = \frac{3}{2} \left(\frac{Q_{\max}}{h_{\max} V_h} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{0.02}{(0.26)(0.20)} \right) = 0.58 \text{ m}$$

$$w_{\min} = \frac{3}{2} \left(\frac{Q_{\min}}{h_{\min} V_h} \right) = \frac{3}{2} \left(\frac{0.005}{(0.10)(0.20)} \right) = 0.38 \text{ m}$$

El siguiente gráfico muestra las dimensiones del canal Parshall



4.3.6.- EJERCICIO PROPUESTO

Diseñar un desarenador para la planta de tratamiento de la provincia de Bolívar de la ciudad de Cochabamba, para retener arenas con un diámetro máximo de la partícula de 0.3 mm, para un caudal de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, la temperatura del agua es de 10°C y la viscosidad cinemática es $0.0132 \text{ cm}^2/\text{s}$.

4.4.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.-** Ing. Suematsu Leon Guillermo – Asesor en Tratamiento de Aguas Residuales CEPIS, Curso “Diseño y operación de lagunas de estabilización”, La Paz, Noviembre de 1999.
- 2.-** Manual de Disposición de Aguas Residuales, CEPIS Lima Perú, 1991.
- 3.-** Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.
- 4.-** Rubens. S. Ramalho, Tratamiento de Aguas Residuales, Editorial REVERTE S.A., Faculty of Science and Engineering Laval University, Quebec Canadá.
- 5.-** Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, CEPIS Lima Perú, 2005.
- 6.-** Allende Abreu Ignacio – Profesor (consultante) ISPJAE Cuba, Doctor en Ciencias Técnicas Ph. D Cuba, Especialista y Maestro en Ingeniería Sanitaria UNAM México, Diseño Hidráulico de Plantas de Tratamiento para Aguas Residuales.

CAPITULO V

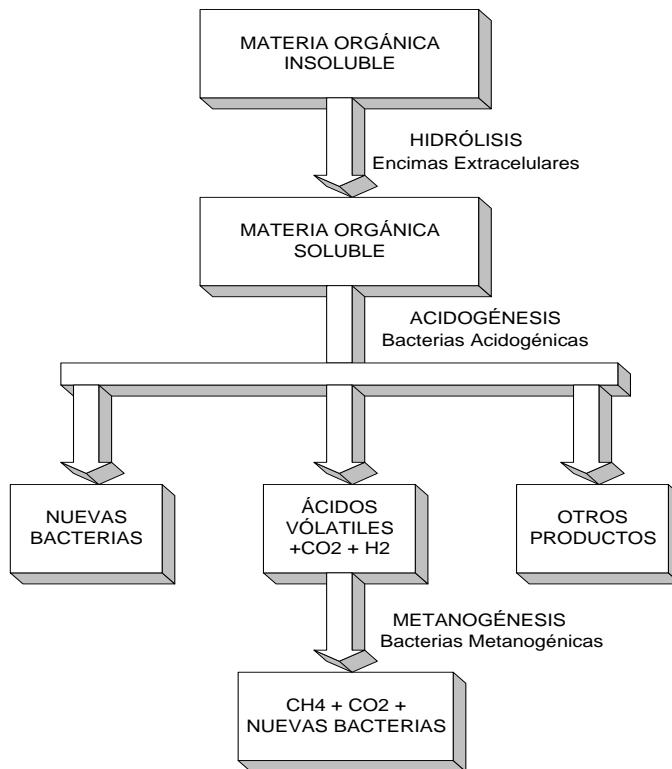
TRATAMIENTOS ANAEROBIOS

5.1.- INTRODUCCION

Los procesos anaerobios se producen en ausencia de oxígeno molecular. En estos se desarrollan bacterias formadoras de ácidos, las cuales hidrolizan y fermentan compuestos orgánicos complejos a ácidos simples, conocido como proceso de fermentación ácida; éstos compuestos ácidos son transformados por un segundo grupo de bacterias en gas metano y anhídrido carbónico. En una aproximación general, podemos diferenciar cuatro etapas fundamentales:

- **Hidrólisis:** Los compuestos orgánicos complejos (material particulado) son transformados en material disuelto más simple por medio de enzimas producidas por bacterias fermentativas (*Clotidrium*, *Bacteroides*, *Ruminococcus*, *Escherichia Coli*).
- **Acidogénesis:** Los productos solubles son convertidos en ácidos grasos volátiles, CO₂, H₂, H₂S, etc., por medio de las bacterias fermentativas acidogénicas.
- **Acetogénesis:** Los productos generados en la etapa anterior son transformados en sustrato para las bacterias metanogénicas (*Syntrophobacter*, *Syntropomonas*, *Desulfovibrio*).
- **Metanogénesis:** Finalmente se produce metano a partir de acetato (bacterias metanogénicas acetoclásicas) y de H₂S y CO₂ (bacterias metanogénicas hidrogenotróficas). En general es el paso que limita la velocidad del proceso de digestión.

En el proceso anaerobio, sólo una pequeña cantidad de la energía contenida en el sustrato es utilizada en el mantenimiento y crecimiento celular, quedando una gran parte en los productos, en forma de biogás. Esto hace que el tiempo de crecimiento sea lento, lo que condiciona el diseño y la operación de los digestores anaerobios (Lettinga et al, 1996).

Figura 5.1 Secuencia metabólica de la digestión anaerobia

5.2.- REACTORES ANAEROBIOS

En el presente capítulo se estudiara los siguientes reactores anaerobios aplicados a tratamientos de aguas residuales domesticas:

- Tanques Imhoff.
- Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos.

La baja eficiencia de remoción de los primeros sistemas de tratamiento anaerobio “tanque septic”, “tanque Imhoff”, debe ser atribuida a una falla fundamental: existe muy poco o ningun contacto entre la masa bacteriana anaerobia del sistema y el material no sedimentable del afluente, sin embargo, un sistema de tratamiento anaerobio de aguas residuales puede tener una alta eficiencia en la remoción de materia organica, aun con muy poco tiempo de residencia tal como sucede con los reactores anaerobios de flujo ascendente y manto de lodos.

5.3.- REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS U.A.S.B.

Los fundamentos de los reactores “U.A.S.B.” (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) fueron concebidos durante los años 1970, por el profesor Gatze Lettinga de la Universidad de Wageningen en Holanda. Esta sigla se refiere a los Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente “RAFA” en su traducción española, que por su simplicidad se ha difundido en varios países. Su gran ventaja consiste en que no requiere ningún tipo de soporte para retener la biomasa, lo que implica un ahorro importante. Su principio de funcionamiento se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos o flóculos. Estos granos o flóculos cuentan además con una actividad metanogénica muy elevada, lo que explica los buenos resultados del proceso. El perfil de sólidos varía de muy denso con partículas granulares de elevada capacidad de sedimentación próximas al fondo del reactor (lecho de lodo), hasta un lodo más disperso y leve, próximo al tope del reactor (manto de lodo).

La estabilización de la materia orgánica ocurre en todas las zonas de reacción (lecho y manto de lodos), siendo la mezcla del sistema promovida por el flujo ascensional del agua residual y las bolas de gas. El reactor de flujo ascendente cuenta en la parte superior con un sistema de separación gas-líquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas y la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor. Un punto importante en su diseño es la distribución de las entradas del agua residual, ya que una mala repartición puede provocar que ciertas zonas del manto de lodo no sean alimentadas, desperdiando así su actividad. Esto es particularmente cierto en las aguas residuales municipales, pues la limitada materia orgánica presente forma sólo pequeñas cantidades de biogás y por tanto la agitación del lecho, provocada por las burbujas, se ve reducida.

El punto débil del proceso consiste en la lentitud del arranque del reactor (generalmente de 6 meses); por otro lado, en desagües diluidos como son las aguas residuales domésticas, las variables críticas de diseño son las hidráulicas (velocidad ascensional, velocidad de paso a través del separador de fases, dispositivos de entrada y salida) y no así la carga orgánica.

5.3.1.- Forma y tamaño del reactor U.A.S.B.

Según Van Haandel y Lettinga (1994), 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 UASB; En cuanto a la forma geométrica del reactor existen dos opciones: Rectangular y Circular. La forma circular tiene la ventaja de una estabilidad estructural mayor, pero la construcción del separador GSL es mas complicada que en uno rectangular. En el caso de la forma rectangular la sección cuadrada es la más barata (Van Haandel, 1998).

Van Haandel et. al. (1998) estudiaron la relación área superficial/ profundidad en reactores UASB a escala piloto 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 tienen 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.

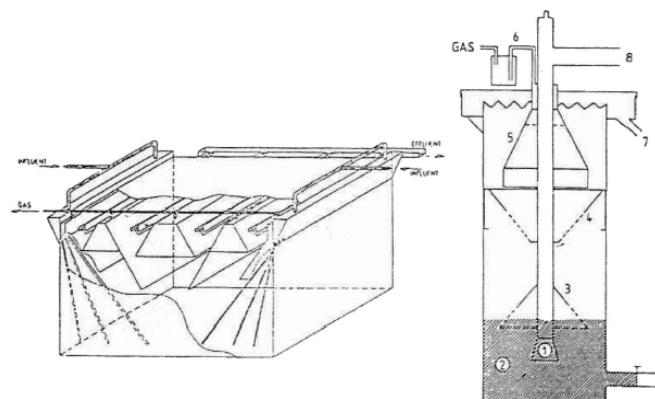


Figura 5.2 Esquema de dos reactores UASB diseñados para operar a gran escala (izquierda) y a pequeña escala (derecha). Fuente: Lettinga et al 1993

5.3.2.- Partes de un reactor U.A.S.B (Fuente: Lemos Chernicharo, 1997)

Un Reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodos consta de cuatro partes esenciales, de abajo para arriba:

1. El reactor propiamente dicho, donde proliferan los organismos anaerobios que transforman la materia orgánica en biogás y nuevos organismos.
2. Una zona de transición donde el movimiento del agua hacia arriba tiende a arrastrar a los organismos que no están aglutinados en flóculos o esferas y en la que se busca evitar que esas partículas salgan con el efluente tratado.
3. Una zona de separación del gas, sólidos de la fase líquida de forma de garantizar la retención y el retorno de lodo.
4. Colectores de agua tratada y de gas en la parte superior, en este proceso, el agua residual o lodo entran al digestor por el fondo y fluyen hacia arriba a través de una cama de lodos granulares relativamente densa y de un manto de partículas de lodo floculado. Dentro de estas zonas se efectúa la conversión de materia orgánica a metano y dióxido de carbono, principalmente.

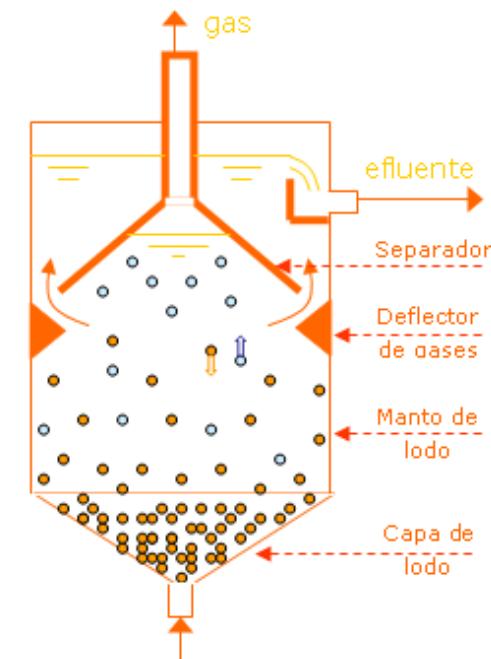


Figura 5.3 Partes del Reactor Anaerobio de flujo ascendente UASB

5.3.3.- Funcionamiento del reactor U.A.S.B

La operación de los reactores UASB se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo o barro biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor. La biomasa permanece en el reactor sin necesidad de soporte adicional.

5.3.4.- Diseño del reactor UASB

En los últimos años, de entre los sistemas de alta tasa disponibles, el concepto de reactor UASB es el más ampliamente aplicado. Permitiendo además el empleo del tratamiento anaerobio bajo condiciones de temperaturas sub-optimas mesofílicas. Según algunos autores existen tres variables para el dimensionamiento del reactor UASB (Lettinga et. al., 1980, 1983, 1984, Vieira, 1989), las cuales son carga orgánica volumétrica aplicada, velocidad superficial y altura del reactor.

5.3.4.1.- Volumen del reactor

El volumen de un reactor anaerobio para tratar aguas residuales domesticas no complejas ($DQO < 1500 \text{ mg/l}$) depende de varios factores:

- Carga de DQO total máxima.
- Carga superficial admisible.
- Temperatura mínima.
- Concentración y características del agua residual.
- Carga volumétrica permisible.
- Eficiencia requerida y nivel requerido de estabilización de lodo.

5.3.4.2.- Tiempo de retención hidráulica (TRH)

El tiempo de retención hidráulica esta directamente relacionado con la velocidad del proceso de digestión anaerobia, que a su vez depende del tamaño del reactor. Para temperaturas medias próximas a los 20 °C, el tiempo de retención hidráulica puede variar de 6 a 16 horas, dependiendo del tipo de agua. Para aguas residuales domesticas que son tratadas a temperaturas próximas a los 20 °C, el tiempo de retención hidráulica deberá ser del orden de 8 a 10 horas para caudal medio; a caudal máximo horario el tiempo de retención no deberá ser inferior a 4 horas y los picos de caudal máximo no deberán prolongarse por más de 4 a 6 horas.

Cuadro 5.1 Tiempos de retención hidráulica en rectores UASB

Temperatura del agua residual °C	Tiempo de retención hidráulica (h)	
	Media diaria	Mínimo (durante 4 a 6 horas)
16 – 19	> 10 - 14	> 7 - 9
20 – 26	> 6 - 9	> 4 - 6
> 26	> 6	> 4

Fuente: Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1991)

Por tanto el volumen del Reactor se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen} = Q_{\text{med}} \times \text{TRH} \quad (5.1)$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio diario (m³/h.)

TRH= Tiempo de retención hidráulica (h.)

5.3.4.3.- Altura del reactor (H)

La velocidad superficial máxima en el reactor depende del tipo de lodo presente y las cargas aplicadas. Para reactores operando con lodo floculento y con cargas orgánicas de hasta 5 a 6 kgDQO/m³dia, las velocidades superficiales medias deben ser del orden de 0.5 a 0.7 m/h, siendo tolerados picos temporarios, durante 2 a 4 horas, de hasta 1.5 a 2.0 m/h.

$$\text{COV} = \frac{Q_{\text{med}} \times S}{\text{Volumen}} \quad (5.2)$$

Donde:

COV = Carga orgánica volumétrica (kg DQO/m³ día)

Q_{med} = Caudal medio diario (m³/día)

S = concentración del sustrato del afluente (kg DQO/m³)

**Cuadro 5.2 Velocidades Superficiales recomendadas para diseño de Reactores UASB,
para el tratamiento de aguas residuales domésticas.**

Caudal del afluente	Velocidad superficial (m/h)
Caudal medio	0.5 - 0.7
Caudal máximo	0.9 - 1.1
Picos temporarios	< 1.5

Fuente: Adaptado de Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

$$H = TRH \times v \quad (5.3)$$

Donde:

H= altura del reactor (m)

V= Velocidad superficial (m/h.)

TRH= Tiempo de retención hidráulica (h.)

5.3.4.4.- Área del reactor

$$\text{Área del Reactor } (A_c) = \frac{\text{Volumen}}{H} \quad (5.4)$$

En relación a la forma del reactor en planta, estos pueden ser circulares o rectangulares. Los reactores de sección circular son más económicos desde el punto de vista estructural, 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. Elegimos un reactor de forma rectangular, específicamente de sección cuadrada.

$$\text{Lado del Reactor } (L) = \sqrt{A_c} \quad (5.5)$$

5.3.4.5.- Verificación de las cargas aplicadas

La carga orgánica volumétrica (COV) debe ser inferior a 15 kgDQO/m³dia pero para el caso de tratamiento de aguas residuales domésticas (baja concentración) la carga orgánica volumétrica (COV) no es un factor limitante debido a que siempre es inferior a 2.5 – 3.0 kgDQO/m³dia.

$$\text{COV} = \frac{Q_{\text{med}} \times S}{\text{Volumen}} \quad (5.6)$$

Estudios experimentales demostraron que la carga hidráulica volumétrica no debe pasar el valor de 5.0 m³/m³dia, lo que equivale a un tiempo de retención hidráulica mínimo de 4.8 horas.

$$\text{CHV} = \frac{Q_{\text{med}}}{\text{Volumen}} \quad (5.7)$$

Donde:

CHV = Carga hidráulica volumétrica (m³/m³ día)

5.3.4.6.- Verificación de las velocidades superficiales

La velocidad superficial media debe ser del orden de 0.5 a 0.7 m/h., y la velocidad superficial a caudal máximo horario ($Q_{\max h}$) debe ser menor a 1.5 m/h; siendo tolerados picos temporarios, durante 2 a 4 horas, de hasta 1.5 a 2.0 m/h.

$$v = \frac{Q_{\text{med}}}{A_c} \quad v = \frac{Q_{\max h}}{A_c} \quad (5.8)$$

5.3.4.7.- Tubos distribuidores del afluente

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. La distribución en el fondo del reactor será efectuada a través de los tubos difusores, con alimentación regular de flujo, evitando corto circuitos o zonas muertas, se recomienda 1 difusor por cada 2 a 4 m² de la superficie del fondo (NB 688-01 "Instalaciones Sanitarias - Sistemas de Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Residuales (Segunda revisión)"); un otro criterio para la determinación del número de distribuidores se presenta en el cuadro siguiente en función al tipo de lodo y las cargas orgánicas aplicadas al sistema.

Cuadro 5.3 Área de influencia de los Distribuidores (A_d) en Reactores UASB

Tipo de Lodo	Carga Orgánica Aplicada (kgDQO/m ³ día)	Área de Influencia de Cada Distribuidor (m ²)
Denso y Floculento (Concentración > 40 kgSST/m ²)	< 1.0	0.5 - 1.0
	1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
	> 2.0	2.0 - 3.0
Medianamente Denso y Floculento (Concentración de 20 - 40 kgSST/m ²)	< 1.0 - 2.0	1.0 - 2.0
	> 3.0	2.0 - 5.0
Granular	< 2.0	0.5 - 1.0
	2.0 - 4.0	0.5 - 2.0
	> 4.0	>2.0

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

El número de distribuidores (N_d) se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$N_d = \frac{A_c}{A_d} \quad (5.9)$$

5.3.4.8.- Diseño del separador gas - sólido – líquido (GSL)

El separador “GSL” es el dispositivo más importante del reactor UASB, el cual desempeña cuatro funciones:

- Colecta de gas que se produce en la parte inferior o zona de digestión, donde existe un manto de lodos responsable de la digestión anaerobia.
- Permite la sedimentación de los sólidos en suspensión en la parte superior del reactor, encima del separador.
- Ayuda a conservar una baja concentración de sólidos sedimentables en el efluente.
- El espacio encima del separador puede ser usado para almacenar lodo durante periodos de sobrecarga hidráulica.

5.3.4.8.1.- Guías tentativas para el diseño del separador GSL (Lettinga y Hulshoff)

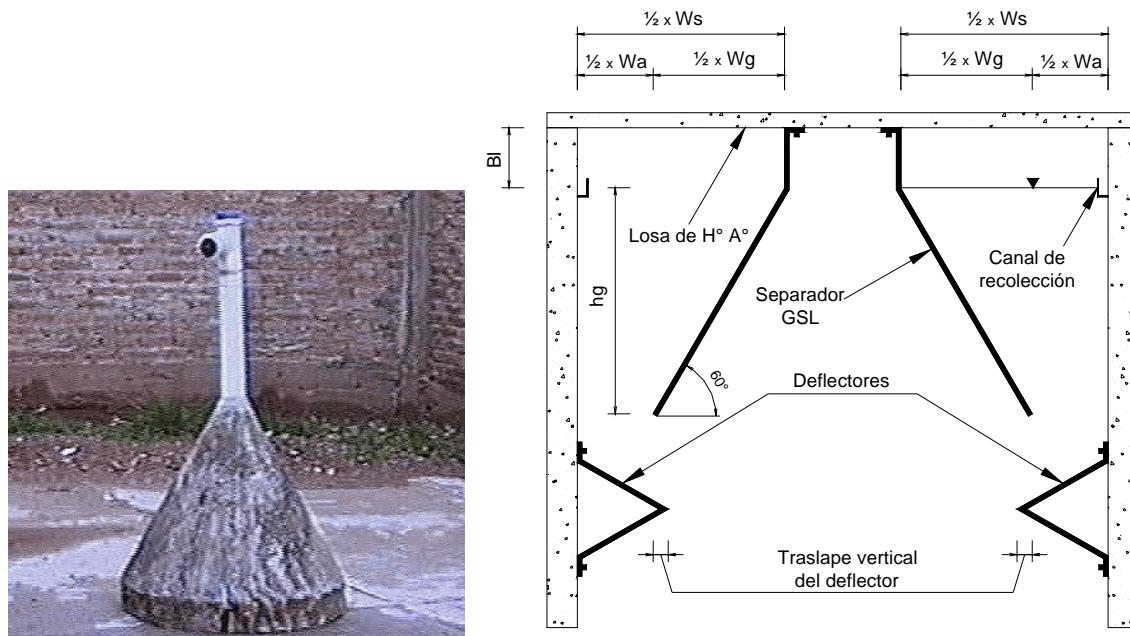


Figura 5.4 Separador GSL (Gas-Sólido-Líquido)

- La mampara debe tener un ángulo entre 45 y 60° con respecto a la horizontal.
- El área de paso entre los colectores debe ser de 15 a 20% de la superficie del reactor.
- La altura del colector de gas debe estar entre 1.5-2 m para reactores de 5-7 m de altura.
- 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.
- El traslape de los bafles 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.
- Generalmente los bafles de la capa espumosa deben instalarse al frente de los vertederos del efluente.
- 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.
- 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.
- El material de construcción puede ser acero recubierto con algún material plástico, para evitar su pronta corrosión o bien de plásticos estructurales moldeados.

5.3.4.8.2.- Abertura entre el reactor y el separador GSL

Las aberturas entre el reactor y el separador GSL que posibilitan el paso de las aguas residuales al compartimiento de sedimentación, deben ser proyectados de forma de posibilitar lo siguiente:

- La separación de gases antes que el agua residual tenga acceso al sedimentadór; favoreciendo la sedimentación de los sólidos en su interior. Por tanto para el diseño de las aberturas se debe prever una superposición con el deflector de gases de forma de garantizar la correcta separación de los mismos.

- La retención de los sólidos en el compartimiento de digestión, manteniendo las velocidades en las aberturas por debajo de las recomendadas en cuadro 5.4.
- El retorno de los sólidos sedimentados en el decantador al compartimiento de digestión, el cual se garantiza a partir de una adecuada inclinación de las paredes del decantador y los deflectores de gases, y también manteniendo las velocidades a través de las aberturas.

Cuadro 5.4 Velocidades en las aberturas para el decantador

Caudal del afluente	Velocidades (m/h)
Caudal medio	< 2.0 - 2.3
Caudal máximo	< 4.0 - 4.2
Picos temporarios	< 5.5 - 6.0

Fuente: Lettinga & Hulshoff Pol (1995)

Según Wlidschut (1989), la velocidad de flujo máxima permitida en la abertura entre el reactor y el separador GSL, no debe ser mayor a 6.0 (m/h) como máximo y preferiblemente 4.0 (m/h). Para caudal medio se asumirá una velocidad de 2 m/h de acuerdo al cuadro 5.8.

$$\text{Area libre} = \frac{Q_{\text{med}}}{v} \quad \text{Area libre} = \frac{Q_{\text{maxd}}}{v} \quad (5.10)$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio diario (m^3/h)

Q_{maxd} = Caudal máximo diario (m^3/h)

v = Velocidad en las aberturas para el decantador (m/h.)

Por tanto el ancho de la abertura (W_a) entre el reactor y el separador GSL se obtiene reemplazando el mayor área libre de la ecuación (5.9) en la siguiente ecuación:

$$W_a = \frac{\text{Area Libre}}{\text{Lado del Reactor}} \quad (5.11)$$

5.3.4.8.3.- Ancho de los lados de la campana (Wg)

La inclinación de las paredes del separador GSL es necesaria para crear una superficie sobre la cual los sólidos puedan sedimentar y deslizarse hacia el fondo (zona de digestión).

$$\frac{1}{2} \times W_g = \frac{h_g}{\tan \alpha} \quad (5.12)$$

Donde:

Wg= Ancho de los lados de la campana (m.)

Hg= Altura de campana (m.)

A= Angulo de inclinación con la horizontal de la campana (grados)

5.3.4.8.4.- Área superficial (As) del sedimentadór

La verificación de las tasas de aplicación de carga superficial y los tiempos de retención hidráulica en el compartimiento de sedimentación se realiza de acuerdo con el siguiente cuadro:

Cuadro 5.5 Carga de aplicación superficial y tiempos de retención hidráulica en el Compartimiento de sedimentación

Caudal del Afluente	Carga de Aplicación Superficial (m/h)	Tiempo de Retención Hidráulica (h)
Caudal Medio	0.6 - 0.8	1.5 - 2.0
Caudal Máximo	< 1.2	> 1.0
Picos Temporarios*	< 1.6	> 0.6

(*) Caudales pico con duración entre 2 y 4 horas.

El área superficial del decantador se obtiene multiplicando el ancho de la superficie húmeda (W_s) por el lado del reactor (L) por tanto el área superficial del sedimentadór será:

$$W_s = \frac{1}{2} \times W_g + \frac{1}{2} \times W_a \quad A_s = (L \times W_s) \times 2 \quad (5.13)$$

5.3.5- Determinación de la concentración del efluente

A partir de ajustes realizados a los resultados obtenidos de cinco reactores en funcionamiento, se obtuvieron curvas de eficiencia; las ecuaciones que permiten estimar las eficiencias de reactores UASB tratando aguas residuales domesticas en función del tiempo de retención hidráulica, para parámetros de DQO y DBO respectivamente se presentan a continuación:

5.3.5.1.- Concentración de DBO en el efluente

$$EDBO = 100 \times (1 - 0.70 \times TRH^{-0.50}) \quad (5.14)$$

$$SDBO = S_0 - \frac{EDBO \times S_0}{100} \quad (5.14a)$$

Donde:

EDBO= Eficiencia de remoción de DBO (%)

SDBO= Concentración de DBO en el efluente (mg/l)

S_0 = Concentración de DBO en el afluente (mg/l)

TRH= Tiempo de retención hidráulica (horas)

5.3.5.2.- Concentración de DQO en el efluente

$$EDQO = 100 \times (1 - 0.68 \times TRH^{-0.35}) \quad (5.15)$$

$$SDQO = S_0 - \frac{EDQO \times S_0}{100} \quad (5.15a)$$

Donde:

EDQO= Eficiencia de remoción de DQO (%)

SDQO= Concentración de DQO en el efluente (mg/l)

S_0 = Concentración de DQO en el afluente (mg/l)

5.3.6.- EJERCICIOS DE APLICACIÓN

Dimensionar un reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodos, siendo conocido los siguientes datos del proyecto:

Población = 1369 habitantes

Caudal medio (Q_{med}) = 6.95 m³/h

Caudal máximo diario (Q_{maxd}) = 10.43 m³/h

Caudal máximo horario (Q_{maxh}) = 22.94 m³/h

DBO₅ afluente = 206 mg/l

DQO afluente = 380 mg/l

Temperatura = 24.5 °C

a) Calculo de la carga del afluente medio de DQO (L_o)

$$L_o = Q_{med} \times DQO_{afluente} = 63.38 \frac{\text{kg DQO}}{\text{dia}}$$

b) Calculo del tiempo de retención hidráulica (TRH)

Para una temperatura de 24.5 °C se adopta un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 9 horas de acuerdo con el cuadro 5.1

c) Determinación del volumen del reactor

$$\text{Volumen} = Q_{med} \times TRH = 62.55 \text{ m}^3$$

d) Determinación de la altura del reactor (H)

Para reactores operando con lodo floculento y con cargas orgánicas de hasta 5 a 6 kgDQO/m³dia, las velocidades superficiales medias deben ser del orden de 0.5 a 0.7 m/h.

$$\text{COV} = \frac{Q_{\text{med}} \times S}{\text{Volumen}} = 1.013 \frac{\text{kg DQO}}{\text{m}^3 \text{ dia}}$$

Por tanto asumimos una velocidad de 0.57 m/h de acuerdo al cuadro 5.2, entonces la altura del reactor será:

$$H = TRH \times v = 5.11 \text{ m}$$

e) Determinación del área del reactor

$$\text{Area del Reactor (A}_c\text{)} = \frac{\text{Volumen}}{H} = 12.24 \text{ m}^2$$

Elegimos un reactor UASB de forma rectangular, específicamente de sección cuadrada

$$\text{Lado del Reactor (L)} = \sqrt{A_c} = 3.50 \text{ m}$$

f) Verificación de las cargas aplicadas

$$\text{COV} = \frac{Q_{\text{med}} \times S}{\text{Volumen}} = 1.01 \frac{\text{kg DQO}}{\text{m}^3 \text{ dia}} < 15 \frac{\text{kg DQO}}{\text{m}^3 \text{ dia}} \Rightarrow \text{ok}$$

$$\text{CHV} = \frac{Q_{\text{med}}}{\text{Volumen}} = 2.67 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 \text{ dia}} < 5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 \text{ dia}} \Rightarrow \text{ok}$$

g) Verificación de las velocidades superficiales

Comparando las velocidades para caudal medio y máximo horario con el cuadro 5.2

$$v = \frac{Q_{\text{med}}}{A_c} = 0.57 \frac{\text{m}}{\text{h}} (\text{cumple})$$

$$v = \frac{Q_{\text{max h}}}{A_c} = 1.87 \frac{\text{m}}{\text{h}} (\text{cumple})$$

h) Calculo de los tubos distribuidores del afluente

Para lodo medianamente denso y floculento y con una carga orgánica aplicada de 1.01 kgDQO/m³dia se obtiene un área de influencia (A_d) de 2 m² del cuadro 5.3 de donde el número de distribuidores (N_d) se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$N_d = \frac{A_c}{A_d} = 6.12$$

Por lo tanto asumir N_d igual a 7 distribuidores

i) Diseño del separador gas - sólido – líquido (GSL)

Para caudal medio se asumirá una velocidad de 2 m/h de acuerdo al cuadro 5.4; y posteriormente se determina el área libre.

$$v(Q_{med}) = 2.0 \frac{m}{h} \quad \text{Area libre} = \frac{Q_{med}}{v} = 3.48 \text{ m}^2$$

$$v(Q_{maxd}) = 4.0 \frac{m}{h} \quad \text{Area libre} = \frac{Q_{maxd}}{v} = 2.61 \text{ m}^2$$

Por tanto se adopta como área libre 3.48 m².

j) Calculo del ancho de la abertura (Wa), entre el reactor y el separador GSL

$$W_a = \frac{\text{Area Libre}}{\text{Lado del Reactor}} = 0.99 \text{ m} \quad \frac{1}{2} \times W_a = 0.50 \text{ m}$$

k) Calculo del traslape vertical del deflector

Los deflectores permiten la separación del biogás y permiten que el líquido y los sólidos entren al compartimiento de sedimentación. Estos deflectores deben tener un traslape mínimo de 10 a 15 cm. en relación a la abertura del decantador. Por tanto se asume un traslape vertical del deflector igual a 0.10 m.

I) Calculo de la altura de la campana

La altura del colector de gas debe estar comprendido entre 1.5 a 2.0 m para reactores de 5.0 a 7.0 m de profundidad. Asumimos como altura de la campana (h_g) igual a 1.50 m.

m) Calculo del ancho de los lados de la campana (W_g)

En la práctica el grado de inclinación de las paredes del separador con la horizontal varia de 45° a 60°, por tanto asumir α (Grados) igual a 60 (cuanto mayor sea el ángulo de inclinación de las paredes más fácil será el deslizamiento del lodo)

$$\frac{1}{2} \times W_g = \frac{h_g}{\tan \alpha} = 0.87 \text{ m}$$

n) Calculo del Área superficial (A_s) del sedimentadór

El área superficial del decantador se obtiene multiplicando el ancho de la superficie húmeda (W_s) por el lado del reactor (L) por tanto el área superficial del sedimentadór será:

$$W_s = \frac{1}{2} \times W_g + \frac{1}{2} \times W_a = 1.37 \text{ m}$$

$$A_s = (L \times W_s) \times 2 = 9.59 \text{ m}^2$$

Procedemos a verificar las cargas superficiales para caudal máximo diario y para caudal medio

$$v_{(Q_{med})} = \frac{Q_{med}}{A_s} = 0.72 \frac{\text{m}}{\text{h}} \quad v_{(Q_{max\,d})} = \frac{Q_{max\,d}}{A_s} = 1.09 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Las cargas de aplicación superficial determinadas están de acuerdo con los valores establecidos en el cuadro 5.5 por tanto las dimensiones del compartimiento de decantación son 1.37 m de ancho por 3.50 m de largo.

o) Estimación de la eficiencia de la remoción de DBO en el sistema

$$\text{EDBO} = 100 \times (1 - 0.70 \times \text{TRH}^{-0.50}) = 76.67 \%$$

p) Estimación de la eficiencia de remoción de DQO en el sistema

$$\text{EDQO} = 100 \times (1 - 0.68 \times \text{TRH}^{-0.35}) = 68.48 \%$$

q) Estimación de las concentraciones de DBO y DQO en el efluente final

$$\text{SDQO} = S_0 - \frac{\text{EDQO} \times S_0}{100} = 119.76 \frac{\text{mg DQO}}{\text{L}}$$

$$\text{SDBO} = S_0 - \frac{\text{EDBO} \times S_0}{100} = 48.07 \frac{\text{mg DBO}}{\text{L}}$$

5.3.7.- EJERCICIO PROPUESTO

Dimensionar un reactor UASB para los siguientes datos del proyecto:

Población= 20000 habitantes

Caudal medio= 125 m³/h

Caudal máximo horario= 205 m³/h

DQO afluente= 600 mg/l

DBO afluente= 350 mg/l

Temperatura= 23 °C (media del mes mas frio)

5.4.- TANQUE IMHOFF

Es una unidad de tratamiento primario cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos, obteniéndose excelentes resultados. Para comunidades de 5000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por este motivo también se les denomina tanques de doble cámara.

Los Tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas; sin embargo para su uso correcto es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y remoción de arena. Son convenientes especialmente en climas calurosos pues esto facilita la digestión de lodos, en la selección de esta unidad de tratamiento se debe considerar que los tanques Imhoff pueden producir olores desagradables. El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimentos:

1. Cámara de sedimentación
2. Cámara de digestión de lodos
3. Área para ventilación y acumulación de natas.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, éstos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando hacia la cámara de digestión a través de una ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, interfieran en el proceso de la sedimentación. Los gases y partículas ascendentes, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación. Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conducen a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y dispone de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de suelos. El tanque Imhoff elimina del 40% al 50% de sólidos suspendidos y reduce la DBO de 25 a 35%.

5.4.1.- Dimensionamiento del tanque Imhoff

Para el dimensionamiento de Tanques Imhoff se toman en consideración los criterios de la Norma Boliviana (DINASBA) para el Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, que se resume a continuación:

5.4.1.1.- Cámara de sedimentacion

El área de la cámara de sedimentación se determina con base a una carga superficial $C_s \leq 25 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$, generalmente se utiliza un valor de C_s igual a $24 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$ calculado respecto al caudal medio:

$$A_s = \frac{Q_{\text{med}}}{C_s} \quad (5.16)$$

Donde,

A_s = Área de la cámara de sedimentación (m^2)

Q_{med} = Caudal medio diario (m^3/hora)

C_s = Carga superficial [$\text{m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{hora})$]

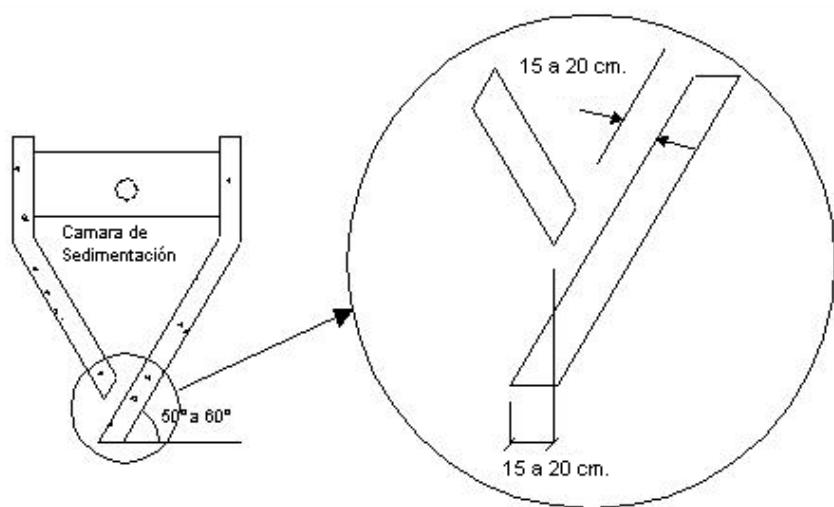
Normalmente los tanques de sedimentación primaria se proyectan para proporcionar un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 1 a 2 horas (recomendable 2 horas), por lo que el volumen de la cámara de sedimentación (V_s) se calculará con la siguiente expresión:

$$V_s = Q_{\text{med}} \times \text{TRH} \quad (5.17)$$

- 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 el paso de los sólidos removidos hacia el digestor, esta abertura será de 0,15 a 0,20 m.

- Uno de los lados deberá prolongarse, de 0.15 a 0.20 m. de modo que impida el paso de gases y sólidos desprendidos del digestor hacia el sedimentador, situación que reduciría la capacidad de remoción de sólidos en suspensión de esta unidad de tratamiento.

Figura 5.5 Esquema grafico de la cámara de sedimentación



5.4.1.2.- Cámara de digestión

Para calcular el volumen del compartimento de digestión y almacenamiento de lodos se utilizará una contribución individual de lodos de 70 litros por habitante, cuando la temperatura promedio mensual del mes más frío sea de 15°C. Para cualquier otra temperatura se debe multiplicar el valor del volumen unitario por un factor de capacidad relativa (f_{CR}), de acuerdo con los valores del cuadro 5.6. Por tanto el volumen requerido para la digestión de lodos (V_d en m^3) estará dado por:

$$V_d = \frac{70 \times P \times f_{CR}}{1000} \quad (5.18)$$

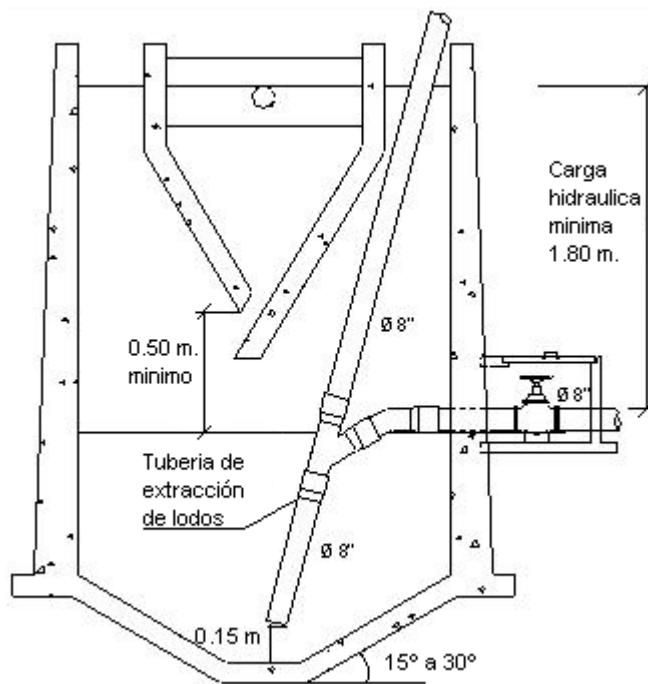
Donde:

f_{CR} = Factor de capacidad relativa (ver cuadro 5.6)

P= Población (hab.)

Cuadro 5.6 Factor de capacidad relativa según la temperatura

Temperatura °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2
10	1,4
15	1,0
20	0,7
≥ 25	0,5

Figura 5.6 Esquema grafico de la cámara de digestión y la tubería de extracción de lodos

- La altura máxima de lodos deberá estar 0,50 m por debajo del fondo del sedimentador; a esta distancia se le denomina profundidad libre.
- El fondo de la cámara de digestión tendrá la forma de un tronco de pirámide invertida (tolva de lodos), para facilitar el retiro de los lodos digeridos. Las paredes laterales de esta tolva tendrán una inclinación de 15° a 30° con respecto a la horizontal.
- La tubería de remoción de lodos deberá estar 15 cm. Por encima del fondo del tanque

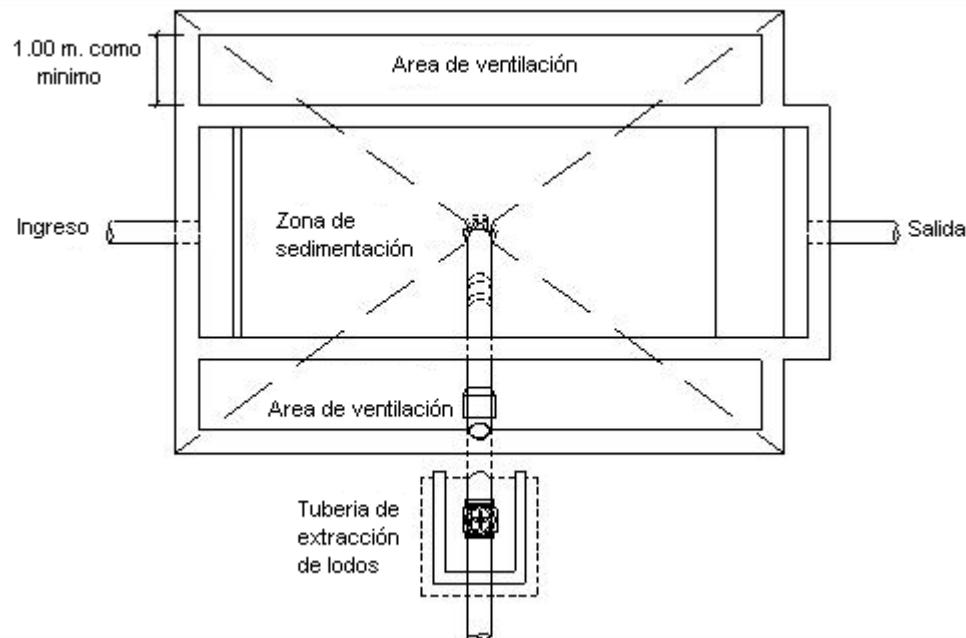
- El tubo de extracción de lodos no deberá tener menos de 200 mm. de diámetro de hierro fundido a menos que el lodo se vaya a extraer por bombeo, en ese caso puede ser de 150 mm.
- Para la remoción hidráulica del lodo se requiere por lo menos una carga hidráulica de 1.80 m., sobre la tubería de extracción de lodos.

5.4.1.3.- Área de ventilación y cámara de natas

Para el diseño de la superficie libre entre las paredes del digestor y las del sedimentador (zona de espumas o natas) se seguirán los siguientes criterios:

- El espaciamiento libre será de 1.0 m como mínimo (desde la parte exterior de la cámara de sedimentación hasta la parte interior de la cámara de digestión).
- La superficie libre total será por lo menos 30% de la superficie total del tanque.
- El borde libre tendrá como mínimo 30 cm.

Figura 5.7 Vista en planta de un tanque Imhoff



5.4.2.- EJERCICIO DE APLICACIÓN

Se desea implantar un sistema de tratamiento de aguas residuales mediante el empleo de un tanque Imhoff. La población es de 2000 habitantes tiene una dotación de 150 litros/hab/día, un porcentaje de contribución al desague de 80 %, la temperatura del mes mas frio es de 10 °C.

a) El caudal de tratamiento será:

$$Q_p = \frac{\text{Poblacion} \times \text{Dotacion}}{1000} \times \% \text{ Contribucion}$$

$$Q_p = \frac{2000 \times 150}{1000} \times 0.80 = 240 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

b) Determinación de las dimensiones del sedimentador

El área del sedimentador para una carga superficial de 1 m³/m²/hora será

$$A = \frac{Q_{\text{med}}}{C_s} = \frac{240}{1 \times 24} = 10 \text{ m}^2$$

Por tanto el volumen del sedimentador para un tiempo de retención hidráulica de 2 horas de acuerdo con el Reglamento Nacional DINASBA, 1996 será:

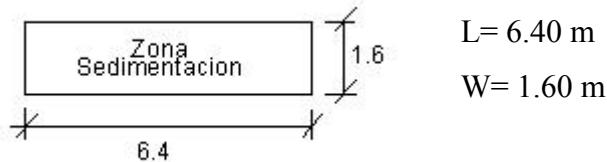
$$V = TRH \times Q_{\text{med}} = (2)(10) = 20 \text{ m}^3$$

Para una relación largo (L)/ancho (W) de 4 de acuerdo con el Reglamento Nacional DINASBA, 1996 obtenemos las dimensiones del sedimentador:

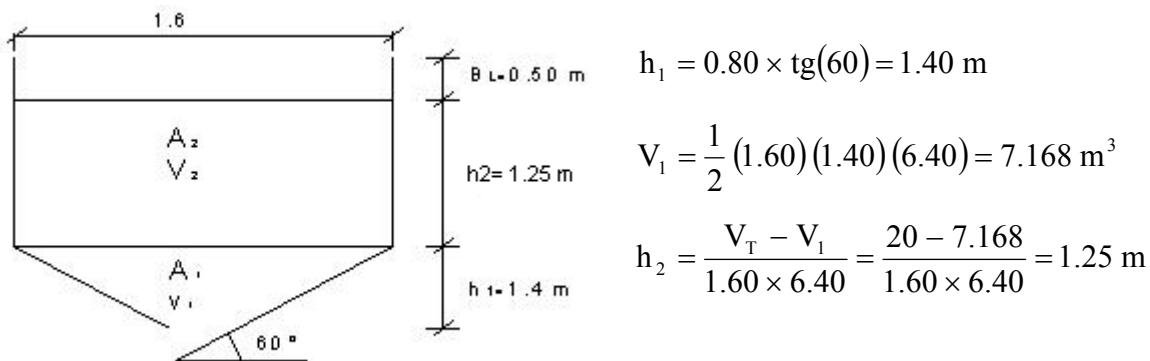
$$A = L \times W \Rightarrow A = 4 W^2$$

$$W = \sqrt{\frac{A}{4}} = \sqrt{\frac{10}{4}} = 1.58 \text{ m} \Rightarrow W = 1.60 \text{ m}$$

Por tanto las dimensiones del sedimentador son:



Asumiendo un ángulo de inclinación de las paredes del sedimentador de $\alpha = 60^\circ$ y un borde libre de 0.50 m, procedemos a obtener la altura del sedimentador:



c) Determinación de las dimensiones del digestor

Para una temperatura de 10 °C el factor de capacidad relativa (f_{CR}) es igual a 1.40, por tanto el volumen del digestor es:

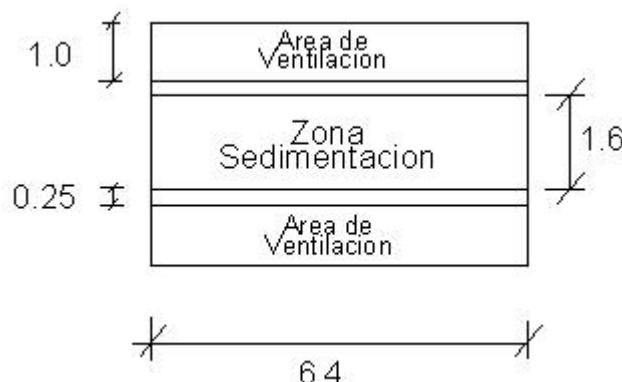
$$V_d = \frac{70 \times P \times f_{CR}}{1000} = \frac{70 \times 2000}{1000} \times 1.40 = 196 \text{ m}^3$$

Entonces el área superficial será:

$$A_{\text{total}} = 4.10 \times 6.40 = 26.20 \text{ m}^2$$

El área de ventilación es:

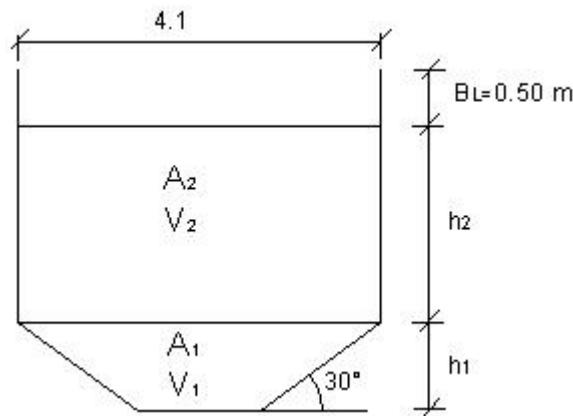
$$A_L = 2 \times (1 \times 6.40) = 12.80 \text{ m}^2$$



Verificamos si representa más del 30 % del total del área del tanque:

$$\frac{A_L}{A_{\text{total}}} \times 100 = \frac{12.80}{26.20} \times 100 = 49 \% \Rightarrow \text{ok}$$

Ahora calculamos las alturas dentro del digestor:



Para una inclinación del fondo de la cámara de digestión de 30° obtenemos la altura h_1

$$h_1 = \frac{4.10}{2} \times \operatorname{tg} 30 = 1.20 \text{ m}$$

Por tanto el volumen (V_1) se obtiene a partir de la siguiente ecuación geométrica:

$$V_1 = \frac{1}{3} \times 1.20 \times 4.10 \times 6.40 = 10.50 \text{ m}^3$$

$$V_T = 196 = V_1 + V_2$$

$$h_2 = \frac{196 - 10.50}{(4.10)(6.40)} = 7.10 \text{ m}$$

5.4.3.- EJERCICIO PROPUESTO

Se desea implantar un sistema de tratamiento de aguas residuales mediante el empleo de un tanque Imhoff. La población es de 5000 habitantes para una dotación de 200 litros/hab/día, un porcentaje de contribución al desague de 80%, la temperatura del mes mas frio es de 20° C.

5.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.-** van Haandel Adrianus y Lettinga Gatze, Tratamiento Anaerobio de Esgotos, Rio de Janeiro, 1994.
- 2.-** Chernicharo Lemos Carlos Augusto, Principios do Tratamento Biológico de Aguas Residuarias - Reatores Anaerobios, Editorial SEGRAC, Brasil, 1997.
- 3.-** Especificaciones Técnicas para la Construcción de Tanque Séptico, Tanque Imhoff y Laguna de estabilización, CEPIS Lima Perú, 2005.
- 4.-** Guía para el Diseño de Tanques, Tanques Imhoff y Lagunas de estabilización, CEPIS Lima Perú, 2005.

CAPITULO VI

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

6.1.- HISTORIA DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

La utilizacion de lagunas para estabilizar aguas residuales o desechos organicos, ya sea en forma casual o deliberada, es tan antigua como la naturaleza misma. Sin embargo, el empleo de lagunas de estabilizacion como un recurso tecnico o como un medio aceptado con este proposito, se ha desarrollado en la segunda mitad del siglo XX. Al parecer, la primera instalacion de laguna de estabilizacion construida como resultado de un proyecto concreto para tratar aguas residuales domesticas, estuvo localizada en Dakota del Norte, Estados Unidos en 1948. Este proyecto fue aprobado por las autoridades de salud publica. Desde entonces una gran cantidad de instalaciones fueron construidas en varios paises.

En base a estudios sobre el terreno realizados en las decadas de los años 40 y 50 comenzaron a desarrollar criterios que permitieron la concepcion de proyectos de lagunas en forma racional. Durante las dos ultimas decadas, una gran cantidad de informacion ha sido publicada, la misma que contiene resultados de experiencias de diseño y operación. La experiencia del pasado de algunas instalaciones que han resultado con problemas de explotacion indica que en su mayor parte, esos fracasos han sido el resultado de concepciones defectuosas del proyecto a nivel de diseño, una aplicacion inadecuada de ingenieria a nivel de construccion y un mantenimiento defectuoso que usualmente es el resultado de la falta de una supervision a nivel de operación. En los paises en vias de desarrollo, con climas tropicales y subtropicales, se ha podido observar que, ademas de lo enunciado, existen factores ambientales y de desarrollo local que complican la buena operación de estos sistemas. En cuanto a condiciones de aplicación, este proceso de tratamiento puede ser utilizado economicamente en sitios donde el costo de terreno es reducido, en donde las condiciones climaticas de iluminacion y temperatura son favorables y en condiciones de carga organica con variaciones considerables.

6.2.- ASPECTOS TEORICOS

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Las lagunas de estabilización se construyen de poca profundidad (2 a 6 m) y tienen períodos de retención relativamente grandes, por lo general de varios días. Cuando las aguas residuales se descargan en lagunas de estabilización, ocurre en forma espontánea un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural mediante fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico. Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas estancadas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización y sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) que caracteriza la carga orgánica; y el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100 ml) que indica la contaminación microbiológica. También tienen importancia los sólidos totales, sedimentables, en suspensión y disueltos.

Las lagunas de estabilización con una gran relación largo-ancho (largo-ancho > 5) reciben el nombre de lagunas alargadas. Estas lagunas son muy eficientes en la remoción de carga orgánica y bacterias patógenas, pero deben estar precedidas por dos o más lagunas primarias que retengan los sólidos sedimentables. Estas últimas, denominadas lagunas primarias evitan suspender la operación de las lagunas alargadas para llevar a cabo la remoción periódica de lodos. Las lagunas que reciben agua residual cruda son lagunas primarias. Las lagunas que reciben el efluente de una primaria se llaman secundarias; sucesivamente, las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, quintenarias, etc. A las lagunas que reciben efluentes de las secundarias, también se les suele llamar lagunas de acabado, maduración o pulimento. Siempre se debe construir por lo menos dos lagunas primarias (en paralelo) con el fin de que una se mantenga en operación mientras se hace la limpieza de los lodos en la otra.

6.3.- CLASIFICACIÓN DE LAGUNAS Y MECANISMOS

Existen varias formas de clasificar lagunas, de acuerdo con el contenido de oxígeno, pueden ser:

- Lagunas Anaerobias
- Lagunas Facultativas
- Lagunas de Maduración
- Lagunas Aireadas

No existe un límite exacto al cual se pueda garantizar si una laguna va a trabajar como facultativa o como anaerobia. Es conveniente que las lagunas de estabilización trabajen bajo condiciones definidamente facultativas o exclusivamente anaerobias, ya que el oxígeno es un tóxico para las bacterias anaerobias que realizan el proceso de degradación de la materia orgánica y la falta de oxígeno hace que desaparezcan las bacterias aerobias que realizan este proceso. Por consiguiente, se recomienda diseñar las lagunas facultativas (a 20 °C) para cargas orgánicas menores de 300 kg DBO/ha/día y las lagunas anaerobias para cargas orgánicas mayores de 1000 kg DBO/ha/día. Cuando la carga orgánica aplicada se encuentra entre los dos límites antes mencionados, se pueden presentar malos olores y la presencia de bacterias formadoras de sulfuros. Es importante considerar que el límite de carga para las lagunas facultativas aumenta con la temperatura.

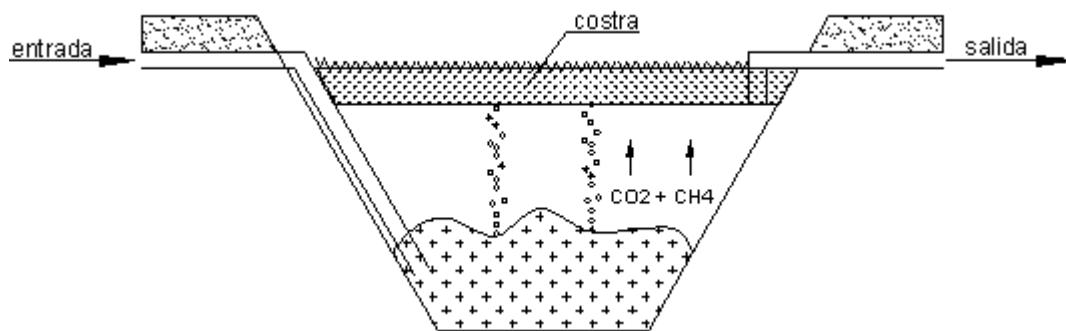
6.3.1- Lagunas Anaeróbicas

Cuando la carga orgánica es muy grande (>1.000 kg de DBO/ha/día), la DBO excede la producción de oxígeno de las algas (y de la aireación superficial) y la laguna se torna totalmente anaerobia. Estas lagunas anaeróbicas son estanques de mayor profundidad (2.5 a 4 m.) y reciben cargas orgánicas mas elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas es suprimida, encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles.

En estas condiciones estas lagunas actuaran como un digestor anaeróbico abierto sin mezcla y, debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica y requiere de otro proceso de tratamiento. En cuanto al mecanismo de degradación, este es similar al proceso de contacto anaerobio, con dos etapas bien diferenciadas que dependen del desarrollo de dos grupos específicos de bacterias.

Un grupo de bacterias heterótrofas facultativas reducen la materia orgánica, las grasas y las proteínas a ácidos orgánicos, ácidos grados, aldehídos, alcoholes, amoniaco, etc. Y un segundo grupo compuestas por bacterias productoras de metano transforman los productos intermedios, ácidos orgánicos en metano, dióxido de carbono e hidrogeno.

Figura 6.1 Esquema de una laguna anaerobia profunda



6.3.2.- Lagunas Aireadas

Las lagunas aireadas mecánicamente constituyen una herramienta muy útil en ciertas circunstancias, pues requieren menos área que las facultativas y las anaeróbicas, no producen malos olores y son eficientes en la remoción de DBO. Esto las hace apropiadas donde el lugar destinado al tratamiento es muy céntrico, o donde el valor del terreno es muy alto. A cambio de sus ventajas hay un costo, este consiste en la inversión requerida para comprar el equipo aireador y el gasto mensual de operación y mantenimiento, en el que la partida mas importante la constituye el consumo de energía del equipo aireador.

La energía que es necesario pagar en una laguna aireada mecánicamente, es suministrada gratuitamente por el sol en el caso de una laguna facultativa. Esto hace que, donde existan espacio y terreno a bajo costo las lagunas aireadas sean contraindicadas. No obstante, pueden constituir una gran solución en el caso de desechos industriales que, por su carácter acido, caustico o toxicó, no sean favorables al uso de las lagunas facultativas.

6.3.3.- Lagunas Facultativas

Las lagunas facultativas son estanques de profundidades más reducidas (1.0 a 1.8 m.) y su contenido de oxígeno varía de acuerdo a la profundidad y hora del día, generalmente cuando la carga orgánica aplicada a las lagunas es baja (<300 kg de DBO/ha/día) y la temperatura ambiente varía entre 15 y 30 °C en el estrato superior de la laguna, suelen desarrollarse poblaciones de algas microscópicas (cloreelas, euglenas, etc.) que en presencia de la luz solar, producen grandes cantidades de oxígeno y hacen que haya una alta concentración de oxígeno disuelto que en muchos casos llega a valores de sobresaturación. La parte inferior de estas lagunas suele estar en condiciones anaerobias.

Fotografía 6.1 Laguna facultativa primaria



En la figura 6.2 se presenta un esquema de este tipo de lagunas. Se puede observar que el oxígeno disuelto disminuye con la exposición solar y profundidad en un estrato de “oxidación aeróbica”. Inmediatamente debajo esta localizado un estrato de degradación anaeróbica que opera con los mecanismos de degradación discutidos anteriormente. El mecanismo principal de las lagunas facultativas ocurre en el estrato superior y corresponde a una simbiosis o comensalismo de bacterias aeróbicas y algas.

Las bacterias heterotróficas descomponen la materia orgánica produciendo compuestos inorgánicos solubles y dióxido de carbono. La cantidad de oxígeno requerida para esta degradación es suministrada principalmente por proceso de fotosíntesis. A continuación se representa la reacción bioquímica simplificada de la fotosíntesis:

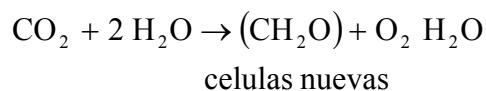
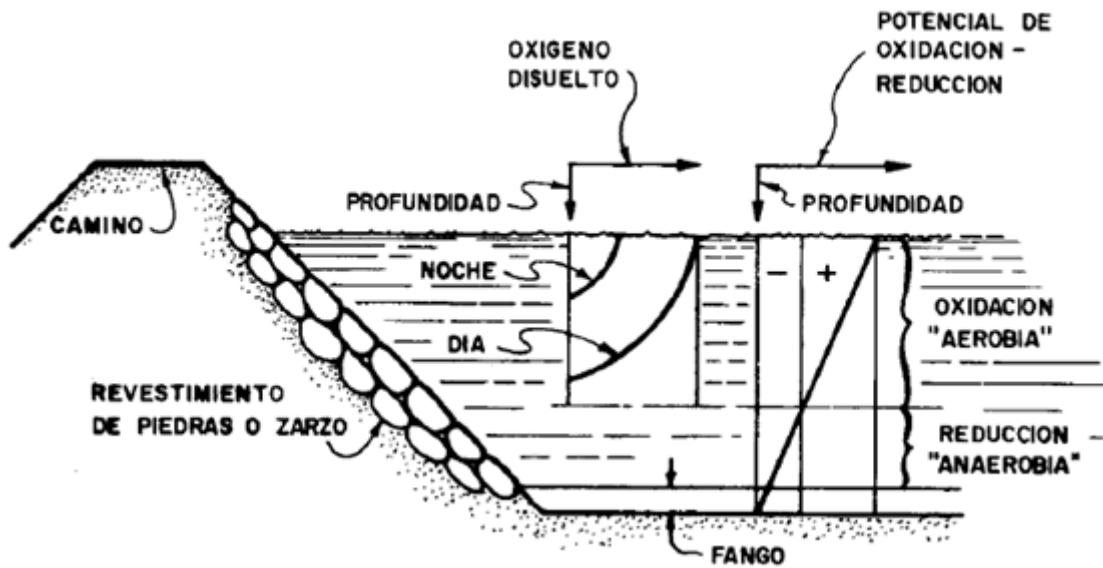


Figura 6.2 Esquema de una Laguna Facultativa



6.3.4.- Lagunas de Maduración

Las lagunas de maduración o pulimento son estanques utilizados como procesos de tratamiento terciario, diseñados con el propósito exclusivo de reducir los gérmenes patógenos. Las lagunas de estabilización han demostrado ser uno de los procesos más eficientes en la destrucción de gérmenes patógenos.

La reducción de coliformes a través de una planta secundaria de tratamiento con aplicación de 8 mg/l. de cloro y un tiempo de contacto de 15 minutos todavía puede dejar un contenido de coliformes sobre 1000 por 100 ml. En estos casos, puede ser ventajoso el incluir una laguna de pulimento para el efluente secundario para lograr una reducción más efectiva.

Fotografía 6.2 Laguna de maduración o pulimento



6.4.- PROCESOS DE ESTABILIZACION DE LA MATERIA ORGANICA

El proceso que se lleva a cabo en las lagunas facultativas es diferente del que ocurre en las lagunas anaerobias. Sin embargo, ambas son efectivas para estabilizar la materia orgánica de las aguas residuales. La estabilización de la materia orgánica se realiza a través de organismos aerobios cuando hay oxígeno disuelto en el agua, y de organismos anaerobios cuando en la misma no hay oxígeno disuelto, estos ultimos aprovechan el oxigeno originalmente presente en las moléculas de la materia organica que están degradando. Existen algunos organismos con capacidad de adaptación a ambos ambientes, los cuales reciben el nombre de facultativos.

6.4.1.- Proceso Aerobio

El proceso aerobio se caracteriza porque la descomposición de la materia orgánica se lleva a cabo en una masa de agua que contiene oxígeno disuelto. En este proceso participan bacterias aerobias o facultativas y originan compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno y permiten la actividad de las bacterias aerobias. Existe pues una simbiosis entre bacterias y algas que facilita la estabilización aerobia de la materia orgánica.

El desdoblamiento de la materia orgánica se lleva a cabo con intervención de enzimas producidas por las bacterias en sus procesos vitales. A través de estos procesos bioquímicos en presencia de oxígeno disuelto, las bacterias logran el desdoblamiento aerobio de la materia orgánica. El oxígeno consumido es parte de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). A través de procesos inversos a los anteriores, en presencia de la luz solar, las algas utilizan los compuestos inorgánicos para sintetizar materia orgánica que incorporan a su protoplasma, a través de este proceso conocido como fotosíntesis, las algas generan gran cantidad de oxígeno disuelto.

Como resultado final, en el estrato aerobio de una laguna facultativa se lleva a cabo la estabilización de la materia orgánica putrescible (muerta) presente en las aguas residuales, la cual se transforma en materia orgánica viva incorporada al protoplasma de las algas y bacterias que usan como substrato la materia orgánica. En las lagunas de estabilización el agua residual no se clarifica como en las plantas de tratamiento convencional pero sí se estabiliza, pues las algas son materia orgánica viva que no ejerce DBO.

6.4.2.- Proceso Anaerobio

Las reacciones anaerobias son más lentas y pueden originar malos olores. La condición es anaerobia cuando el consumo de oxígeno disuelto es mayor que la incorporación del mismo a la masa de agua por la fotosíntesis de las algas o por la aeración superficial. La aplicación de una carga superficial muy alta hace que desaparezcan las algas y el oxígeno disuelto y que la laguna se torne de color gris oscuro.

El desdoblamiento de la materia orgánica ocurre en forma más lenta y se generan malos olores por la producción de sulfuro de hidrógeno. En la etapa final del proceso anaerobio se presentan las cinéticas conocidas como acetogénica y metanogénica.

6.5.- DECAIMIENTO DE LOS ORGANISMOS PATOGENOS

Tanto en las lagunas de estabilización facultativas como en las anaerobias se presenta un decaimiento de la concentración de bacterias patógenas que se mide a través del decaimiento de los coliformes fecales. Esta razón de decaimiento es muy baja, por ello, para lograr efluentes de buena calidad microbiológica, las lagunas de estabilización necesitan períodos de retención muy grandes (de 5 a 30 o más días), según las características del agua residual, de la temperatura, de la radiación solar, y del uso que se le dará a los efluentes.

La velocidad real a la que desaparecen las bacterias en una laguna de estabilización se representa como el valor de la constante K_b . Cuando se desarrolla una ecuación que describe la relación entre el valor de K_b y las diferentes variables que influencian este valor, se debe comprender el mecanismo subyacente a la eliminación de bacterias. A pesar de la abundante investigación y especulación al respecto, estos mecanismos todavía no están completamente esclarecidos. Gracias a los estudios publicados sobre el tópico, es posible describir los siguientes factores que influencian el decaimiento bacteriano:

- Temperatura del agua
- Radiación solar
- Valor de pH
- DBO y nutrientes
- Oxígeno disuelto
- Concentración de algas
- Competencia y predación
- Sedimentación.

6.5.1.- Temperatura

Con relación a los factores que influencian el decaimiento bacteriano, la temperatura del agua es quizás el más conocido. La elevación de la temperatura aumenta el decaimiento bacterial presuntamente por incremento de la actividad metabólica, lo que origina mayor susceptibilidad a las sustancias tóxicas (Pearson et al., 1987). El aumento de la temperatura también hace que los predadores se multipliquen más rápidamente y por ello el número de bacterias disminuye más velozmente (Gloyna, 1971). Otro papel importante de la temperatura es que mientras mayor sea, hay más crecimiento de algas lo cual mejora la eficiencia del tratamiento de la laguna con relación a la remoción de bacterias.

El siguiente cuadro nos muestra las variables climáticas predominantes en la ciudad de Cochabamba, controladas en la estación meteorológica del aeropuerto que se encuentra en las cercanías de La Mayca:

Cuadro 6.1 Resumen meteorológico de la ciudad de Cochabamba

Latitud: 17°24'58"S

Longitud: 66°10'28"

Altura: 2548.10 msnm

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Temperatura máxima media °C	30.50	28.30	29.60	29.40	28.50	26.00	26.9	27.70	28.5	26.90	27.3	28.9
Temperatura mínima media °C	14.10	13.40	12.80	9.50	3.70	3.30	2.40	5.20	8.10	10.10	11.9	12.4
Temperatura media °C	21.90	24.40	20.50	18.90	15.40	13.80	14.0	16.30	18.1	19.30	19.1	20.0
Precipitación (milímetros)	36.70	74.00	45.20	30.70	0.00	12.30	0.00	2.90	9.20	56.60	77.1	48.6
Humedad relativa	55.00	58.00	59.00	58.00	47.00	54.00	50.0	49.00	47.0	51.00	56.0	52.0
Velocidad del viento (nudos)	SE	S	SE	SE	SE	SE	NW	SE	SE	SE	SE	SE
Velocidad del viento (nudos)	3.10	2.60	1.80	0.00	1.30	1.30	0.70	1.80	3.10	3.00	2.60	2.90
No de días con el viento 20 nudos o mas	10.00	8.00	6.00	0.00	2.00	4.00	2.00	6.00	13.0	10.00	9.00	8.00
Dirección del viento máximo	S	SE	S		W	W	SW	N	W	SE	S	E
Velocidad del viento máximo absoluto K _t	30.00	35.00	30.00		20.00	24.00	25.0	55.00	30.0	25.00	30.0	40.0
No de días con precipitación 0.25 mm o mas	10.00	12.00	10.00	3.00	0.00	2.00	0.00	1.00	1.00	7.00	13.0	9.00
Punto de rocío media °C	11.40	11.70	11.40	9.20	2.50	3.20	2.80	4.30	5.50	7.40	9.00	8.80

Fuente: AASANA – Cbba (1998)

6.5.2.- Radiación solar

La radiación solar puede tener un efecto directo e indirecto sobre el decaimiento bacteriano. El efecto indirecto es que las algas crecen más rápidamente mientras mayor sea la intensidad de la luz, por sí solo, el aumento del número de algas es importante para el decaimiento bacteriano. El efecto directo es la formación de sustancias tóxicas de oxígeno causadas por la luz, se ha demostrado que las sustancias húmidas, comunes en el desagüe y en las lagunas de estabilización, absorben luz solar, pasan esta energía al oxígeno y originan formas tóxicas de oxígeno (radicales de oxígeno libre, peróxido de hidrógeno y probablemente superóxido y radicales hidroxilo). Estas formas de oxígeno dañan y destruyen a las bacterias en las lagunas.

Se encontró que el daño ocasionado por la luz a los coliformes fecales, proceso conocido como fotooxidación, es completamente dependiente del oxígeno. Este mecanismo actúa sinérgicamente con un pH elevado, tal vez debido a que las formas tóxicas dañan la membrana interna de los coliformes fecales. No es sorprendente encontrar que la fotooxidación se vea afectada por la luz, pH y la concentración del oxígeno disuelto (Curtis et al. 1992). Curtis concluye también que la luz destruye más coliformes fecales en lagunas turbias que en lagunas claras, si las lagunas turbias tienen un pH suficientemente alto y oxígeno disuelto.

6.5.3.- Valor del PH

Diferentes investigaciones sugieren que un valor de 9 o más de pH podría desempeñar un papel crítico en el aceleramiento del decaimiento bacteriano (Pearson et al. 1987; Perhad y Rao 1974; Saqqar y Pescod 1991). Un valor de 9 o más de pH (algunas veces se ha reportado 9,5) es letal para los coliformes fecales. Pero también por debajo de este nivel pueden ocurrir reducciones considerables de coliformes fecales y se puede encontrar una relación entre el incremento de la velocidad del decaimiento bacteriano y elevados niveles de pH (Curtis et al. 1992).

6.5.4.- DBO y Nutrientes

Las bacterias requieren formas orgánicas de carbón y nitrógeno, lo cual implica que una escasez de substrato orgánico podría reducir el número de coliformes fecales, Saqqar y Pescod (1991). Saqqar y Pescod (1992) postularon que la carga orgánica por sí sola no influye en la remoción de coliformes fecales, sino a través de cambios ambientales asociados a ella. Por lo tanto, el parámetro estará representado por cambios en los otros parámetros. Esto permite postular que las últimas lagunas en una serie tenderán a reducir más coliformes durante el mismo período de retención que las lagunas anaerobias o facultativas que estén al principio de la serie. En general, las últimas lagunas en una serie tendrán menos DBO, DQO y concentración de sólidos suspendidos totales (esto es diferente cuando se combina con el crecimiento de algas).

6.5.5.- Oxígeno disuelto

Como se ha indicado bajo la radiación solar, la existencia de formas tóxicas de oxígeno es importante para el decaimiento bacteriano. Es evidente que las altas concentraciones de oxígeno disuelto tienen un efecto positivo sobre la formación de compuestos tóxicos de oxígeno.

6.5.6.- Concentración de algas

La influencia de las algas en el decaimiento bacteriano no es directa. El efecto más importante para las bacterias está determinado por la relación de las algas y otros factores, especialmente el pH, oxígeno disuelto y la penetración de luz en las lagunas. Durante el día las algas producen oxígeno y absorben CO₂. Estos procesos metabólicos dependen de la luz e incrementan los niveles de oxígeno disuelto y pH. Durante el día las algas también producen biomasa y la concentración total de algas aumenta. Su incremento ocasiona mayor turbiedad, lo cual dificulta la penetración de la luz a través de la columna de agua.

6.5.7.- Competencia y predación

Las bacterias provenientes de las aguas residuales forman parte de la cadena alimenticia de la laguna y gran número de ellas son consumidas por protozoarios u otras formas más evolucionadas de vida animal. Algunos bacteriófagos específicos también destruyen organismos fecales (Gloyna, 1971). En el ambiente de la laguna hay competencia por los nutrientes disponibles y cuando hay una escasez relativa de nutrientes las bacterias fecales ofrecen una competencia menos fuerte a los otros organismos de la laguna.

6.5.8.- Sedimentación

La remoción de patógenos puede darse por sedimentación o adsorción de partículas sedimentables. Probablemente la sedimentación de bacterias desempeña un papel solo si éstas son adsorbidas en grandes partículas.

6.6.- HIPOTESIS DE FUNCIONAMIENTO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

De acuerdo con las hipótesis de funcionamiento existentes se supone que las lagunas de estabilización trabajan bajo alguno de los siguientes regímenes:

- La que supone mezcla completa del agua servida que acaba de ingresar en la laguna con el resto del agua de la laguna.
- La que supone flujo tipo piston, es decir que el agua servida recién ingresada fluye como “un piston en un cilindro”, y se va estabilizando en forma gradual. El fenómeno de “flujo a piston” se ha podido apreciar en lagunas alargadas en las que la relación largo/ancho es superior a 3.
- La que supone flujo disperso, en realidad las lagunas trabajan bajo un régimen que se llama flujo disperso, en el que se presentan simultáneamente ambos tipos de flujos. El estudio de este problema con régimen de flujo disperso es complicado, esto sin considerar las inevitables zonas muertas y los cortocircuitos que produce. Es común la construcción de sistemas de lagunas que pueden trabajar en serie o en paralelo.

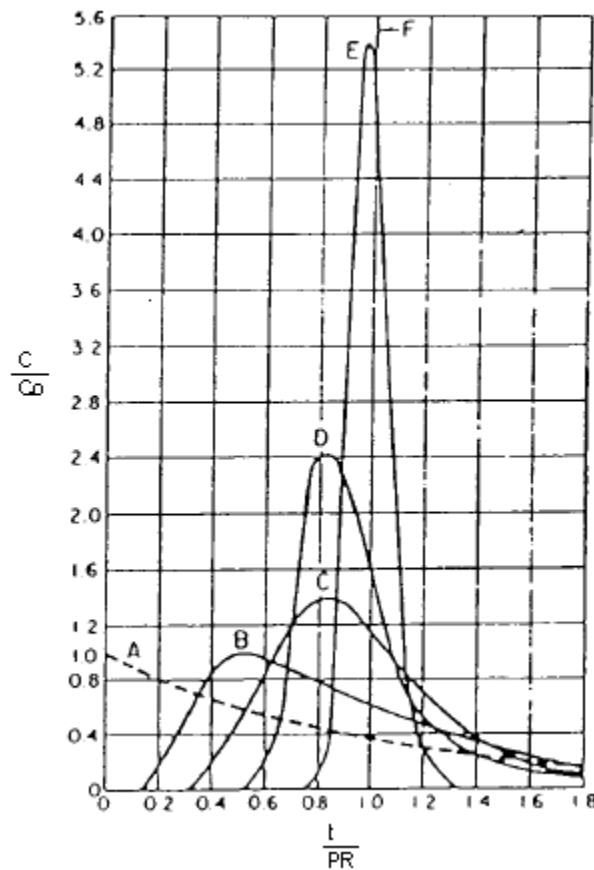
6.6.1.- Modelos hidráulicos aplicados en el dimensionamiento de lagunas de estabilización para remoción de patógenos

Basados en condiciones cinéticas de primer orden y suponiendo condiciones completamente mezcladas, Marais (1974) propuso un modelo para la remoción de bacterias en lagunas en las cuales se supuso que la constante de decaimiento de primer orden dependía de la temperatura.

Otros modelos de remoción de coliformes consideran también reacciones de primer orden en las cuales la tasa de decaimiento depende de la temperatura. En términos de eficiencia, la importancia de las características de mezclado, es decir, de cortocircuitos hidráulicos, la estabilidad y la dispersión, para el tratamiento de aguas residuales, fue reconocida por Camp (1945) hace mas de 40 años cuando trabajo en el diseño de una laguna. La figura 6.3 es un grafico adimensional de dispersión de un reactor de volumen (V) y caudal (Q). La escala horizontal es la razón entre el tiempo (t) en el cual aparece una cierta concentración del trazador y el tiempo de retención ($PR = V/Q$), y la escala vertical es la razón entre la concentración del trazador (C) y la concentración que se obtendría si el trazador se mezclara instantáneamente con todo el contenido del reactor (C_0).

La curva A es una curva teórica para una dispersión ideal en la cual el afluente se dispersa instantánea y uniformemente por todo el tanque (completamente mezclado), mientras que la línea vertical en F representa lo que podría ocurrir en un reactor idealizado en el cual la velocidad de flujo es siempre la misma (flujo tipo pistón). Las curvas B, C, D y E muestran los flujos característicos bajo condiciones parcialmente mezcladas. De manera similar, los modelos de flujo hidráulico que se cumplen en los estanques con una gran razón de (L/W), normalmente se ubican entre los completamente mezclados y los de flujo pistón.

Las lagunas con coeficientes relativamente altos de L/W se aproximan a las características de mezcla de las curvas E y F, y son mas deseables puesto que la ocurrencia de cortocircuitos será mínima y permiten una mayor eficiencia en la remoción de microorganismos entéricos.

Figura 6.3 Curvas de dispersión

La inclusión de las características de dispersión en las ecuaciones de diseño de lagunas de estabilización produce mejores resultados en la predicción de sus efluentes, porque ellas dan razón de los fenómenos hidráulicos que ocurren en la laguna, forma de la laguna, velocidad de flujo, cortocircuitos y dispositivos de entrada y salida. Sin embargo el uso de modelo de flujo disperso no da razón de las existencias de las zonas muertas o estancadas, las cuales reducen el volumen efectivo de lagunas con bajas relaciones (L/W). El número de dispersión de flujo (d) puede expresarse como:

$$d = \frac{D}{U \times L} \quad (6.1)$$

Donde:

D= Coeficiente de dispersión longitudinal o axial que caracteriza el grado de mezcla en el flujo ($m^2/día$).

U= Velocidad de flujo (m/día).

L= Longitud del paso del fluido desde el afluente hasta el efluente (m).

Las formulas para las condiciones de mezcla completa y de flujo pistón, suponiendo cinéticas de primer orden, condiciones estables y falta de perdidas debido a la evaporación y la infiltración, y utilizando como indicador los coliformes fecales se muestran en la siguiente ecuación:

➤ Remoción de patógenos suponiendo mezcla completa

$$N = \frac{N_o}{1 + K_b \times PR} \quad (6.2)$$

➤ Remoción de patógenos suponiendo flujo pistón

$$N = N_o e^{(-K_b PR)} \quad (6.3)$$

Donde:

N= Numero de coliformes fecales en el efluente ($N^o/100 ml$).

N_o = Numero de coliformes fecales en el afluente ($N^o/100 ml$).

K_b = Tasa de mortalidad de coliformes fecales (dia^{-1}).

PR= Periodo de retención (días).

La ecuación 6.2 se ha usado para diseñar lagunas de estabilización para la remoción de coliformes fecales. Marais encontró que el valor de K_b para la reducción de coliformes fecales seria:

$$K_b = 2.6 \times (1.19)^{(T - 20)} \quad (6.4)$$

Donde:

T= Temperatura del agua de la laguna en el mes mas critico o mes mas frio (°C).

Puesto que normalmente las lagunas de estabilización se diseñan en serie, Marais encontró que para alcanzar el máximo decaimiento bacterial, todas las lagunas deberían ser del mismo tamaño, y aplica la siguiente ecuación.

$$N = \frac{N_0}{(1 + K_b \times PR)^n} \quad (6.5)$$

Donde:

n= numero de lagunas en serie

Considerando el flujo parcialmente mezclado bajo condiciones estables, para la reducción de microorganismos puede utilizarse el modelo de flujo disperso, en el cual el modelo de transporte de un contaminante está afectado por la dispersión convectiva en la dirección de flujo y en el otro sentido por la difusión molecular axial.

Para una correcta aplicación de este modelo se debe cumplir con la restricción de que tanto el contaminante considerado como la velocidad de reacción, estén descritos adecuadamente por los dos mecanismos de transporte indicados. Esta aplicación es correcta para la reducción de bacterias en una laguna de estabilización en donde la población microbiana está directamente asociada con el fluido.

La base matemática de este modelo parte del balance de masas de un contaminante, alrededor de un volumen infinitesimal (dV) de un reactor y toma en cuenta los dos fenómenos de transporte de masa indicados. Se puede expresar, para el caso de bacterias, en la siguiente formula:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = D \frac{\partial^2 N}{\partial X^2} - U \frac{\partial N}{\partial X} - K_b \times N \quad (6.6)$$

Donde:

X= Coordenada en la dirección de flujo (m).

t= Tiempo (días).

En la ecuación 6.6 el primer termino de la derecha es la dispersión por difusión molecular (en la práctica se utiliza el término dispersión), el segundo término es la dispersión convectiva (llamado también transporte convectivo) y el tercero es la remoción del contaminante en este caso la mortalidad de las bacterias. Esta ecuación es conocida como “modelo de flujo pistón con dispersión axial” o “modelo de flujo disperso”.

La ecuación diferencial anterior fue desarrollada por Wehner y Wilhelm (1956) con el criterio de continuidad en la entrada y salida del reactor ubicando adecuadamente el submodelo hidráulico de un reactor entre los límites de mezcla completa y flujo tipo pistón. Esta solución se expresa en la siguiente ecuación aplicada para bacterias:

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4 a e^{\left(\frac{1}{2 d}\right)}}{\left(1 + a\right)^2 e^{\left(\frac{a}{2 d}\right)} - \left(1 - a\right)^2 e^{\left(\frac{-a}{2 d}\right)}} \quad (6.7)$$

Donde:

$$a = \sqrt{(1 + 4 K_b \times PR \times d)} \quad (6.7a)$$

Para alcanzar condiciones completamente mezcladas, el valor de “d” en una laguna debería ser por lo menos 5. Por otro lado, cuanto menor es el valor de “d”, para un mismo valor de Kb, PR se obtiene una mayor remoción de bacterias. Las lagunas que se aproximan a las condiciones de flujo tipo pistón (valores bajos de d) tienen obviamente menos cortocircuitos y proporcionan más tiempo para las reacciones que tendrán lugar, resultando un tratamiento más eficaz. Lo opuesto se da en lagunas que se aproximan a las condiciones de mezcla completa.

En lagunas de estabilización, el valor de “d” raras veces excede el valor de 1 debido a las bajas cargas hidráulicas. Thirumurthi (1969) recomienda el uso de una simplificación de la ecuación 6.7 tomando en consideración que los valores de “d” en lagunas de estabilización son generalmente menores a 2. La ecuación 6.8 es la versión simplificada propuesta por Thirumurthi, y el error relativo en su aplicación no es significativo siempre que el valor de “d” sea menor a 2.

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4a e^{\left[\frac{(1-a)}{2d} \right]}}{(1+a)^2} \quad (6.8)$$

La principal dificultad que se encuentra para usar la ecuación 6.7 o su simplificación 6.8 esta en que se debe conocer el factor de dispersión “d”. En lagunas en operación, este factor se puede determinar en campo mediante prueba de trazadores o aplicando las siguientes ecuaciones:

Polprasert y Bhattacharai (1985) desarrollaron un modelo de predicción del factor de dispersión mediante la ecuación siguiente:

$$d = \frac{0.185 [PR v (W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(L Z)^{1.489}} \quad (6.9)$$

Donde:

v = Viscosidad cinemática del agua ($m^3/día$).

Z = Profundidad de la laguna (m).

W = Ancho de la laguna (m).

L = Longitud de la laguna en la dirección de flujo (m).

Sáenz (1987) ha transformado la ecuación 6.9 para expresar la viscosidad cinemática en función de la temperatura del agua (T), en $^{\circ}C$, quedando entonces:

$$d = \frac{1.158 [PR (W + 2Z)]^{0.489} W^{1.511}}{(T + 42.5)^{0.734} (L Z)^{1.489}} \quad (6.10)$$

En base a pruebas de trazadores realizadas en las lagunas de San Juan, el Doctor Fabián Yáñez (1988) propone la siguiente expresión para obtener el factor de dispersión (d) en función de la relación largo y ancho de la laguna:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 X + 1.01368 X^2} \quad (6.11)$$

Donde:

X= Relación largo/ancho (adimensional).

Las pruebas de mortalidad realizadas también en las lagunas de San Juan, permitieron el desarrollo de la siguiente relación propuesta por Yáñez

$$K_b = 0.841 \times (1.07)^{(T - 20)} \quad (6.12)$$

6.6.2.- Validación del modelo de flujo disperso para la predicción de la remoción de coliformes fecales en lagunas de estabilización

El indicador principal para la vigilancia de la calidad bacteriológica son los coliformes fecales. Las bondades de aplicación en lagunas de estabilización, como indicador de remoción de bacterias patógenas, ya han sido identificadas y comprobadas en muchos estudios a nivel mundial, lo mismo que en el Perú a través de las experiencias desarrolladas en lagunas de San Juan de Miraflores en Lima (Yáñez y colaboradores 1980). En este sentido como es de suponer, los modelos de remoción de bacterias están en su mayoría orientados a coliformes fecales. Para que la aplicación de esta tecnología tenga éxito, es evidente que se necesita un adecuado entendimiento de los fenómenos que gobiernan la eficiencia de remoción de las lagunas de estabilización y que tales conocimientos se traduzcan en modelos de predicción simples, que sirvan como herramienta adecuada para la operación de sistemas de tratamientos de aguas residuales, sin que esto signifique que se desestime un programa de vigilancia y control mínimos.

El modelo de flujo disperso surge como una alternativa al tradicionalmente utilizado para bacterias que es el de mezcla completa. Su aplicación ha sido estudiada y recomendada por varios investigadores: Dissanayake; (1981); Yáñez, (1986); Polprasert y Bhattacharai, (1985); Saenz, (1987). Este modelo ha sido utilizado en el proyecto de acuicultura de San Juan de Miraflores, fases III y IV, con el fin de estimar el periodo de retención necesario para reducir los niveles de coliformes fecales en los efluentes de las lagunas de estabilización que abastecen una unidad experimental piscícola.

6.6.3.- Modelos hidráulicos aplicados en el dimensionamiento de lagunas de estabilización para remoción de carga orgánica

No existe un método que tenga aceptación universal para el diseño de Lagunas de Estabilización. Cada investigador o grupo de investigadores que han experimentado este campo desarrollan, como producto, un modelo matemático. Entre los más utilizados se encuentran:

- a. Diseño empírico por carga superficial (Towne, Davis y otros)
- b. Diseño empírico volumétrico (Gloyna, Hermann y otros)
- c. Calculo de lagunas fotosintéticas (Oswald, Gotas y otros)
- d. Método racional basado en la cinética del proceso (Marais, Shaw y otros)
- e. Métodos o modelos basados en la dinámica del proceso en cuanto a los ciclos de nutrientes (Ferrara, Harleman)

6.6.3.1.- Diseño por tasa de trabajo y por carga superficial

- a) **Por tasa de trabajo:** El diseño por tasa de trabajo fue el primero que se utilizó para las lagunas de estabilización, y continua siendo un método muy utilizado por los proyectistas de lagunas, consiste en construir un sistema de lagunas experimentales o “piloto”, y mediante la evaluación de su comportamiento, se determina una tasa de trabajo “ i_c ” que garantice un rendimiento aceptable:

$$A = \frac{L_o}{i_c} \quad (6.13)$$

Donde:

A= Área de la laguna (Ha)

i_c = Tasa de trabajo de la laguna (kg DBO₅/Ha/día)

L_o = Concentración de DBO₅ del afluente (kg DBO₅ día)

Aplicando este método, la altura o profundidad de la laguna se escoge por especificación, siendo entre 1 y 2 metros para lagunas facultativas; y entre 2 y 4 metros para anaerobias. Para alturas menores de 1000 metros, la tasa de trabajo “ i_c ” oscila entre 150 y 350 kg DBO₅/Ha/día para lagunas facultativas.

b) Modelo propuesto por carga superficial:

Según Mara la carga orgánica máxima permisible λ_s expresada en (kg DBO₅/Ha/día) aplicada a una laguna facultativa a la temperatura del aire media mensual mínima del mes mas frio se determina con la siguiente ecuación:

$$\lambda_s = 20T - 60 \quad (6.14)$$

T= Temperatura media mensual mínima (mes mas frio °C)

Según Yáñez et al (CEPIS/OPS, 1980) se puede tomar como límite de carga superficial λ_s para lagunas facultativas primarias la siguiente expresión expresada en kgDBO/Ha/día:

$$\lambda_s = 357.40 \times (1.085)^{(T - 20)} \quad (6.15)$$

El área de la laguna facultativa a nivel medio puede ser calculada usando la siguiente expresión:

$$A = \frac{10 \times L_o \times Q_{med}}{\lambda_s} \quad (6.16)$$

Donde:

A = Área de la laguna facultativa (m^2)

L_o = Concentración de DBO_5 del afluente (mg/l)

Q_{med} = Caudal medio diario ($m^3/día$)

6.6.3.2.- Modelo de Gloyna

Hermann y Gloyna propusieron una ecuación para el cálculo del volumen de la laguna primaria para una remoción del 90% de DBO_5 en base a resultados de observaciones en lagunas a escala completa y de laboratorio.

$$V = (3.5 \times 10^{-5}) N q L_u \times 1.085^{(35 - T)} \quad (6.17)$$

$$L_u = \frac{L_o}{(1 - e^{-5K})} \quad (6.17a)$$

Donde:

V = Volumen de la laguna (m^3)

N = Numero de personas que aportan aguas residuales a la laguna (persona)

q = Producción de agua residual ($l/persona/día$)

T = Temperatura media del agua en el mes mas frio ($^{\circ}C$)

L_u = DBO_u (mg/l)

K = Constante de la reacción de la DBO a $20^{\circ}C$, el valor encontrado es 0.39 días^{-1} .

Utilizando una profundidad entre 1 y 2 metros se puede determinar el área de la laguna. La eficiencia esperada esta entre 85 y el 95 % en remoción de DBO_5 .

6.6.3.3.- Método de Oswald y Gotaas modificado por R. Sáenz

En la estabilización de la materia orgánica intervienen algunos factores ambientales, especialmente la intensidad y duración de la radiación solar, la velocidad y dirección del viento y la temperatura del aire. Estos parámetros intervienen en la formulación de criterios de dimensionamiento. Oswald y Gotaas presentan un método en el que se relaciona el área superficial de la laguna a la eficiencia con que se utiliza la energía solar en la fotosíntesis, ellos suponen que el oxígeno requerido por las bacterias es el que resulta en la síntesis de nuevas células de algas. Hay mezcla completa en el líquido de las lagunas:

$$A = \frac{h_e Q (L_o - L_p - L_s)}{10^5 F S_e P (1 - e^{-5K})} \quad (6.18)$$

Donde:

A= Área de la laguna (Ha).

Q= Caudal del afluente ($m^3/día$).

L_o = Concentración de DBO_5 del afluente (mg/l).

L_p = Concentración de DBO_5 del efluente (mg/l).

L_s = Concentración de DBO_5 de los sólidos sedimentables del afluente (mg/l).

h_e = Energía acumulada en la materia orgánica fotosintetizada (calorías/mg) de materia volátil. El valor encontrado para este parámetro es de 6 calorías/mg, a nivel del mar.

F= Factor que expresa la eficiencia de la fotosíntesis en el aprovechamiento de la energía (el valor encontrado para este parámetro a nivel del mar es de 0.04 (4%)).

P= Relación entre el peso total del oxígeno liberado por las algas y el peso de la materia orgánica fotosintetizada (el valor encontrado para “P” al nivel del mar es de 1.58).

S_e = Insolación visible (calorías/ $cm^2 \times$ día). El valor de “ S_e ” depende de la latitud y de la altura. A nivel del mar, los valores mínimos anuales de “ S_e ” para diferentes latitudes son (en forma aproximada):

Cuadro 6.2 Valores de “S_e” para diferentes latitudes

Latitud (°C)	S _e (calorías/cm ² x día)
0	103
5	116
10	129
15	140
20	120
25	96
30	70
35	43
40	24
50	7
60	0

El cuadro anterior ha sido preparado en base a información del U.S. Weather Bureau. Corresponde a radiaciones entre 4000 y 7000 u. Armstrong, que son las que penetran la capa fotosintética de una laguna de estabilización facultativa.

6.6.3.4.- Diseño basado en la cinética del proceso

Este modelo de comportamiento fue desarrollado en 1961 por Marais y Shaw esta basado en un balance de masa (en términos de DBO) alrededor de la laguna incorporando la cinética de primer orden de remoción de DBO. Se recomienda usar el siguiente modelo que supone mezcla completa:

$$\frac{L_p}{L_0} = \frac{1}{K_f PR + 1} \quad (6.19)$$

Donde: K_f es la constante de reacción por DBO en lagunas facultativas en (días⁻¹).

Cuadro 6.3 Valores de K_f en función de la temperatura

Temperatura °C	5	10	15	20	25	30	35
K_f (días⁻¹)	0.103	0.12	0.24	0.35	0.53	0.80	1.2

6.7.- LAGUNAS AIREADAS MECANICAMENTE

6.7.1.- Introducción

Las lagunas aireadas son balsas con profundidades de 1 a 4 m en las que la oxigenación de las aguas residuales se realiza mediante unidades de aireación bien sean superficiales, turbinas o difusores. La diferencia fundamental entre lagunas aireadas y el sistema de lodos activados es que en este se lleva a cabo la recirculación de lodo como forma de controlar la cantidad de lodo biológico en el reactor de aireación. Las lagunas aireadas son sistemas sin reciclado de lodos. La concentración de sólidos en las lagunas es función de las características del agua residual y el tiempo de residencia. Dicha concentración esta comprendida entre 80 y 200 mg/l, esto es, mucho menor que la que se utiliza en las unidades de lodos activos convencionales (2000 – 3000 mg/l).

6.7.2.- Regímenes de mezcla en las lagunas aireadas

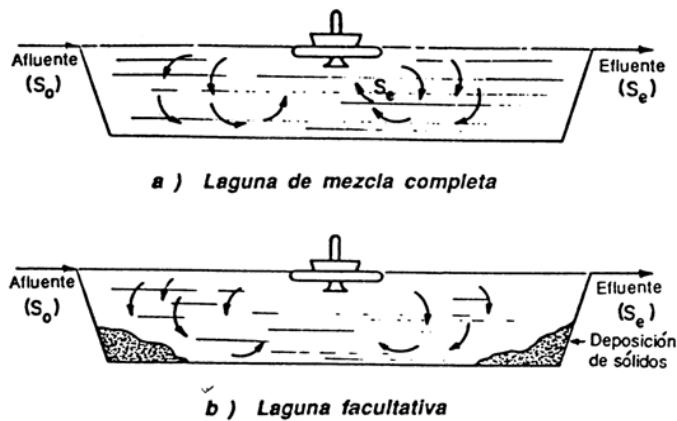
El nivel de turbulencia en las lagunas es la base para su clasificación en dos categorías: de mezcla completa y lagunas facultativas, que se describen a continuación.

6.7.2.1.- Lagunas de mezcla completa

El nivel de turbulencia es suficiente para mantener los sólidos en suspensión y para proporcionar oxígeno disuelto en todo el volumen del líquido. Los tiempos de residencia son normalmente menores de tres días y los niveles de potencia superiores de 0.007 CV por metro cúbico de balsa, los niveles de potencia en las unidades de lodos activos se encuentran situados alrededor de 0.07 CV por metro cúbico de balsa, esto es aproximadamente valores diez veces superiores a los requeridos en las lagunas aireadas. La suposición de mezcla completa, que incluso para las unidades de lodos activos es una aproximación idealizada, resulta cuestionable en el caso de lagunas aireadas.

A pesar de todo, esta suposición se hace con frecuencia, lo que conduce a la formulación de un modelo matemático simple para la laguna. Utilizando factores de seguridad adecuados, esta solución ideal puede resultar útil.

Figura 6.4 Régimen de mezcla de las lagunas aireadas



6.7.2.2.- Lagunas facultativas

El nivel de turbulencia es insuficiente para mantener todos los sólidos en suspensión, contándose exclusivamente con el necesario para suministrar oxígeno disuelto en todo el volumen del líquido. Parte de los sólidos decantan en el fondo de la laguna donde sufren descomposición anaerobia. Los tiempos de retención superan normalmente los seis días y los niveles de potencia están comprendidos entre 0.001 y 0.007 CV por metro cúbico de balsa. Se presentan una formación gradual de residuo que debe ser evacuado a intervalos de 1 a 10 años.

La elección de un régimen de mezcla resulta del balance económico entre las necesidades de potencia (superiores en los sistemas de mezcla completa) y el coste del terreno (se necesita más terreno para las lagunas facultativas). En la figura 6.4 se representan estos dos sistemas de mezcla. El crecimiento de algas tanto en los sistemas de mezcla completa como en los sistemas de lagunas facultativas es prácticamente inexistente debido a la turbiedad provocada por los sólidos en suspensión y la turbulencia presente.

Una diferencia muy importante en la operación de ambos sistemas reside en la concentración de los sólidos en suspensión en el efluente. Ya que en las lagunas de mezcla completa, todos los sólidos se mantienen en suspensión, el efluente contendrá una concentración mucho mayor que la correspondiente a las laguna facultativas y en consecuencia un valor elevado de DBO insoluble. Si se desea una calidad elevada del efluente, puede ser necesaria una balsa de sedimentación con objeto de separar la mayor parte de esta DBO insoluble. Una disposición que puede resultar muy satisfactoria es la formada por una laguna de mezcla completa en la que se consumen la mayor parte de la DBO soluble, seguida por una laguna facultativa, diseñada fundamentalmente para la disminución de la DBO insoluble.

Como en el caso del proceso de lodos activos, el consumo de potencia en las lagunas aireadas se utiliza con dos fines: transferencia de oxígeno al volumen del líquido y mantenimiento de un cierto nivel de agitación para la mezcla de ese líquido. Sin embargo, la distinción del consumo de potencia entre estas dos funciones es bastante diferente en ambos casos. En las unidades de lodos activos el consumo de potencia está controlada por las necesidades de transferencia de oxígeno mientras que para el caso de las lagunas aireadas la mayor parte del consumo de energía corresponde a la mezcla. Solamente para el caso de lagunas de mezcla completa con tiempos de residencia menores de un día el consumo de energía podría estar controlado por la demanda de oxígeno.

6.7.3.- Diseño de lagunas aireadas mecánicamente

Eckenfelder, Jr y O'Connor (1961) Desarrollaron un modelo matemático para el diseño de lagunas aireadas mecánicamente. Este modelo supone que la tasa de remoción de DBO_5 obedece a una cinética de primer orden en relación a la concentración del sustrato disuelto y que la laguna aireada tiene las características de mezcla completa en condiciones estacionarias.

6.7.3.1.- DBO soluble del efluente en las lagunas aireadas con mezcla completa

Las lagunas aireadas con mezcla completa son dimensionadas de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{1 + k_d t}{Y k t} \quad (6.20)$$

Donde:

t= Tiempo de retención de la laguna aireada con mezcla completa (días)

Y= Coeficiente de producción de lodos (kg MLVSS/kg DBO₅consumida)

k_d= Tasa constante relativa a la respiración endógena (días⁻¹)

k= Tasa constante de primer orden de remoción de sustrato (1/mg día)

S_e= Concentración de materia biodegradable en el efluente (mg/l)

En la práctica, las lagunas aireadas aerobias con mezcla completa con frecuencia se han usado individualmente o en serie, seguidas de una o más lagunas aireadas aerobias o facultativas o de estabilización

6.7.3.2.- DBO soluble del efluente en las lagunas aireadas facultativas

La DBO soluble del efluente en las lagunas aireadas se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{S_o}{1 + k X_{v.a} t} \quad (6.21)$$

Donde:

S_o= Concentración de materia biodegradable en el afluente (mg/l)

X_{v.a}= Concentración de sólidos suspendidos volátiles VSS en la masa líquida de la laguna (mg/l)

Esta ecuación no toma en consideración el aumento de DBO en la laguna debido a la degradación anaerobia de los sólidos depositados que se presenta en el caso de lagunas facultativas. Por ello, se recomienda introducir un factor de corrección que tiene en cuenta este aumento de la DBO. Ya que el aumento de DBO por vía anaerobia es mayor durante el verano, Eckenfelder y Ford recomiendan dos formas modificadas de la ecuación 6.21.

Condiciones de verano: $S_e = \frac{1.2 S_o}{1 + k X_{V.a} t}$ (6.22)

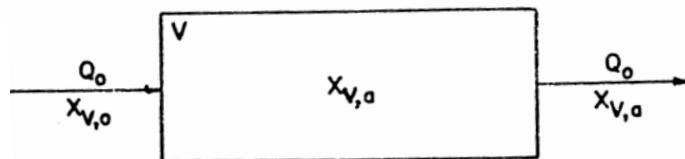
Condiciones de invierno: $S_e = \frac{1.05 S_o}{1 + k X_{V.a} t}$ (6.23)

Debe hacerse notar que el aumento de la DBO por esta degradación anaerobia es mayor durante el verano (factor de 1.2 frente a 1.05 para el invierno) la DBO soluble, esto es S_e , suele ser menor durante los meses veraniegos. Esto es así debido a que el valor de la constante de velocidad k es mayor durante el verano, y este efecto debe contrarrestar el aumento relativo de la DBO debido al retorno de DBO anaerobia.

Usualmente cuando se considera una laguna aireada se dispone de una determinada superficie de terreno probablemente a bajo coste. En este caso el procedimiento de diseño comienza por el valor conocido del área superficial y suponiendo una profundidad razonable. Con ello tanto el volumen de la laguna como el tiempo de residencia quedan fijos. A partir de la ecuación 6.21, o ecuaciones 6.22 y 6.23, se calcula la calidad del efluente S_e que podría alcanzarse con este tiempo de residencia.

6.7.3.3.- Concentración de MLVSS en las lagunas aireadas

Considérese una laguna aireada con las condiciones de mezcla completa tal como se indica en la figura 6.5. Supóngase que $X_{V.o}$ sea la concentración de VSS en el afluente (mg/l) y $X_{V.a}$ la concentración de MLVSS en la laguna (la misma que en el efluente, mg/l). El balance de materia para VSS en condiciones de equilibrio lleva a:

Figura 6.5 Balance de materia para MLVSS

$$X_{V,a} = \frac{X_{V,o} + Y(S_o - S_e)}{1 + k_d t} \quad (6.24)$$

Para las lagunas facultativas, la concentración de VSS en el efluente es menor que el valor estimado a partir de la ecuación (6.24) debido a la deposición de sólidos en el fondo de la laguna. Este valor de la concentración de VSS en las lagunas facultativas depende de la geometría de la laguna, del espacio entre los aireadores, del nivel de potencia y de la naturaleza de los sólidos en el afluente.

6.7.3.4.- Estimación de la temperatura de la laguna (T_w)

La velocidad de disminución de la DBO se hace el doble para cada aumento de 10 °C de la temperatura, aproximadamente. De esta forma resulta necesario estimar la temperatura de la laguna bajo condiciones medias de verano y de invierno. Esto se lleva a cabo realizando un balance de calor.

$$T_w = \frac{A F T_a + Q_o T_o}{A F + Q_o} \quad (6.25)$$

Donde:

T_o = Temperatura del afluente (°C)

T_w = Temperatura de la laguna (y del efluente) (°C)

T_a = Temperatura ambiente (°C)

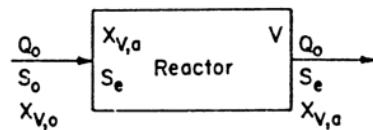
A = Superficie de la laguna (m^2)

$F = 5.55 \times 10^{-6}$ (es función del coeficiente global de transferencia de calor h , el cual depende de muchas variables tales como la potencia suministrada a la balsa, la velocidad del viento, la radiación solar y la humedad relativa del aire y la geometría de la balsa de aireación.

6.7.3.5.- Relación entre edad de los lodos y el tiempo de residencia hidráulico en las lagunas aireadas

La relación entre la edad de los lodos θ_c , y el tiempo de residencia en una laguna aireada se obtiene fácilmente considerando el diagrama de flujo que se presenta en la figura siguiente:

Figura 6.6 Diagrama de flujo de una laguna aireada



La edad de los lodos θ_c , se escribe para el caso de la laguna aireada de mezcla completa de la figura 6.6 de la forma siguiente:

$$\begin{aligned}\theta_c &= \frac{X_{V,a} V}{\Delta X_V} = \frac{\text{cantidad de MLVSS en la laguna, kg}}{\text{producción neta de VSS, kg/d}} = \frac{X_{V,a} V}{Q_o (X_{V,a} - X_{V,o})} \\ &= \frac{X_{V,a}}{X_{V,a} - X_{V,o}} t \quad (6.26)\end{aligned}$$

Nótese que para el caso de la laguna aireada, ya que no hay reciclado, normalmente la concentración de VSS en la alimentación es despreciable, esto es, $X_{V,o} \approx 0$ y en consecuencia de la ecuación (6.26):

$$\theta_c \approx t \quad (6.27)$$

Por lo tanto, para una laguna aireada, la edad de los lodos, θ_c , es numéricamente igual al tiempo de retención hidráulico si la concentración de biomasa en la alimentación de la laguna es despreciable.

6.7.3.6.- DBO total del efluente en las lagunas aireadas

Hasta ahora, solamente se ha considerado la DBO soluble del efluente (S_e). A esta debe añadirse la contribución a la DBO correspondiente a los sólidos en suspensión volátiles presentes en el efluente. Suponiendo mezcla completa, la concentración de VSS en el efluente es igual a la de la laguna. La contribución de la DBO debida a la presencia de VSS en el efluente depende de la edad del lodo, que para las lagunas aireadas se calcula a partir de las ecuaciones (6.26) y (6.27). Ya que el lodo se estabiliza con la edad, su contribución a la DBO del efluente disminuye. En la figura 6.7 se presenta una correlación entre la edad del lodo y las contribuciones a la DBO por los VSS. La DBO total del efluente es la que se establece en la ecuación (6.28)

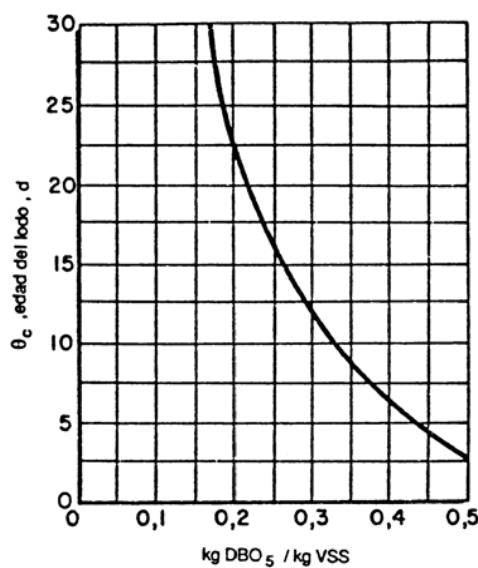
$$\text{DBO}_5 \text{ total del efluente} = S_e + \psi X_{V.a} \quad \text{mg/l} \quad (6.28)$$

En la que S_e (DBO soluble) se calcula con las ecuaciones (6.20), (6.22) y (6.23), ψ se determina con la figura 6.7 y $X_{V.a}$ se calcula con la ecuación (6.24). $\psi X_{V.a}$ representa la DBO insoluble del efluente.

En el caso de varias lagunas aireadas en serie, puede hacerse la siguiente disposición para disminuir la DBO total del efluente de la última laguna de la serie. La primera laguna de la cascada se diseña con un nivel de potencia suficientemente elevado (por lo menos 0.007 CV/m³) de forma tal que prevalezca en condiciones de mezcla completa. Bajo estas circunstancias es posible que la mayor parte de la DBO soluble en el afluente se consuma en esta primera laguna sin embargo, si el consumo de DBO soluble no es suficiente, esta primera laguna puede ser seguida por otras lagunas de mezcla completa hasta que se alcance un consumo casi total de la DBO soluble.

A pesar de todo, ya que el efluente de una laguna de mezcla completa contiene una concentración de VSS teóricamente igual a la que prevalece en el interior de la laguna, el efluente de la ultima laguna de mezcla completa de la serie puede presentar todavía una demanda inaceptablemente elevada de oxígeno, debido a la presencia de estos VSS. Esta DBO insoluble residual puede consumirse en gran parte si el diseñador incluye una laguna facultativa o una serie de lagunas facultativas al final de la cascada. Esta laguna facultativa terminal se diseña a un nivel de potencia bajo para que así puedan decantarse parte de los VSS. En otras palabras, esta laguna facultativa actúa principalmente como una balsa de sedimentación para separar la mayor parte de la DBO insoluble. Unos niveles de potencia inferiores a 0.001 CV/m^3 son insuficientes para mantener la disolución de oxígeno, por lo que puede adoptarse ese valor como el nivel de potencia mínimo a efectos prácticos. Con este bajo nivel de potencia puede suponerse que la concentración de VSS mantenida en suspensión será como mucho de $30 - 40 \text{ mg/l}$. Si se proporciona unos lodos de edad adecuada, la contribución de estos VSS a la DBO insoluble del efluente puede mantenerse dentro de los límites permitidos por las reglamentaciones.

Figura 6.7 Correlación para la DBO insoluble



6.7.3.7.- Consumo de oxígeno para la aireación

El oxígeno necesario para la aireación expresado en kg O₂/día para lagunas aireadas con mezcla completa es calculado por la siguiente ecuación:

$$O_2 = a (S_o - S_e) Q_0 + b X_{V.a} V \quad (6.29)$$

Donde:

a= Fracción del sustrato removido utilizado para la producción de energía (kgO₂/kg DBO consumida). Varía de 0.30 a 0.63, para los desechos domésticos, Mendonca (1981).

b= Oxígeno necesario para la respiración endógena (días⁻¹). Varia de 0.05 a 0.28 para los desechos domésticos, Mendonca (1981).

V= Volumen de la laguna (m³)

X_{V.a}= Concentración de sólidos suspendidos volátiles (mg/l)

Q₀= caudal medio del afluente (m³/s)

El oxígeno requerido para la aireación expresado en kg O₂/día para lagunas aireadas facultativas es calculado por la siguiente expresión:

$$O_2 = B (S_o - S_e) Q_0 \quad (6.30)$$

Donde:

B= Coeficiente relativo a la cantidad de oxígeno requerida para los sólidos sedimentados en el fondo de la laguna aireada facultativa. Varía de 0.8 durante el invierno a 1.5 en el verano, según White y Rich (1976)

6.7.3.8.- Expresiones utilizadas en el dimensionamiento de los aireadores superficiales

La tasa de transferencia de oxígeno en el campo, N, esta dada por la ecuación 6.31:

$$N = N_o \left(\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_{st}} \right) \alpha 1.024^{(T-20)} \quad (6.31)$$

Donde:

N = Tasa de transferencia de oxígeno en el campo (kgO₂/kw h)

N_o = Tasa de transferencia de oxígeno mediante prueba en condiciones estándares, a 20 °C y oxígeno disuelto igual a cero (kgO₂/kw h), varía de 1.5 a 2 kgO₂/kw h

$$\alpha = \frac{\text{tasa de transferencia de O}_2 \text{ en las aguas residuales}}{\text{tasa de transferencia de O}_2 \text{ en el agua pura}}$$

Según Mara 1976, $\alpha = 0.70$ para las aguas residuales domésticas.

$$\beta = \frac{\text{saturación de la concentración de O}_2 \text{ en las aguas residuales}}{\text{saturación de concentración de O}_2 \text{ en el agua pura}}$$

Según Mara 1976, $\beta = 0.9$ para las aguas residuales domésticas.

C_{sw} = Valor de saturación del oxígeno en el agua pura a una temperatura dada en mg/l

C_L = Concentración de oxígeno disuelto en las lagunas, en mg/l. Según Arceivala 1973 y Mara 1976 varía de 0.5 a 2 mg/l

C_{st} = Valor de saturación del oxígeno en el agua pura en condiciones estándares usando en la prueba de rotores, a 20 °C, al nivel del mar es igual a 9.17 mg/l

T = Temperatura media anual, en grados Celsius

La corrección del valor de saturación del oxígeno en el agua pura, C_{sw} , a una determinada temperatura, se debe hacer en función de la altitud, de acuerdo con la ecuación 6.32, utilizando los cuadros (6.4) y (6.5).

$$C'_{sw} = C_{sw} \left(\frac{P_A - P}{760 - P} \right) \quad (6.32)$$

Donde:

P_A = Presión barométrica (mm Hg)

P = Presión de vapor de agua saturada a temperatura de las aguas residuales (mm Hg)

Cuadro 6.4 Valores de saturación de oxígeno disuelto en el agua expuesta al aire saturado de unidad y con 20.9 % de oxígeno bajo una presión de 760 mm de mercurio

Temperatura en °C	Concentración de Cloruro en agua (mg/l)			Diferencia por 100 mg de Cloruros	Temperatura en °C	Presión del vapor (mm)
	0	5000	10000			
Oxígeno disuelto (mg/l)						
0	14.6	13.8	13.0	0.017	0	5
1	14.2	13.4	12.6	0.016	1	5
2	13.8	13.1	12.3	0.015	2	5
3	13.5	12.7	12.0	0.015	3	6
4	13.1	12.4	11.7	0.014	4	6
5	12.8	12.1	11.4	0.014	5	7
6	12.5	11.8	11.1	0.014	6	7
7	12.2	11.5	10.9	0.013	7	8
8	11.9	11.2	10.6	0.013	8	8
9	11.6	11.0	10.4	0.012	9	9
10	11.3	10.7	10.1	0.012	10	9
11	11.1	10.5	9.9	0.011	11	10
12	10.8	10.3	9.7	0.011	12	11
13	10.6	10.1	9.5	0.011	13	11
14	10.4	9.9	9.3	0.010	14	12
15	10.2	9.7	9.1	0.010	15	13
16	10.0	9.5	9.0	0.010	16	14
17	9.7	9.3	8.8	0.010	17	15
18	9.5	9.1	8.6	0.009	18	16
19	9.4	8.9	8.5	0.009	19	17
20	9.2	8.7	8.3	0.009	20	18
21	9.0	8.6	8.1	0.009	21	19
22	8.8	8.4	8.0	0.008	22	20
23	8.7	8.3	7.9	0.008	23	21
24	8.5	8.1	7.7	0.008	24	22
25	8.4	8.0	7.6	0.008	25	24
26	8.2	7.8	7.4	0.008	26	25
27	8.1	7.7	7.3	0.008	27	27
28	7.9	7.5	7.1	0.008	28	28
29	7.8	7.4	7.0	0.008	29	30
30	7.6	7.3	6.9	0.008	30	32

Adaptado de Hammer et al (1996)

Cuadro 6.5 Presión barométrica versus altitud

Altitud (m)	Barómetro (mm Hg)
0	760
305	733
610	706
914	681
1219	656
1524	632
1829	610
2438	566
3048	526
3658	487
4267	454

Adaptado de Perry & Perry (1959)

6.7.3.9.- Determinación de la potencia requerida por el aireador

Se calcula por medio de la siguiente formula:

$$\text{Pot}_{\text{KW}} = \frac{O_r}{N_c} \quad (6.33)$$

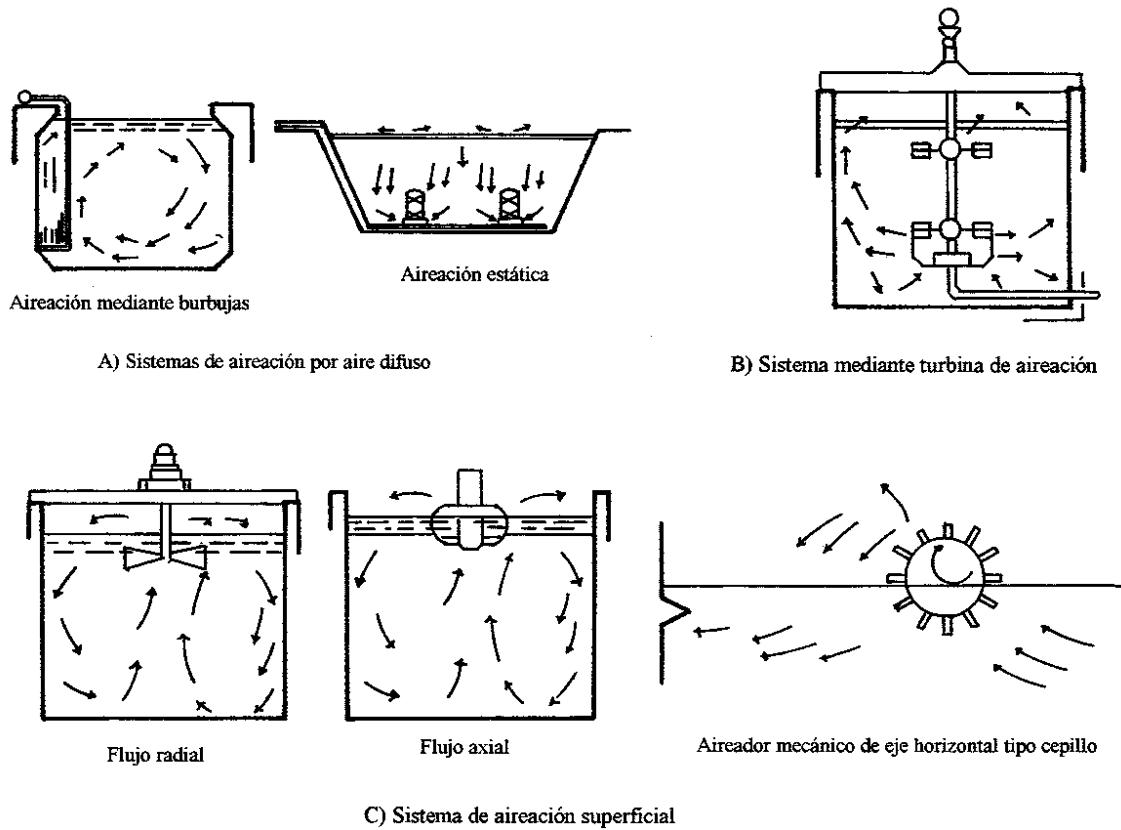
Por lo general, O_r se expresa en kg de O_2 por hora y N_c en kg de O_2 por KW H

6.7.4- Equipos de aireación

La introducción de oxígeno en las lagunas aireadas mecánicamente es efectuada por:

- Aire difuso
- Turbina de aireación
- Aireación superficial

La figura 6.8 presenta los principales esquemas de equipos de aireación:

Figura 6.8 Esquema de equipos de aireación

6.7.4.1.- Aireación por aire difuso

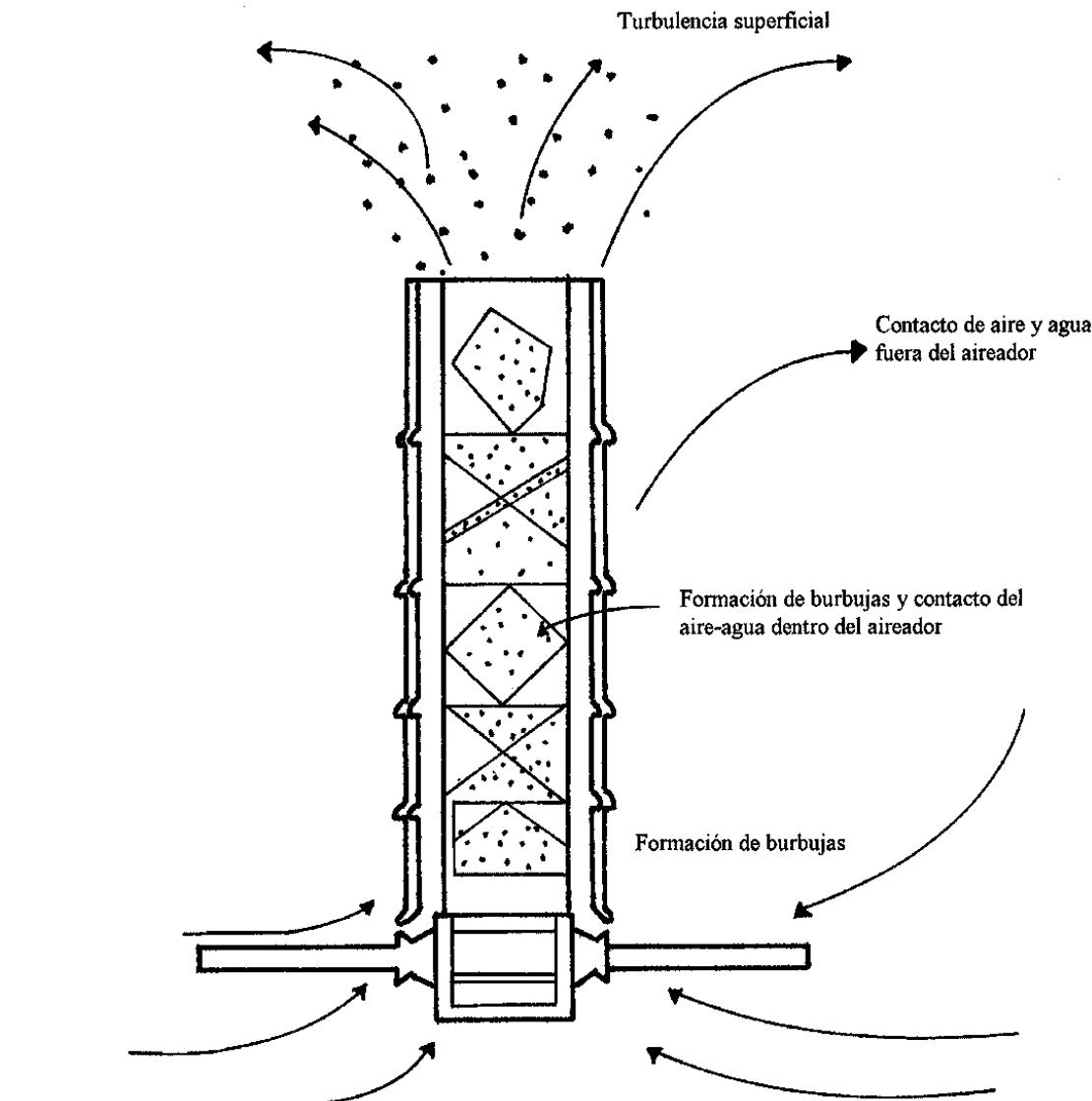
El proceso de transferencia de oxígeno por aire difuso se lleva a cabo mediante aspersores especiales, discos cerámicos porosos que reciben aire injectado por medio de tuberías a presión, asentadas en el fondo de las lagunas aireadas mecánicamente. Los aireadores por aire difuso se usan en grandes plantas de tratamiento de aguas residuales que utilizan el proceso de lodos activados.

Otro sistema de aireación por aire difuso es llamado aireación estática, figura 6.9 consiste en tubos cilíndricos verticales asentados en el fondo de las lagunas y conectados por tuberías que inyectan aire en tres medidores tipo “VENTURI” instalados en serie en el interior de los cilindros mediante compresores de baja presión o sopladores.

Los “VENTURI” hacen que la mezcla aire-líquido cambie de dirección en tres etapas al pasar a través de las tres turbinas que son impulsadas libremente por el flujo de la mezcla. Cada turbina gira en sentido contrario a la anterior. El efecto combinado del venturi-turbina, reduce las burbujas a tamaños micrométricos, causando así una mezcla más efectiva del líquido con el aire, impidiendo que la burbuja de aire escape libremente hacia la atmósfera. Es un sistema muy viable para ser utilizado en las lagunas aireadas aerobias con mezcla completa.

Figura 6.9 Aireador tubular estático

Adaptado de Eckenfelder, Jr. 1980



6.7.4.2.- Aireación por turbina de aireaciones

La aireación por turbina de aireación se realiza mediante la introducción de aire en tubos difusores instalados en el fondo de las lagunas, y debajo de los dispositivos de rotación de dos rotores de láminas, el mas profundo de ellos instalado a lado de los difusores de aire y el segundo un poco más debajo de la superficie de masa liquida sometida a aireación. Es un sistema que tiene poca aceptación.

6.7.4.3.- Aireación por aireadores superficiales

En los sistemas de aireación superficial, la aireación mecánica se obtiene por dispositivos rotativos, levemente sumergidos en el agua que, de esta forma, esparcen o difunden el agua por encima de la superficie.

La transferencia de oxígeno para el desecho se basa en el aumento de la superficie de contacto entre el líquido y el aire. Esta sección induce al mismo tiempo un flujo en forma de espiral dentro del tanque, en una trayectoria que depende de la geometría del tanque y del dispositivo de aireación. La acción mecánica de los aireadores efectúa la transferencia del oxígeno por medio de los siguientes mecanismos:

- Movimiento de la superficie del agua, debido a la existencia de ondas en el tanque de aireación.
- Burbujas de aire arrastradas por el agua.
- Difusión del agua en forma de gotas.
- Mezcla aire – líquido en las proximidades del aireador, donde el aire es extraído por el agua.

La transferencia de oxígeno es máxima en el área aireada, donde existe la mayor turbulencia. La cantidad de oxígeno introducida en el agua depende de las fuerzas creadas que son función del diámetro, rotación, inmersión, tipo y número de hélices del aireador.

En comparación con los sistemas de aire comprimido, la turbulencia es muy intensa y la vida de las burbujas de aire muy corta, de tal suerte que la influencia de los detergentes en el oxígeno consumido es mínima. Además de la función de oxigenar, el aireador deberá producir corrientes de circulación en el tanque, para evitar la sedimentación del lodo biológico.

La forma, las dimensiones y el volumen, deben tener relación con el aireador, de manera que cuando el aireador esté suministrando oxígeno necesario, la mezcla sea suficiente. Cuando esto no ocurre hay que agregar más energía para la mezcla. Los aireadores superficiales se pueden clasificar en:

- Aireadores con eje horizontal.
- Aireadores lentos tipo cono.
- Aireadores rápidos tipo turbina.

Los rotores de aireación con eje horizontal son indicados para instalarlos en tanques poco profundos, donde se evitan dificultades debidas a la capa freática muy elevada, o en suelos con baja carga admisible. Los sistemas que utilizan este tipo de aireación son las zanjas de oxidación del tipo PASVEER. Los aireadores de eje horizontal deben alcanzar dos objetivos: Máxima distribución del agua desplazada con la finalidad de aumentar las interfaces y maximización de la admisión de aire al agua, aguas arriba del aireador donde las láminas entran en el agua.

Los aireadores lentos tipo cono son recomendados para las pequeñas y medianas potencias instaladas. Son instalados en tanques de sección cuadrada o circular, el funcionamiento de estos aireadores induce dos tipos de movimientos螺旋的, sobreponiéndose uno a otro, en una trayectoria completa de flujo. Por intermedio de ese sistema se obtiene la dispersión y el bombeo de líquido.

El movimiento espiral vertical controla la tasa de transferencia de oxígeno, mientras que un aumento del flujo espiral horizontal disminuye la diferencia entre velocidades de agua y del rotor, reduciendo por ello la capacidad de oxigenación y la eficiencia. Por eso frecuentemente el tanque está dotado de mamparas con la finalidad de minimizar el flujo espiral horizontal.

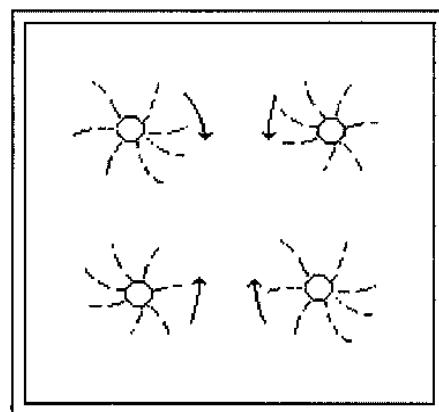
Los aireadores rápidos tipo turbina son utilizados para grandes y medianas potencias instaladas. También son instalados en tanques de sección cuadrada o circular. Usan como medio de introducción de oxígeno en el líquido simplemente su capacidad de bombeo. En esos equipos la turbina tiene un diámetro pequeño y trabaja en alta rotación, para que aumente el volumen bombeado al máximo. La transferencia de oxígeno se hace solamente por la difusión del agua en la atmósfera.

6.7.5.- Esquemas de instalación

Los aireadores que son instalados en lagunas aireadas mecánicamente deben girar en sentidos opuestos, con la finalidad de obtener concordancia de rotación de los volúmenes aireados, figura 6.10.

Figura 6.10 Distribución de aireadores en cuanto al sentido de rotación

Adaptado de Barbará (1981)



6.7.5.1.- Tipos de montaje

Existen dos tipos de montaje de aireadores superficiales, fija y flotante:

- Los aireadores fijos figura 6.11 son instalados en una estructura fija elaborado en concreto armado o en perfiles metálicos. Las estructuras fijas de hormigón armado son muy dispendiosas debido al gran volumen de concreto utilizado desde sus fundaciones. Las estructuras metálicas aunque son relativamente más baratas tienen la desventaja de oxidarse fácilmente disminuyendo su vida útil con más rapidez. La gran desventaja de las instalaciones fijas es que son definitivas, eliminando la posibilidad de aumentar o disminuir las cantidades de aireadores en etapas futuras, como también cambiarlos por potencias distintos.
- Cuando la variación del nivel de las aguas residuales es muy grande o los tanques de aireación son de grandes dimensiones, los aireadores preferiblemente deben instalarse sobre flotantes con tres flotadores figura 6.12. Los aireadores flotantes tienen la ventaja de facilitar la operación y se pueden utilizar posteriormente en otros sistemas cuando se vuelven obsoletos en sus sistemas de origen.

La regulación de la inmersión de los aireadores se efectúa utilizando lastres por encima de los flotadores, el anclaje de los aireadores flotantes se puede realizar de tres maneras, figura 6.13 en bordes, en postes o en bloques de concreto instalados en el fondo de la laguna

Figura 6.11 Aireadores instalados en estructura fija

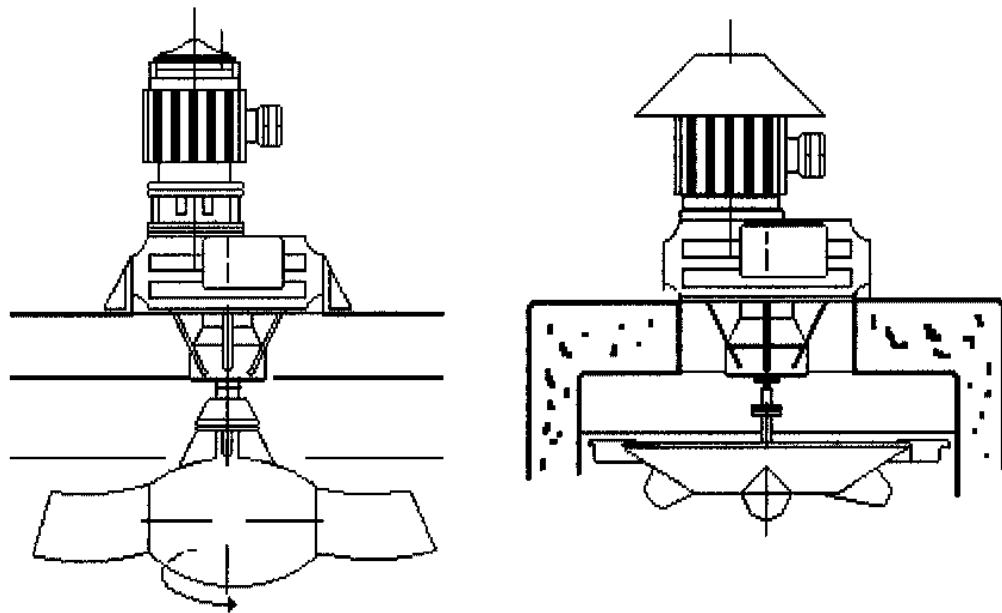


Figura 6.12 Esquema de aireación flotante

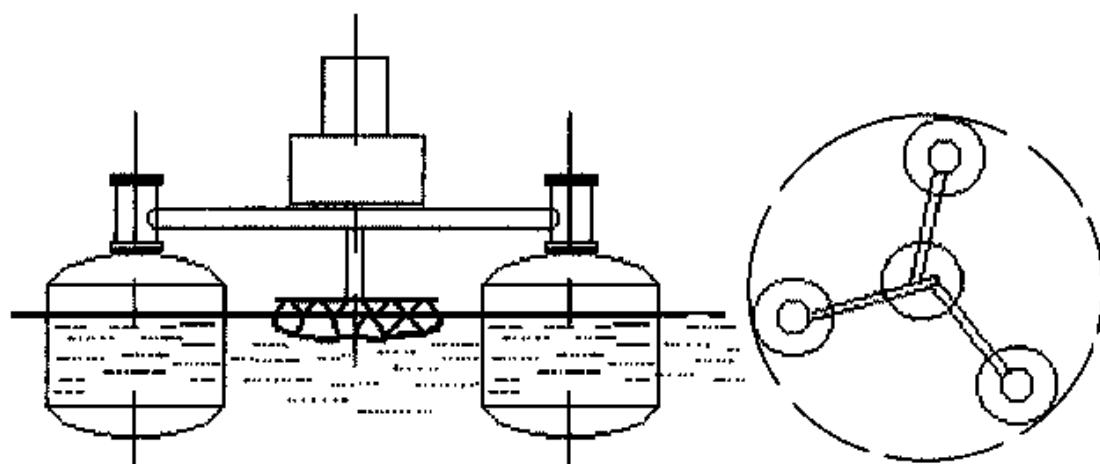
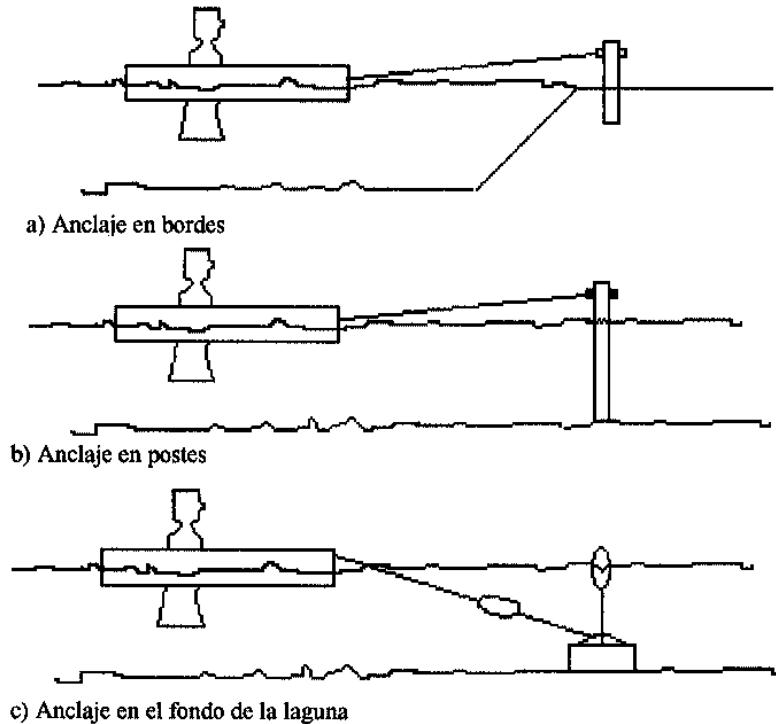


Figura 6.13 Tipos de anclaje de aireadores flotantes

Adaptado de SEDUE (1985)



Fotografía 6.3 Dispositivos de flotación y aireadores con eje inclinado



6.8.-FACTOR DE SEGURIDAD EN EL DISEÑO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

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 esta proyectando va a funcionar sin problemas.

En el caso de lagunas de estabilización, no es tan fácil encontrar este factor de seguridad. 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 hagamos una laguna, mas nos vamos del lado de la seguridad desde el punto de vista de carga orgánica, pero mas la comprometemos desde el punto de vista del balance hídrico. El balance hídrico suele ser dado por la ecuación siguiente:

$$Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e) \quad (6.34)$$

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 = Perdidas por percolación (sucede cuando el nivel freático esta por debajo de las lagunas y estas no se han sellado).Las cantidades anteriores se pueden trabajar en ($m^3/día$ o $lts/día$).

Analizando el mes critico (de menos lluvia, del 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 mas pequeñas (en área total) y no mas grandes como supondría quien haga un análisis superficial del problema.

Si en su primer tanteo durante un diseño obtenemos un valor de Q_e negativo quedan varias alternativas; entre ellas, impermeabilizar la laguna con material arcilloso o membranas sintéticas. Pero hay un recurso que puede ser más económico, y este consiste en usar lagunas anaeróbicas. Un sistema de lagunas con lagunas anaeróbicas primarias puede tener un 60 % del área de uno equivalente que use solo lagunas facultativas; lo cual es muy importante desde el punto de vista de balance hídrico. En casos extremos se pueden usar lagunas anaeróbicas primarias y secundarias, con lo cual el área puede llegar a ser hasta un 40 % de la de un sistema equivalente que no use lagunas anaeróbicas. En zonas muy céntricas donde no sea aconsejable el uso de lagunas anaeróbicas, estas podrían ser sustituidas por lagunas aireadas mecánicamente.

Recuérdese que un buen diseño no consiste en hacer muchas lagunas en serie o lagunas muy grandes si no en lograr la adecuada remoción de carga orgánica y patógenos con un balance hídrico positivo aun en la época critica desde el punto de vista hídrico.

6.9.- ASPECTOS PRACTICOS DE CONSTRUCCION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

6.9.1.- Antecedentes

El diseño de lagunas consiste no solamente en determinar la superficie y profundidad si no, particularmente en resolver un sinnúmero de detalles de construcción y especificaciones que asegurarán un funcionamiento y estabilidad adecuado de la unidad a lo largo de su vida útil.

Muchos informes acerca de lagunas existentes demuestran una serie de defectos en su funcionamiento, averías en las estructuras y molestias de una pobre ingeniería. Un buen diseño minimiza malos funcionamientos tales como manchas anaeróbicas en una laguna facultativa, carencia de efluente por infiltración excesiva hacia el fondo, diques erosionados, crecimiento excesivo de maleza, proliferación resultantes de mosquitos, débil efecto de mezcla inducido por el viento, acumulación de sedimentos alrededor de la entrada y otras penosas circunstancias. Además, una buena ingeniería trae como consecuencia, casi siempre, la reducción en los costos por la minimización en el revestimiento y la optimización de la excavación y el relleno. Hay muchas buenas razones para no descuidar la ingeniería y detalles de construcción.

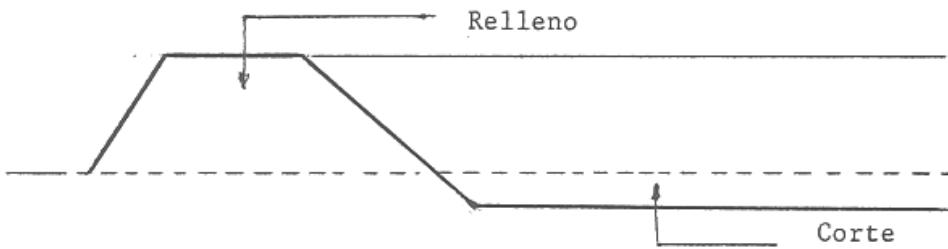
6.9.2.- Movimiento de tierras

6.9.2.1.- Volumen mínimo de movimiento de tierra

En un terreno llano es suficiente realizar una excavación poco profunda para conseguir el material requerido para la construcción de los diques. Dos condiciones son obligatorias:

1. El nivel de agua en la laguna debe quedar situado debajo del nivel de la solera del último tramo de la alcantarilla de llegada si es por gravedad.
2. El suelo removido debe ser adecuado para la compactación y mantener una cohesión cuando es humedecido.

La tierra orgánica y la arena no son adecuadas para la construcción de diques normalmente, un buen material se encuentra debajo de la superficie del suelo. Este terreno más adecuado puede ser utilizado para formar el núcleo impermeable y estable del dique y el sobrante utilizarse para completar el dique y para formar el talud. Ver figura 6.14.

Figura 6.14 Balance entre relleno y excavación

De no haber tierra disponible en el lugar de la obra, la misma deberá ser transportada de otro lugar. En este caso, pueden surgir problemas económicos los suelos compresibles o plásticos pueden afectar considerablemente el costo de la construcción, lo que haría que la alternativa de lagunas de estabilización como medio de tratamiento no sea económica.

Ante la presencia de un terreno adecuado, el material excavado es apilado en capas y compactado sucesivamente. La condición más económica surge cuando toda la tierra requerida para construir las represas proviene de la excavación del fondo de la laguna. Partiendo de un punto de vista puramente geométrico, el volumen excavado debe igualar al apilado. Debe hacerse una compensación adicional por la expansión durante la excavación y la reducción durante la compactación. Dependiendo de la compresibilidad de la tierra, contenido de humedad y otros factores, por lo general el volumen de suelo que entra en la conformación del dique es menor al excavado.

Si el terreno no es parejo, el propósito debe ser el mismo tener el relleno igual a la excavación más la compensación. Construcción de lagunas en terrenos agrícolas con alto contenido orgánico como raíces y ramas deben ser removidas y no empleadas en las obras de arte porque una vez que el material orgánico se descompone puede dar lugar a la formación de tubificaciones que expondrían a la estructura a un alto riesgo.

6.9.2.2 Geometría del dique

Con la finalidad de mantener al mínimo la erosión causada por olas provocadas por el viento, la pendiente del dique en el lado húmedo debe ser suave, 1 en la parte vertical a 3 en la parte horizontal. Los taludes más empinados pueden ser adoptados en el caso de suelos muy duros y si se utiliza un revestimiento protector.

En el lado seco el declive es usualmente 1:1.5 o más empinado. El talud en el lado seco y la faja sobre el nivel del agua en el lado húmedo deberán protegerse con césped contra la erosión. El tipo de césped utilizado para este propósito tiene una marcada influencia en los costos de mantenimiento. Si el césped llega por debajo de la superficie del agua, esto creará un habitat para larvas, caracoles y otros tipos de animales. Una angosta faja desnuda, de alrededor de 0.2 m, deberá mantenerse entre el césped y el nivel del agua.

La coronación del dique debe ser hecha lo suficientemente ancha como para permitir el fácil tráfico de camionetas o camiones en grandes instalaciones, considerando que en instalaciones pequeñas todo lo que se necesita es un sendero de 1 m de ancho y de por lo menos 3.0 m en instalaciones mayores para el acceso de vehículos. La parte de la coronación debe consolidarse adecuadamente para evitar su deterioro como consecuencia del tránsito y tener una geométrica curva que evite la acumulación del agua de lluvia. Después de terminar el movimiento inicial de la tierra, los taludes son afinados a mano o mecánicamente por medio de una motoniveladora. Luego se siembra el césped siempre que se disponga de personal suficiente, y del equipo para su manutención.

6.9.3.- Impermeabilización del fondo

Si la tierra es muy permeable teóricamente puede suceder que la laguna nunca complete su llenado debido a la infiltración a través del fondo. En este caso el nivel del agua se mantiene en un punto donde la carga estática encima del fondo, es suficiente para lograr la entrada del fluido en la tierra porosa subyacente. En la práctica, esta situación se supera con facilidad durante la puesta en marcha de las lagunas anaeróbicas o primarias.

La retención se torna más difícil en el caso de lagunas secundarias o de maduración por la naturaleza de los sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales tratadas. En muchos casos pueden evitarse sorpresas desagradables por medio de un análisis granulométrico del suelo y pruebas de infiltración, pero a pesar de ello, los resultados obtenidos son frecuentemente engañosos y las fallas pueden ser detectadas algunas veces sólo después de que los trabajos se han completado. De cualquier modo, si se decide construir una laguna en tierra relativamente porosa, la superficie de la unidad debe ser hecha impermeable por medio de una capa compacta de 0.10 m de tierra arcillosa transportada de un sitio cercano. A primera vista no parece mucho, pero una hectárea requiere 1,000 m de revestimiento de arcilla.

Algunos diseñadores recomiendan capas más delgadas, por debajo de 0.05 m, pero se entiende que un revestimiento tan reducido difícilmente puede ser uniforme y es propenso a presentar fallas tales como grietas, derrumbes por lavado, subpresión, adhesión pobre al suelo original, etc. Los revestimientos de polietileno y de vinilo han sido utilizados en algunas ocasiones pero el costo es relativamente alto en países en desarrollo. Si esta clase de impermeabilización es utilizada, usualmente debe revestirse tanto el fondo como los taludes. Los bordes del forro avanzan hacia la cima del dique donde deben ser fijados por los medios más adecuados.

Fotografía 6.4 Revestimiento de una laguna de estabilización con polietileno



Los recubrimientos de plástico se utilizan por lo general en unidades relativamente pequeñas y más que nada en lagunas aireadas mecánicamente. Aparentemente, ésta constituye una alternativa factible en lugar del revestimiento con arcilla, particularmente si ésta debe ser transportada desde una gran distancia. En el caso de suelos con más de 70% de material granular por peso (grava o arena), el uso de suelo-cemento es una solución económica.

El suelo-cemento es preparado manualmente con el material extraído en el lugar, mezclándolo con 8-11% de cemento Portland, basado en sólidos secos. El suelo es aflojado manualmente con un rastrillo a una profundidad de cerca de 50 mm y se deja secar. La cantidad exacta de cemento es colocada sobre la arena en pequeñas cantidades iguales (8 a 10 kg/m²), y distribuidos uniformemente. A continuación se mezcla bien con el suelo sin moverlo del lugar a fin de asegurar una capa uniforme. Finalmente se compacta. Si la tierra se ha dejado secar mucho como para presentar una cohesión pobre, una cantidad mínima de agua se añade cuidadosamente por medio de un envase para regar. El cuidado de curado es similar al utilizado para el concreto. Parece ser que una cantidad de 8 Kg de cemento Portland por m² de fondo de laguna es competitiva, en costo, con cualquier otro medio de revestimiento, aún a un costo de mano de obra mucho mayor.

6.9.4.- Revestimiento de taludes

En términos generales, el revestimiento de un talud suave es innecesario. Para este propósito se recomienda pendientes de 1 en la vertical y 3 o 4 en la horizontal. En este caso las olas que resultan de la fricción del viento reventarán en el talud aligerándose, pero ello no significa que no dañe el talud. En caso de pendientes más pronunciadas el revestimiento puede hacerse obligatorio. Aparentemente, el revestimiento de piedra es lo más recomendable para el talud, siempre y cuando el material rocoso se pueda adquirir a bajo costo, colocándose una parte por encima y otra por debajo del nivel del agua las piedras de diferentes tamaños y formas se acomodan manualmente sin unirlas con argamasa. El empedrado es un medio efectivo contra la erosión y la maleza.

El área empedrada deberá tener 0.15 m de espesor y su altura debe ser mayor a la prevista para las olas. El ancho mínimo recomendable es de 1 m, siendo 0.5 m por encima y 0.5 m por debajo del nivel de las aguas cuando están tranquilas. Es probable que el empedrado acumule grasa y otros materiales flotantes. Por este motivo algunas personas se inclinan a usar losas de concreto o un revestimiento de ladrillo, a pesar de ser más costosos, a fin de lograr una superficie más plana. Ver fotografía 6.5.

Fotografía 6.5 Revestimiento de taludes con losas de concreto



Es importante recalcar que el plantar árboles de gran envergadura en las cercanías de la laguna puede, hasta cierto punto, reducir la fricción causada por el viento. El efecto de mezcla y de difusión del oxígeno fotosintético en las capas subterráneas depende en su mayor parte de las corrientes inducidas por el viento. Por lo tanto, el viento resulta, más que un perjuicio, un beneficio.

6.9.5.- Revestimiento y polución

Parece existir un interés general en el tema de la polución del agua subterránea por causa de las infiltraciones. Gran parte del temor se debe a la carencia de información acerca de la propiedad de autopurificación del agua subterránea durante su migración a través de los constituyentes del suelo, la escasa literatura existente sobre el tema conduce a las siguientes conclusiones:

- La contaminación bacteriana desaparece completamente, en la mayoría de los casos, a un par de metros del punto de infiltración de las aguas residuales.
- La salinidad se reduce en gran parte mediante su dilución y difusión en las grandes masas de agua subterránea.
- La materia coloidal orgánica mineral se elimina completamente.
- La materia orgánica soluble se conserva prácticamente intacta por períodos prolongados.
- El nitrógeno orgánico cuando varía a nitrato no sufre un cambio marcado y puede usarse como indicador del movimiento de las aguas subterráneas.

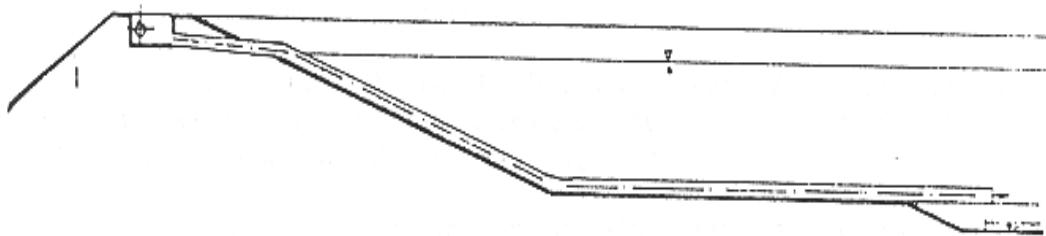
En cualquier caso, la naturaleza de la polución es química y puede no existir problemas de salud excepto en circunstancias muy especiales, tales como cuando se presentan suelos cavernosos, tuberías de suministro de agua potable ubicadas junto a las instalaciones de la laguna u otros.

6.9.6.- Otros detalles de construcción

6.9.6.1.- Estructuras de ingreso

Existe bastante controversia en cuanto si la tubería de entrada a una laguna debe ir sumergida o sobre el nivel del agua (ver figura 6.15 y fotografía 6.6) Los argumentos a favor de las tuberías sumergidas son su bajo costo y sencillos métodos de construcción. Los argumentos en su contra son: el asentamiento de lodo en caudales bajos con la consecuente obstrucción de la tubería y la aparición de material asentado alrededor de la desembocadura.

Figura 6.15 Entrada sumergida elevada



Fotografía 6.6 Entrada sobre el nivel del agua



Los argumentos a favor de las tuberías elevadas son la ausencia de obstrucciones con caudales bajos porque se aseguran velocidades mínimas mediante secciones de flujo parcial, mientras que los canales sumergidos están siempre llenos. El efecto de mezcla y las condiciones de dispersión del afluente en el cuerpo de agua se aseguran debido a la turbulencia originada por la caída del afluente. El control visual de los caudales aproximados es posible desde cualquier punto de la coronación del dique. Los argumentos en contra son: costos más altos debido a los soportes para las tuberías (por ejemplo pilares de albañilería) y exposición al vandalismo. Las tuberías de entrada, tanto sumergidas como elevadas, deberán distar de los bordes. En lagunas cuadradas la tubería de entrada generalmente termina en el centro, En lagunas rectangulares termina en un punto de la línea central más larga, equidistante de tres de los lados. Esto evita que las aguas crudas lleguen hasta los bordes.

Algunos autores recomiendan tuberías de entrada sumergidas terminando en una pequeña pieza vertical apuntada hacia arriba a fin de que la boca no tome contacto con el material sedimentado. Esta práctica ofrece mayor riesgo de obstrucción. Otros indican que es preferible colocar la tubería al nivel del suelo, prolongándola unos 2 m o más por encima de una depresión circular, de 0.5 m de profundidad y 10 m o más de diámetro, donde se acumulará la arena por muchos años sin interferir con la boca del canal. Con frecuencia las tuberías de entrada descargan sobre una losa de concreto de aproximadamente 1 m de diámetro cuando van sumergidas y en el caso de ingresos sobre el nivel del agua la descarga se realiza sobre un revestimiento de piedra de aproximadamente 1 x 2 m justo debajo de la boca de la tubería para evitar la socavación del fondo de la laguna durante la fase de llenado.

6.9.6.2.- Estructuras de salida

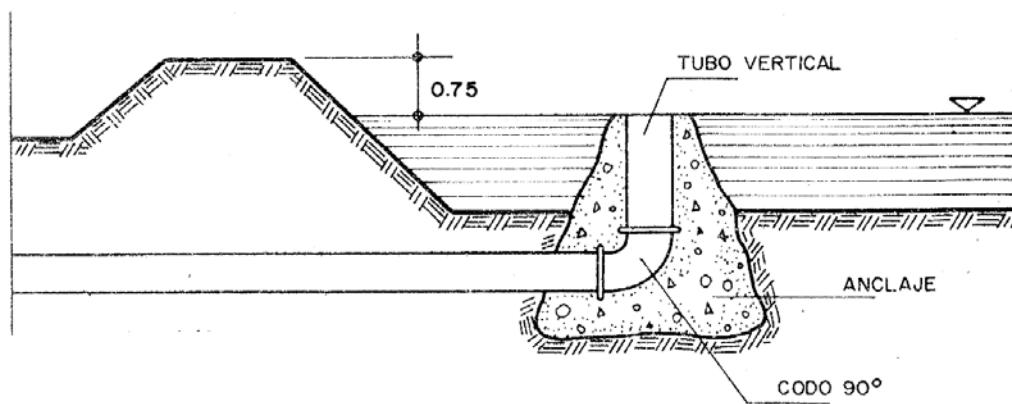
La estructura de salida de una laguna determina el nivel del agua dentro de ella y podrá colocarse en cualquier punto del borde, ordinariamente al pie del dique y opuesto a la tubería de entrada.

Hay muchos tipos de salidas. La mayoría contempla el tendido de una tubería en el fondo de la laguna que atraviesa el dique. Esto permite vaciar completamente la laguna en caso necesario. El dispositivo de salida más sencillo consta de una tubería vertical cuyo extremo superior alcanza el punto del nivel de agua deseado. El extremo inferior se conecta a la tubería de descarga (ver figura 6.16).

Las tuberías de descarga que atraviesan los diques deberán instalarse con anterioridad a la construcción de los mismos a fin de evitar cortes y rellenos en una obra recién construida, corriendose el peligro de debilitar algún punto. Las estructuras salida más convenientes son con dispositivos para variar el nivel del agua con fines operativos. Por ejemplo, disminuyendo el nivel en 0.50 m se facilitará enormemente la eliminación de maleza y reparación de los taludes erosionados por el choque de las olas.

Tal dispositivo de salida puede consistir simplemente de una caja cuadrada vertical cuya base repose sobre el fondo, al pie del dique, y su extremo superior sobresalga sobre el nivel del agua. Uno de los lados de esta caja se construye parcialmente y se colocan planchas de contención, que pueden ponerse o quitarse a voluntad, a manera de un vertedero de altura variable (fotografía 6.7). Actualmente se recomienda la instalación de una pantalla alrededor del dispositivo de salida para impedir que penetre materia flotante y espuma en el efluente y la consiguiente salida de huevos y quistes de parásitos.

Figura 6.16 Estructura de salida que consta de un tubo vertical



Fotografía 6.7 Dispositivo de salida que consta de una caja cuadrada con vertederos laterales triangulares el cual permite medir caudales



6.9.7.- Medidores de caudal

Deberán instalarse dos medidores de caudal en cada laguna: uno en la entrada y otro en la salida. Es mejor instalar el medidor de caudal de entrada al ingreso del sistema de tratamiento. En este caso los medidores adecuados son el canal de Parshall o el medidor Bowls y Palmer. El medidor de caudal de salida puede ser la misma estructura de salida, si tiene la forma de un vertedero rectangular. De otro modo, se puede instalar en la tubería de descarga, por el lado exterior del dique.

La comparación entre los flujos de entrada y salida da una idea de la magnitud de la evaporación e infiltración, así como del efecto de dilución de la precipitación pluvial. Además, es un medio correcto de evaluar el desempeño de una laguna

6.9.8.- Tuberías de interconexión

Las tuberías de interconexión se utilizan para transferir el efluente de una laguna a otra en casos donde se operan dos o más unidades en serie, tal como de una laguna anaeróbica conectada a una facultativa o una facultativa conectada a una de maduración.

En muchos casos una tubería que atraviesa el dique, bajo el nivel del espejo de agua, es suficiente para establecer una interconexión adecuada. En esta circunstancia el nivel del agua en ambas lagunas mostrará una diferencial igual a la pérdida de carga causada por la tubería de interconexión. Suponiendo que ambas lagunas deban mantener niveles de agua distintos, la estructura de salida de la primera laguna debe empezar con algún dispositivo que le asegure un nivel constante a ella.

Si la tubería interconectada está un tanto por debajo del nivel del agua en ambos extremos, digamos a 0.30 m o más, no es necesaria ninguna protección especial para evitar que el material flotante penetre en la segunda laguna. Algunas personas agregan a la boca de entrada una curva acodada vuelta hacia abajo, a fin de que llegue hasta una capa más profunda. Este dispositivo puede utilizarse para corregir fácilmente cualquier error relacionado con la altura en que la composición del contenido de la primera laguna es adecuada para su transferencia a la segunda. Con frecuencia la tubería de entrada a la segunda laguna se prolonga hacia abajo a lo largo de la pendiente hasta que alcanza el pie del terraplén. Algunas veces el de caudal se instala en la tubería de transferencia. La mejor ubicación es en el lado de ingreso, colocado en una caja que penetre ligeramente en el dique.

6.10.- EJERCICIOS DE APLICACIÓN 1

Diseñar lagunas de estabilización para obtener un efluente apto para riego agrícola con restricción de cultivos (riego de arboles frutales, cultivo de forraje, etc.), es decir con una concentración de DBO₅ menor a 45 mg/lit, y una calidad bacteriológica menor a 10000 coliformes fecales por cada 100 mililitros. Los datos para el diseño se presentan a continuación:

Población de diseño= 10000 habitantes

Contribución percapita de aguas residuales= 80 lt/hab.día

Contribución percapita de DBO₅= 40 gr/hab.día

Caudal estimado debido a infiltraciones (Q_{infiltraciones})= 100 m³/día

Concentración bacterial en el afluente= 5 x 10⁷ CF/100 ml

Temperatura mensual promedio=21 °C

a) Determinación de parámetros de diseño

El caudal de aguas residuales (Q) generado por la población es:

$$Q = \frac{\text{Poblacion} \times \text{Dotacion}}{1000} = \frac{10000 \times 80}{1000} = 800 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

Por tanto el caudal de diseño (Q_{diseño}) será:

$$Q_{\text{diseño}} = Q + Q_{\text{infiltraciones}} = 800 + 100 = 900 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

La carga total orgánica se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\text{Carga total organica} = \text{Poblacion} \times \text{DBO}_5 \text{ PerCapita} = \frac{10000 \times 40}{1000} = 400 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{dia}}$$

Determinamos la concentración de DBO₅ en el afluente por tanto:

$$L_o = \frac{\text{Carga total organica}}{\text{caudal de diseño}} = \frac{400 \times 10^6}{900 \times 1000} = 445 \frac{\text{mg DBO}_5}{\text{lt.}}$$

b) Determinamos el área de la laguna facultativa, utilizando el método de la carga superficial propuesta por Mara

La carga superficial máxima permisible para una temperatura de 21 °C es:

$$\lambda_s = 20 T - 60 = 20(21) - 60 = 360 \frac{\text{kg DBO}_5}{\text{Ha dia}}$$

El área requerida para remover la DBO₅ es:

$$A = \frac{10 \times L_o \times Q_{med}}{\lambda_s} = \frac{(10)(445)(900)}{360} = 11125 \text{ m}^2$$

Asumiendo una profundidad de 1.75 m de acuerdo al Reglamento Nacional DINASBA, 1996. A partir de este valor obtenemos el volumen de la laguna de estabilización

$$\text{Volumen} = \text{Area} \times \text{Profundidad} = 11125 \times 1.75 = 19469 \text{ m}^3$$

El periodo de retención (PR) en la laguna de estabilización es:

$$PR = \frac{\text{Volumen}}{\text{Caudal}} = \frac{19469}{900} = 22 \text{ dias}$$

b) Verificación de la remoción de coliformes fecales en la laguna facultativa

Para obtener la concentración de coliformes fecales en el efluente se utilizará el modelo de flujo disperso el cual es recomendado por varios autores. Según el profesor Yáñez la tasa de mortalidad de los coliformes fecales a una temperatura de 21 °C es:

$$K_b = 0.841 \times (1.07)^{(T-20)} = 0.841 \times (1.07)^{(21-20)} = 0.90 \text{ dias}^{-1}$$

Para una relación largo/ancho de 2:1, de acuerdo con el Reglamento Nacional DINASBA, 1996 el factor de dispersión “d” es:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392 X + 1.01368 X^2}$$

$$d = \frac{2}{-0.26118 + 0.25392 (2) + 1.01368 (2)^2} = 0.46$$

Calculo de la constante (a)

$$a = \sqrt{(1 + 4 K_b \times PR \times d)} = \sqrt{(1 + 4 (0.90) (22) (0.46))} = 6.12$$

Por tanto la concentración de coliformes fecales en el efluente es:

$$\frac{N}{N_o} = \frac{4 a e^{\left(\frac{1}{2d}\right)}}{(1+a)^2 e^{\left(\frac{a}{2d}\right)} - (1-a)^2 e^{\left(\frac{-a}{2d}\right)}}$$

$$N = \frac{4 (5 \times 10^7) (6.12) e^{\left(\frac{1}{2 \times 0.46}\right)}}{(1+6.12)^2 e^{\left(\frac{6.12}{2 \times 0.46}\right)} - (1-6.12)^2 e^{\left(\frac{-6.12}{2 \times 0.46}\right)}} = 92444 \frac{CF}{100 ml}$$

c) Diseño de la laguna de maduración

Debido a que para un periodo de retención hidráulica de 22 días la concentración de coliformes fecales en el efluente es de 92444 CF/100 ml, lo cual no satisface los requerimientos, es necesario diseñar lagunas de maduración o pulimento. Por tanto calculamos nuevamente el factor de dispersión esta vez para una relación largo/ancho de 3:1 de acuerdo al reglamento Nacional DINASBA

$$d = \frac{3}{-0.26118 + 0.25392 (3) + 1.01368 (3)^2} = 0.31$$

Para un periodo de retención de 11 días, calculamos la constante “a”

$$a = \sqrt{(1 + 4 K_b \times PR \times d)} = \sqrt{(1 + 4 (0.90)(11)(0.31))} = 3.64$$

Por tanto la concentración de coliformes fecales en el efluente será:

$$N = \frac{4 (92444) (3.64) e^{\left(\frac{1}{2 \times 0.31}\right)}}{(1 + 3.64)^2 e^{\left(\frac{3.64}{2 \times 0.31}\right)} - (1 - 3.64)^2 e^{\left(\frac{-3.64}{2 \times 0.31}\right)}} = 885 \frac{CF}{100 \text{ ml}} \Rightarrow \text{ok}$$

El volumen de las lagunas de maduración para un periodo de retención de 11 días y una caudal de 900 m³/día es de 9900 m³, por tanto el área de las lagunas de maduración para una profundidad de 1.3 m es de 7616 m²

La concentración de DBO₅ en el efluente para un periodo de retención de 33 días y para un K_f de 0.35 de acuerdo al cuadro 6.3 es:

$$\frac{L_p}{L_0} = \frac{1}{K_f PR + 1} \Rightarrow L_p = \frac{L_o}{K_f PR + 1}$$

$$L_p = \frac{L_o}{K_f PR + 1} = \frac{445}{(0.35 \times 33) + 1} = 35 \frac{\text{mg}}{\text{lt.}} \Rightarrow \text{ok}$$

d) Dimensiones de las lagunas facultativas y de maduración

Nº de lagunas	Largo (L)	Ancho (W)	Profundidad (h)
2 lagunas de maduración en paralelo	108 m	36 m	1.30 m
1 laguna facultativa	150 m	75 m	1.75 m

6.11.- EJERCICIO DE APLICACIÓN 2

1 m³/s de un agua residual industrial conteniendo una concentración despreciable de sólidos en suspensión debe tratarse en un sistema de lagunas aireadas formado por una laguna de mezcla completa seguida de una balsa facultativa. El diseño se basa en un valor de 450 mg/l para la DBO₅ soluble del afluente, Una temperatura de afluente de 38 °C y una temperatura ambiente de 16 °C. Se dispone de la siguiente información adicional para el diseño de las lagunas aireadas:

- $k = 0.01 \text{ d}^{-1}$ a 20 °C los cálculos de ambas lagunas deben basarse en este valor con las correcciones correspondientes de temperatura utilizando un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.05$
- $Y = 0.5$. Despréciese los efectos de temperatura sobre Y.
- $k_d = 0.0825 \text{ d}^{-1}$ a 20 °C. Los cálculos de ambas lagunas deben basarse en este valor con las correcciones correspondientes de temperatura utilizando un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.03$.
- Para una laguna de mezcla completa deben tomarse los parámetros $a = 0.52$ y $b = 0.102 \text{ d}^{-1}$. Deben despreciarse los efectos de temperatura para el caso a. Para b, tomarse un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.05$.
- Las especificaciones de los aireadores se basan para ambas lagunas en una estimación conservadora es decir utilizando los criterios recomendados para aireadores superficiales (Se supone que se utilizan aireadores superficiales de 125 CV).
- La DBO₅ total del efluente de la laguna facultativa debe ser inferior a 25 mg/l incluyendo tanto la DBO₅ como la insoluble.
- Tómese como profundidad de ambas lagunas un valor de 4.5 m
- Para la laguna facultativa, se utilizará un coeficiente de 1.2 para el reciclado de DBO en la estimación de S_e .

Solución:

La solución que sigue se basa en la elección de tiempos de retención de 5 y 10 días para las lagunas de mezcla completa y facultativa respectivamente. Esta elección se probará para el cálculo de la DBO₅ total del efluente de la laguna facultativa, que debe ser inferior a 25 mg/l. La elección de los tiempos de retención de ambas lagunas puede variar. Teniendo en cuenta los factores coste y la optimización tanto de tiempo como económica, puede alcanzarse un diseño adecuado. Este aspecto se discutirá más adelante al final de la solución del problema.

Parte 1.- Diseño de la laguna de mezcla completa**Paso 1.- Calculo del volumen de la balsa y de la sección transversal**

$$V_1 = Q_o \cdot t_1 = 1 \text{ m}^3/\text{s} \times 5 \text{ d} \times 24 \text{ h/d} \times 3600 \text{ s/h} = 432000 \text{ m}^3$$

$$A_1 = \frac{V}{D} = \frac{432000 \text{ m}^3}{4.5 \text{ m}} = 96000 \text{ m}^2$$

Paso 2.- Estimación de la temperatura de la laguna

$$T_w = \frac{A F T_a + Q_o T_o}{A F + Q_o} = \frac{(96000)(6 \times 10^{-6})(16) + (1)(38)}{(96000)(6 \times 10^{-6}) + 1} = 30^\circ\text{C}$$

Paso 3.- Estimación de la temperatura de la laguna (ver capítulo 7 de lodos activos)

$$k_{T_w} = k_{20} \theta^{(T_w - 20)} = (0.01)(1.05)^{(30 - 20)} = 0.0163 \text{ d}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{d,T_w} = k_{d,20} \theta^{(T_w - 20)} = (0.0825)(1.03)^{(30 - 20)} = 0.111 \text{ d}^{-1}$$

$$b_{T_w} = b_{20} \theta^{(T_w - 20)} = (0.102)(1.05)^{(30 - 20)} = 0.166 \text{ d}^{-1}$$

Paso 4.- Valor de la DBO₅ soluble del efluente de la primera laguna

$$S_{e1} = \frac{1 + k_d t}{Y k t} = \frac{1 + (0.111)(5)}{(0.5)(0.0163)(5)} = 38.2 \text{ mg/l}$$

Paso 5.- Valor de X_{V.a}, ya que X_{V.o} = 0

$$X_{V.a} = \frac{X_{V.o} + Y(S_o - S_e)}{1 + k_d t} = \frac{(0.5)(450 - 38.2)}{1 + (0.111)(5)} = 132.4 \text{ mg/l}$$

Paso 6.- Necesidades de oxígeno para la aireación, kgO₂/d

$$O_2 = (0.52)(450 - 38.2)(1)(86.4) + (0.166)(132.4)(432000)(10^{-3}) = 27996 \text{ kgO}_2/\text{d}$$

$$O_2 = 1166 \text{ kgO}_2/\text{h}$$

Paso 7.- Consumo de potencia en la aireación

$$N = N_o \left(\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_{st}} \right) \alpha 1.024^{(T-20)}$$

Para:

$\alpha = 0.7$ para las aguas residuales domésticas

$\beta = 0.9$ para las aguas residuales domésticas

$C_L = 1.5 \text{ mg/l}$

$C_{st} = 9.17 \text{ mg/l}$

$P_A = 558.78 \text{ mm Hg} \rightarrow \text{altitud} = 2548.10 \text{ m (cuadro 6.5)}$

$P = 14 \text{ mm Hg} \rightarrow T = 16^\circ\text{C (cuadro 6.4)}$

$C_{sw} = 10 \text{ mg/l} \rightarrow T = 16^\circ\text{C (cuadro 6.4)}$

$$N = 1.5 \left(\frac{0.9(7.30) - 1.5}{9.17} \right) (0.7) 1.024^{(16-20)} = 0.53 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$$

$$C'_{sw} = C_{sw} \left(\frac{P_A - P}{760 - P} \right) = 10 \left(\frac{558.78 - 14}{760 - 14} \right) = 7.30 \text{ mg/l}$$

$$\text{Pot}_{\text{KW}} = \frac{\text{O}_r}{N} = \frac{1166}{0.53} = 2200 \text{ kw}$$
$$= 2989 \text{ CV}$$

Paso 8.- Nivel de potencia P_v , y numero de aireadores basándose en la necesidad de transferencia de oxígeno

$$P_v = \frac{2989}{432000} = 0.00692 \text{ CV/m}^3$$

Ya que la laguna esta especificada como de mezcla completa debe adoptarse un valor mínimo para P_v de 0.007 CV/m^3 . La potencia real adquirida es por tanto:

$$\text{CV} = (0.007)(432000) = 3024 \text{ CV}$$

El número requerido de aireadores de 125 CV es:

$$\text{número} = 3024/125 = 24 \text{ aireadores}$$

Paso 9.- Valor de la DBO_5 insoluble del afluente en la laguna de mezcla completa.

Ya que $X_{V,0} = 0$, $\theta_c = t$, según la ecuación (6.27). Por ello $\theta_c = 5$ días. De la figura 6.7, para $\theta_c = 5$ días se obtiene $\psi = 0.435$. En consecuencia la DBO_5 insoluble es:

$$\text{DBO}_5 \text{ total} = S_e + \psi X_{V,a} = 38.2 + (0.435)(132.4) = 95.8 \text{ mg/l}$$

Parte 2.- Diseño de la laguna facultativa

Paso 1.- Calculo del volumen de la balsa y de la sección transversal. Ya que el tiempo de residencia (10 días) es doble del de la laguna de mezcla completa

$$V = (2)(432000) = 864000 \text{ m}^3$$

$$A_2 = 864000 \text{ m}^3 / 4.5 \text{ m} = 192000 \text{ m}^2$$

Paso 2.- Estimación de la temperatura de la laguna, en este caso $T_o = 30 ^\circ C$, que es la temperatura del efluente de la laguna de mezcla completa

$$T_w = \frac{A F T_a + Q_o T_o}{A F + Q_o} = \frac{(192000)(6 \times 10^{-6})(16) + (1)(30)}{(192000)(6 \times 10^{-6}) + 1} = 22.6 ^\circ C$$

Paso 3.- Evaluación de los parámetros biocinéticos k y k_d a $22.6 ^\circ C$

$$k_{T_w} = k_{20} \theta^{(T_w - 20)} = (0.01)(1.05)^{(22.6 - 20)} = 0.0114 \text{ d}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{d,T_w} = k_{d,20} \theta^{(T_w - 20)} = (0.0825)(1.03)^{(22.6 - 20)} = 0.089 \text{ d}^{-1}$$

Paso 4.- DBO₅ soluble del efluente de la laguna facultativa

Nótese que con la ecuación (6.20) no es posible obtener ese valor en este caso, ya que dicha ecuación se basa en un valor de concentración cero para lo VSS del afluente. Ya que el afluente a la laguna facultativa es el efluente de la balsa de mezcla completa, contiene 132.4 mg/l de VSS. Se debe utilizar la ecuación (6.22) para estimar la DBO soluble del efluente de la balsa facultativa. Se supone un valor de potencia de 0.001 CV/m³ (que debe comprobarse en el paso 7). Bajo estas circunstancias, tal como se indica en la sección (6.7.3.5), puede esperarse una concentración de X_{V,a} de 30 a 40 mg/l de sólidos volátiles en suspensión. Se toma un valor de 40 mg/l.

$$S_{e2} = \frac{1.2 S_{e1}}{1 + k_{22.6} X_{V,a} t_2} = \frac{(1.2)(38.2)}{1 + (0.0114)(40)(10)} = 8.2 \text{ mg/l}$$

Paso 5.- Consumo de oxígeno para la aireación

$$\begin{aligned} \text{kg O}_2/\text{d} &= B (S_o - S_e) Q_o = 1.5 (38.2 - 8.2)(1)(86.4) = 3888 \text{ kgO}_2/\text{d} \\ &= 162 \text{ kgO}_2/\text{h} \end{aligned}$$

Paso 6.- Potencia consumida en la aireación

$$\text{Pot}_{\text{KW}} = \frac{\text{O}_r}{N} = \frac{162}{0.53} = 306 \text{ kw}$$

$$= 416 \text{ CV}$$

Paso 7.- Nivel de potencia, P_v y numero de aireadores

$$P_v = \frac{416}{864000} = 0.000481 \text{ CV/m}^3$$

Este valor es demasiado pequeño, por lo que debe adoptarse un nivel de potencia práctico mínimo 0.001 CV/m³. En este caso, la potencia real requerida es:

$$\text{CV} = (0.001)(864000) = 864 \text{ CV}$$

El número requerido de aireadores de 125 CV es:

$$\text{número} = 864/125 = 7 \text{ aireadores}$$

Paso 8.- DBO₅ insoluble del efluente de la laguna facultativa.

Nótese que no puede utilizarse la ecuación (6.26) para calcular la edad de los lodos, θ_c , en el caso de la laguna facultativa, ya que

$$X_{V,a} = 40 \text{ mg/l}$$

$$X_{V,o} = 132.4 \text{ mg/l}$$

Por ello:

$$X_{V,a} - X_{V,o} < 0$$

La edad de los lodos en este caso se determina suponiendo que 40 mg/l de VSS se difunden a través de la laguna facultativa, mientras que $132.4 - 40 = 92.4 \text{ mg/l}$ sedimentan en el fondo. De esta forma, la edad de los lodos para los 40 mg/l de VSS que salen con el efluente iguala al tiempo de residencia t de 10 días. De la figura 6.7 para $\theta_c = 10$ días se obtiene:

$$\psi = 0.33$$

Por ello la DBO insoluble en el efluente de la laguna facultativa es

$$DBO_5 \text{ total} = S_{e2} + \psi X_{v.a} = 8.2 + (0.33)(40) = 21.4 \text{ mg/l}$$

Este valor es inferior al máximo especificado de 25 mg/l por lo que el diseño resulta satisfactorio. Estos cálculos deben repetirse con otros valores para los tiempos de residencia t_1 y t_2 para lograr una optimización económica. Los costes principales que deben tomarse en cuenta en este balance económico son los de inmovilizado y los de operación para los aireadores y para el valor del terreno. El diseño óptimo será el que conduzca a un coste mínimo total.

6.12.- EJERCICIO PROPUESTO 1

Con los datos del ejercicio 6.10 dimensionar lagunas de estabilización de la provincia de sacaba para obtener un efluente para riego en la agricultura sin restricción de cultivos es decir la calidad bacteriológica del efluente será menor a 100 CF/100 ml y la DBO_5 menor a 25 mg/l

6.13.- EJERCICIO PROPUESTO 2

Diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales compuesta de una laguna aireada aerobia con mezcla completa seguida de una laguna aireada facultativa. Esta planta de tratamiento de aguas residuales se destina al tratamiento de los desechos domésticos de una ciudad que deberá servir a una población de 80000 habitantes en el año 2010.

Suponer para la tasa percapita de aguas residuales la infiltración de 160 l/hab.día y la contribución de DBO_5 percapita de 40 gr/hab.día. La temperatura media anual es de 23 °C; los criterios para el efluente final son:

- $k = 0.02 \text{ d}^{-1}$ a 20 °C los cálculos de ambas lagunas deben basarse en este valor con las correcciones correspondientes de temperatura utilizando un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.05$
- $Y = 0.5$. Despréciese los efectos de temperatura sobre Y.
- $k_d = 0.18 \text{ d}^{-1}$ a 20 °C. los cálculos de ambas lagunas deben basarse en este valor con las correcciones correspondientes de temperatura utilizando un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.03$.
- Para una laguna de mezcla completa deben tomarse los parámetros $a = 0.63$ y $b = 0.28 \text{ d}^{-1}$. Deben despreciarse los efectos de temperatura para el caso a. Para b, tomarse un coeficiente de Arrhenius $\theta = 1.05$.
- Las especificaciones de los aireadores se basan para ambas lagunas en una estimación conservadora es decir utilizando los criterios recomendados para aireadores superficiales para una altitud de 2550 msnm (Se supone que se utilizan aireadores superficiales de 125 CV).
- La DBO₅ total del efluente de la laguna facultativa debe ser inferior a 20 mg/l incluyendo tanto la DBO₅ como la insoluble.
- Tómese como profundidad de ambas lagunas un valor de 3.7 m
- Para la laguna facultativa, se utilizara un coeficiente de 1.2 para el reciclado de DBO en la estimación de S_e.

6.14.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Ing. Suematsu Leon Guillermo – Asesor en Tratamiento de Aguas Residuales CEPIS, Curso “Diseño y operación de lagunas de estabilización”, La Paz, Noviembre de 1999.
- 2.- Arthur J. P., Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries, Washington D. C., 1953.
- 3.- Cubillos Z. Armando, Lagunas de estabilización, Editorial C.I.D.I.A.T, Menda, Venezuela, 1994.
- 4.- Sáenz Forero Rodolfo, Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de aguas residuales, CEPIS Lima Perú, 1985.

- 5.-** Yáñez Fabián Ph.D. – Asesor Regional en Tratamiento de Aguas Residuales, Lagunas de estabilización, CEPIS Lima Perú, 1986.
- 6.-** Ing. M.Sc. Mendonca Rolim Sergio – Asesor en Salud y Ambiente de la OPS/OMS, Lagunas aireadas mecánicamente, Santa Fe de Bogotá - Colombia, Septiembre de 1999.
- 7.-** Rubens. S. Ramalho, Tratamiento de Aguas Residuales, Editorial REVERTE S.A., Faculty of Science and Engineering Laval University, Quebec Canadá.
- 8.-** Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.
- 9.-** Ing. Rojas Vargas Ricardo - Oficial en Tratamiento de Aguas Residuales y Disposición de Excretas, CEPIS Lima Perú, Noviembre 1990.
- 10.-** Allende Abreu Ignacio – Profesor (consultante) ISPJAE Cuba, Doctor en Ciencias Técnicas Ph. D Cuba, Especialista y Maestro en Ingeniería Sanitaria UNAM México, Diseño Hidráulico de Plantas de Tratamiento para Aguas Residuales.

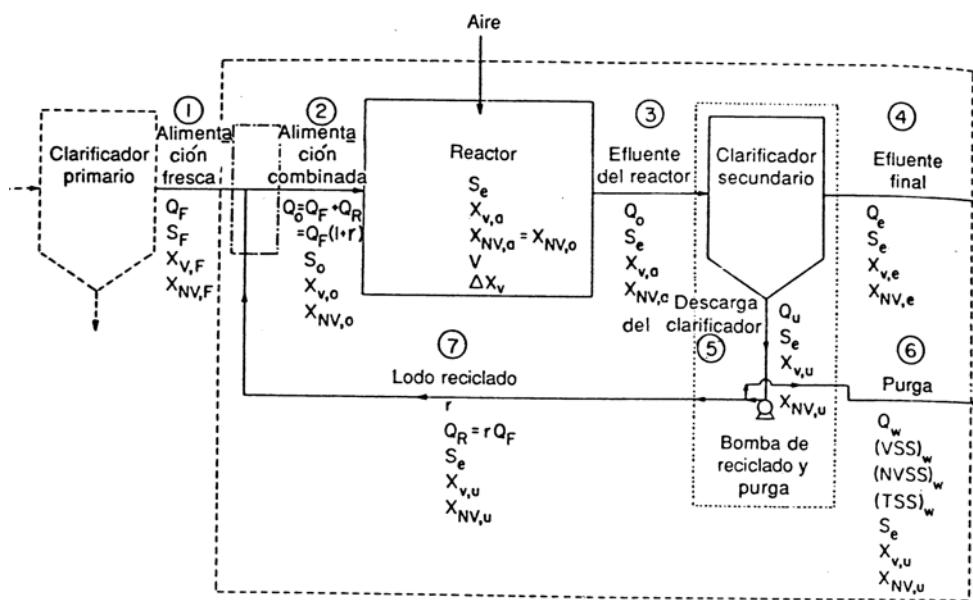
CAPITULO VII

TRATAMIENTO CON LODOS ACTIVADOS

7.1.- INTRODUCCION

La expresión tratamiento secundario se refiere a todos los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales tanto aerobios como anaerobios. En este capítulo se estudia detalladamente el proceso de lodos activos. Este proceso de lodos activos ha sido utilizado para el tratamiento de aguas residuales tanto industriales como urbanas desde aproximadamente un siglo. El diseño de las plantas de lodos activos se llevo a cabo fundamentalmente de una forma empírica. Solo al comienzo de los años sesenta se desarrolla una solución más racional para el diseño del sistema de lodos activos. Este proceso nació de la observación realizada hace mucho tiempo de que si cualquier agua residual, urbana o industrial, se somete a aireación durante un periodo de tiempo se reduce su contenido de materia orgánica, formándose a la vez un lodo floculento.

Figura 7.1 Proceso convencional de lodos activos



El examen microscópico de este lodo revela que esta formado por una población heterogénea de microorganismos, que cambian continuamente en función de las variaciones de la composición de aguas residuales y de las condiciones ambientales. Los microorganismos presentes son bacterias unicelulares, hongos, algas, protozoos y rotíferos. De estos, las bacterias son probablemente las mas importantes, encontrándose en todos los tipos de procesos de tratamiento biológico.

El objetivo de este capítulo es discutir los principios de diseño del proceso de lodos activos y aplicarlos al proyecto de plantas de tratamiento. Ello supone el desarrollo de la información fundamental de diseño a partir de reactores a escala de laboratorio. La solución utilizada se basa principalmente en el trabajo de Eckenfelder y colaboradores.

El proceso de lodos activos se ha desarrollado como una operación continua mediante el reciclado de lodo biológico. En la figura 7.1 se presenta un diagrama de flujo del proceso. Todas las variables importantes del proceso están indicadas en dicha figura 7.1 y definidas en el cuadro 7.1, ambos deben examinarse cuidadosamente. En la figura 7.1, las composiciones de las diferentes corrientes (numeradas del 1 al 7) están caracterizadas por tres tipos de concentraciones:

a) Concentraciones de la DBO soluble:

Se simboliza mediante S_i en la que el subíndice i indica la corriente específica de que se trate, como se muestra en el cuadro 7.1. La DBO soluble esta formada principalmente por compuestos carbonosos en disolución. Debe hacerse hincapié en que el diseño de las plantas de lodos activos se basa en el consumo de DBO soluble. Este consumo es el resultado del proceso de oxidación biológica que se presenta en el reactor. Por otra parte, la DBO insoluble se separa mediante sedimentación en los clarificadores primario y secundario.

Cuadro 7.1 Definición de los símbolos utilizados en la figura 7.1

Clave

Para los sólidos en suspensión se emplean los subíndices, por ejemplo, $X_{V,i}$, $X_{NV,i}$.

El primer subíndice (V o NV) designa el carácter volátil o no volátil de los sólidos en suspensión, respectivamente.

El segundo subíndice (i) se refiere a la corriente específica de que se trate:

F, alimentación inicial [corriente 1]

o, alimentación combinada [corriente 2]

a, efluente del reactor [corriente 3]

e, efluente final [corriente 4]

μ , descarga del clarificador [corriente 5]

Símbolos

1. Caudales

Q_F , alimentación inicial m^3/s (metro cubico por segundo) [corriente 1]

Q_R , reciclado; m^3/s [corriente 7]

r, relación de reciclado; sin dimensiones ($r = Q_R/Q_F$)

Q_o , alimentación combinada; m^3/s : $Q_o = Q_F + Q_R = Q_F(1 + r)$ [corriente 2] (m^3/s de la alimentación combinada = m^3/s del efluente, esto es, Q_o [corriente 2] = Q_o [corriente 3])

Q_e , efluente final; m^3/s [corriente 4]

Q_W , purga: m^3/s [corriente 6] (Nótese que $Q_F = Q_e + Q_W$)

Q_u , descarga del clarificador, m^3/s : $Q_u = Q_W + Q_R = Q_W + rQ_F$ [corriente 5]

2. Concentraciones (mg/l) de la DBO soluble

S_F , DBO soluble de la alimentación inicial

S_o , DBO soluble de la alimentación combinada

S_e , DBO soluble del efluente

3. Concentraciones (mg/l) de los sólidos volátiles en suspensión (VSS)

$X_{V,F}$, VSS en la alimentación inicial

$X_{V,o}$, VSS en la alimentación combinada

$X_{V,a}$, VSS en el reactor. Esta concentración es asimismo igual a la de VSS en el efluente del reactor (reactor de mezcla completa en equilibrio)

▪ $X_{V,u}$, VSS en la descarga del clarificador secundario

$X_{V,e}$, VSS en el efluente final

4. Concentraciones (mg/l) de los sólidos en suspensión no volátiles (NVSS)

$X_{NV,F}$, NVSS en la alimentación inicial

$X_{NV,o}$, NVSS en la alimentación combinada

$X_{NV,a}$, NVSS en el reactor ($X_{NV,a} = X_{NV,o}$). Esta concentración es asimismo igual a la de NVSS en el efluente del reactor (reactor de mezcla completa en equilibrio)

$X_{NV,u}$, NVSS en la descarga del clarificador secundario

$X_{NV,e}$, NVSS en el efluente final

5. Purga

$(VSS)_W$, kg/día de VSS en la purga

$(NVSS)_W$, kg/día de NVSS en la purga

$(SST)_W$, kg/día de SST en la purga

6. Volumen del reactor

V, volumen del reactor, m^3

7. Producción de lodos

ΔX_V , kg/día

b) Concentraciones de los sólidos volátiles en suspensión (VSS)

Se denotan mediante el símbolo $X_{V,i}$, en el que el subíndice V se refiere a las características de volatilidad y el subíndice i a la corriente específica de que se trate (cuadro 7.1). Los sólidos volátiles en suspensión corresponden a los lodos biológicos, constituidos por una población heterogénea de microorganismos. La determinación experimental de los VSS se lleva a cabo midiendo la perdida de peso de los sólidos totales en suspensión después de la incineración en una estufa de laboratorio a 600 °C. Esta perdida de peso corresponde principalmente a la volatilización de lodo biológico. Los sólidos remanentes después de la incineración a 600 °C corresponden a los sólidos en suspensión no volátiles. Su naturaleza es distinta de la de los lodos biológicos estando constituidos por materia inerte tanto orgánica como inorgánica.

c) Concentraciones de sólidos no volátiles en suspensión (NVSS)

Se indican mediante el símbolo $X_{NV,i}$, en el que NV hace referencia a la no volatilidad de los sólidos, e i indica la corriente específica de que se trate. Por consiguiente:

$$\text{SST} = \text{VSS} + \text{NVSS} \quad (7.1)$$

Donde:

SST= Sólidos en suspensión totales

VSS= Sólidos volátiles en suspensión

NVSS= sólidos no volátiles en suspensión

A continuación se describe el diagrama de flujo de la figura 7.1, prestando especial atención a las concentraciones de (1) DBO soluble, (2) sólidos volátiles en suspensión y (3) sólidos no volátiles en suspensión, de las diferentes corrientes.

1.- DBO soluble: La alimentación inicial, esto es, el agua residual a tratar [corriente 1], penetra en el proceso como un valor de la DBO soluble que se indica por S_F . El objetivo del tratamiento es reducir este valor a S_e (DBO del efluente en la corriente 4) mediante oxidación por degradación biológica aerobia de la materia orgánica del agua residual.

En el proceso convencional de lodos activos se logra normalmente una reducción de la DBO de 5 a 15 % de su valor en la alimentación inicial, esto es, $S_e = 5 - 15\% \text{ de } S_F$. Esto significa un rendimiento en el consumo de DBO soluble del 85 al 95 %.

La alimentación inicial se combina con lodo reciclado [corriente 7] y entra en el reactor (alimentación combinada, corriente 2). El RFCTA (reactor de flujo continuo en tanque agitado) será el utilizado en este capítulo como modelo de reactor biológico a no ser que se indique lo contrario, las dos suposiciones fundamentales de lo RFCTA son régimen estacionario y condiciones de mezcla completa. El lodo biológico, ΔX_V , se forma continuamente en el reactor. La concentración de DBO soluble en el líquido del reactor se simboliza por S_e . Bajo condiciones de estado estacionario y mezcla completa la concentración de la DBO soluble en el efluente del reactor [corriente 3] es asimismo igual a S_e .

El efluente del reactor pasa al clarificador secundario tal como se indica en la figura 7.1. La concentración de la DBO soluble es la misma en la descarga del clarificador [corriente 5] y en el efluente final [corriente 4], esto es, S_e . La descarga del clarificador se divide en dos corrientes: purga [corriente 6] y lodo reciclado [corriente 7]. Para estas dos corrientes, la concentración de DBO soluble tiene el mismo valor S_e . La corriente de lodo reciclado se combina con la alimentación inicial para formar la alimentación combinada. La concentración de DBO soluble en la corriente combinada se denota por S_o y se calcula mediante un balance de materia en el punto de conjunción de las corrientes 1, 2, y 7.

2.- Sólidos volátiles en suspensión (VSS): En régimen estacionario, la concentración de lodo biológico en el reactor se mantiene constante en todo momento. En el proceso convencional de lodos activos esta concentración, simbolizada por $X_{V.a}$, en la que el segundo subíndice a se refiere al reactor aereador, esta comprendida normalmente entre 2000 y 3000 mg/l. Ya que se trabaja bajo condiciones de mezcla completa en el reactor, los sólidos en suspensión en el corresponden a MLVSS (sólidos suspendidos volátiles en suspensión en el licor mezclado). Análogamente los sólidos en suspensión no volátiles en el reactor, estando también completamente mezclados, se indican por MLNVSS (sólidos no volátiles en suspensión en el licor mezclado). Los sólidos totales en suspensión en el reactor se indican mediante MLSS (sólidos en suspensión del licor mezclado) por lo tanto:

$$\text{MLSS} = \text{MLVSS} + \text{MLNVSS} \quad (7.2)$$

Donde:

MLSS= Sólidos en suspensión del licor mezclado

MLVSS= Sólidos en suspensión volátiles del licor mezclado

MLNVSS= Sólidos en suspensión no volátiles del licor mezclado

La concentración de VSS en la alimentación inicial ($X_{V.F}$) es despreciable en muchos casos, ya que en esta etapa no se ha efectuado una cantidad apreciable de aereación. Los VSS se producen continuamente en el reactor debido a la síntesis de materia biológica y se purgan continuamente en el efluente.

Con objeto de mantener una concentración constante de MLVSS en el reactor, la mayor parte de la descarga del clarificador se recicla a cabeza. La relación de reciclado r se calcula mediante un balance de materia que tiene en cuenta la necesidad del mantenimiento de la concentración seleccionada $X_{V.a}$ de MLVSS dentro del reactor en todo el momento. Debido a la síntesis de materia biológica, hay una producción neta de MLVSS en el reactor (ΔX_V , kg/d).

Por lo tanto, para mantener constante la concentración de MLVSS en el reactor en todo momento, es necesario purgar del sistema una masa de MLVSS (kg/d) igual a esta producción neta ΔX_V . Esto se lleva a cabo principalmente mediante la purga intencionada de algo de lodo [corriente 6]. Algo de VSS se pierde también en el efluente final ($Q_e X_{V.e}$). Aunque en la figura 7.1 se indica una purga continua, en la práctica esto se hace de una forma intermitente. Es más sencillo plantear los balances de materia para la operación en equilibrio; de esta forma en lo que resta de capítulo se supone una purga continua. La purga intermitente supone operación en régimen no estacionario. Ya que la corriente de purga es normalmente pequeña al compararla con el reciclado, la suposición de purga continua no introduce un error apreciable en el balance de materia global. En la figura 7.1 el lodo se purga desde la corriente de reciclado (concentración de VSS en la corriente de purga = $X_{V.u}$). La concentración de VSS en el efluente del reactor [corriente3] es $X_{V.a}$, ya que se suponen condiciones de equilibrio y de mezcla completa.

El efluente del reactor fluye al clarificador secundario. La descarga de este último [corriente 5] es un lodo que contiene una concentración de VSS representada por $X_{V.u}$ ($X_{V.u} > X_{V.a}$). El valor de $X_{V.u}$ se selecciona durante el proyecto, diseñando el clarificador para cumplir con el valor especificado. Normalmente $X_{V.u}$ tiene valores comprendidos entre 10000 y 15000 mg/l de VSS. Las concentraciones de VSS en la purga y en el lodo reciclado son asimismo iguales a $X_{V.u}$. En el efluente final del clarificador secundario la concentración de VSS ($X_{V.e}$) es normalmente despreciable, ya que el clarificador se proyecta normalmente para una retención de sólidos aproximadamente del 100 %. La concentración de VSS en la alimentación combinada $X_{V.o}$, se calcula mediante un balance de materia en el punto de intersección de las corrientes 1, 2 y 7.

3.- Sólidos no volátiles en suspensión (NVSS): La concentración de MLNVSS en el reactor se indica por $X_{N.a}$ y es igual a la existente en la alimentación combinada y en el efluente del reactor. Esto es así debido a que se supone mezcla completa y a que no hay producción de NVSS en el reactor (a diferencia de la producción neta del VSS). Por ello:

$$X_{NV.a} = X_{NV.o} \quad (7.3)$$

La concentración de NVSS en la alimentación inicial se designa mediante $X_{NV.F}$ y la del lodo reciclado $X_{NV.u}$ (la misma que en la descarga del clarificador secundario). En la alimentación combinada esta concentración viene demostrada por $X_{NV.o}$ y se calcula mediante un balance de materia en la intersección de las corrientes 1, 2 y 7.

Los NVSS del efluente del reactor se separan así mismo mediante sedimentación en el clarificador secundario. La concentración de NVSS en la descarga del clarificador se indica mediante $X_{NV.u}$ y la del efluente final, normalmente despreciable, se representa por $X_{NV.e}$. En el lodo purgado los kilogramos por día de VSS se indican mediante $(VSS)_W$. Este término incluye la producción neta de VSS en el reactor (ΔX_V) mas los VSS introducidos con la alimentación inicial ($Q_F X_{V.F}$) menos los VSS perdidos en el efluente final ($Q_e X_{V.e}$). En la corriente de purga hay también NVSS, designados por $(NVSS)_W$.

Las concentraciones respectivas de DBO soluble, VSS y MVSS son las mismas para la descarga del clarificador, la corriente de purga y el lodo de reciclado, representadas respectivamente por S_e , $X_{V.u}$ y $X_{NV.u}$. De un balance global de agua residual se tiene la siguiente ecuación:

$$Q_F = Q_e + Q_W \quad (7.4)$$

La relación de reciclado r viene definida por:

$$r = \frac{Q_R}{Q_F} = \frac{\text{agua residual reciclada } \left(\frac{m^3}{s}\right)}{\text{agua residual inicial } \left(\frac{m^3}{s}\right)} \quad (7.5)$$

$$Q_R = r Q_F \quad (7.5a)$$

Ya que la alimentación combinada Q_o es igual a la alimentación inicial más el reciclado.

$$Q_o = Q_F + Q_R = Q_F (1 + r) \quad (7.6)$$

Por ello, la densidad de todas las corrientes líquidas de la figura 7.1 se supone igual a la del agua a la temperatura ambiente. Esto resulta una aproximación suficiente ya que se trabaja con soluciones acuosas relativamente diluidas.

7.2.- Procedimiento de diseño de las plantas de lodos activados

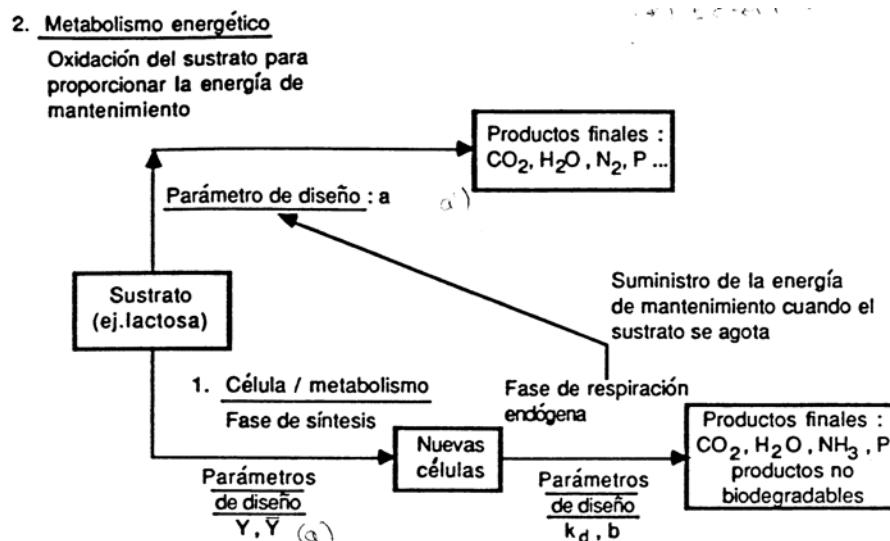
El diseño de las plantas de tratamiento de lodos activos se puede llevar a cabo a partir del conocimiento de los parámetros de diseño k , Y , k_d , a y b . Una variable fundamental seleccionada por el diseñador es la concentración $X_{V.a}$ de MLVSS en el reactor. Normalmente $X_{V.a}$ está comprendida entre 2000 y 3000 mg/l para el caso de una planta convencional de lodos activos. Otra variable fundamental que elige el proyectista es la concentración $X_{V.u}$ de MLVSS en el lodo de reciclado (corriente 7 en la figura 7.1), que es asimismo igual a la concentración de MLVSS en la descarga del clarificador secundario (corriente 5 de la figura 7.1). La concentración $X_{V.u}$ es asimismo igual a la de la corriente 6 (purga). Se espera una sedimentación adecuada del lodo para alcanzar una concentración de $X_{V.u}$ entre 10000 y 15000 mg/l de MLSS.

En condiciones de equilibrio no existe acumulación de lodo. Por ello la producción neta de lodo en el reactor debe separarse en la purga (corriente 6). A efectos de los cálculos en los balances de materia se supone que la purga es continua. En la práctica esto se lleva a cabo normalmente de una forma intermitente, ya que frecuentemente es demasiado pequeña para justificar la extracción continua. Las líneas de purga y retorno están provistas de válvulas las cuales actúan por temporizadores para la purga intermitente de lodo (por ejemplo 5 minutos cada hora)

7.2.1.- Parámetros biocinéticos correspondientes a la producción neta de MLVSS y a la demanda de oxígeno

Es imprescindible conocer la producción de MLVSS y el consumo de oxígeno para diseñar los reactores biológicos aerobio. Para obtener modelos matemáticos que conduzcan a la determinación de estos valores. Se definen en esta sección varios parámetros biocinéticos designados mediante los símbolos Y, k_d , k, a y b. La evaluación de estos parámetros se lleva a cabo usando reactores biológicos continuos a escala semi-piloto.

Figura 7.2 Mecanismo de la degradación biológica aerobia



En la figura 7.2 se representa esquemáticamente el mecanismo de la degradación aerobia biológica de un sustrato, la cual indica que el sustrato se consume durante el proceso biológico de dos formas: (1) Metabolismo celular en la que parte del sustrato después de haber sido consumido como alimento por los microorganismos se utiliza para sintetizar nuevas células de microorganismos lo que conduce a un aumento de biomasa y (2) metabolismo energético, cuyo proceso de oxidación es esencial para la producción de energía de mantenimiento utilizadas por las células para continuar sus funciones vitales. A continuación se definen los parámetros biocinéticos:

- Definición del parámetro a (metabolismo energético mediante oxidación de sustrato): Sea a la fracción de sustrato consumido utilizado para la producción de energía mediante la oxidación de sustrato, por lo tanto se deduce que a es igual a los kilogramos de oxígeno utilizado en el metabolismo energético por kilogramo de sustrato consumido ($\text{kgO}_2/\text{kgDBO}$).
- Definición del parámetro Y (metabolismo celular): El parámetro de producción de biomasa se define como kg de MLVSS producidos/kg de sustrato consumido.
- Definición de los parámetros correspondientes a la respiración endógena k_d y b: La respiración endógena supone la oxidación de la materia celular con objeto de proporcionar energía para el mantenimiento de los microorganismos cuando la fuente externa de materia orgánica (sustrato) ha sido consumida.

El parámetro k_d (días⁻¹, horas⁻¹) se denomina coeficiente de descomposición microbiana se define como la fracción de MLVSS por unidad de tiempo oxidada durante el proceso de respiración endógena. El parámetro b (días⁻¹, horas⁻¹) se define como los kilogramos de oxígeno utilizado por día por kilogramo de MLVSS en el reactor en el proceso de respiración endógena. Una relación aproximada entre k_d y b es dada por la siguiente relación: $b/k_d = 1.42$ en consecuencia se consumen 1.42 kilogramos de oxígeno para oxidar 1 kilogramo de MLVSS.

Cuadro 7.2 Parámetros biocinéticos típicos de distintas aguas residuales

Agua residual	k	Y	k_d	a
Urbana	0.017-0.03	0.73	0.075	0.52
Refinería	0.074	0.49-0.62	0.10-0.16	0.40-0.77
Químicas y petroquímicas	0.0029-0.018	0.31-0.72	0.05-0.17	0.31-0.76
Cervecería	-	0.56	0.10	0.48
Farmacéuticas	0.018	0.72-0.77	-	0.46
Pastas Kraft y blanqueado	-	0.5	0.08	0.65-0.8

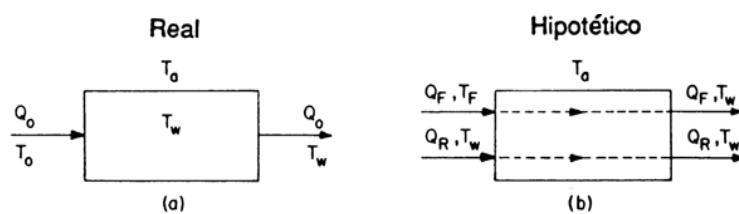
Benefield, L.D y Randall, 1980

Unidades: k (d⁻¹ × 1/mg), Y (kg MLVSS/kgDBO₅consumida, k_d (d⁻¹), a (kgO₂/kgDBO₅consumida)

7.2.2.- Estimación de la temperatura de operación en el reactor biológico

La estimación de la temperatura del licor en el reactor y en el efluente (T_w) se realiza estableciendo un balance térmico en el reactor figura 7.3, la alimentación total del reactor puede dividirse en dos corrientes hipotéticas: la alimentación inicial Q_F y la alimentación de reciclado Q_R . La corriente de reciclado entra y abandona el reactor a la temperatura T_w y por lo tanto no contribuye al balance térmico.

Figura 7.3 Balance térmico del reactor aerobio



$$T_w = \frac{3.6 \times 10^6 Q_F T_F + 1134 \times (HP) T_a}{3.6 \times 10^6 Q_F + 1134 (HP)} \quad (7.8)$$

Donde:

T_F = Temperatura de alimentación (°C)

T_w = Temperatura del licor en el reactor (y en el efluente) (°C)

T_a = Temperatura ambiente (°C)

En la aplicación de la ecuación (7.8) de estimación de la temperatura de la balsa T_w , hay una dificultad. En efecto, la potencia requerida puede calcularse solamente en una etapa posterior del proceso de diseño. En consecuencia debe utilizarse un procedimiento iterativo para estimar la temperatura T_w con la ecuación (7.8). El proceso consiste en suponer un valor preliminar de la potencia requerida, calcular T_w con la ecuación (7.8) y posteriormente volver a calcular la potencia requerida. Si la potencia recalculada concuerda con el valor previamente establecido, se toma como correcta. Si no se comienza un nuevo proceso iterativo con el nuevo valor de la potencia calculada, se halla un nuevo valor de T_w con la ecuación (7.8) y así sucesivamente, hasta que haya concordancia dentro de una desviación previamente permitida entre dos pares consecutivos de valores de potencia y T_w .

La suposición del valor preliminar de la potencia requerida puede hacerse mediante una estimación rápida que se describe a continuación. Lógicamente, cuanto más cerca de la realidad este el valor de la potencia supuesta, más rápida será la convergencia del proceso iterativo descrito hasta aquí. La regla de estimación rápida de la potencia requerida establece que en las plantas de lodos activados se consumen diariamente de 20 a 22 kg de DBO_5 por HP, esto es:

$$\text{HP} \approx \frac{\text{kg DBO}_r / d}{(20 \text{ a } 22) \text{ kg DBO}_r / \text{HP} \times d} \quad (7.9)$$

Los kg de DBO_5 que se consumen diariamente pueden calcularse fácilmente a partir de:

$$\frac{\text{kg DBO}_r}{d} = 86.40 Q_F (S_F - S_e) \quad (7.10)$$

Donde:

Q_F = Caudal (m^3/s)

$(S_F - S_e)$ = DBO_r (mg/l)

7.2.3.- Efecto de la temperatura de la balsa de aireación sobre los parámetros biocinéticos

La aplicación de la ecuación de Arrhenius lleva a la conclusión de que la constante de velocidad biocinética k se dobla aproximadamente por cada aumento de 10 °C de la temperatura. Por ello, la ecuación se escribirá de la forma siguiente:

$$k_{T_w} = k_{20} \theta^{(T_w - 20)} \quad (7.11)$$

En la que T_w corresponde a la temperatura del agua residual en el reactor en °C. En las estimaciones que siguen se utilizará un valor de $\theta = 1.03$. El efecto de la temperatura sobre los otros parámetros biocinéticos es menos crítico. Para el caso del coeficiente de descomposición microbiana k_d , se ha encontrado que dentro de los márgenes normales de temperatura de operación, el efecto de temperatura puede también describirse aproximadamente mediante una relación de tipo Arrhenius, esto es:

$$k_{d,T_w} = k_{d,20} \theta^{(T_w - 20)} \quad (7.12)$$

En la que se elige con frecuencia un valor de θ comprendido entre 1.03 y 1.06. Ya que los parámetros b y k_d están teóricamente relacionados entre sí, es razonable suponer que la dependencia de b con T_w pueda estimarse asimismo dentro del margen normal de temperatura de operación de temperaturas de operación a partir de:

$$b_{T_w} = b_{20} \theta^{(T_w - 20)} \quad (7.13)$$

Debe hacerse una observación importante al llegar a este punto, que los parámetros biocinéticos, k , k_d y b son velocidades mientras que Y y a son relaciones. Las relaciones Y y a parecen ser mucho menos sensibles a los cambios de temperatura. Mas aún, la cantidad de datos disponibles sobre el efecto de la temperatura en los parámetros Y y a es insuficiente para el desarrollo de modelos matemáticos adecuados.

Es probable que no sean aplicables en este caso ecuaciones del tipo Arrhenius. Como estos parámetros son relativamente insensibles a los cambios de temperatura y teniendo en cuenta la dificultad para estimar este efecto, el desarrollo del proceso de diseño de plantas de lodos activos se hará suponiendo que estos parámetros son básicamente independientes de la temperatura. Debe hacerse hincapié en que es definitivamente preferible obtener todos los parámetros biocinéticos de reactores de laboratorio dentro de un intervalo de temperaturas que incluya los valores extremos de diseño de las condiciones de verano e invierno. De esta forma pueden evitarse las estimaciones aproximadas de los efectos de la temperatura sobre los parámetros biocinéticos y así el proceso de diseño puede hacerse sobre bases mas firmes.

7.2.4.- Calculo del tiempo de residencia t

El tiempo de residencia en el reactor se calcula mediante dos criterios con objeto de determinar cuál controla el diseño. Estos dos criterios son:

Caso 1: Calidad del efluente, que debe cumplir con las especificaciones impuestas por las autoridades. La calidad del efluente depende del consumo de DBO soluble dado por la siguiente ecuación:

$$t = \frac{(S_F - S_e)}{k X_{V.a} S_e} \quad (7.14)$$

Donde:

$(S_F - S_e)$ = DBO consumida (mg/l)

$X_{V.a}$ = Sólidos volátiles en suspensión (mg/l)

k = Velocidad biocinética (días⁻¹)

Caso 2: Carga orgánica, valorada a partir de la relación A/M de floculación y decantación óptima del lodo. Las características de decantación de los lodos se determinan mediante ensayos de sedimentación realizados en el laboratorio. Para esta evaluación se utilizan normalmente dos parámetros: la velocidad de sedimentación por zonas (VSZ) y el índice volumétrico del lodo (IVL).

Varios autores han correlacionado las características de decantación del lodo expresados por la velocidad de sedimentación por zonas (VSZ) y el índice volumétrico del lodo (IVL) con un parámetro denominado relación alimento a microorganismos indicado por A/M, para que un lodo tenga unas condiciones óptimas de sedimentación debe presentar una VSZ elevada y un IVL bajo. En la mayoría de las aguas residuales este valor óptimo de la relación A/M se encuentra comprendido dentro los siguientes límites:

$$0.60 > A/M > 0.30$$

Por lo tanto el tiempo de residencia hidráulico para obtener un lodo floculante óptimo viene dado por la siguiente ecuación:

$$t = \frac{S_F}{[X_{V.a} (A/M)_{OPTIMO}]} \quad (7.15)$$

Donde:

t= Tiempo de residencia hidráulico (días)

A/M= Relación alimento a microorganismos (días^{-1})

Los tiempos de residencia calculados para cumplir estos dos criterios suelen ser diferentes. En el caso de aguas residuales conteniendo sustratos fácilmente biodegradables (por ejemplo. Residuos de azucareras, fábricas de productos lácteos, fábricas de cerveza, etc.), es probable que el tiempo de residencia calculado con la ecuación (7.14) sea menor que el requerido para cumplir los requisitos de decantación optima del lodo según la ecuación (7.15).

Por otra parte, en el caso de aguas residuales conteniendo sustratos de difícil biodegradabilidad (aguas de refinerías de petróleo, plantas petroquímicas, etc.) el tiempo de residencia calculado según la ecuación (7.14) probablemente controlara el diseño. Debe recordarse que el tiempo de residencia calculado en función del consumo de DBO, ecuación (7.14), debe ser el correspondiente a la temperatura crítica invernal de diseño (k inferior), pues ese será el valor que controle el proceso.

La elección final del tiempo de residencia de diseño se hace con el objetivo de conseguir un consumo adecuado de la DBO soluble (o lo que es lo mismo, una calidad de efluente aceptable) y para obtener, al mismo tiempo, un lodo de fácil sedimentación, o sea, que caiga dentro del intervalo de valores de A/M que conducen a ello. Lo probable es que sea o bien el mayor de los valores calculados de t , ecuaciones (7.14) y (7.15), o uno de compromiso entre ambos.

7.2.5.- Calculo del volumen del reactor

Una vez elegido el tiempo de residencia de diseño se calcula el volumen del reactor con la siguiente ecuación:

$$V = Q_F \times t \quad (7.16)$$

7.2.6.- Necesidades de oxígeno

El conocimiento de las necesidades de oxígeno para efectuar un consumo específico de DBO resulta imprescindible a la hora de diseñar el equipo de aireación. Se requiere oxígeno con dos fines: (1) oxidar el sustrato con objeto de proporcionar energía a las células, y (2) en el proceso de respiración endógena que supone la oxidación de la materia celular con objeto de proporcionar energía para el mantenimiento de los microorganismos cuando la fuente externa de la materia orgánica (sustrato) ha sido consumida. A continuación se presenta la ecuación de diseño de la utilización de oxígeno:

$$\frac{\text{kg O}_2}{\text{d}} = (86.40) a (S_F - S_e) Q_F + b X_{V,a} V \left(10^{-3}\right) \quad (7.17)$$

Donde:

$(S_F - S_e)$ = DBO consumida (mg/l)

a= kg O₂/kg DBO consumida

Q_F= Caudal (m³/s)

X_{V,a}= Sólidos volátiles en suspensión (mg/l)

V= Volumen del reactor (m³)

b= Velocidad (días⁻¹)

7.2.7.- Potencia requerida

La potencia requerida se calcula para la potencia específica supuesta en la cual el oxígeno requerido se ha calculado previamente según las necesidades del reactor biológico.

$$HP = \frac{\text{kg O}_2 / \text{h}}{N [\text{kg O}_2 / (HP \times \text{h})]} \quad (7.18)$$

7.2.8.- Producción neta de biomasa ΔX_V

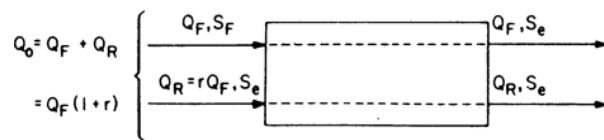
La producción neta de MLVSS se obtiene por diferencia entre lo MLVSS producidos, y la cantidad perdida por respiración endógena. Esta producción neta en kg/día se indica mediante ΔX_V .

$$\Delta X_V = Y (S_F - S_e) Q_F - k_d X_{V,a} V \quad (7.20)$$

El significado físico del término de síntesis $Y(S_F - S_e)Q_F$ es claro. La alimentación combinada Q_o (figura 7.1) debe imaginarse como dos corrientes hipotéticas separadas (figura 7.4). Para la corriente Q_F , la DBO soluble se reduce desde S_F a S_e , sintetizándose un lodo biológico como resultado de esta reducción de DBO en la cantidad $Y(S_F - S_e)Q_F$.

La otra corriente (Q_R) entra y abandona el reactor con la misma concentración de DBO soluble sin alterarse, esto es, S_e . Por lo tanto no contribuye a la síntesis de lodo biológico.

Figura 7.4 Diagrama correspondiente a la ecuación 7.20



7.2.9 Cálculo de la relación de reciclado r

Puede obtenerse una expresión de la relación de reciclado ($r = Q_R/Q_F$) estableciendo un balance de materia de los VSS alrededor del clarificador secundario en la figura 7.1. Por ello en condiciones de equilibrio:

$$r = \frac{Q_F X_{V.a} - \Delta X_V - Q_F X_{V.F}}{Q_F (X_{V.u} - X_{V.a})} \quad (7.21)$$

Normalmente los términos ΔX_V y $Q_F X_{V.F}$ son pequeños al compararlos con el término $Q_F X_{V.a}$. Despreciando estos dos términos se obtiene una ecuación aproximada de la relación de reciclado r :

$$r = \frac{X_{V.a}}{(X_{V.u} - X_{V.a})} \quad (7.22)$$

7.2.10.- Calculo de los caudales: Q_R , Q_o , Q_w , Q_e , y Q_u y el tiempo de residencia hidráulico t_h

Las expresiones que definen el caudal de reciclado Q_R y el caudal de alimentación combinada Q_o se encuentran escritas en las ecuaciones (7.5a) y (7.6), a continuación se presentan las expresiones que definen el caudal de purga Q_w , el caudal de descarga del clarificador Q_u y el caudal del efluente final Q_e :

$$Q_w = \frac{\Delta X_v + Q_F X_{v,f} - Q_F X_{v,e}}{X_{v,u} - X_{v,e}} \quad (7.23)$$

$$Q_e = Q_F - \frac{\Delta X_v + Q_F X_{v,f} - Q_F X_{v,e}}{X_{v,u} - X_{v,e}} \quad (7.24)$$

$$Q_u = Q_w + Q_R \quad (7.25)$$

La relación $t = V/Q_F$ es un tiempo de residencia ficticio para el reactor basado exclusivamente en la alimentación inicial Q_F . Debido a que el tiempo de reciclado (t_h) depende de la relación de reciclado, es mucho mas adecuado caracterizar un proceso aerobio dado, que se lleva a cabo en un reactor continuo con reciclado, en función del tiempo de residencia t basándose exclusivamente en la alimentación Q_F .

$$t_h = \frac{t}{(r+1)} \quad (7.26)$$

7.2.11.- Balance de materia de los sólidos no volátiles

El procedimiento normal consiste en la selección de la fracción de sólidos volátiles en los MLSS, o sea la fracción volátil de los sólidos en suspensión en el reactor y en el efluente del mismo. Sea F_v dicha fracción que normalmente se propone un diseño sobre la base de una concentración del 80 al 90 % de sólidos volátiles en el reactor, esto es:

$$0.8 < F_v < 0.9$$

Ya que $X_{v,a}$ es una especificación de diseño (normalmente se selecciona un valor entre 2000 – 3000 mg/l en plantas de lodos activados convencionales), $X_{nv,a}$ es en cambio un valor calculado que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$X_{nv,a} = \frac{(1 - F_v) X_{v,a}}{F_v} = X_{nv,o} \quad (7.27)$$

Nótese en la figura 7.1 que $X_{NV,o} = X_{NV,a}$. El valor de $X_{NV,u}$ se obtiene fácilmente mediante un balance de materia de los sólidos alrededor del clarificador secundario. Para llevar a cabo este balance el proyectista debe especificar la perdida de NVSS permisible en el efluente del clarificador. Normalmente el clarificador se diseña para una captura de sólidos próxima al 100 % (esto es, $X_{NV,e} \approx 0$). Un balance aproximado de materia para $X_{NV,u}$ puesto que $X_{NV,e} \approx 0$ es:

$$X_{NV,u} \approx \frac{Q_F(r+1)X_{NV,a}}{Q_u} \quad (7.28)$$

Finalmente, se establece el valor de $X_{NV,F}$ mediante un balance de los NVSS alrededor del punto de unión de la alimentación inicial con la corriente de reciclado para formar para formar la alimentación combinada (figura 7.1) este balance de materia es:

$$X_{NV,F} = (r+1)X_{NV,a} - rX_{NV,u} \quad (7.29)$$

Este valor de $X_{NV,F}$ es el que resulta compatible con la selección hecha por el proyectista de la fracción F_v de sólidos volátiles en suspensión en el reactor y de los criterios de diseño del clarificador secundario. Este valor de $X_{NV,F}$ corresponde a la fracción de NVSS en el rebosadero del clarificador primario. En consecuencia, puede ahora dimensionarse el clarificador primario compatible con los criterios de diseño de la planta de lodos activos.

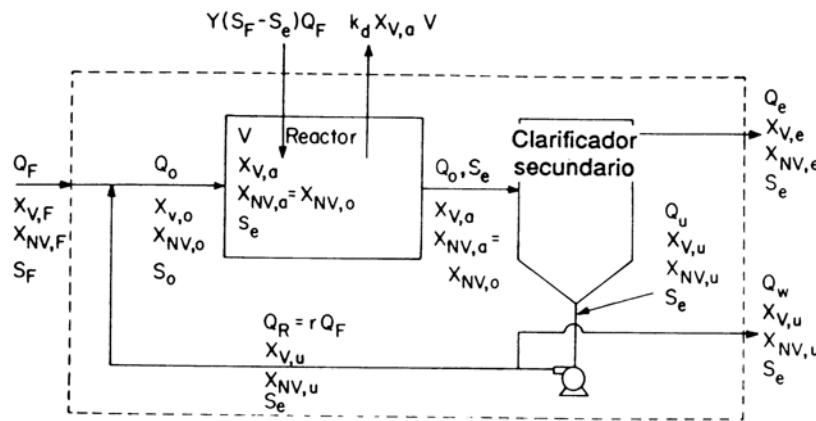
7.2.12.- Producción total de lodos

La corriente de purga (corriente 6 de la figura 7.1) contiene sólidos en suspensión volátiles y no volátiles. Puede obtenerse una expresión de los lodos totales en la corriente de purga estableciendo un balance global de sólidos en suspensión de toda la planta. Se hace referencia al diagrama simplificado (figura 7.5).

a) Balance de materia de los sólidos en suspensión volátiles. Se supone las siguientes condiciones para escribir este balance:

1. Se selecciona una concentración en equilibrio de MLVSS en el reactor ($X_{V,a}$). Para el caso de plantas convencionales de lodos activos se supone normalmente un valor de $X_{V,a}$ entre 2000 – 3000 mg/l.
2. La producción de biomasa por síntesis en el reactor viene dada por $Y(S_F - S_e)Q_F$ (la flecha indica la entrada de VSS en el sistema).

Figura 7.5 Balance global de sólidos en suspensión en las plantas de lodos activos



3. La biomasa perdida por respiración endógena viene dada por $k_d X_{V,a} V$ (la flecha indica salida de VSS del sistema).
4. La alimentación inicial contiene una concentración de VSS indicada por $X_{V,F}$. Con frecuencia, esta aportación de VSS al sistema con la alimentación inicial es despreciable, ya que normalmente no hay aireación apreciable aguas arriba del reactor y en consecuencia poca oportunidad para la formación de biomasa.
5. La biomasa purgada viene dada por $Q_w X_{V,u}$.
6. Parte de los VSS se pierden en el rebosadero del clarificador secundario. En los clarificadores diseñados adecuadamente esta cantidad ($Q_e X_{V,e}$) debe ser muy pequeña.

De estas consideraciones, el balance de VSS alrededor del circuito de la figura 7.5 en condiciones de equilibrio es el indicado en la siguiente ecuación:

$$(VSS)_w = Q_w X_{v,u} = \Delta X_v + Q_f X_{v,f} - Q_e X_{v,e} \quad (7.30)$$

La ecuación (7.30) establece sencillamente que los VSS en la corriente de purga igualan la producción neta en el reactor mas lo VSS que entran en la alimentación inicial menos los VSS perdidos en el rebosadero del clarificador secundario.

b) Balance de materia de los sólidos en suspensión no volátiles. Este balance de materia se establece directamente observando la figura 7.5 por ello, en condiciones de equilibrio:

$$(NVSS)_w = Q_w X_{nv,u} = Q_f X_{nv,f} - X_{nv,e} \quad (7.31)$$

Por lo tanto la producción total de lodos será:

$$(TSS)_w = (VSS)_w + (NVSS)_w \quad (7.31)$$

7.2.13.- Calculo de las concentraciones de la alimentación combinada S_o y $X_{v,o}$

La DBO de la alimentación combinada (S_o) se calcula mediante un balance de DBO alrededor de la unión de la alimentación inicial y el lodo de reciclado para formar la alimentación combinada, de la figura 7.1. Por lo tanto en condiciones de equilibrio:

$$S_o = \frac{(S_f + r S_e)}{(1 + r)} \quad (7.32)$$

La concentración de sólidos volátiles en la alimentación combinada ($X_{v,o}$) se establece también mediante un balance de materia alrededor del circuito de la figura 7.1. Por lo tanto en condiciones de equilibrio se tiene la siguiente ecuación:

$$X_{v,o} = \frac{(X_{v,f} + r X_{v,u})}{(1 + r)} \quad (7.33)$$

7.2.14.- Neutralización requerida

La actividad óptima de las bacterias se presenta a valores del pH comprendidos entre 6 y 8. Debe comprobarse si se requiere neutralización previa al tratamiento biológico. En las aguas residuales alcalinas se toma como regla general que se consume hasta 0.5 kg de alcalinidad (como CaCO_3) por kg de DBO_5 asimilada. Esto ocurre debido a que el CO_2 producido en la degradación bacteriana reacciona con la alcalinidad (OH^-) presente en el agua residual para formar bicarbonato (HCO_3^-) que hace de tampón del sistema a un pH de aproximadamente 8. Por ello, para aguas residuales alcalinas el tratamiento de neutralización previo al biológico puede resultar innecesario.

7.2.15.- Nutrientes requeridos

Para la degradación aerobia biológica de las aguas residuales se necesita una cantidad adecuada de ciertos nutrientes. Los nutrientes necesarios son el nitrógeno, fosforo, calcio, magnesio y vitaminas. La mayoría de estos nutrientes, que se requieren solo en cantidades de trazas, se encuentran normalmente presentes en las aguas residuales. Sin embargo, muchas aguas residuales industriales son deficientes en nitrógeno y fosforo. Las cantidades requeridas de nitrógeno y fosforo se estiman mediante el procedimiento que se describe en esta sección. Si existe deficiencia se corrige añadiendo al reactor aerobio cantidades calculadas de compuestos que contengan nitrógeno y fosforo. La estimación de las necesidades de nitrógeno y fosforo se basa en el hecho de que los MLVSS purgados (ΔX_V kg/d) contiene aproximadamente el 2 % de su peso seco como fosforo y el 12 % como nitrógeno. La estimación de los pesos de nitrógeno y fosforo añadiendo comprende:

1. Pesos de estos nutrientes que se pierden por purga de MLVSS, esto es:

Nitrógeno: $0.12 \Delta X_V$ kg/d

Fosforo: $0.02 \Delta X_V$ kg/d

2. Peso de estos nutrientes que se pierden en el efluente (efluente total) = $Q_e + Q_w = Q_F$. Las concentraciones de nitrógeno y fosforo solubles presentas en el efluente se estiman iguales a 1.0 y 0.5 mg/l respectivamente. Por ello, las cantidades de nitrógeno y fosforo perdidas en el efluente son:

Nitrógeno: $86.4 Q_F (1.0)$ kg/d

Fosforo: $86.4 Q_F (0.5)$ kg/d

En la que Q_F viene dado en m^3/s . Por lo tanto, las necesidades totales de nitrógeno y fosforo vienen dadas por las sumas de las estimaciones hechas bajo los párrafos 1 y 2 anteriores, ecuaciones (7.33) y (7.34):

$$\text{Nitrogeno} : 0.12 \Delta X_v + Q_F (1.0)(86.4) \text{ kg/d} \quad (7.33)$$

$$\text{Fosforo} : 0.02 \Delta X_v + Q_F (0.5)(86.4) \text{ kg/d} \quad (7.34)$$

La cantidad total de N y P disponible en la alimentación inicial se calcula como sigue:

$$N \text{ disponible} : 86.4 Q_F (NTK) \text{ kg/d} \quad (7.35)$$

$$P \text{ disponible} : 86.4 Q_F (P) \text{ kg/d} \quad (7.36)$$

En la que NTK = nitrógeno Kjeldahl en la alimentación inicial (mg/l como N), y en la que P = fosforo en la alimentación inicial (mg/l como P). Si las cantidades de N y P disponibles son mayores que las requeridas no se necesita adición. Por el contrario, la adición de las cantidades deficitarias debe hacerse bajo la forma de cantidades calculadas de soluciones adecuadas introducidas en el reactor biológico. En las plantas de lodos activos, las necesidades de nitrógeno y fosforo se cubren mediante la adición de NH_3 anhidro o acuoso, PO_4H_3 o PO_4NH_3 .

7.3.- EJERCICIO DE APLICACIÓN

Se está considerando la utilización de una planta de lodos activos para el tratamiento de un agua residual cuyos parámetros biocinéticos fueron determinados previamente en laboratorio. A continuación se enumeran los datos y criterios fundamentales para el diseño de la planta.

I.- Datos sobre la alimentación inicial

1. Caudal de alimentación inicial $Q_F = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$.
2. DBO soluble de la alimentación inicial $S_F = 200 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$.
3. Despréciese los sólidos volátiles en la alimentación inicial, esto es, $X_{V,F} \approx 0$.
4. Alcalinidad como $\text{CaCO}_3 = 50 \text{ mg/l}$.
5. Nitrógeno total Kjeldahl (NTK) = 60 mg/l (como N). El agua residual contiene un compuesto que inhibe la nitrificación, aunque sin efectos perjudiciales.
6. Temperatura. Verano = 24 °C. Invierno = 16 °C.

II.- Datos sobre la calidad del efluente

1. DBO soluble del efluente S_e máxima permisible = 20 mg DBO₅/l.
2. Sólidos en suspensión. Básese el diseño del clarificador secundario en una concentración permisible de VSS en el rebosadero, $X_{V,e}$ de 10 mg/l. Despréciese la concentración de NVSS en el rebosadero del clarificador, $X_{NV,e} \approx 0$.

III.- Información para el diseño del reactor

1. Se eligen los siguientes valores: $X_{V,a} = 3000 \text{ mg/l}$ y $X_{V,u} = 12000 \text{ mg/l}$.
2. El porcentaje de sólidos volátiles en los MLSS es del 80 %, o sea $F_v = 0.8$.
3. Temperatura ambiente. Verano, $T_a = 29^\circ\text{C}$, invierno, $T_a = -1^\circ\text{C}$.
4. Parámetros biocinéticos (determinados en laboratorio a $T=20^\circ\text{C}$).

$$k = 0.00123 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg} = 0.02952 \text{ d}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$\theta = 1.03$ (coeficiente de Arrhenius para k)

$Y = 0.5 \text{ kg MLVSS producidos/kg DBO}_r$ (que se supone básicamente independiente de la temperatura).

$$k_d = 0.0025 \text{ h}^{-1} = 0.06 \text{ d}^{-1}$$

$\theta = 1.05$ (coeficiente de Arrhenius para k_d y b).

$a = 0.718 \text{ kgO}_2/\text{kgDBOr}$ (se supone que prácticamente es independiente de la temperatura).

$$b = 0.00355 \text{ h}^{-1} = 0.0852 \text{ d}^{-1}$$

Solución:

Paso 1.- Estimación preliminar de la potencia

$$\frac{\text{kg DBO}_r}{\text{d}} = 86.40 (0.4) (200 - 20)$$

$$= 6221 \frac{\text{kg DBO}_r}{\text{d}}$$

$$HP \approx \frac{6221 \text{ kg DBO}_r / \text{d}}{21 \text{ kg DBO}_r / HP \times \text{d}} = 296$$

Paso 2.- Estimación de la temperatura de operación en el reactor biológico T_w

a) Temperatura para condiciones de verano

$$T_w = \frac{(3.6 \times 10^6)(0.4)(24) + 1134 \times (296)(29)}{(3.6 \times 10^6)(0.4) + 1134(296)} = 25 \text{ }^\circ\text{C}$$

b) Temperatura para condiciones de invierno

$$T_w = \frac{(3.6 \times 10^6)(0.4)(16) + 1134 \times (296)(-1)}{(3.6 \times 10^6)(0.4) + 1134(296)} = 13 \text{ }^\circ\text{C}$$

Paso 3.- Valores de los parámetros biocinéticos para las temperaturas T_w de invierno y verano

a) Verano: $T_w = 25^\circ\text{C}$

$$k_{25} = (0.00123)(1.03)^{(25-20)} = 0.001426 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{25} = 0.0342 \text{ d}^{-1}$$

$$k_{d,25} = (0.0025)(1.05)^{(25-20)} = 0.00319 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{d,25} = 0.0766 \text{ d}^{-1}$$

$$b_{25} = (0.00355)(1.05)^{(25-20)} = 0.00453 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$b_{25} = 0.109 \text{ d}^{-1}$$

b) Invierno $T_w = 13^\circ\text{C}$

$$k_{13} = (0.00123)(1.03)^{(13-20)} = 0.001 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{13} = 0.024 \text{ d}^{-1}$$

$$k_{d,13} = (0.0025)(1.05)^{(13-20)} = 0.001776 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$k_{d,13} = 0.0426 \text{ d}^{-1}$$

$$b_{13} = (0.00355)(1.05)^{(13-20)} = 0.00252 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$$b_{13} = 0.0606 \text{ d}^{-1}$$

Se supone que los parámetros Y y a son prácticamente independientes de la temperatura, esto es:

$$Y = 0.5 \text{ kg MLVSS/kg DBO}_r$$

$$a = 0.718 \text{ kg O}_2/\text{kg DBO}_r$$

Paso 4.- Calculo del tiempo de residencia

Caso 1.- A partir del consumo de DBO soluble, para condiciones de invierno caso mas critico ($k_{13} = 0.024 \text{ d}^{-1}$), el tiempo de residencia es:

$$t = \frac{(200 - 20)}{(0.024)(3000)(20)} = 0.125 \text{ d} = 3 \text{ h}$$

Caso 2.- Según las condiciones óptimas de floculación de los MLVSS, En la mayoría de las aguas residuales el valor óptimo de la relación A/M se encuentra comprendido $0.6 > A/M > 0.3$, para una relación de $A/M = 0.6$:

$$t = \frac{200}{[(3000)(0.6)_{\text{OPTIMO}}]} = 0.11 \text{ d} = 2.67 \text{ h}$$

En este caso el tiempo de residencia viene controlado por el consumo de la DBO soluble. Se adopta un tiempo de residencia $t = 0.125 \text{ d}$. A continuación se verifica si se obtiene para este tiempo de residencia un lodo con características de sedimentación satisfactorias:

$$t = \frac{S_F}{[X_{V.a} (A/M)_{\text{OPTIMO}}]} \Rightarrow A/M_{\text{optimo}} = \frac{S_F}{X_{V.a} t}$$

$$A/M_{\text{optimo}} = \frac{S_F}{X_{V.a} t} = \frac{200}{(3000)(0.125)} = 0.53 \text{ d}^{-1}$$

La relación $A/M = 0.53$ se encuentra entre los límites anteriormente señalados, por tanto se elige un tiempo de residencia de 0.125 d para dimensionar el reactor. Para condiciones el tiempo de residencia $t = 0.125 \text{ d}$ corresponde a $S_e = 20 \text{ mg/l}$, por lo tanto para condiciones de verano el valor de S_e será algo menor:

$$t = \frac{(S_F - S_e)}{k X_{V.a} S_e} \Rightarrow S_e = \frac{S_F}{(1 + k_{25} X_{V.a} t)}$$

$$S_e = \frac{S_F}{(1 + k_{25} X_{V.a} t)} = \frac{200}{[1 + (0.0342)(3000)(0.125)]} = 14.5 \text{ mg/l}$$

El diseño resulta adecuado ya que bajo las condiciones mas adversas (ósea las de invierno), se cumple el requisito de obtener una DBO₅ máxima soluble de 20 mg/l.

Paso 5.- Calculo del volumen del reactor

El volumen del reactor para un tiempo de residencia de 0.125 d será:

$$V = (0.4) \times (0.125) \times (86400) = 4320 \text{ m}^3$$

Paso 6.- Demanda de oxígeno

La demanda de oxígeno para condiciones de verano (DBO₅= 14.5 mg/l, b₂₅= 0.109 d⁻¹) será:

$$\begin{aligned}\frac{\text{kg O}_2}{\text{d}} &= (86.40)(0.718)(200 - 14.5)0.4 + (0.109)(3000)(4320)(10^{-3}) \\ &= 6016 \frac{\text{kg O}_2}{\text{d}}\end{aligned}$$

La demanda de oxígeno para condiciones de invierno (DBO₅= 20 mg/l, b₁₃= 0.0606 d⁻¹) será:

$$\begin{aligned}\frac{\text{kg O}_2}{\text{d}} &= (86.40)(0.718)(200 - 20)0.4 + (0.0606)(3000)(4320)(10^{-3}) \\ &= 5252 \frac{\text{kg O}_2}{\text{d}}\end{aligned}$$

Como podía esperarse las condiciones de verano controlan las necesidades de oxígeno.

Paso 7.- Potencia requerida en la aireación

Para los cálculos de la potencia requerida para este ejemplo se utilizaran las ecuaciones del capítulo 6 sección 6.7.3.8.

$$N = N_o \left(\frac{\beta C_{sw} - C_L}{C_{st}} \right) \alpha 1.024^{(T - 20)}$$

Para:

$\alpha = 0.87$ para las aguas residuales domesticas

$\beta = 0.97$ para las aguas residuales domesticas

$C_L = 2 \text{ mg/l}$

$C_{st} = 9.17 \text{ mg/l}$

$P_A = 755 \text{ mm Hg}$

$P = 14 \text{ mm Hg} \rightarrow T = 16 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (cuadro 6.4)

$C_{sw} = 10 \text{ mg/l} \rightarrow T = 16 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (cuadro 6.4)

$$N = 1.7 \left(\frac{0.97(9.93) - 2}{9.17} \right) (0.87) 1.024^{(16-20)} = 1.122 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$$

$$C'_{sw} = C_{sw} \left(\frac{P_A - P}{760 - P} \right) = 10 \left(\frac{755 - 14}{760 - 14} \right) = 9.93 \text{ mg/l}$$

$$\text{Pot}_{\text{KW}} = \frac{O_r}{N} = \frac{6016 \times 1/24 \text{ h}}{1.122} = 223 \text{ kw}$$

$$\text{Pot}_{\text{HP}} = 223 \text{ kw} \times \frac{0.986 \text{ HP}}{0.736 \text{ kw}} = 298 \text{ HP}$$

El valor obtenido de 298 HP \approx 296 HP concuerda con el supuesto en el paso 1. En consecuencia, la temperatura T_w (para las condiciones de verano e invierno) calculados en el paso 2, son correctas. Por ello, se ha obtenido la convergencia de la iteración conduciendo a:

$$\text{HP} = 296$$

$$T_w - \text{verano} = 25 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_w - \text{invierno} = 13 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Paso 8.- Producción neta de biomasa ΔX_V

a) Para condiciones de verano ($DBO_5 = 14.5 \text{ mg/l}$, $k_d = 0.0766 \text{ d}^{-1}$):

$$\Delta X_V = (86.4)(0.5)(200 - 14.5)(0.4) - (0.0766)(3000)(4320)(10^{-3}) = 2213 \text{ kg/d}$$

b) Para condiciones de invierno ($DBO_5 = 20 \text{ mg/l}$, $k_d = 0.0426 \text{ d}^{-1}$):

$$\Delta X_V = (86.4)(0.5)(200 - 20)(0.4) - (0.0426)(3000)(4320)(10^{-3}) = 2558 \text{ kg/d}$$

Paso 9.- Calculo de la relación de reciclado r

a) Condiciones de verano:

$$r = \frac{(86.4)(0.4)(3000) - (2213) - (0.4)(0.00)}{(86.4)(0.4)(12000 - 3000)} = 0.326 (32.6 \%)$$

b) Condiciones de invierno:

$$r = \frac{(86.4)(0.4)(3000) - (2558) - (0.4)(0.00)}{(86.4)(0.4)(12000 - 3000)} = 0.325 (32.5 \%)$$

Estos dos valores son tan próximos que en todos los balance de materia que sigue se utilizará un valor único $r = 0.326$. Podría haberse estimado un valor aproximado de r a partir de las variables fundamentales $X_{V,a}$ y $X_{V,u}$:

$$r = \frac{3000}{(12000 - 3000)} = 0.333$$

Paso 10.- Cálculo de los caudales restantes y el tiempo de reciclado t_h

$$Q_R = r Q_F = (0.326)(0.4) = 0.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_o = Q_F (1 + r) = (0.4)(1 + 0.326) = 0.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) Para condiciones de verano:

$$Q_w = \frac{2213 + (86.4)(0.4)(0.00) - (86.4)(0.4)(10)}{(12000 - 10)10^{-3}} = 155 \text{ m}^3/\text{d} = 0.0018 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Para condiciones de invierno:

$$Q_w = \frac{2558 + (86.4)(0.4)(0.00) - (86.4)(0.4)(10)}{(12000 - 10)10^{-3}} = 184. \text{ m}^3/\text{d} = 0.0021 \text{ m}^3/\text{s}$$

Estos valores de Q_w son muy pequeños al compararlos con Q_F , $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto significa que la mayor parte de la alimentación inicial saldrá con el efluente del clarificador secundario, esto es, $Q_F \approx Q_e$. Al objeto de completar los caudales restantes en el diagrama de flujo figura 7.6. Se toma un valor único $Q_W \approx 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q_e = Q_F - Q_w = 0.4 - 0.002 = 0.398 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_u = Q_w + Q_R = 0.002 + 0.13 = 0.132 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t_h = \frac{t}{(r+1)} = \frac{3}{(0.326+1)} = 2.26 \text{ h}$$

Paso 11.- Balance de materia de los sólidos no volátiles

a) calculo de $X_{NV.a}$

$$X_{NV.a} = \frac{(1 - 0.8)(3000)}{(0.8)} = 750 \text{ mg/l}$$

Por ello

$$X_{NV.a} = X_{NV.e} = 750 \text{ mg/l}$$

b) Calculo de $X_{NV.u}$ ya que $X_{NV.e} = 0$

$$X_{NV.u} \approx \frac{0.4(0.326+1)(750)}{(0.132)} = 3014 \text{ mg/l}$$

$$X_{NV..F} = (0.326 + 1)(750) - (0.326)(3014) = 11.9 \text{ mg/l}$$

Paso 12.- Producción total de lodos

1. Calculo (VSS)_w

a) Condiciones de verano:

$$(VSS)_w = Q_w X_{V.u} = (2213) + (86.4)(0.4)(0.00) - (864.4)(0.398)(10) = 1869 \text{ kg/d}$$

o:

$$(VSS)_w = Q_w X_{V.u} = (86.4)(0.0018)(12000) = 1866 \text{ kg/d}$$

b) Condiciones de invierno:

$$(VSS)_w = Q_w X_{V.u} = (2558) + (86.4)(0.4)(0.00) - (864.4)(0.398)(10) = 2214 \text{ kg/d}$$

o

$$(VSS)_w = Q_w X_{V.u} = (86.4)(0.0021)(12000) = 2177 \text{ kg/d}$$

2. Calculo de (NVSS)_w

$$(NVSS)_w = Q_F X_{NV.F} - X_{NV.e} = (86.4)(0.4)(11.9) = 411 \text{ kg/d}$$

Si se hubiera utilizado la relación $(NVSS)_w = Q_w X_{NV.u}$ se hubieran obtenido dos valores ligeramente diferentes de $(NVSS)_w$ para las condiciones de verano e invierno, correspondientes a los valores de Q_w calculados anteriormente. Si se utiliza el valor único de $Q_w = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$(NVSS)_w = Q_w X_{NV.u} = (86.4)(0.002)(3014) = 521 \text{ kg/d}$$

Se tomara una media entre 411 kg/d y 521 kg/d equivalente a 466 kg/d.

3. Calculo de (TSS)W

a) Condiciones de verano:

$$(TSS)_W = 1866 + 466 = 2332 \text{ kg/d}$$

b) Condiciones de invierno:

$$(TSS)_W = 2214 + 466 = 2680 \text{ kg/d}$$

Paso 13.- Calculo de las concentraciones de la alimentación combinada S_o y $X_{V,o}$

1. Cálculo de S_o :

a) Condiciones de verano:

$$S_o = \frac{[200 + (0.326)(14.5)]}{(1 + 0.326)} = 154.4 \text{ mg/l}$$

b) Condiciones de invierno:

$$S_o = \frac{[200 + (0.326)(20)]}{(1 + 0.326)} = 156 \text{ mg/l}$$

2. Calculo de $X_{V,o}$

$$X_{V,o} = \frac{[0.00 + (0.326)(12000)]}{(1 + 0.326)} = 2950 \text{ mg/l}$$

Paso 14.- Neutralización requerida

Kg DBO consumida/d = 6221

Alcalinidad consumida = $(6221) (0.5) = 3111 \text{ kg/d}$

Alcalinidad en la alimentación inicial: $86.4 \text{ QF (ALC)} = (86.4) (0.4) (50) = 1728 \text{ kg/d}$

Ya que $1728 < 3111$ no se requiere neutralización previa al proceso biológico.

Nitrógeno

1. Nitrógeno perdido en el sistema por la purga de lodo:

Condiciones de verano: $0.12 \Delta X_V \text{ kg/d} = (0.12) (2213) \approx 266 \text{ kg/d}$

Condiciones de invierno: $0.12 \Delta X_V \text{ kg/d} = (0.12) (2558) \approx 307 \text{ kg/d}$

2. Nitrógeno perdido en el efluente

Nitrógeno: $86.4 Q_F (1.0) \text{ kg/d} = (86.4) (0.4) (1.0) = 35 \text{ kg/d}$

Nitrógeno total perdido N

Verano= $266 + 35 = 301 \text{ kg/g}$

Invierno= $307 + 35 = 342 \text{ kg/d}$

Nitrógeno disponible: $86.4 Q_F (\text{NTK}) = (86.4) (0.4) (60) = 2074 \text{ kg/d}$

En consecuencia no se necesita añadir nitrógeno

Fosforo

1. Fosforo perdido en el sistema a través de la purga de lodos:

Condiciones de verano: $0.02 \Delta X_V \text{ kg/d} = (0.02) (2213) = 44 \text{ kg/d}$

Condiciones de invierno: $0.02 \Delta X_V \text{ kg/d} = (0.02) (2558) = 51 \text{ kg/d}$

2. Fosforo perdido en el efluente

$$\text{Fosforo: } 86.4 Q_F (0.5) \text{ kg/d} = (86.4) (0.4) (0.5) = 17 \text{ kg/d}$$

Fosforo total perdido P

$$\text{Verano} = 44 + 17 = 61 \text{ kg/d}$$

$$\text{Invierno} = 51 + 17 = 68 \text{ kg/d}$$

$$\text{Fosforo disponible: } 86.4 Q_F P = (86.4) (0.4) (1) = 35 \text{ kg/d}$$

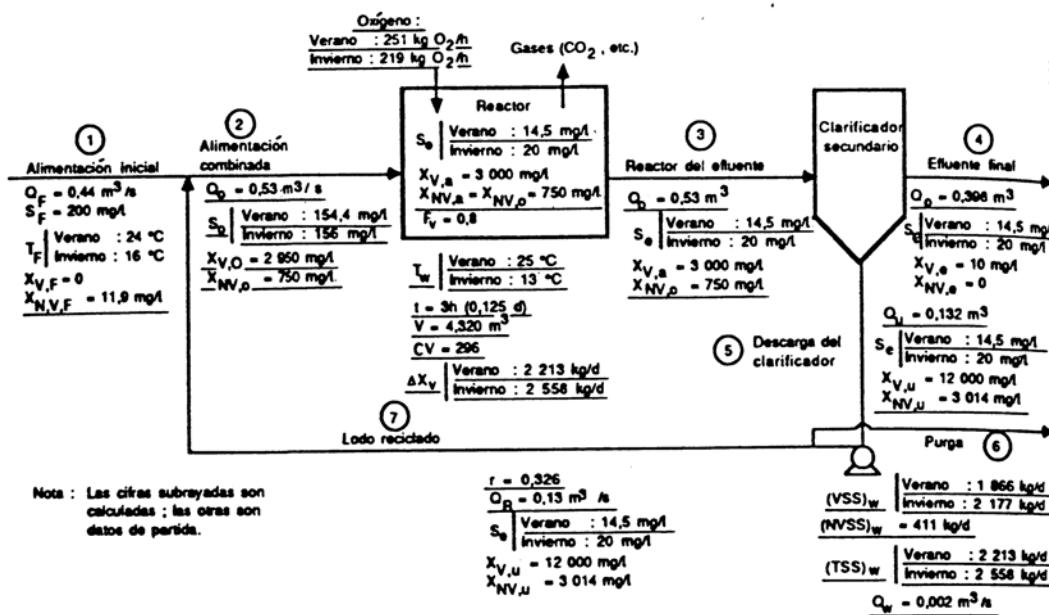
En consecuencia debe añadirse el fosforo siguiente:

$$\text{Verano} = 61 - 35 = 26 \text{ kg/d como P}$$

$$\text{Invierno} = 68 - 35 = 33 \text{ kg/d como P}$$

Esto puede conseguirse añadiendo la cantidad calculada de una disolución de ácido fosfórico o de un fosfato al reactor biológico.

Figura 7.6 Diagrama de flujo del ejercicio 7.3



7.4.- EJERCICIO PROPUESTO

Diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales utilizando lodos activos cuyos parámetros biocinéticos fueron determinados previamente en laboratorio. A continuación se enumeran los datos y criterios fundamentales para el diseño de la planta.

I.- Datos sobre la alimentación inicial

1. Caudal de alimentación inicial $Q_F = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$.
2. DBO soluble de la alimentación inicial $S_F = 250 \text{ mg DBO}_5/\text{l}$.
3. Despréciese los sólidos volátiles en la alimentación inicial, esto es, $X_{V,F} \approx 0$.
4. Alcalinidad como $\text{CaCO}_3 = 50 \text{ mg/l}$.
5. Nitrógeno total Kjeldahl (NTK) = 80 mg/l (como N). El agua residual contiene un compuesto que inhibe la nitrificación, aunque sin efectos perjudiciales.
6. Temperatura. Verano= 20 °C. Invierno= 13 °C.

II.- Datos sobre la calidad del efluente

1. DBO soluble del efluente S_e máxima permisible= 25 mg DBO₅/l.
2. Sólidos en suspensión. Básese el diseño del clarificador secundario en una concentración permisible de VSS en el reboseadero, $X_{V,e}$ de 10 mg/l. Despréciese la concentración de NVSS en el reboseadero del clarificador, $X_{NV,e} \approx 0$.

III.- Información para el diseño del reactor

1. Se eligen los siguientes valores: $X_{V,a} = 3000 \text{ mg/l}$ y $X_{V,u} = 12000 \text{ mg/l}$.
2. El porcentaje de sólidos volátiles en los MLSS es del 80 %, o sea $F_v = 0.8$.
3. Temperatura ambiente. Verano, $T_a = 29 \text{ }^\circ\text{C}$, invierno, $T_a = -1 \text{ }^\circ\text{C}$.
4. Parámetros biocinéticos (determinados en laboratorio a $T=20^\circ\text{C}$).

$$k = 0.0020 \text{ h}^{-1} \times 1/\text{mg} = 0.02952 \text{ d}^{-1} \times 1/\text{mg}$$

$\theta = 1.03$ (coeficiente de Arrhenius para k)

$Y = 0.5 \text{ kg MLVSS producidos/kg DBO}_r$ (que se supone básicamente independiente de la temperatura).

$$k_d = 0.0025 \text{ h}^{-1} = 0.06 \text{ d}^{-1}.$$

$\theta = 1.05$ (coeficiente de Arrhenius para k_d y b).

$a = 0.63 \text{ kgO}_2/\text{kgDBOr}$ (se supone que prácticamente es independiente de la temperatura).

$$b = 0.0752 \text{ d}^{-1}.$$

7.5.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1.- Rubens. S. Ramalho, Tratamiento de Aguas Residuales, Editorial REVERTE S.A., Faculty of Science and Engineering Laval University, Quebec Canadá.

2.- Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.

CAPITULO VIII

FILTROS PERCOLADORES

8.1.- INTRODUCCION

Los filtros percoladores han sido utilizados para el tratamiento biológico del agua residual durante casi 100 años. Los filtros percoladores modernos están formados por un lecho de medio filtrante sobre el que se distribuye continuamente el agua residual.

8.2.- CLASIFICACIÓN DE LOS FILTROS

Los filtros percoladores se clasifican por las cargas orgánicas o hidráulicas aplicadas. Las categorías en las que se dividen son de carga baja o normal, de carga media alta o muy alta carga, y de desbaste. A menudo, se emplean sistemas de filtros de dos etapas en los que se conectan en serie dos filtros percoladores. El intervalo habitual de cargas y las características operacionales de los diferentes tipos de filtros se indican en la cuadro 8.1.

8.2.1.- Filtros de baja carga

Un filtro de baja carga es un dispositivo relativamente sencillo y de gran fiabilidad que produce una calidad estable del efluente con independencia de la naturaleza cambiante del afluente. Los filtros pueden ser circulares o rectangulares. Generalmente, se mantiene una carga hidráulica constante, no por recirculación, si no por medio de bombas con control del nivel de succión o con sifones dosificadores.

Los tanques dosificadores son de pequeño tamaño, generalmente con un tiempo de detención de tan sólo 2 minutos para el caudal doble del de proyecto, de tal modo que se minimice la intermitencia de la dosificación. Aun así, en plantas de pequeñas dimensiones, el escaso caudal nocturno puede dar lugar a dosificaciones intermitentes, hecho que puede hacer necesario recircular caudales para mantener la humedad del medio. Si el tiempo entre dosificaciones es superior a 1 o 2 horas, se reduce la eficiencia del proceso debido a que el descenso de la humedad afecta a la película biológica.

En la mayoría de los filtros de baja carga, sólo los niveles superiores del mismo (0.6 a 1.2 m) presentan un desarrollo elevado de película biológica. Como consecuencia de ello, en las zonas inferiores pueden proliferar bacterias nitrificantes autótrofas que oxidan el nitrógeno amoniacial para transformarlo en nitritos y nitratos. Si la población mitrificante está suficientemente desarrollada, y si las condiciones climáticas y las características del agua residual son las adecuadas, los filtros de baja carga bien operados pueden producir un efluente con un elevado nivel de eliminación de DBO y altamente nitrificado.

Si se dispone de una línea piezométrica favorable, una ventaja de los filtros percoladores reside en el hecho de que el flujo se puede mantener por gravedad. Si el terreno es demasiado llano para ello, puede ser necesario bombear el agua. El desprendimiento de olores es un problema habitual en los filtros percoladores, especialmente si el agua residual es séptica o si el clima es caluroso. Los filtros no se deben ubicar en lugares en los que el desprendimiento de olores pueda representar un inconveniente. A no ser que se adopten medidas de control adecuadas, en los filtros pueden aparecer poblaciones de moscas (*Psychoda*).

Cuadro 8.1 Información típica de diseño para filtros percoladores^a

Elemento	Baja carga	Carga intermedia	Carga alta	Muy Alta carga	De desbaste	Doble etapa
Medio filtrante ^b	Piedra, escoria	Piedra escoria	Piedra	Piedra	Plástico, madera	Roca, plástico
Carga hidráulica m ³ /m ² .dia	1.20-3.50	3.50-9.40	9.40-37.55	11.70-70.40	47.0-188.0	9.40-37.55
Carga orgánica, kgDBO ₅ /m ³ .dia	0.08-0.40	0.25-0.5	0.50-0.95	0.48-1.60	1.6-8.0	0.95-1.80
Profundidad, m	1.80-2.40	1.80-2.40	0.90-1.80	-	-	-
Relación de recirculación	0	0-1	1-2	1-2	1-4	0.5-2
Moscas en el filtro	Abundantes	Algunas	Escasas	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna	Escasas o ninguna
Arrastre de sólidos	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continua	Continua	Continua
Eficiencia de eliminación de la DBO %	8-90	50-70	65-85	65-80	40-65	85-95
Efluente	Bien nitrificado	parcialmente nitrificado	Escasamente nitrificado	Escasamente nitrificada	No nitrificado	Bien nitrificado

Metcalf & Eddy (1995)

^bConsultar el cuadro 8.3 para informacion acerca de las caracteristicas fisicas de varios medios filtrantes

8.2.2.- Filtros de media y alta carga

En los filtros de carga media y alta, la recirculación del efluente del filtro o del efluente final permite la utilización de cargas orgánicas más elevadas. En la Figura 8.1 se muestran los diagramas de flujo de diversos sistemas de carga media y alta carga. Los filtros de carga media son similares a los filtros de baja carga, y pueden ser circulares o rectangulares. El flujo de caudal al filtro suele ser continuo, a pesar de que se considera aceptable el riego intermitente del medio filtrante.

Los filtros de alta carga se proyectan para cargas notablemente superiores a las correspondientes a filtros de baja carga. La recirculación del efluente del clarificador del filtro permite conseguir rendimientos de eliminación parecidos a los de los filtros de baja carga y de carga media. La recirculación a través del filtro del efluente del filtro (primer diagrama de la Fig. 8.1a y b) da lugar al retorno de organismos viables y, a menudo, mejora la eficiencia del tratamiento. La recirculación también ayuda a prevenir el ensanchamiento del filtro y a reducir los problemas de olores y de proliferación de moscas. Los filtros de alta carga suelen utilizar medios constituidos por piedras o materiales plásticos. Estos filtros suelen ser circulares, y funcionan con caudal continuo.

8.2.3.- Filtros de muy alta carga

Los filtros de muy alta carga trabajan a altas cargas hidráulicas y orgánicas. Las principales diferencias entre los filtros de muy alta carga y los filtros de alta carga radican en las mayores cargas hidráulicas y la mayor profundidad (véase Fig. 8.2). El aumento de la profundidad se hace posible por el empleo de medios más ligeros. De plástico. La mayoría de estos filtros se constituyen en forma de torres.

8.2.4.-Filtros de desbaste

Los filtros de desbaste son filtros de alta carga que se proyectan para trabajar con cargas orgánicas superiores a $1.6 \text{ kg/m}^3 \text{ d}$ y cargas hidráulicas superiores a $187 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$. En la mayoría de los casos, estos filtros se utilizan como pretratamiento del agua residual antes del tratamiento secundario. El proyecto de la mayoría de los filtros de contacto contempla el uso de medios de plástico.

8.2.5.- Filtros de dos etapas

En el tratamiento de aguas residuales muy concentradas se suele utilizar un sistema de dos filtros en serie con un decantador intermedio para la eliminación de los sólido generados en el primer filtro (véase el segundo esquema de la Fig. 8.1b).

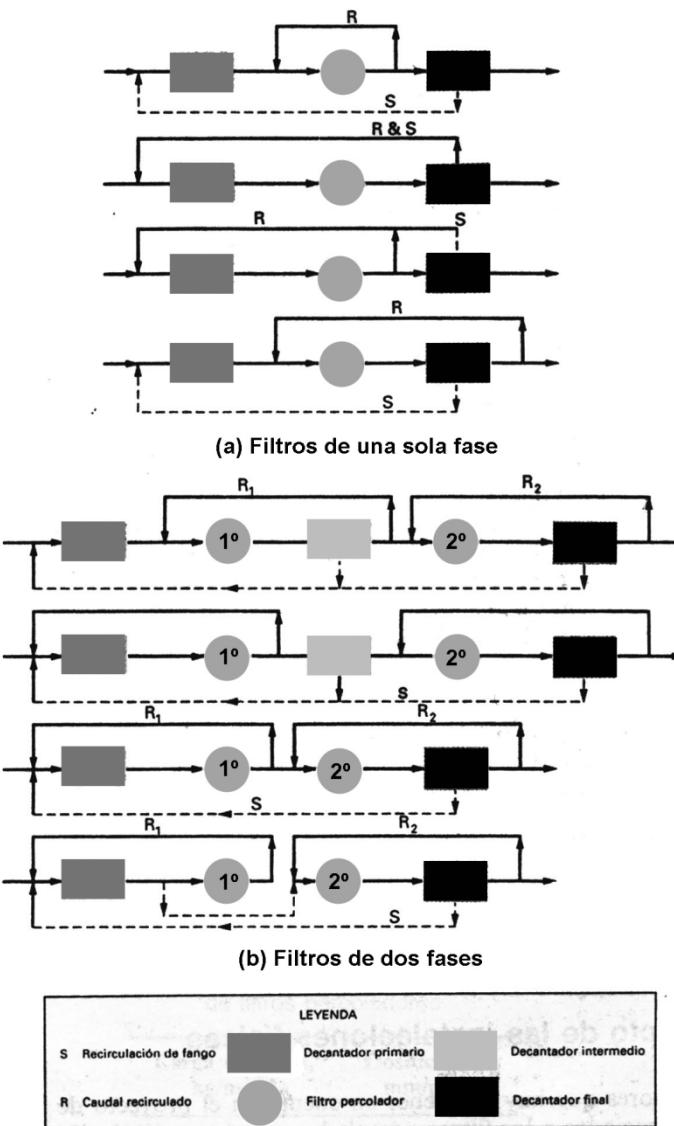


Figura 8.1 Diagramas de flujo de filtros percoladores de intermedia y alta carga con diversos sistemas de recirculación

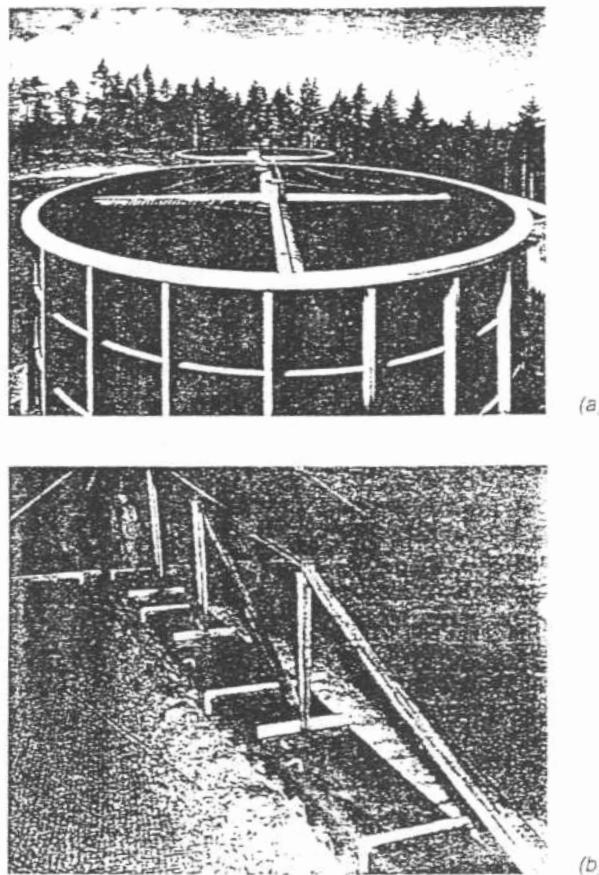


Figura 8.2 Filtros percoladores típicos de muy alta carga: (a) sin cubrir (de American Surfpac Corp.) y (b) vista del interior de un filtro cubierto.

8.3.- PROYECTO DE LAS INSTALACIONES FÍSICAS

Los factores que hay que tener en cuenta en el proyecto de las instalaciones físicas asociadas a los filtros percoladores incluyen (1) dosificación del caudal; (2) tipo y características de alimentación del sistema de distribución; (3) tipo y características físicas del medio filtrante a utilizar; (4) configuración del sistema de drenaje inferior; (5) provisión de sistemas de ventilación adecuados, naturales o forzados, y (6) proyecto de los tanques de sedimentación necesarios.

8.3.1.- Dosificación del caudal

Para optimizar el rendimiento de los filtros percoladores, se debería asegurar de forma continua y uniforme (1) el crecimiento de la biomasa, y (2) el desprendimiento del exceso de biomasa en función de la carga orgánica. Para conseguir un crecimiento y desprendimiento uniformes, se ha comprobado que se necesitan caudales de alimentación del filtro superior a los valores normalmente empleados. En el cuadro 8.2 se indican los caudales recomendados que hay que aplicar. El caudal necesario, en cm/paso. También se puede aproximar multiplicando la carga orgánica aplicada expresada en kg DBO₅/10³ m³ por el factor 19.0. El caudal instantáneo dosificado es función de la velocidad de rotación del distribuidor o de la duración de las fases de funcionamiento y parada de un dosificador fijo. La velocidad de rotación de un distribuidor giratorio se puede determinar utilizando la siguiente relación.

$$n = \frac{1.66(Q_r)}{(A)(DR)} \quad (8.1)$$

Donde

n= Velocidad de rotación del distribuidor, r.p.m.

Q_T= Carga hidráulica total aplicada, m³/m² × h = Q +Q_r

Q= Carga hidráulica del agua residual afluente m³/m² × h.

Q_r= Carga hidráulica del caudal recirculado. m³/m² × h.

A= Número de brazos del distribuidos.

DR= Caudal de dosificación, cm/paso del brazo distribuidor.

Para conseguir las dosificaciones recomendadas, la velocidad del distribuidor giratorio se puede controlar (1) invirtiendo la posición de algunos de los orificios existentes pasándolos a la parte frontal del brazo del distribuidor, (2) añadiendo deflectores para invertir el sentido de descarga de los orificios existentes, o (3) conectando el distribuidor a un motor eléctrico de velocidad variable. A velocidad mínima, en filtros con cargas inferiores a $400 \text{ kg}/10^3 \text{ m}^3$ se debería asegurar una dosificación mínima de 10 cm/paso.

Cuadro 8.2 Caudales de dosificación típicos de filtros percoladores

Carga orgánica. Kg/m³ d	Dosificación. mm/paso
<0.4	73
0.8	150
1.2	225
1.6	300
2.4	450
3.2.	600

8.3.2.- Sistemas de distribución

Debido a su fiabilidad y facilidad de mantenimiento, el distribuidor rotatorio ha llegado a ser un elemento estándar en los procesos de filtros percoladores. El distribuidor está formado por dos o más brazos montados sobre un pivote central, que giran en un plano horizontal. Los brazos son huecos y cuentan con una serie de boquillas por las cuales se distribuye el agua residual sobre el medio filtrante. El movimiento del distribuidor puede estar gobernado por la reacción dinámica de la descarga del agua residual en su salida por las boquillas, o por un motor eléctrico. La velocidad de rotación, que varía en función de la carga orgánica y del caudal, se puede determinar con la Ecuación 8.1.

Entre la parte inferior del distribuidor y la superficie del medio filtrante debe existir un espacio libre de entre 150 y 225 mm. Este espacio libre permite la distribución del agua residual que sale por las boquillas de forma que el medio quede uniformemente cubierto, y evita que las acumulaciones de hielo que se puedan producir en los periodos fríos interfieran con el movimiento del distribuidor.

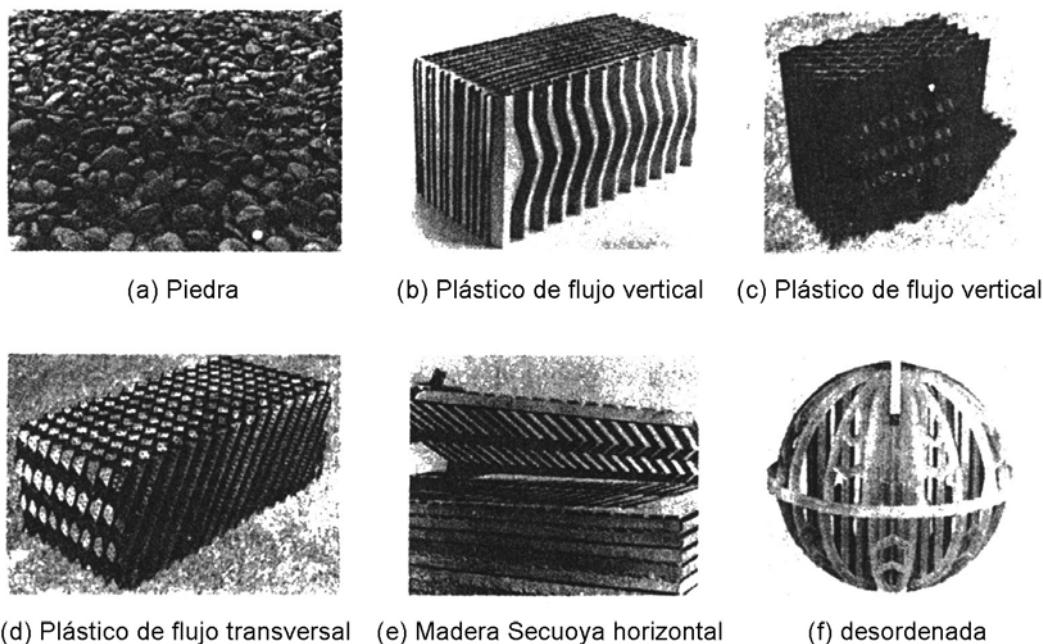
Los distribuidores se fabrican para filtros percoladores con diámetros de hasta 60 m. Los brazos del distribuidor pueden ser de sección transversal constante para unidades pequeñas, o de sección decreciente para mantener una velocidad mínima de transporte. El espaciamiento de las boquillas es irregular para asegurar un mayor caudal por unidad de longitud en la periferia que en la zona central. Para obtener una distribución uniforme sobre toda la superficie del filtro, el caudal por unidad de longitud debe ser proporcional a la distancia al centro del filtro. La perdida de carga a través del distribuidor suele ser del orden de 0.6 a 1.5 m. Las características más importantes que hay que tener en cuenta al elegir un determinado distribuidor son la robustez de la estructura, la facilidad de limpieza, la capacidad de manejar grandes variaciones de caudal manteniendo una adecuada velocidad de giro, y la resistencia a la corrosión de los materiales y recubrimientos.

Los sistemas de distribución de boquilla fija consisten en una serie de boquillas rociadoras situadas en los vértices de un conjunto de triángulos equiláteros que cubren el lecho del filtro. El sistema de tuberías distribuye el agua residual uniformemente a todas las boquillas. Se utilizan unas boquillas especiales que consiguen un rociado plano basándose de forma sistemática la presión para que el agua rociada caiga primero a mayor distancia de la boquilla para luego, conforme se produce un descenso gradual de la carga a una distancia cada vez menor. De esta manera, se consigue aplicar una dosis uniforme a toda la superficie del filtro.

A lo largo de las paredes laterales del filtro también se utilizan boquillas de medio rociado. Las boquillas se aumentan por medio de unos tanques de dosificación gemelos que tienen el fondo de manera que proporcionan mayor volumen a mayor carga (requerida por la mayor superficie de rociado). Los tanques están dispuestos de manera que se llenan y descargan de forma alternada, y la descarga a las boquillas se realiza a través de sifones automáticos. La carga necesaria, medida desde la superficie del filtro hasta el nivel máximo del agua en el tanque de dosificación, suele oscilar entre 2.4 y 3 m.

8.3.3.-Medio filtrante

El medio filtrante ideal es un material que tenga una gran área superficial por unidad de volumen, que sea económico, y que no se obstruya fácilmente. En la Figura 8.3 se muestran algunos medios filtrantes típicos. Las características físicas de los medios filtrantes más empleados, entre los que se incluyen los mostrados en la Figura 8.3, se indican en el cuadro 8.3. Hasta mediados de los años sesenta, el material más empleado era granito de alta calidad o escoria triturada. Debido su coste a problemas como la escasa superficie de poros y la facilidad de obstrucción por la biomasa, los materiales rocosos se han venido sustituyendo por medios filtrantes de plástico, madera de secoya, o madera prensada.

Figura 8.3 Medios filtrantes típicos para filtros percoladores

En determinados casos, el uso de materiales rocosos puede ser más económico. Siempre en función de la disponibilidad de materiales tales como gravas de río o aridos de machaqueo, que son los más indicados para el uso en filtros percoladores. Los aridos deben estar bien clasificados, de manera que el 95 por 100 tenga un tamaño entre 75 y 100 mm. Exigiendo un determinado nivel de uniformidad de tamaños se asegura la presencia de suficientes poros para permitir el flujo del agua residual y para la circulación de aire. Otras características de los medios filtrantes que revisten importancia son la resistencia y la durabilidad. La durabilidad se puede determinar con el ensayo de sulfato de sodio, que se utiliza para probar la consistencia del hormigón. Debido al peso del medio filtrante, la profundidad de los filtros de medio rocoso se suele limitar entre 1.5 y 3 m.

Cuadro 8.3 Propiedades físicas de los medios filtrantes de los filtros percoladores^a

Medio	Tamaño nominal, mm	Masa por unidad de volumen, kg/m ³	Superficie específica, m ² /m ³	Porcentaje de huecos, %
Gravas de rio				
Pequeñas	25-62.5	1250-1440	55-69	40-50
Grandes	100-125	800-990	39-164	50-60
Escoria de altos hornos				
Pequeñas	50-75	900-1200	55-69	40-50
Grandes	75-125	800-990	46-59	50-60
Plástico				
Convencional	600×600×1200 ^b	32-96	79-98	94-97
Alta superficie específica	600×600×1200 ^b	32-96	98-196	94-97
Madera de secuoya	1200×1200×500 ^b	144-176	39-49	70-80
Relleno desordenado	25-87.5	48-96	125-279	90-95

^aMetcalf & Eddy (1995)^bTamaño del modulo

En la Figura 8.3 se ilustran varios tipos de medios filtrantes a base de plásticos. Los medios de plástico moldeado tienen apariencia de colmena. En su construcción, se entrelazan láminas de cloruro de polivinilo (PVC) lisas o corrugadas para formar módulos rectangulares. Estas láminas suelen tener una superficie corrugada para favorecer el crecimiento de la película biológica y para aumentar el tiempo de detención. Cada nivel de módulos se dispone ortogonalmente al nivel anterior para mejorar la distribución del agua residual. Los dos principales tipos de medios de láminas de plástico corrugado son los verticales y los de flujo transversal (véase Fig. 8.3b, c, d). Ambos tipos de medio resultan eficientes en la eliminación de la DBO y de los SS para un amplio intervalo de cargas. Con el uso de medios de madera o de plástico, se han construido filtros de hasta 12 m de profundidad. La capacidad de trabajar a altas cargas y la dificultad de obturación que ofrecen estos tipos de medios los hacen especialmente indicados para su uso en filtros de alta carga.

8.3.4.- Sistemas de drenaje inferior

El sistema de recogida del agua residual, en los filtros percoladores, consiste en unos dispositivos de drenaje inferior para la recogida del agua residual filtrada y de los sólidos desprendidos del medio filtrante, y su conducción al tanque de sedimentación final. En el caso de medios filtrantes rocosos, el sistema de drenaje inferior suele consistir en bloques de arcilla vitrificada o parrillas de fibra de vidrio que descansan sobre un falso fondo sobre la solera del filtro (Fig. 8.4). La solera y el sistema de drenaje inferior deben ser suficientemente resistentes para soportar el peso del medio, de la película biológica, y del agua residual. La solera y el sistema de drenaje están dotados de una cierta pendiente (entre el 1 y el 5 por 100) para llevar el agua recogida a canales de drenaje perimetrales o situados en el centro del filtro. Los canales de extracción del efluente se diseñan de modo que se consiga una velocidad mínima de flujo de 0.6 m/s para el caudal medio diario. Los sistemas de drenaje inferiores pueden estar abiertos en ambos extremos para facilitar las labores de inspección y limpieza en caso de que estén obturados. También sirven para ventilar el filtro, proporcionando el aire que precisan los microorganismos de la película biológica, de modo que deberían estar comunicados al menos con un canal perimetral para la ventilación de la zona del muro y con el canal de recogida central.

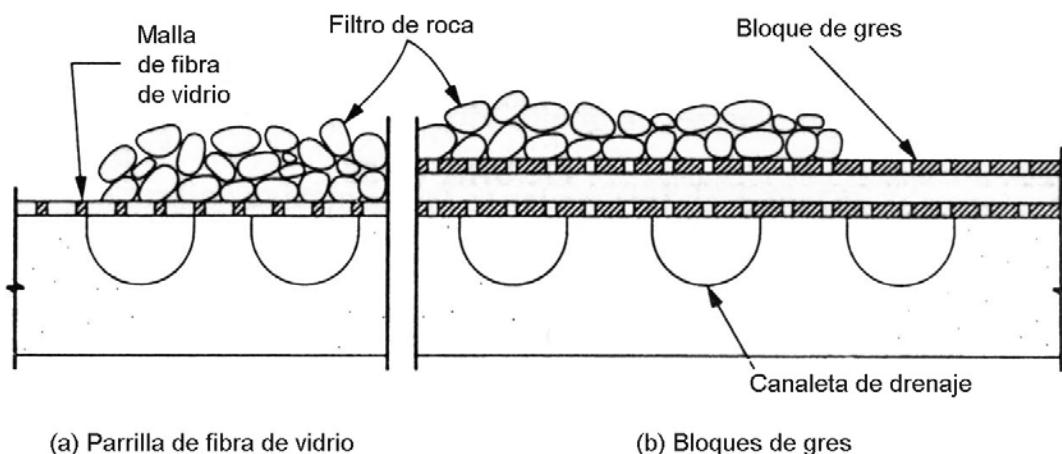


Figura 8.4 Sistemas de drenaje inferior para filtros de piedra

En el caso de medios de plástico, el sistema de drenaje inferior y de soporte consiste o en un sistema de apoyos y viguetas o una parrilla. En la Figura 8.5 se muestra un sistema de drenaje inferior típico para filtros de torre. El sistema de vigas y apoyos suele emplear vigas prefabricadas de hormigón que descansan sobre unos soportes. El medio se dispone encima de las vigas, que tienen canales en su parte superior para asegurar el libre flujo de agua residual y aire. Todos los sistemas de drenaje inferior se deben diseñar de modo que permitan la posterior incorporación de un sistema de ventilación forzada caso de que se produzcan variaciones en las condiciones de funcionamiento del filtro.

8.3.5.- Ventilación

Para el correcto funcionamiento de un filtro percolador es de esencial importancia la existencia de un flujo de aire a través del mismo. Los principales factores que intervienen en el flujo de aire en un filtro abierto en su parte superior son la ventilación natural y la acción del viento. En el caso de la ventilación natural, el agente que genera el flujo de aire es el gradiente de temperatura existente entre el aire contenido y el aire atrapado en los poros del filtro. Si el agua residual tiene una temperatura inferior a la del aire ambiente, el aire de los poros será frío y el flujo de aire se producirá en sentido descendente. Si el aire ambiente tiene menor temperatura que el agua residual, el flujo de aire será ascendente. La primera situación es menos favorable desde el punto de vista de la transferencia de masas, ya que la presión parcial del oxígeno (y por lo tanto la velocidad de transferencia del oxígeno) es menor en la zona de mayor demanda de oxígeno. En muchas regiones del país, especialmente en verano, hay épocas en las que apenas se produce circulación de aire alguna a través del filtro percolador, ya que los gradientes de temperatura son inapreciables.

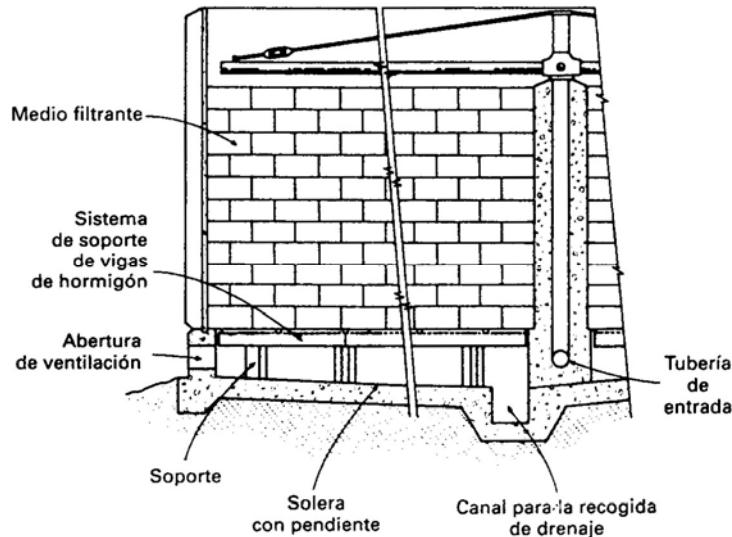


Figura 8.5 Sistema de drenaje inferior típico de un filtro de torre.

La ventilación, que es la altura de presión resultante de la diferencia de temperaturas, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$D_{\text{aire}} = 3.53 \left(\frac{1}{T_c} - \frac{1}{T_h} \right) Z \quad \text{unidades SI} \quad (8.2)$$

Donde:

D_{aire} = Ventilación natural del aire, mm de agua.

T_c = Temperatura menor °K.

T_h = Temperatura mayor °K.

Z = Altura del filtro.

Una estimación más conservadora de la temperatura media del aire de los poros se obtiene empleando la temperatura media logarítmica, T_m

$$T_m = \frac{T_2 - T_1}{\ln(T_2/T_1)} \quad (8.3)$$

Donde:

T_1 = Temperatura mayor (°K)

T_2 = Temperatura menor (°K)

El caudal volumétrico de aire se puede estimar igualando la fuerza actuante a la suma de pérdidas de carga producidas en la circulación del aire a través del filtro y del sistema de drenaje inferior.

Se ha podido comprobar que la ventilación natural resulta adecuada para los filtros percoladores siempre y cuando se adopten las siguientes precauciones:

1. Los sistemas de drenaje y los canales de recogida del efluente se deben diseñar de modo que nunca funcione a más de la mitad de su capacidad de modo que siempre quede un espacio libre para la circulación de aire.
2. En ambos extremos del canal central de recogida se instalarán cámaras de registro con tapa de rejilla abierta para asegurar la ventilación.
3. Los filtros de gran diámetro deberán estar provistos de canales colectores secundarios con orificios o chimeneas de ventilación situados cerca de la periferia.
4. La superficie de la zona abierta de las ranuras de la parte superior de los bloques de los drenajes inferiores no debe ser inferior al 15 % de la superficie del filtro.
5. Por cada 23 m^2 de superficie de filtro deberá existir una superficie de 0.10 m^2 de rejilla abierta en las cámaras y chimeneas de ventilación.

En el caso de filtros extremadamente cargados o extremadamente profundos la ventilación forzada puede presentar algunas ventajas siempre y cuando el diseño, instalación y uso del sistema se realicen correctamente. En estos casos se debe disponer de un caudal mínimo de aire, en cualquier dirección, de $18\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$. En épocas en que la temperatura del aire sea extremadamente baja puede ser necesario restringir el flujo de aire a través del filtro para evitar su congelación.

8.3.6.- Tanques de sedimentación

La función de los tanques de sedimentación que siguen a los filtros percoladores es la producción de un efluente clarificado. La diferencia respecto a los tanques de sedimentación de los procesos de fangos activados es la ausencia de recirculación de fangos, que es un aspecto esencial en aquél proceso. Todo el fango extraído en los tanques de sedimentación de filtros percoladores se conduce a las instalaciones de tratamiento del fango. El diseño de estos tanques es similar al de los tanques de sedimentación primaria, con la excepción de que la carga de superficie se basa en el caudal de la planta más el caudal de recirculación y menos el flujo de sólidos hacia el fondo del tanque (a menudo considerado despreciable).

8.4.- DISEÑO DEL PROCESO DE FILTROS PERCOLADORES

Como se ha comentado no existe una ecuación universal para el diseño de filtros percoladores. Sin embargo, se ha comprobado que la sgte Ecuación resulta apropiada para describir los rendimientos de eliminación observados en filtros percoladores llenos de materiales de plástico:

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp \left[-k_{20} D (Q_v)^{-n} \right] \quad (8.4)$$

Donde:

S_e = DBO₅ total del efluente del filtro decantado (mg/l)

S_i = DBO₅ total del agua residual afluente al filtro (mg/l)

k_{20} = Constante de tratabilidad correspondiente a una determinada profundidad del medio filtrante (D) a 20° C.

D= Profundidad del filtro (m.)

Q_v = Caudal volumétrico aplicado por unidad de superficie del filtro, (Q/A) (m³/h m²).

Q= Caudal total aplicado al filtro sin tener en cuenta la recirculación (m³ h).

A= Superficie del filtro (m²).

n= Constante empírica, normalmente 0.5.

En las ocasiones en las que se pretenda emplear el valor de una constante de tratabilidad media para un filtro de una determinada profundidad para el diseño de un filtro de diferente profundidad (véase cuadro 8.4), la corrección del valor de la constante para adaptarlo a la nueva profundidad se puede llevar a cabo mediante la siguiente expresión:

$$k_2 = k_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^x \quad (8.5)$$

Donde:

k_2 = Constante de tratabilidad para un filtro de profundidad D_2 .

k_1 = Constante de tratabilidad para un filtro de profundidad D_1

D_1 = Profundidad del primer filtro.

D_2 = profundidad del segundo filtro.

x= 0.5 para filtros verticales y de medio rocoso.

x= 0.3 para filtros de plástico de flujo transversal.

El diseño del proceso de un filtro percolador se ilustra mediante el Ejemplo 8.5.

Cuadro 8.4 Constantes de tratabilidad típicas para filtros percoladores de torre de 6 m llenos con medio de plástico^a

Tipo de agua residual	Constante de Tratabilidad. $K^*l/m^2 * h^{0.5}$
Domésticas	6.71-10.32
Domésticas y alimentarías	6.20-8.62
Envasado de frutas	2.05-5.16
Envasado de carnes	3.10-5.16
Residuos de papeleras	2.06-4.13
Procesado de patatas	3.61-5.16
Refinerías	2.06-7.23

^aLos datos son para 20 °C.

8.5.- EJERCICIO DE APLICACION

Diseñar un filtro percolador de torre de 9 m de profundidad con relleno de plástico para el tratamiento de las aguas residuales de una comunidad rural en la que se halla emplazada una pequeña industria conservera de verduras. Suponer aplicable la información y datos que se facilitan a continuación, obtenidos a partir de registros locales y ensayos piloto. Suponiendo que se utilice un distribuidor giratorio, determinar también la velocidad de rotación del distribuidor tanto en invierno como en verano.

- Caudal medio anual de agua residual domestica= 9460 m^3
- Caudal punta sostenido de la industria conservera durante la temporada= 4730 m^3
- La temporada conservera se extiende desde mayo hasta octubre
- DBO_5 domestica media anual= 220 mg/l

- DBO₅ punta sostenida combinada entre la domestica y la procedente de la industria conservera= 550 mg/l
- DBO₅ exigida del efluente=30 mg/l
- Datos de temperaturas críticas: temperaturas bajas sostenidas entre mayo y octubre igual a 20 °C y temperatura baja sostenida en el mes de enero igual a 10 °C.
- Constante de tratabilidad= 0.275 (l/s)^{0.5}/m² para un valor de n= 0.5. el valor de esta constante se obtuvo en ensayos en planta piloto llevados a cabo con un filtro de 6 metros de profundidad en época de verano, con temperatura media de 25 °C.

Solución

1.- Determinar la superficie necesaria para un filtro de 9 m de profundidad durante la temporada conservera.

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp \left[-k_{T/D_{30}} D (Q_v)^{-n} \right]$$

a) Sustituyendo Q/ A por Q_v y reordenando la Ecuación se obtiene:

$$A = Q \left(\frac{-\ln S_e/S_i}{k_{T/D_{30}} D} \right)^{\frac{1}{n}}$$

b) Corregir la constante de tratabilidad de la DBO observada para tener en cuenta los efectos de la temperatura sostenida del agua residual durante los meses de mayo a octubre:

$$\begin{aligned} k_{20/D_{20}} &= k_{25/D_{20}} \theta^{(T-25)} \\ k_{20/D_{20}} &= (0.275)(1.03)^{(20-25)} \\ &= 0.231 \end{aligned}$$

c) Corregir la constante de tratabilidad de la DBO observada para tener en cuenta la diferencia de profundidad entre el filtro de ensayo y el filtro real.

$$k_{20/D_{30}} = k_{20/D_{20}} \left(D_{20} / D_{30} \right)^x$$

$$k_{20/D_{30}} = 0.231 \left(6/9 \right)^{0.5} = 0.189$$

d) Determinar la superficie necesaria a partir de los datos conocidos:

$$S_e = 550 \text{ mg/l}$$

$$S_i = 30 \text{ mg/l}$$

$$n = 0.5$$

$$k_{20/D_{30}} = 0.189$$

$$D = 9 \text{ m}$$

$$Q = 9460 + 4730 \times 1/86400 \text{ d/s} \times 1000 \text{ l/m}^3 = 164.2 \text{ l/s}$$

$$A = 164.2 \left(\frac{-\ln 30/550}{0.189 \times 9} \right)^2 = 8480 \text{ m}^2$$

2.- Determinar la superficie de filtro (9 m) necesaria para cumplir con la calidad del efluente establecida en condiciones invernales.

a) Corregir la constante de tratabilidad de la DBO para tener en cuenta el efecto de las temperaturas sostenidas observadas en el mes de enero.

$$k_{10/D_{20}} = k_{25/D} \theta^{(T - 25)}$$

$$k_{10/D_{20}} = (0.275) 1.035^{(10 - 25)}$$

$$= 0.164$$

b) Corregir la constante de tratabilidad para tener en cuenta la profundidad de 9 m.

$$k_{10/D_{20}} = (0.164) \left(\frac{20}{30} \right)^{0.5} = 0.134$$

c) Determinar la superficie necesaria a partir de los datos conocidos:

$$S_e = 220 \text{ mg/l}$$

$$S_i = 30 \text{ mg/l}$$

$$n = 0.5$$

$$k_{20/D_{30}} = 0.134$$

$$D = 9 \text{ m}$$

$$Q = 9460 \text{ m}^3/\text{d} = 109.5 \text{ l/s}$$

$$A = 109.5 \left(\frac{-\ln 30/220}{0.134 \times 9} \right)^2 = 299 \text{ m}^2$$

Comoquiera que la superficie necesaria para satisfacer la calidad del efluente exigida es mayor para las condiciones de verano, el diseño viene controlado por las condiciones de verano.

3.- Comprobación de las cargas hidráulicas

a) Verano

$$(HLR)_s = \frac{164.2 \text{ l/s} \times 3.600 \text{ s/h} \times 1/1000 \text{ m}^3/\text{l}}{480 \text{ m}^2} = 1.23 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

b) Invierno

$$(HLR)_w = \frac{109.5 \text{ l/s} \times 3600 \text{ s/h} \times 1/1000 \text{ m}^3/\text{l}}{480 \text{ m}^2} = 0.82 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$$

4.- Comprobar las cargas orgánicas:

a) Verano

$$(OLR)_s = \frac{(14190 \text{ m}^3/\text{d}) (550 \text{ mg/l}) (1000 \text{ l/m}^3 \times 1/10^6 \text{ kg/mg})}{9 \text{ m} \times 480 \text{ m}^3} = 1.80 \text{ kg/m}^3$$

b) Invierno

$$(ORL)_w = \frac{9460 \times 220 \times 10^3 / 10^6}{9 \text{ m} \times 480 \text{ m}^3} = 0.48 \text{ kg/m}^3$$

5.- Determinar la velocidad de giro del distribuidor giratorio:

$$n = \frac{1.66(Q_r)}{(A)(DR)}$$

a) Verano:

i. La dosificación necesaria en verano es $19 \times 1.80 \text{ kg/m}^3 = 34.2 \text{ cm/paso}$.

ii. La velocidad de giro necesaria es de:

$$n = \frac{1.66(Q_r)}{(A)(DR)} = \frac{(1.66)(1.23)}{(2)(34.2)} = 0.03 \text{ rpm}$$

o una revolución cada 33 minutos

b) Invierno

i. La dosificación necesaria en invierno es $19 \times 0.48 \text{ kg/m}^3 = 9.12 \text{ cm/paso}$

ii. La velocidad de giro necesaria es de:

$$n = \frac{1.66(Q_r)}{(A)(DR)} = \frac{(1.66)(0.82)}{(2)(9.12)} = 0.075 \text{ rpm}$$

o una revolución cada 13.3 minutos.

8.6.- EJERCICIO PROPUESTO

Determinar la superficie necesaria para el tratamiento de un agua residual con una DBO₅ de 300 mg/l mediante filtros sintéticos de 6 m y 9 m de profundidad, después de la sedimentación primaria. La DBO₅ final del efluente debe ser de 25 mg/l o inferior. Suponer que la constante de tratabilidad determinada realizando ensayos con un filtro de 6 m de profundidad es de $0.058 \text{ (m}^3/\text{min})^{0.5}$ m a 20 °C.

8.7.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.-** Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.
- 2.-** Rubens. S. Ramalho, Tratamiento de Aguas Residuales, Editorial REVERTE S.A., Faculty of Science and Engineering Laval University, Quebec Canadá.

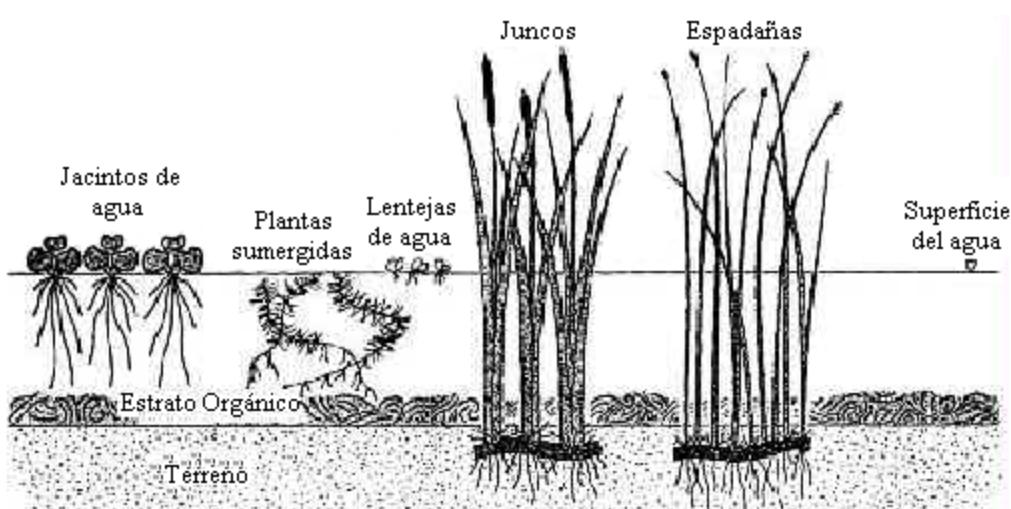
CAPITULO IX

TRATAMIENTOS ESPECIALES

9.1.- HUMEDALES

Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas. Suelen tener aguas con profundidades inferiores a 60 cm. con plantas emergentes como espadañas, carrizos y juncos (Véase Figura 9.1). La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar. Los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos.

Figura 9.1 Plantas acuáticas comunes



Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales, estas son:

- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por intermedio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento.

Existen dos tipos de sistemas de humedales artificiales desarrollados para el tratamiento de agua residual (Véase Figura 9.2): Sistemas a Flujo Libre (FWS) y Sistemas de Flujo Subsuperficial (SFS). En los casos en que se emplean para proporcionar tratamiento secundario o avanzado, los sistemas FWS suelen consistir en balsas o canales paralelos con la superficie del agua expuesta a la atmósfera y el fondo constituido por suelo relativamente impermeable o con una barrera subsuperficial, vegetación emergente, y niveles de agua poco profundos (0.1 a 0.6 m).

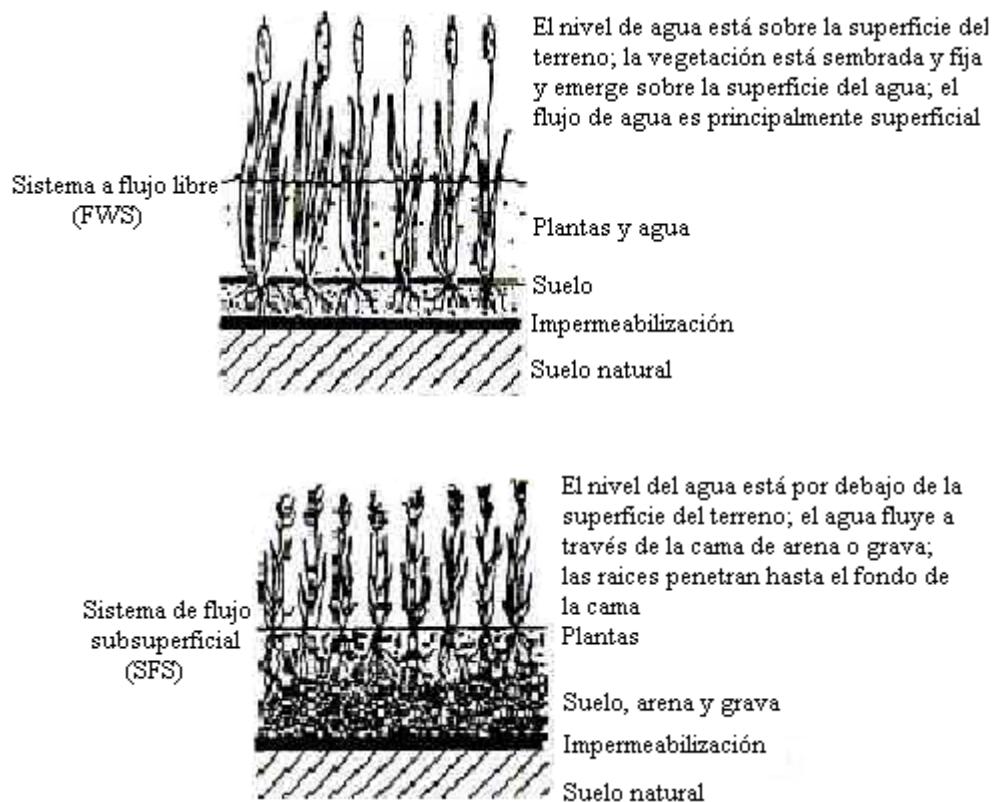
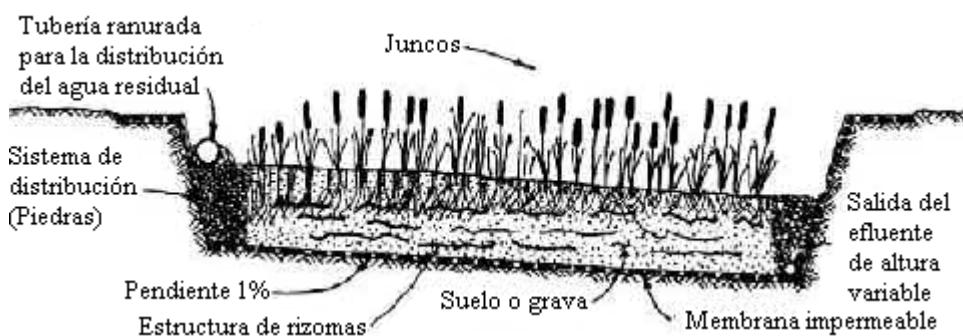


Figura 9.2 Tipos de humedales construidos, típicamente usados para tratamiento de aguas residuales

A los sistemas FWS normalmente se les aplica agua residual pretratada en forma continua y el tratamiento se produce durante la circulación del agua a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente. Los sistemas de flujo libre también se pueden diseñar con el objetivo de crear nuevos hábitats para la fauna y flora o para mejorar las condiciones de humedales naturales próximos.

Los sistemas de flujo subsuperficial se diseñan con el objeto de proporcionar tratamiento secundario avanzado y consisten en canales o zanjas excavados llenos de material granular, generalmente grava en donde el nivel de agua se mantiene por debajo de la superficie de grava (Véase Figura 9.3). Las mismas especies de vegetales se usan en los dos tipos de humedales artificiales.

Figura 9.3 Sección transversal de un sistema de flujo subsuperficial



El concepto de SFS tiene varias ventajas; existe la creencia de que las reacciones biológicas en ambos tipos de humedales se deben al crecimiento de organismos. El lecho de grava tendrá mayores tasas de reacción y por lo tanto puede tener un área menor. Como el nivel del agua está por debajo de la superficie del medio granular no se encuentra expuesto a la atmósfera, con lo que se evitan posibles problemas de mosquitos que pueden llegar a presentarse en sistemas de flujo libre en algunos lugares. Tampoco se presentan inconvenientes con el acceso de público, así como se evitan problemas en climas fríos, ya que esta capa presta una mayor protección térmica.

Además de las aguas residuales municipales, los humedales construidos han sido usados para una variedad de industrias, escorrentía de aguas agrícolas y de lluvias, lixiviados de vertederos, rebose de alcantarillados combinados, drenaje de minas y aguas residuales domésticas en pequeños humedales tras tanques sépticos convencionales.

En cuanto al rendimiento de los humedales, se puede decir que pueden tratar con eficiencia niveles altos de DBO, SS y nitrógeno (rendimientos superiores al 80%), así como niveles significativos de metales, trazas orgánicas y patógenos. No ocurre lo mismo con la eliminación de fósforo que es mínima en estos sistemas.

9.2.- COMPONENTES DEL HUMEDAL

Los humedales construidos consisten en el diseño correcto de un vaso que contiene agua, substrato, y la mayoría normalmente, plantas emergentes. Estos componentes pueden manipularse construyendo un humedal. Otros componentes importantes de los humedales, como las comunidades de microbios y los invertebrados acuáticos, se desarrollan naturalmente.

9.2.1.- El agua

Es probable que se formen humedales en donde se acumule una pequeña capa de agua sobre la superficie del terreno y donde exista una capa del subsuelo relativamente impermeable que prevenga la filtración del agua en el subsuelo. Estas condiciones pueden crearse para construir un humedal casi en cualquier parte modificando la superficie del terreno para que pueda recolectar agua y sellando el vaso para retener el agua. La hidrología es el factor de diseño más importante en un humedal construido porque reúne todas las funciones del humedal y porque es a menudo el factor primario en el éxito o fracaso del humedal. La hidrología de un humedal construido no es muy diferente que la de otras aguas superficiales y cercanas a la superficie, difiere en los siguientes aspectos importantes:

- Pequeños cambios en la hidrología pueden tener efectos importantes en un humedal y en la efectividad del tratamiento.
- Debido al área superficial del agua y su poca profundidad, el sistema actúa recíproca y fuertemente con la atmósfera a través de la lluvia y la evapotranspiración (la pérdida combinada de agua por evaporación de la superficie de agua y pérdida a través de la transpiración de las plantas).
- La densidad de la vegetación en un humedal afecta fuertemente su hidrología, primero, obstruyendo caminos de flujo siendo sinuoso el movimiento del agua a través de la red de tallos, hojas, raíces, y rizomas, y segundo, bloqueando la exposición al viento y al sol.

9.2.2.- Substratos, Sedimentos y Restos de vegetación

Los substratos en los humedales construidos incluyen suelo, arena, grava, roca, y materiales orgánicos como el compost. Sedimentos y restos de vegetación se acumulan en el humedal debido a la baja velocidad del agua y a la alta productividad típica de estos sistemas. El substrato, sedimentos, y los restos de vegetación son importantes por varias razones:

- La permeabilidad del substrato afecta el movimiento del agua a través del humedal y soportan a muchos de los organismos vivientes en el humedal.
- Muchas transformaciones químicas y biológicas (sobre todo microbianas) tienen lugar dentro del substrato.
- El substrato proporciona almacenamiento para muchos contaminantes.
- La acumulación de restos de vegetación aumenta la cantidad de materia orgánica en el humedal. La materia orgánica da lugar al intercambio de materia, fijación de microorganismos, y es una fuente de carbono, que es la fuente de energía para algunas de las más importantes reacciones biológicas en el humedal.

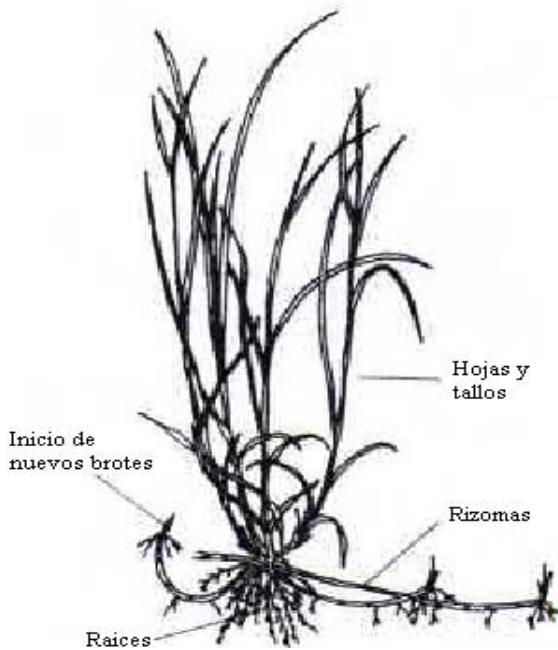
Las características físicas y químicas del suelo y otros substratos se alteran cuando se inundan; en un substrato saturado, el agua reemplaza los gases atmosféricos en los poros y el metabolismo microbiano consume el oxígeno disponible y aunque se presenta dilución de oxígeno de la atmósfera, puede darse lugar a la formación de un substrato anóxico, lo cual será importante para la remoción de contaminantes como el nitrógeno y metales.

9.2.3.- Vegetación

Las plantas emergentes contribuyen al tratamiento del agua residual y escorrentía de varias maneras:

- Estabilizan el substrato y limitan la canalización del flujo.
- Dan lugar a velocidades de agua bajas y permiten que los materiales suspendidos se depositen.
- Toman el carbono, nutrientes, y elementos de traza y los incorporan a los tejidos de la planta.
- Transfieren gases entre la atmósfera y los sedimentos.
- El escape de oxígeno desde las estructuras subsuperficiales de las plantas, oxigenan otros espacios dentro del substrato.
- Cuando se mueren y se deterioran dan lugar a restos de vegetación.
- El tallo y los sistemas de la raíz dan lugar a sitios para la fijación de microorganismos.

El mayor beneficio de las plantas es la transferencia de oxígeno a la zona de la raíz. Su presencia física en el sistema (los tallos, raíces, y rizomas) permite la penetración a la tierra o medio de apoyo y transporta el oxígeno de manera más profunda, de lo que llegaría naturalmente a través de la sola difusión. Lo más importante en los humedales es que las porciones sumergidas de las hojas y tallos se degradan y se convierten en los llamados restos de vegetación, que sirven como substrato para el crecimiento de la película microbiana fija que es la responsable de gran parte del tratamiento que ocurre.

Figura 9.4 Esquema típico de planta emergente

Las plantas emergentes que frecuentemente se encuentran en la mayoría de los humedales para aguas residuales incluyen espadañas, carrizos, juncos, y juncos de laguna. Cuando se diseñan sistemas que específicamente buscan un incremento en los valores del hábitat, además de conseguir el tratamiento del agua residual, usualmente incluyen una gran variedad de plantas, especialmente para proporcionar alimentación y nido a las aves y otras formas de vida acuática.

9.2.3.1.- *Typha*.

La Espadaña es ubicua en distribución, robusta, capaz de crecer bajo diversas condiciones medioambientales, y se propaga fácilmente, por lo que representa una especie de planta ideal para un humedal artificial. También es capaz de producir una biomasa anual grande y tiene un potencial pequeño de remoción de N y P por la vía de la poda y cosecha. Los rizomas de Espadaña plantados a intervalos de aproximadamente 0.60 m pueden producir una cubierta densa en menos de un año. Tiene una relativamente baja penetración en grava aproximadamente 0.30 m por lo que no es recomendable para sistemas SFS.

Fotografía 9.1 Planta acuática Espadaña



9.2.3.2.- *Scirpus*

Son de la familia de las ciperáceas, son perennes y crecen en grupos; son plantas ubicuas que crecen en un rango diverso de aguas interiores y costeras, pantanos salobres y humedales. Los juncos son capaces de crecer bien en agua desde 5 cm a 3 m de profundidad. Las temperaturas deseables son 16-27° C. Se encuentran juncos creciendo en un pH de 4 a 9. La mayoría de las especies tienen un crecimiento moderado y pueden lograr un buen cubrimiento en alrededor de un año con separaciones de aproximadamente 0.30 m. Algunas variedades crecen más rápido y pueden cubrir en un año con un espaciamiento algo menor de entre 0.3 y 0.6 m, penetra en grava aproximadamente 0.60 m por lo que son muy usadas en humedales SFS; existen muchas variedades de *Scirpus*.



Fotografía 9.2 Planta acuática Junco

Información sobre algunos de los requisitos medioambientales de algunas de estas plantas se proporciona en la cuadro 9.1.

Cuadro 9.1 Especies emergentes más utilizadas en depuración de aguas residuales

Familia	Nombre latino	Nombres comunes mas usuales	Temperatura °C		Máxima salinidad tolerable, pp	Rango efectivo de PH
			Deseable	Germinación de las semillas		
Ciperáceas	Carex sp.	-	14 – 32		20	5.0 – 7.5 4.0 - 9.0
	Eleocharis sp.	-	18 – 27			
	Scirpus lacustris L. (*)	Junco de laguna				
Gramineas	Glyceria fluitans (L.) R. Br.	Hierba del maná	12 – 23	10 – 30	45	2.0 – 8.0
	Phragmites australis (Cav) Trin. ex Steudel (*)	Carrizo				
Iridáceas	Iris pseudacorus L.	Lírio amarillo, espadaña fina				
Juncáceas	Juncos sp.	Juncos	16 – 26		20	5.0 – 7.5
Tifáceas	Thypha sp (*).	Eneas, aneas, espadañas	10 – 30	12 – 24	30	4.0 – 10.0

(*) Especie más utilizada entre todas, Fuente: EPA.1993

9.2.4.- Microorganismos

Una característica fundamental de los humedales es que sus funciones son principalmente reguladas por los microorganismos y su metabolismo. Los microorganismos incluyen bacterias, levaduras, hongos, y protozoarios. La biomasa microbiana consume gran parte del carbono orgánico y muchos nutrientes. La actividad microbiana:

- Transforma un gran número de sustancias orgánicas e inorgánicas en sustancias inocuas o insolubles.
- Altera las condiciones de potencial redox del substrato y así afecta la capacidad de proceso del humedal.
- Está involucrada en el reciclaje de nutrientes.

Algunas transformaciones microbianas son aeróbicas (es decir, requieren oxígeno libre) mientras otras son anaeróbicas (tienen lugar en ausencia de oxígeno libre). Muchas especies bacterianas son facultativas, es decir, son capaces de funcionar bajo condiciones aeróbicas y anaeróbicas en respuesta a los cambios en las condiciones medioambientales.

Las poblaciones microbianas se ajustan a los cambios en el agua que les llega y se pueden extender rápidamente cuando se tiene la suficiente energía. Cuando las condiciones medioambientales no son convenientes, muchos microorganismos se inactivan y pueden permanecer inactivos durante varios años. La comunidad microbiana de un humedal construido puede ser afectada por sustancias tóxicas, como pesticidas y metales pesados, y debe tenerse cuidado para prevenir que tales sustancias se introduzcan en las cadenas tróficas en concentraciones perjudiciales.

9.3.- CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Los aspectos más importantes a tener en cuenta para la construcción de humedales son básicamente, la impermeabilización de la capa subsuperficial de terreno, selección y colocación del medio granular para el caso de los sistemas SFS, el establecimiento de la vegetación, y por ultimo las estructuras de entrada y salida.

9.3.1 Impermeabilización y selección del material granular

Los dos tipos de humedales generalmente requieren que se coloque una barrera impermeable para impedir que se contamine con agua residual el subsuelo o el agua subterránea. Algunas veces esta barrera está presente naturalmente por una capa de arcilla o los materiales que se encuentran in-situ y que pueden ser compactados hasta un estado cercano al impermeable; otras posibilidades son los tratamientos químicos, una capa de bentonita, asfalto o algún tipo de membrana.

El fondo del humedal debe ser nivelado cuidadosamente de lado a lado y en la totalidad de la longitud del lecho y alisado antes de la colocación del impermeabilizante, sobre todo si éste es del tipo de alguna fibra sintética, que pueda llegar a perforarse.

Los dos tipos de humedales deben tener una ligera pendiente para asegurar el drenaje, de forma que se asegure que se proporcionaran las condiciones hidráulicas necesarias para el flujo del sistema. El gradiente hidráulico que se requiere y el control del nivel de agua en cada celda se realiza con el dispositivo de salida que debe ser regulable. Para este efecto en la Figura 9.5 se ilustra un tipo de dispositivo de salida.

Durante las operaciones finales de afinación de la rasante, el fondo del humedal deberá ser compactado de forma similar a como se hace con la subrasante de una carretera. El propósito es mantener la superficie de diseño durante las subsecuentes actividades de construcción, muchos sistemas de humedales construidos de ambos tipos, han tenido flujos preferenciales debidos a errores en esta parte de la construcción. En el caso particular de los humedales SFS, los camiones que transportan la grava pueden ser un problema, las huellas de los neumáticos sobre el fondo del lecho pueden inducir flujos preferentes permanentes en la totalidad del sistema. Por tanto, no debe estar permitido el tráfico pesado por el fondo de las celdas cuando se tengan condiciones climáticas de humedad.

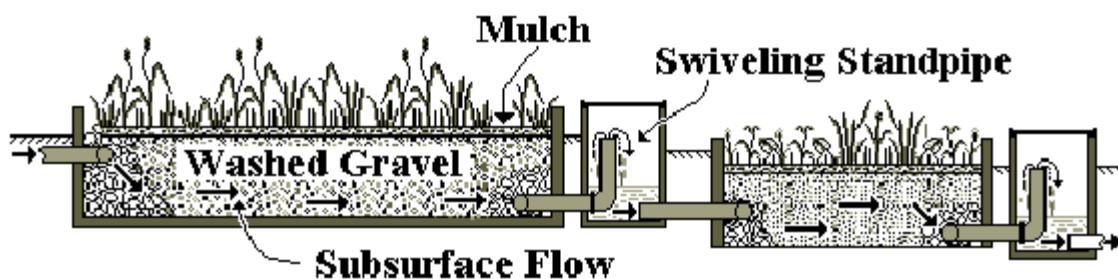
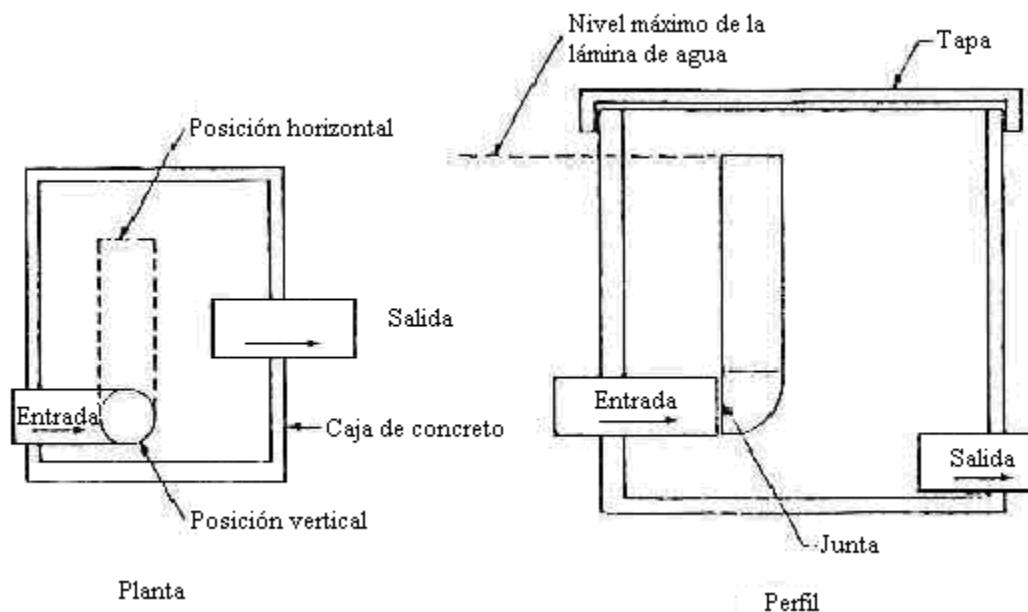
La selección del material granular para el humedal SFS es crítica para el éxito del sistema. La roca triturada y seca puede ser usada, pero durante el transporte en los camiones, existe el problema de la segregación de finos, que más tarde darán lugar a posibles atascamientos, por lo que es preferible la utilización de piedra lavada o grava. En la construcción de humedales SFS pueden también utilizarse agregados gruesos de los usados en la fabricación de concreto.

Los diques y bermas de las celdas de los humedales pueden construirse de la misma manera que cuando se construyen lagunas o instalaciones similares.

9.3.2.- Estructuras de entrada y salida

Los dos sistemas, FWS y SFS, requieren condiciones de flujo uniforme para alcanzar los rendimientos esperados. Esto se alcanza en sistemas de pequeño o moderado tamaño con tuberías de recolección perforadas colocados en el fondo del lecho que se extienden a lo ancho de toda la celda y rodeada por material rocoso, tanto para la entrada como para la salida. Las estructuras de salida normalmente son de concreto, suelen contar con un dispositivo variable que permite controlar el nivel del agua en la celda del humedal, como el que se muestra en la siguiente figura.

Figura 9.5 Estructura de salida con control de nivel

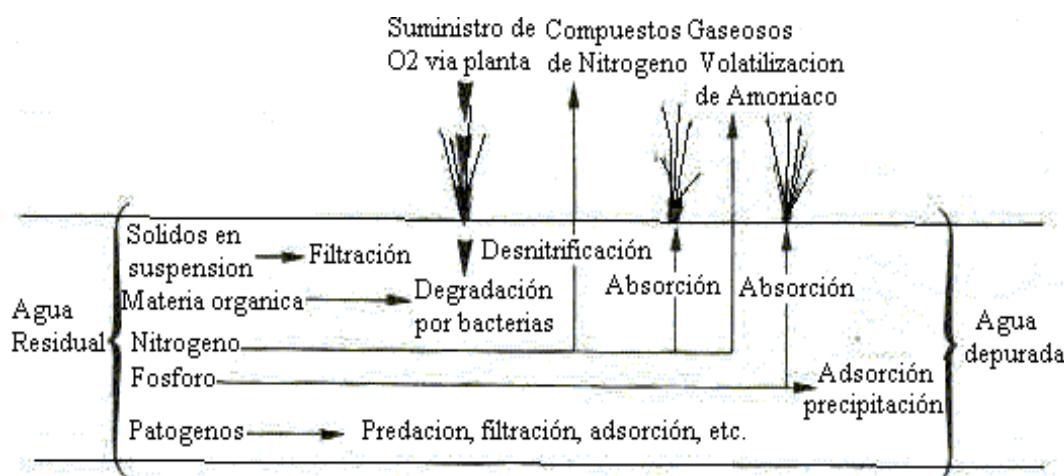


9.4.- RENDIMIENTOS ESPERADOS

Los humedales pueden tratar con efectividad altos niveles de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), sólidos suspendidos (SS) y nitrógeno, así como niveles significativos de metales, trazas orgánicas y patógenos; la remoción de fósforo es mínima debido a las limitadas oportunidades de contacto del agua residual con el suelo. Los mecanismos básicos de tratamiento son los antes citados, e incluyen sedimentación, precipitación química, absorción, e interacción biológica con la DBO y el nitrógeno, así como la captación por parte de la vegetación.

Si no se practica la poda, se encuentra una fracción de la vegetación que se descompone y que permanece como materia orgánica refractaria, que termina formando turba en el humedal. Los nutrientes y otras sustancias asociadas a esta fracción refractaria se considera que son eliminados permanentemente del sistema. En la siguiente figura se pueden ver los principales procesos que se llevan a cabo en un humedal y que permiten la depuración del agua residual.

Figura 9.6 Procesos de depuración de los humedales artificiales



9.4.1.- Remoción de DBO

En los sistemas de humedales la remoción de materia orgánica sedimentable es muy rápida, debido a la quietud en los sistemas tipo FWS y a la deposición y filtración en los SFS, donde cerca del 50% de la DBO aplicada es removida en los primeros metros del humedal. Esta materia orgánica sedimentable es descompuesta aeróbica o anaeróbicamente, dependiendo del oxígeno disponible, el resto de la DBO se encuentra en estado disuelto o en forma coloidal y continúa siendo removida del agua residual al entrar en contacto con los microorganismos que crecen en el sistema. Esta actividad biológica puede ser aeróbica cerca de la superficie del agua en los FWS y cerca de las raíces y rizomas en los SFS, pero la descomposición anaerobia prevalece en el resto del sistema.

9.4.2.- Remoción de sólidos suspendidos

La remoción de sólidos suspendidos es muy efectiva en los dos tipos de humedales artificiales, produciendo efluentes con concentraciones inferiores a 20 mg/l. Al igual que ocurre con la remoción de DBO, se alcanzan valores siempre por debajo del valor de referencia, independientemente de la concentración de entrada. La remoción de sólidos en humedales es más o menos rápida, y se estima que ocurre en gran parte entre el 12 al 20 % del área inicial.

En el diseño de humedales del tipo SFS, es importante tener en cuenta las posibles obstrucciones parciales del substrato. Esto ocasionaría una reducción de la conductividad hidráulica del medio, que resultaría en un flujo superficial que como es lógico no es acorde con las condiciones de diseño y el adecuado funcionamiento del sistema. Estas obstrucciones se presentan principalmente en instalaciones que tienen la entrada del agua sumergida, por lo que es recomendable que siempre se coloque sobre la superficie del medio.

9.4.3.- Remoción de nitrógeno

La remoción de nitrógeno puede ser muy efectiva en ambos tipos de sistemas de humedales artificiales y los principales mecanismos de eliminación son similares para los dos casos. Aunque ocurre la asimilación de nitrógeno por parte de las plantas, solo una pequeña fracción del nitrógeno total puede ser eliminada por esta vía. Experiencias en Norteamérica demuestran que solamente entre el 10 y el 15% del nitrógeno eliminado se retira del sistema usando la poda de las plantas. La remoción de nitrógeno en humedales puede alcanzar valores por encima del 80%.

9.4.4.- Remoción de fósforo

La remoción de fósforo en la mayoría de los sistemas de humedales artificiales no es muy eficaz debido a las pocas oportunidades de contacto entre el agua residual y el terreno. Algun trabajo experimental ha usado arcilla expandida y adición de óxidos de hierro y aluminio; algunos de estos tratamientos pueden ser prometedores pero las expectativas a largo plazo no se han definido aún. Si una importante remoción de fósforo es requisito del proyecto, entonces se necesitará un área de terreno muy grande o métodos de tratamiento alternativos.

9.4.5.- Remoción de metales

Los mecanismos de eliminación de metales en humedales artificiales son similares a los descritos anteriormente para el fósforo, incluyendo asimilación por parte de las plantas, adsorción, y precipitación. Como los sedimentos orgánicos e inorgánicos están aumentando continuamente a una velocidad lenta en los humedales, la disponibilidad de sitios de adsorción frescos esta también aumentando.

Los dos tipos de humedales artificiales tienen la misma capacidad potencial de remoción de metales y esta capacidad se mantiene durante todo el periodo de diseño del sistema. Los metales pueden acumularse en los humedales artificiales, pero las concentraciones que normalmente tienen las aguas residuales no representan una amenaza para los valores del hábitat o para los posibles usos a largo plazo.

9.4.6.- Remoción de colifórmes fecales

Los humedales artificiales son en general, capaces de una reducción de colifórmes fecales de entre uno a dos logaritmos con tiempos de retención hidráulica de 3 a 7 días que en muchos casos no es suficiente para satisfacer los requisitos de la descarga que a menudo especifican < 1000 NMP/100 ml. Tiempos de retención superiores a 14 días serían necesarios para lograr reducciones de 3 o 4 logaritmos. Cuando se presentan eventos intensos de lluvia, los picos de caudal influyen negativamente en la eficiencia de remoción de colifórmes fecales. Como resultado, la mayoría de los sistemas utilizan alguna forma de desinfección final.

9.5.- MODELO GENERAL DE DISEÑO

Los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos, y su rendimiento puede ser estimado mediante una cinética de primer orden de flujo a pistón para la remoción de DBO y nitrógeno. En este capítulo, trataremos modelos de diseño para remoción de DBO, para los dos tipos de sistemas, flujo libre y flujo subsuperficial, así como las consideraciones de tipo hidráulico y térmico. En algunos casos se presentan varios modelos con el objeto de poder comparar dada la falta de consenso universal sobre la mejor aproximación al diseño.

Los modelos de diseño presentados en este capítulo son los sugeridos por Sherwood C. Reed en su libro Natural Systems for Waste Management and Treatment, por considerarlos los más completos y acordes a los objetivos de este trabajo

9.5.1.- Modelo de diseño para remoción de DBO en humedales de flujo libre y flujo subsuperficial

Todos los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos y su rendimiento se puede aproximar al descrito por la cinética de primer orden de un reactor de flujo a pistón.

9.5.1.1.- Humedales de flujo libre (FWS)

A continuación, se presenta una ecuación para estimar la remoción de DBO en un sistema de este tipo. El modelo se basa en la experiencia con sistemas de aplicación sobre el suelo y filtros percoladores, dada la escasez de datos sobre sistemas tipo FWS y dado también que estos datos se reservaron para la validación del modelo:

$$\frac{C_e}{C_c} = A \exp \left[- \frac{0.7 (K_T) (A_v)^{1.75} (L) (W) (y) (n)}{Q} \right]^2 \quad (9.1)$$

Donde:

C_e = Concentración de DBO en el efluente (mg/l)

C_o = Concentración de DBO en el afluente (mg/l)

A = Fracción de la DBO no removida como sólidos sedimentables a la entrada del sistema, es una variable que depende de la calidad del agua (es una fracción decimal)

K_T = Constante de primer orden dependiente de la temperatura (d^{-1})

A_v = Área superficial disponible para la actividad microbiana (m^2/m^3)

L = Longitud del sistema (paralelo al flujo) (m)

W = Ancho del sistema (m)

y = Profundidad promedio del sistema (m)

n = Porosidad del sistema (espacio disponible para el paso del agua) como fracción decimal

Q = Caudal promedio en el sistema (m^3/d)

La ecuación (9.1) se considera teóricamente correcta, pero conlleva dos problemas, que son la dificultad para medir o evaluar los factores “A y A_v ”.

El factor “A” ha sido medido para sistemas del tipo de la aplicación al terreno de efluentes primarios y corresponde aproximadamente a 0.52 (48% de la DBO aplicada se queda a la entrada del sistema como materia particulada), el valor de “A” podría incrementarse para efluentes secundarios y terciarios aplicados a un humedal FWS, un valor de entre 0.7 y 0.85 sería el apropiado para efluentes secundarios y 0.9 o mayor para efluentes terciarios altamente tratados.

El valor de “ A_v ” es el área superficial disponible en el sistema para el desarrollo de biomasa fija. En los filtros percoladores y los biodiscos corresponde a la totalidad del área mojada y es relativamente fácil de determinar. En un humedal FWS es una medida del área superficial de la porción de la vegetación y de la capa de restos de vegetación que está en contacto con el agua residual. Como resultado, esto es casi imposible de medir verazmente en un humedal funcionando y lo único que es posible es una aproximación. El valor de “ A_v ” recomendado por algunas publicaciones es $15.7 \text{ m}^2/\text{m}^3$.

Dado que el área superficial del humedal (A_s) es igual a $(W)(L)$ es posible sustituyendo y reorganizando los términos de la ecuación (9.1) obtener una ecuación para estimar el área requerida para obtener el nivel de tratamiento deseado.

$$A_s = \frac{Q (\ln (C_o) - \ln (C_e) + \ln (A))}{K_T (y)(n)} \quad (9.2)$$

Donde:

A_s = Área superficial del humedal FWS (m^2)

$A= 0.52$ (efluente primario)

$A= 0.7$ a 0.85 (efluente secundario)

$A= 0.9$ (efluente terciario)

$n= 0.65$ a 0.75 (los valores menores son para vegetación densa y madura)

$$K_T = K_{20}^{(1.06)(T - 20)} \quad (9.3)$$

$$K_{20} = 0.2779 \text{ d}^{-1} \quad (9.4)$$

La ecuación (9.2) puede estimar de forma fiable el área superficial para un humedal FWS, dadas las dificultades para evaluar A y A_v , se ha realizado una segunda aproximación a partir del análisis de los datos de rendimiento de sistemas de este tipo en operación:

$$\frac{C_e}{C_0} = e^{-K_T t} \quad (9.5)$$

$$K_T = K_{20} (1.06)^{(T - 20)} \quad (9.6)$$

$$K_{20} = 0.678 \text{ d}^{-1} \quad (9.7)$$

El área superficial del humedal FWS se determinara por la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{Q (\ln C_0 - \ln C_e)}{K_T (y) (n)} \quad (9.8)$$

Donde:

K_T = Constante de temperatura proveniente de las ecuaciones (9.6) y (9.7) (d^{-1})

y = Profundidad de diseño del sistema (m)

n = Porosidad del humedal (0.65 a 0.75)

La profundidad del humedal puede variar durante periodos cortos desde pocos centímetros hasta más de un metro. Las profundidades típicas de diseño van desde 0.1 m a 0.46 m dependiendo de la estación y de la calidad esperada del agua para el sistema.

En climas fríos, donde se espera que se forme hielo durante el invierno, se puede incrementar esa profundidad con el fin de compensar. Durante el verano el sistema puede operar con una profundidad mínima, consistente con la obtención de los objetivos de calidad, para mejorar la transferencia potencial de oxígeno y fomentar un crecimiento vigoroso de las plantas.

La DBO final de efluente se ve influida por la producción de DBO residual en el sistema, producto de la descomposición de los detritus de las plantas y de otras sustancias orgánicas presentes de manera natural. Esta DBO residual está típicamente en el rango de 2 a 7 mg/l. Como resultado, la DBO del efluente de un humedal de este tipo proviene de estas fuentes y no del agua residual. Por tanto, las ecuaciones (9.5) y (9.8) no pueden ser usadas para diseñar sistemas con una DBO en el efluente final por debajo de los 5 mg/l.

9.5.1.2.- Humedales de flujo subsuperficial (SFS)

En esencia, el mecanismo de remoción de DBO en un humedal SFS es el mismo que para el tipo FWS. Sin embargo, el rendimiento puede ser mejor en los de flujo subsuperficial ya que tienen un área sumergida mucho mayor que incrementa el potencial de crecimiento de biomasa fija. Un metro cúbico de lecho de humedal que contiene grava de 25 mm puede tener al menos 146 m² de área superficial, además de toda la superficie de las raíces presentes. Un volumen comparable en un humedal FWS podría contener de 15 a 50 m² de área superficial disponible.

Las ecuaciones (9.5), (9.6) y (9.8) son también modelos válidos para el diseño de humedales SFS. La única diferencia es la magnitud de la porosidad (n) y de la constante de temperatura T₂₀. Para humedales SFS, la porosidad varía con el tipo de relleno usado, de acuerdo al cuadro 9.2 y puede ser medida por los procedimientos ya estipulados. En cuanto a la constante de temperatura que se define en la ecuación (9.6), su valor para 20° C es:

$$K_{20} = 1.104 \text{ d}^{-1} \quad (9.9)$$

Cuadro 9.2 Características típicas de los medios para humedales SFS

Tipo de material	Tamaño efectivo D_{10} (mm)	Porosidad, n (%)	Conductividad hidráulica (m ³ /m ² /d)
Normal gruesa	2	28 – 32	100 – 1000
Arena gravosa	8	30 – 35	500 – 5000
Grava fina	16	35 – 38	1000 – 10000
Grava media	32	36 – 40	10000 – 50000
Roca gruesa	128	38 - 45	50000 – 250000

Fuente: Reed et al, 1995

Así como en los humedales FWS, los detritus de las plantas y otras sustancias orgánicas presentes de forma natural, contribuyen a la DBO dentro del sistema SFS. Por lo tanto, estos sistemas tampoco deberían diseñarse para alcanzar niveles de DBO en el efluente ≤ 5 mg/l.

El lecho de los humedales SFS tiene una profundidad típica de alrededor de 0.6 m del medio seleccionado. Este, algunas veces, tiene encima una capa de grava fina de 76 a 150 mm de espesor. Esta grava fina sirve para el enraizamiento inicial de la vegetación y se mantiene seca en condiciones normales de operación. Si se selecciona una grava relativamente pequeña, menor a 20 mm para la capa principal donde se realizará el tratamiento, la capa fina superior probablemente no será necesaria, pero entonces, la profundidad total deberá incrementarse ligeramente para asegurar que se tenga una zona seca en la parte superior del lecho.

9.5.2.- Diseño hidráulico

El diseño hidráulico de un humedal artificial es crítico para el éxito de su rendimiento, todos los modelos de diseño que se usan actualmente asumen condiciones uniformes de flujo a pistón y que además no existen restricciones para el contacto entre los constituyentes del agua residual y los organismos responsables del tratamiento.

En un humedal SFS este concepto es necesario para asegurar que las condiciones de flujo subsuperficial se mantienen en circunstancias normales durante todo el periodo de funcionamiento del sistema. Esto solo es posible a través de un cuidadoso diseño hidráulico y unos métodos constructivos apropiados.

El flujo a través del humedal debe superar la resistencia por fricción del mismo sistema, esta resistencia es impuesta por la vegetación y la capa de sedimentos en los FWS; y el medio, las raíces de las plantas y los sólidos acumulados en los SFS. La energía necesaria para superar esta resistencia viene dada por la perdida de carga entre la entrada y la salida del sistema.

La mejor solución en lo referente a construcción, es proveer al humedal de un fondo con una inclinación que sea suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel de agua. La relación largo-ancho tiene una gran influencia en el régimen hidráulico y en la resistencia al flujo del sistema.

En teoría grandes relaciones largo:ancho 10:1 o mayores asegurarían un flujo a pistón, pero tienen el inconveniente de que en la parte alta se desbordan debido al incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación, principalmente en sistemas FWS, por tanto, relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 3:1 o 4:1 son aceptables. Los cortocircuitos pueden ser minimizados con una cuidadosa construcción y mantenimiento del fondo del humedal, con el uso de múltiples celdas, y con la intercalación de zonas abiertas (sin vegetación) para la redistribución del flujo.

9.5.2.1.- Humedal de flujo libre (FWS)

El flujo de agua en un humedal FWS es descrito por la ecuación de Manning, que define el flujo en canales abiertos. La velocidad de flujo en el humedal es descrita por la ecuación (9.10), depende de la profundidad del agua, de la pendiente de la superficie del agua y de la densidad de la vegetación.

Otras aplicaciones de la ecuación de Manning para canales abiertos suponen que la resistencia por fricción solamente ocurre en el fondo y en las paredes del canal. En los humedales artificiales FWS la resistencia está distribuida sobre la totalidad de la columna de agua, ya que las plantas emergentes y los restos de vegetación están presentes en todo el espacio. La ecuación de Manning también asume flujo turbulento, lo que no es completamente válido pero es una aproximación aceptable.

$$v = \frac{1}{n} y^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (9.10)$$

Donde:

v= Velocidad de flujo, m/s

n= Coeficiente de Manning, $s/m^{1/3}$

y= Profundidad del agua en el humedal, m

s= Gradiente hidráulico, o pendiente de la superficie del agua, m/m

Para los humedales, el número de Manning (n) es función de la profundidad del agua debido a la resistencia impuesta por la vegetación emergente. La resistencia también depende de la densidad de la vegetación y de la capa de residuos que puede variar según la localización o la estación. La relación está definida por:

$$n = \frac{a}{y^{\frac{1}{2}}} \quad (9.11)$$

Donde:

a= Factor de resistencia ($s m^{1/6}$)

a= 0.4 ($s m^{1/6}$) para vegetación escasa y con profundidades de agua residual “ $y > 0.4$ m”

a= 1.6 ($s m^{1/6}$) para vegetación moderadamente densa con profundidades de agua residual de “ $y \approx 0.3$ m”

a= 6.4 ($s m^{1/6}$) para vegetación muy densa y capa de residuos, en humedales con profundidades de agua residual de “ $y \leq 0.3$ m”

En muchas situaciones, con vegetación emergente típica, es aceptable asumir para propósitos de diseño valores de “a” entre 1 y 4. Sustituyendo la ecuación (9.11) en la ecuación (9.10) tenemos:

$$v = \frac{1}{a} y^{\frac{7}{6}} s^{\frac{1}{2}} \quad (9.12)$$

Sustituyendo y reorganizando términos es posible llegar a una ecuación para determinar la longitud máxima de una celda de humedal.

$$v = \frac{Q}{W y} \quad W = \frac{A_s}{L} \quad s = \frac{(m)(y)}{L} \quad (9.13)$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/d)

W = Ancho de la celda de humedal (m)

A_s = Área superficial de la celda de humedal (m^2)

L = Longitud de la celda de humedal (m)

m = Pendiente del fondo del lecho (% expresado como decimal)

Substituyendo en la ecuación (9.12) y reordenando obtenemos:

$$L = \left[\frac{A_s y^{\frac{8}{3}} m^{\frac{1}{2}} 86400}{a Q} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (9.14)$$

El área superficial del humedal (A_s) se determina primero mediante el modelo de diseño de remoción del contaminante limitante. La ecuación (9.14) permite el cálculo directo de la longitud máxima aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado.

Es aconsejable usar el gradiente hidráulico más pequeño posible para tener una reserva en caso de necesitarse ajustes futuros. Una relación largo-ancho $\leq 3:1$ suele ser la mejor selección desde el punto de vista costo eficiencia, pero otras combinaciones de longitud y gradiente hidráulico son posibles también de modo que se pueda ajustar la forma del humedal al sitio y su topografía.

El valor de (m) usado en la ecuación, está típicamente entre 10 y 30% de la perdida de carga disponible. La máxima perdida de carga disponible es igual al total de la profundidad del agua (y) del humedal cuando $m=100\%$. Este no sería un diseño conservador, porque el humedal podría estar seco al final y no tendría capacidad de reserva si la resistencia al flujo aumentara en el futuro.

El valor de Q en la ecuación (9.14) es el caudal promedio entre la entrada y la salida, para tener en cuenta las pérdidas o ganancias de agua debidas a la evapotranspiración, filtración y precipitación. Es usualmente aceptable para un diseño preliminar suponer los caudales de entrada y salida iguales. Para el diseño final del sistema será necesario tener en cuenta estas pérdidas y ganancias.

$$Q = \frac{Q_e + Q_o}{2} \quad (9.15)$$

Donde:

Q_e = Caudal de salida (m^3/d)

Q_o = Caudal de entrada (m^3/d)

9.5.2.2.- Humedal de flujo subsuperficial

La ley de Darcy, describe el régimen de flujo en un medio poroso que es lo generalmente aceptado para el diseño de humedales tipo SFS usando suelo y arena como medio del lecho. El mayor nivel de turbulencia en el flujo ocurre en lechos que usan piedra muy gruesa; entonces la ecuación de Ergun es más apropiada para este caso.

La ley de Darcy no es estrictamente aplicable a los humedales de flujo subsuperficial dadas las limitaciones físicas en el actual sistema. Este asume condiciones de flujo laminar, pero el flujo turbulento puede darse con gravas muy gruesas cuando el diseño usa un gradiente hidráulico alto. La ley de Darcy también asume que el flujo en el sistema es constante y uniforme, pero en la realidad puede variar por la precipitación, evaporación y filtración; así como por los cortocircuitos en el flujo que pueden llegar a presentarse por una desigual porosidad o mala construcción.

Si se utiliza una grava de tamaño pequeño o medio, si el sistema está apropiadamente construido para minimizar los cortocircuitos, si el sistema está diseñado para tener una mínima dependencia del gradiente hidráulico y si las pérdidas y ganancias del sistema están adecuadamente reconocidas, la ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en el humedal tipo SFS.

$$v = k_s (s) \quad (9.16)$$

y dado que:

$$v = \frac{Q}{W y} \quad (9.17)$$

Entonces:

$$Q = k_s A_c s \quad (9.18)$$

Donde:

Q = Caudal promedio a través del humedal (m^3/d)

k_s = Conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular a la dirección de flujo ($m^3/m^2/d$)

A_c = Área de la sección transversal perpendicular al flujo (m^2)

s = Gradiente hidráulico o pendiente de la superficie del agua en el sistema (m/m)

v= Velocidad de "Darcy", la velocidad aparente de flujo a través de la totalidad del área de la sección transversal del lecho (m/d)

Sustituyendo y reorganizando los términos es posible desarrollar una ecuación que determine de manera aceptable el ancho mínimo de una celda de humedal SFS que sea compatible con el gradiente hidráulico seleccionado para el diseño, partiendo de:

$$s = \frac{(m)(y)}{L} \quad L = \frac{A_s}{W} \quad A_c = (W)(y) \quad (9.19)$$

Donde:

W= Ancho de una celda del humedal (m)

A_s = Área superficial del humedal (m^2)

L= Longitud de la celda de humedal (m)

m= Pendiente del fondo del lecho (% expresado como decimal)

y= Profundidad del agua en el humedal (m)

$$W = \frac{1}{y} \left[\frac{(Q)(A_s)}{(m)(k_s)} \right]^{0.5} \quad (9.20)$$

El área superficial del humedal (A_s) se determina en primer lugar, usando el modelo de diseño limitante para remoción de contaminantes. La ecuación (9.20) permite calcular directamente el ancho mínimo absoluto aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado. Otras combinaciones de ancho - gradiente hidráulico pueden ser posibles a fin de ajustar el diseño a las condiciones topográficas existentes en el sitio propuesto. El valor de "m" en la ecuación (9.20) típicamente se encuentra entre 5 y 20% de la perdida de carga potencial. En este caso se aplica la misma recomendación acerca de la no selección de la máxima perdida de carga disponible. Es realmente recomendable tomar un valor de la conductividad hidráulica efectiva (k_s) $\leq 1/3$ y que "m" no sea mayor del 20% para tener un factor de seguridad suficiente contra potenciales atascamientos, efectos de la viscosidad y otras contingencias que pueden llegar a ser desconocidas en el momento del diseño.

Las ecuaciones (9.18) y (9.20) son válidas cuando el flujo es laminar a lo largo de los espacios vacíos del medio, es decir, cuando el número de Reynolds es menor a 10. El número de Reynolds es función de la velocidad de flujo, del tamaño de los espacios vacíos y de la viscosidad cinemática del agua, como se muestra en la ecuación (9.21). En muchos casos N_R será mucho menor de 1, en cuyo caso el flujo laminar impera y la ley de Darcy es válida. Si el flujo es turbulento, entonces la conductividad hidráulica efectiva será significativamente menor que la predicha por la ley de Darcy.

$$N_R = \frac{(v)(D)}{\mu} \quad (9.21)$$

Donde:

N_R = Número de Reynolds (adimensional)

v = Velocidad de Darcy (m/s)

D = Diámetro de los vacíos del medio, tomarlo igual al tamaño medio del medio (m)

μ = Viscosidad cinemática del agua (m^2/s)

Es posible usar una relación basada en la ecuación de Ergun, para estimar la conductividad hidráulica cuando se usan gravas gruesas o rocas:

$$k_s = n^{3.7} \quad (9.22)$$

Esta ecuación, así como los valores que se encuentran en la literatura son útiles solamente para un diseño preliminar o para estimar un orden de magnitud. El diseño final de un humedal SFS debe basarse en mediciones reales de los dos parámetros, conductividad hidráulica y porosidad.

9.5.2.3.- Tiempo de retención hidráulica en humedales

El tiempo de retención hidráulica en el humedal puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$t = \frac{L \times W \times y \times n}{Q} \quad (9.23)$$

Donde:

L= Largo de la celda del humedal, m

W= Ancho de la celda del humedal, m

n= Porosidad, o espacio disponible para el flujo del agua a través del humedal. La vegetación y los residuos ocupan algún espacio en los humedales tipo FWS, y el medio, raíces y otros sólidos hacen lo mismo en los del tipo SFS.

9.5.3- Aspectos térmicos

Las condiciones de temperatura en el humedal afectan tanto a las actividades físicas como a las biológicas en el sistema. Condiciones de bajas temperaturas sostenidas y la resultante formación de hielo, podrían conllevar en caso extremo, a la falla física del humedal. Es conocido que las reacciones biológicas responsables de la remoción de DBO, nitrificación y desnitrificación también dependen de la temperatura. No obstante, en muchos casos el rendimiento de remoción de DBO en sistemas de humedales existentes en climas fríos no ha demostrado una relación obvia de dependencia de la temperatura. Esto puede ser causado por el largo tiempo de residencia en estos sistemas tendiente a compensar las bajas relaciones de reacción durante los meses de invierno.

9.5.3.1.- Humedal de flujo subsuperficial

Conocer el estado termal del lecho de un humedal en un momento dado puede ser muy complicado. Allí puede haber pérdidas y ganancias de calor del suelo subyacente, del agua residual fluyendo a través del sistema y de la atmósfera. Los mecanismos térmicos básicos involucrados incluyen conducción de o hacia el terreno, conducción de o hacia el agua residual, conducción y convección de o hacia la atmósfera y radiación de o hacia ella.

Las ganancias de calor desde el terreno pueden llegar a ser significativas pero suelen no ser tenidas en cuenta para un diseño más conservador. Ignorar el calor ganado por radiación solar es también conservador, lo cual es apropiado durante los meses de invierno. Por el contrario, en lugares calurosos donde este factor puede llegar a ser significativo durante los meses de verano, debe incluirse en el diseño.

Las pérdidas por convección debidas a la acción del viento sobre las superficies abiertas de agua, pueden ser significativas, pero este no debería ser el caso para muchos humedales SFS con una buena densidad de vegetación, una capa de restos de vegetación y la presencia de una capa superior con grava relativamente seca. Estos efectos se ven mitigados por la capa de agua subyacente en el humedal, que tiene como resultado que las pérdidas por convección sean relativamente menores y pueden ser ignoradas para el modelo térmico.

El modelo simplificado que se presenta a continuación está basado solamente en las pérdidas por conducción a la atmósfera y es conservador. La energía ganada por el flujo del agua a través del humedal viene dada por:

$$q_G = c_p \times \delta \times A_s \times y \times n \quad (9.24)$$

Donde:

q_G = Energía ganada por el agua, J/ $^{\circ}$ C

c_p = Capacidad de calor específico del agua, 4215 J/kg x $^{\circ}$ C

δ = Densidad del agua, kg/m³

A_s = Área superficial del humedal, m²

y = Profundidad del agua en el humedal, m

n = Porosidad del humedal

A continuación se presenta los componentes del humedal con sus correspondientes conductividades térmicas y espesores de cada estrato:

El cálculo del valor del coeficiente de transferencia de calor (U) viene dado por

$$U = \frac{1}{\frac{y_1}{k_1} + \frac{y_2}{k_2} + \frac{y_3}{k_3} + \frac{y_4}{k_4}} \quad (9.25)$$

Donde:

$k_{(1-n)}$ = Conductividad de las capas 1 a n, W/m x °C

$y_{(1-n)}$ = Espesor de las capas de 1 a n, m

El cuadro 9.3 presenta los valores de conductividad para materiales que están presentes típicamente en un humedal SFS. Los valores de conductividad de todos los materiales, excepto el de la capa con restos de vegetación del humedal, han sido bien establecidos y pueden encontrarse en la literatura. El valor para la capa de restos de vegetación se cree conservador, pero es menor que el que se estableció y debe ser usado con cautela hasta que esté disponible una futura verificación.

Cuadro 9.3 Conductividad térmica de los componentes de un humedal SFS

Material	K (W/m* °C)
Aire (sin convección)	0.024
Nieve (nueva o suelta)	0.08
Nieve (de largo tiempo)	0.23
Hielo (a °C)	2.21
Agua (a °C)	0.58
Capa de residuos del humedal	0.05
Grava seca (25 % de humedad)	1.5
Grava saturada	2.0
Suelo seco	0.8

El calor perdido por el humedal SFS entero puede ser definido por la ecuación siguiente:

$$q_L = (T_0 - T_a) \times U \times \sigma \times A_s \times t \quad (9.26)$$

$$\text{Siendo } T_o = 2.688 + 0.945 \times T_a = 15.70 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (9.27)$$

Donde:

q_L = Energía perdida vía conducción a la atmósfera, J

T_0 = Temperatura del agua que entra al humedal, $^\circ\text{C}$

T_a = Temperatura promedio del aire durante el periodo considerado (T_a se obtiene de los registros locales de meteorología).

U = Coeficiente de transferencia de calor a la superficie del lecho del humedal, W/m^2

σ = Factor de conversión, 86.400 s/d

A_s = Área superficial del humedal, m^2

t = tiempo de residencia hidráulica en el humedal, d

El cambio de temperatura T_c ($^\circ\text{C}$) en el humedal proveniente de las pérdidas y ganancias definidas por las ecuaciones para q_L y q_G puede ser encontrando combinándolas:

$$T_c = \frac{q_L}{q_G} \quad (9.28)$$

Entonces la temperatura del efluente (T_e) será:

$$T_e = T_0 - T_c \quad (9.29)$$

La temperatura promedio del agua T_w en el humedal SFS será:

$$T_w = \frac{T_0 + T_e}{2} \quad (9.30)$$

Esta temperatura se compara con la temperatura del agua en el humedal asumida, con la cual el tamaño y el tiempo de retención hidráulica del humedal se calculo para el modelo de remoción de DBO. Si estas dos temperaturas no están cercanas, se realizan nuevas iteraciones en los cálculos hasta que converjan.

9.5.3.2.- Humedal de flujo libre (FWS)

Puesto que la superficie del agua esta expuesta a la atmósfera en los humedales FWS, puede llegar a presentarse alguna formación de hielo, sobre todo en los países del norte. La presencia de algo de hielo puede ser beneficiosa en tanto que la capa de hielo actúa como barrera termal, disminuyendo el enfriamiento debajo del agua. En lagunas, lagos y muchos ríos, la capa de hielo flota libremente y puede aumentar su espesor sin una disminución apreciable del volumen disponible para el flujo del agua bajo esta. En los humedales FWS, la capa de hielo esta retenida por los numerosos tallos y hojas de la vegetación, así que el volumen disponible para el flujo se ve significativamente reducido al aumentar el espesor de la capa de hielo. En el caso extremo el espesor de la capa de hielo puede llegar a limitar el flujo de agua y la presión inducida causa la rotura del hielo, el agua comienza a subir por las grietas hasta que esta superficie de flujo se congela y se presenta entonces el fallo del sistema hasta que las temperaturas cálidas regresen. La actividad biológica del humedal cesa entonces en este punto. Esta situación debe ser prevenida o evitada si se pretende usar un humedal artificial.

El procedimiento de cálculo presentado en esta sección fue desarrollado por el "U.S. Cold Regions Research and Engineering Laboratory in Hanover, New Hampshire" y se divide en tres partes.

1. Cálculo de la temperatura del agua en el humedal en las condiciones en que se da inicio a la formación de hielo. Cálculos separados se requieren para humedales con segmentos con alta densidad de vegetación y para zonas con grandes superficies de agua abiertas.

2. Cálculo de la temperatura del agua para el caso de que se tenga hielo cubriendo la superficie.
3. Estimación del espesor total del hielo que se forma durante todo el periodo.

Las temperaturas determinadas en los pasos 1 y 2 sirven también para determinar la viabilidad básica de la localización bajo consideración y para verificar las temperaturas asumidas en los cálculos de dimensionamiento que se realizaron para los modelos de remoción de DBO o nitrógeno. Estos modelos de DBO y nitrógeno son el primer paso en el diseño, ya que se dan como resultado datos necesarios como las dimensiones, tiempo de retención hidráulica y velocidad de flujo que se usarán subsecuentemente para el cálculo del modelo térmico. La profundidad total del hielo que se estima en el tercer paso, también sirve para dar una indicación sobre la viabilidad de la localización bajo consideración y se usa para determinar la profundidad operativa del agua que se necesita durante los meses de invierno.

9.5.3.2.1.- Humedal FWS antes de la formación del hielo.

La ecuación (9.24) se usa para calcular la temperatura del agua en el punto de interés del humedal. La experiencia ha mostrado que la formación de hielo comienza cuando la temperatura del agua se aproxima a los 3 °C, debido a las diferencias de densidad y pérdidas por convección en la superficie del agua. La ecuación (9.24) es, por tanto, repetida hasta que la temperatura de 3 °C se alcance o hasta que se llegue al final de la celda del humedal.

La ecuación (9.25) se usa para calcular la temperatura bajo la capa de hielo. Si el humedal esta compuesto por zonas con vegetación alternadas con otras libres de esta, la ecuación (9.24) debe ser usada secuencialmente con el apropiado coeficiente de transferencia de calor (U_s) para calcular las temperaturas del agua.

$$T_w = T_a + (T_o - T_a) \exp \left[-\frac{U_s (x - x_o)}{(\delta)(y)(v)(c_p)} \right] \quad (9.31)$$

Donde:

T_w = Temperatura del agua a la distancia x , °C (x en metros)

T_a = Temperatura promedio del aire durante el periodo de interés (°C)

T_o = Temperatura del agua a la distancia x_0 , el punto de entrada al segmento de humedal que nos interesa (°C)

U_s = Coeficiente de transferencia de calor en la superficie del humedal (W/m² °C)

1.5 (W/m² °C) para vegetación pantanosa densa

10-25 (W/m² °C) para superficies abiertas de agua, valores mas altos cuando se tienen condiciones de viento sin nieve que cubra.

δ = Densidad del agua (kg/m³)

y = Profundidad del agua (m)

v = Velocidad de flujo en el humedal (m/s)

c_p = Calor específico (4.215 J/kg °C)

Si la primera iteración muestra una temperatura por debajo de los 3° C en el efluente final del humedal, la ecuación (9.24) puede ser reorganizada para determinar la distancia “ x ” a la que la temperatura alcanza los 3 °C.

$$(x - x_o) = \frac{(\delta)(y)(v)(c_p)}{U_s} \left[\ln \frac{(3 \text{ } ^\circ\text{C} - T_a)}{(T_o - T_a)} \right] \quad (9.32)$$

9.5.3.2.2.- Humedal FWS, con flujo bajo una capa de hielo.

Una vez la capa de hielo se forma, la transferencia de calor del agua subyacente al hielo, se realiza a una velocidad constante que no está influida por la temperatura del aire o la presencia o ausencia de nieve cubriendo al hielo. Esto se debe a que la superficie del hielo en su interface con el agua, continúa a 0 °C hasta que toda el agua se congele.

La velocidad de formación de hielo está influida por la temperatura del aire y la presencia o ausencia de nieve, pero la velocidad de congelamiento del agua bajo el hielo no. La temperatura del agua en el humedal bajo la capa de hielo puede estimarse usando la ecuación (9.33), que tiene una forma idéntica a la ecuación (9.31), con cambios en dos de los términos que reflejan la presencia de hielo sobre el agua.

$$T_w = T_m + (T_o - T_m) \exp - \left[\frac{U_i (x - x_o)}{(\delta)(y)(v)(c_p)} \right] \quad (9.33)$$

Donde:

T_w = Temperatura del agua a la distancia x ($^{\circ}\text{C}$)

T_m = Punto en que se derrite el hielo ($0\text{ }^{\circ}\text{C}$)

T_o = Temperatura del agua a la distancia x_0 , $^{\circ}\text{C}$, Asumir $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ donde comienza la formación de hielo.

U_i = Coeficiente de transferencia de calor de la interface hielo/agua (W/m^2)

El valor de U_i en la ecuación (9.33) depende de la profundidad del agua bajo el hielo y de la velocidad de flujo

$$U_i = (\varphi) \frac{(v)^{0.8}}{(y)^{0.2}} \quad (9.34)$$

Donde:

U_i = Coeficiente de transferencia de calor de la interface hielo/agua (W/m^2)

φ = Coeficiente de proporcionalidad ($1.622 \text{ J}/\text{m}^{2.6} \text{ s}^{0.2} \text{ }^{\circ}\text{C}$)

v = Velocidad de flujo, m/s (se asume la misma que sin formación de hielo)

y = Profundidad del agua (m)

9.5.3.2.3.- Humedal FWS, espesor del hielo formado

El hielo se comienza a formar en la superficie del agua cuando el grueso del agua está a una temperatura cercana a los $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ y continúa a medida que la temperatura del agua se acerca a los $0\text{ }^{\circ}\text{C}$.

La ecuación de Stefan, que se presenta a continuación permite estimar el espesor total de hielo formado durante toda la estación invernal o durante periodos de tiempo más cortos.

$$y = (m) [(T_m - T_a)(t)]^{\frac{1}{2}} \quad (9.35)$$

Donde:

y= Espesor de hielo que se formara durante el tiempo t (m)

T_m= Punto de congelación de hielo (0 °C)

T_a= Temperatura promedio del aire durante el periodo de tiempo (t) considerado (°C)

t= Periodo de tiempo que nos interesa (d)

m= Coeficiente de proporcionalidad (m/° C^{1/2} × d^{1/2})

m= 0.027 (m/ °C^{1/2} d^{1/2}) para zonas de agua abiertas sin nieve.

m= 0.018 (m/ °C^{1/2} d^{1/2}) para zonas de agua abiertas con nieve.

m= 0.010 (m/ °C^{1/2} d^{1/2}) para humedales con vegetación densa y restos de vegetación.

El termino (T_m-T_a)(t) es conocido como el índice de congelación y es una característica ambiental de cada sitio en particular, en lugares en los que sea necesario puede ser conocido.

En resumen, los humedales artificiales, ya sean FWS o SFS, pueden operar satisfactoriamente durante el verano en gran parte de las zonas con temperaturas nórdicas. Los modelos termales presentados podrían ser usados para verificar las temperaturas asumidas cuando se dimensiona el humedal con los modelos biológicos de remoción, ya sea de DBO o de nitrógeno. Varias iteraciones pueden ser necesarias para hacer que la temperatura asumida y la calculada coincidan.

9.6.- EJERCICIO DE APLICACIÓN

Dimensionar el humedal de flujo subsuperficial para los siguientes datos del proyecto:

Caudal medio (Q_{med})	6.95 m ³ /h
Caudal máximo diario ($Q_{max\ d}$)	10.43 m ³ /h
Caudal máximo horario ($Q_{max\ h}$)	22.94 m ³ /h
DBO afluente (C_0)	48.07 mg/l
DBO efluente (C_e)	30.00 mg/l
Temperatura critica en invierno	13.80 °C
Temperatura del agua a la entrada	15.70 °C
Vegetación	Juncos
Profundidad del Humedal SFS (y)	0.6
Material	Grava media de 25 mm
Porosidad (n)	0.38
Conductividad hidráulica (ks)	25000 m ³ /m ² /d
Pendiente del fondo del lecho (m)	0.01 m/m

a) Calculo del área superficial (A_s)

Asumiendo como la temperatura del agua en el humedal “T” igual a 15.68 °C, La constante de temperatura, se obtiene a partir de la siguiente ecuación, siendo su valor para T = 20 °C:

$$K_{20} = 1.104 \text{ d}^{-1}$$

$$K_T = K_{20} \times 1.06^{(T - 20)} = 0.85832 \text{ d}^{-1}$$

$$A_s = L \times W = \frac{Q \times \ln \left(\frac{C_o}{C_e} \right)}{K_T \times y \times n} = 401.79 \text{ m}^2$$

b) Calculo del tiempo de retención hidráulica (t)

$$t = \frac{L \times W \times y \times n}{Q} = 0.55 \text{ d}$$

c) Calculo del ancho mínimo de una celda del humedal

$$W = \frac{1}{y} \times \left(\frac{Q \times A_s}{m \times k_s} \right)^{\frac{1}{2}} = 9.10 \text{ m}$$

d) Aspectos Térmicos

El modelo simplificado que se presenta a continuación esta basado solamente en las pérdidas por conducción a la atmósfera y es conservador. La energía ganada por el flujo del agua a través del humedal viene dada por:

$$q_G = c_p \times \delta \times A_s \times y \times n = 386124792 \frac{\text{J}}{\text{°C}}$$

A continuación se presenta los componentes del humedal con sus correspondientes conductividades térmicas y espesores de cada estrato:

capa de residuos de vegetación (y_1)	0.08 m
Conductividad térmica (k_1)	0.05 W /m °c
Capa de Grava mas gruesa de 1 ½" (y_2)	0.15 m
Conductividad térmica (k_2)	1.5 W /m °c
Capa de grava media de 1" (y_3)	0.6 m
Conductividad térmica (k_3)	2.0 W /m °c

El cálculo del valor del coeficiente de transferencia de calor (U) viene dado por

$$U = \frac{1}{\frac{y_1}{k_1} + \frac{y_2}{k_2} + \frac{y_3}{k_3} + \frac{y_4}{k_4}} = 0.50$$

El calor perdido por el humedal SFS entero puede ser definido por la ecuación siguiente:

$$q_L = (T_0 - T_a) \times U \times \sigma \times A_s \times t = 18112011 \text{ J}$$

$$\text{Siendo } T_o = 2.688 + 0.945 \times T_a = 15.70 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

El cambio de temperatura T_c proveniente de las pérdidas y ganancias definidas por las ecuaciones para q_L y q_G puede ser encontrando combinándolas:

$$T_c = \frac{q_L}{q_G} = 0.05 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Entonces la temperatura del efluente será:

$$T_e = T_0 - T_c = 15.65 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

La temperatura promedio del agua T_w en el humedal SFS será:

$$T_w = \frac{T_0 + T_e}{2} = 15.68 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (Por tanto cumple)}$$

Esta temperatura se compara con la temperatura del agua en el humedal asumida, con la cual el tamaño y el tiempo de retención hidráulica del humedal se calculo para el modelo de remoción de DBO. Si estas dos temperaturas no están cercanas, se realizan nuevas iteraciones en los cálculos hasta que converjan.

e) Calculo de la relación largo/ancho

$$L = \frac{A_s}{W} = 14.72 \text{ m}$$

Por tanto se asume como largo del humedal (L) igual a 14.75 m y se procede a verificar la relación largo – ancho donde relaciones de 1:1 hasta aproximadamente 3:1 o 4:1 son aceptables por lo mencionado anteriormente.

$$\frac{L}{W} = 2 \text{ (Por tanto cumple)}$$

9.7.- EJERCICIO PROPUESTO

Con los datos del ejercicio 9.6 dimensionar un humedal de flujo libre (FWS)

9.8.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.-** Metcalf & Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Editorial Mcgraw – Hill, Madrid - España, 1995.
- 2.-** Dr. Salgot Miguel Master en Ingeniería y Gestión Ambiental, Universidad Politécnica de Cataluña, Depuración de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales, Barcelona, 1999.
- 3.-** United States Office of Water EPA Environmental Protection Washington, Folleto informativo de tecnología de aguas residuales “Humedales de flujo subsuperficial”, 2000.
- 4.-** Ing. Gamonal Pajares Priscila, Depuración de Aguas Residuales Urbanas por Wetlands, Lima Perú, 1999.

CAPITULO X

REUSO DE AGUAS Y MANEJO DE LODOS

10.1.- ANTECEDENTES

El efluente de las plantas de tratamiento de aguas residuales es una materia prima valiosa por su contenido de nutrientes y materia orgánica la cual debe ser valorada y aprovechada para reuso de cualquier naturaleza, en vez de verter estas aguas semi-tratadas al cauce más cercano. Emprender un proceso tan largo y delicado como la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales, para finalmente limitarse a cumplir con una norma administrativa y verter el efluente al río más cercano con 10, 20, o 30 % de la materia orgánica, que irá con la mayoría de los nutrientes y de los patógenos presentes en el agua residual, deja una impresión de desgaste de donde surge las siguientes interrogantes:

- ¿No será mucho trabajo para un efecto limitado reducir la carga orgánica? ¿No será una oportunidad perdida?.
- ¿No se podría valorar mejor el recurso “agua”, el recurso “nutrientes”.

10.2.- APROVECHAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LA AGRICULTURA (OMS 1989)

Las aguas residuales constituyen un problema sanitario, pero a su vez un recurso muy apreciado para el riego; de gran valor económico en áreas desérticas o con estiajes prolongados. Los nutrientes presentes en las aguas residuales tienen valor como fertilizantes y aumentan el rendimiento de los cultivos. La aplicación de aguas residuales, crudas o previamente tratadas, al suelo, campos de cultivo, constituye en sí un tratamiento adicional que mejora la calidad de las mismas, la cual se asocia particularmente bien a los sistemas que son poco eficientes en la remoción de los nutrientes, los cuales son requeridos por los cultivos.

La irrigación de cultivos con aguas residuales tratadas permite reducir la presión sobre el uso del agua superficial y freática, como en el consumo de fertilizantes químicos y plaguicidas, y aumenta el contenido de materia orgánica de los suelos. Este aporte de materia orgánica es por otro lado el mejor antídoto del suelo para resistir los riesgos de salinización, que pueden surgir de una aplicación excesiva de minerales, particularmente sodio.

Las aguas residuales domésticas son aprovechados en muchas áreas del mundo, para:

- Riego agrícola (a veces directamente, y a veces por extracción de ríos a las cuales se hayan descargado).
- Riego de árboles y plantas en corredores de transporte.
- Riego de césped, por ejemplo en campos de golf.
- Procesos industriales.
- Cría de peces.
- Recarga de acuíferos.
- Mitigación de impactos ambientales (creación de humedales artificiales).
- Uso estético, paisajístico.

10.2.1.- Directrices sobre la calidad de los efluentes empleados en agricultura

Partiendo de nuevas pruebas, en el informe de Engelberg se recomendaron nuevas directrices que contienen normas menos estrictas que las establecidas antes para los coliformes fecales. Sin embargo, son más estrictas que las precedentes en lo que se refiere al número de huevos de helmintos que, según se reconoció, constituyen el mayor riesgo real para la salud pública proveniente del riego con aguas residuales en las zonas donde las helmintiasis son endémicas. Las recomendaciones de Engelberg se revisaron y confirmaron en la reunión de Adelboden. Después de considerar este trabajo preparatorio y las pruebas epidemiológicas obtenidas, el grupo científico (OMS, 1989) recomienda las directrices que aparecen en el cuadro 10.1

Cuadro 10.1 Directrices recomendadas sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura^a, (OMS 1989)

Categoría	Condiciones de Aprovechamiento	Grupo Expuesto	Nemátodos Intestinales ^b (media aritmética, N° de huevos por litro ^c)	Coliformes fecales (media geométrica N° por 100 ml ^d)	Tratamiento de aguas residuales necesario para lograr la calidad microbiológica exigida
A	Riego de cultivos que comúnmente se consumen crudos, campos de deporte, parques públicos ^d	Trabajadores, consumidores y público	≤ 1	≤ 1000 ^d	Serie de estanques de estabilización que permiten lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento equivalente
B	Riego de cultivos de cereales industriales y forrajeros, praderas y áboles ^e	Trabajadores	≤ 1	No se recomienda Ninguna norma	Retención en estanques de estabilización por 8 a 10 días o eliminación equivalente de helmintos y coliformes fecales
C	Riego localizado de cultivos en la categoría B cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos	Ninguno	No es aplicable	No es aplicable	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego por lo menos la sedimentación primaria

^a En casos específicos, se deberían tener en cuenta los factores epidemiológicos, socioculturales y ambientales de cada lugar y modificar las directrices de acuerdo con ello.

^b Especies Ascaris y Thricuris y anquilostomas.

^c Durante el período de riego.

^d Conviene establecer una directriz más estricta (≤ 200 coliformes fecales por 100 ml) para prados públicos, como los de los hoteles, con los que el público puede entrar en contacto directo.

^e En el caso de los áboles frutales, el riego debe de cesar dos semanas antes de cosechar la fruta y ésta no se debe de recoger del suelo. No es conveniente regar por aspersión.

Con referencia a las nuevas directrices de calidad microbiológica para el uso de aguas residuales contenidas en el cuadro anterior (OMS, 1989), el tratamiento de desechos está incluido en la categoría de uso A, el tratamiento de desechos y la restricción de cultivos en la categoría B, y la selección de medidas de aplicación y de control de la exposición humana en la categoría C.

10.2.2.- Protección sanitaria en el uso de aguas residuales

En el aprovechamiento de aguas residuales y lodos, las medidas para proteger la salud se pueden agrupar en cuatro grandes categorías:

- Tratamiento de las aguas residuales.
- Restricción de cultivos.
- Métodos de aplicación de las aguas residuales.
- Control de la exposición humana.

10.2.2.1.- Tratamiento de las aguas residuales

Con procesos convencionales (sedimentación simple, producción de lodo activado y uso de filtros biológicos, lagunas con aireación mecánica y zanjas de oxidación) a menos que se suplementen con desinfección, no es posible producir un efluente que permita cumplir con la directriz recomendada de ≤ 1000 bacterias coliformes fecales por 100 ml para el riego de la categoría A. Además, los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales, por lo general, no son eficaces para eliminar huevos de helmintos y tienen muy poco efecto en los contaminantes químicos de las aguas residuales.

Las lagunas de estabilización son por lo general, el método preferido de tratamiento de aguas residuales en los climas calidos donde la tierra tiene un costo razonable. Se puede construir una serie de lagunas de estabilización con un tiempo total de retención de 8 a 10 días para eliminar los helmintos en la debida proporción, pero en los climas calidos se necesita como mínimo, el doble de ese tiempo para reducir el número de bacterias a la concentración indicada en la directriz. La presencia de las etapas larvales de los nemátodos en estado libre, algunas veces en elevados números, en los efluentes de lagunas de estabilización no reviste importancia para la salud pública porque esos microorganismos no son patógenos para el ser humano. El único inconveniente de las lagunas de estabilización es la superficie relativamente amplia que exigen, pero eso se exagera a veces.

10.2.2.2.- Selección de cultivos

Para el riego de ciertos cultivos, sobre todo las verduras que se consumen crudas, se necesitan aguas residuales de alta calidad microbiológica, pero para otros cultivos selectos se pueden emplear otras de calidad inferior, donde el público no esté expuesto a contaminación (cuadro 10.1). Los cultivos se pueden clasificar según el grupo expuesto y las medidas de protección de la salud que exigen, de la manera siguiente:

10.2.2.2.1.- Categoría A, Se necesita protección para los consumidores, los trabajadores agrícolas y el público en general. Aquí se incluyen cultivos que se consumen probablemente crudos, frutas regadas por aspersión y lugares sembrados de pasto (campos de deporte, parques públicos y prados).

10.2.2.2.2.- Categoría B, Se necesita protección sólo para trabajadores agrícolas. Esto incluye cultivos de cereales, cultivos industriales (como el algodón y el sisal) y cultivos alimentarios empleados para fabricación de enlatados, cultivos forrajeros, praderas y árboles. En ciertas circunstancias, se podría considerar que algunos cultivos pertenecen a la Categoría B si no se consumen crudos (por ejemplo, la papa) o si crecen a una distancia considerable del suelo (por ejemplo, el chili). En esos casos hay que evitar la contaminación del cultivo mediante riego por aspersión o caída al suelo y asegurarse de que la contaminación de la cocina con esos productos antes de su preparación no represente un peligro para la salud.

Aquí se dará el nombre de restricción de cultivos a la limitación del uso de productos agrícolas enumerados en la Categoría B. Esto protegerá a los consumidores pero no a los trabajadores agrícolas ni a sus familias. Por tanto, la restricción de cultivos no es suficiente por sí sola; debe complementarse con otras medidas como el tratamiento parcial y el uso controlado de aguas residuales o el control de la exposición humana.

El tratamiento parcial para cumplir con las directrices sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales recomendadas para la Categoría B (cuadro 10.1) sería suficiente para proteger a los agricultores en la mayoría de los lugares y más barato que el tratamiento completo.

La restricción de cultivos es factible sobre todo cuando:

- Existe una sociedad consciente del cumplimiento de la ley o donde ésta se hace cumplir estrictamente.
- Un órgano público controla la asignación y manejo de desechos.
- Un proyecto de riego tiene una acertada administración central.
- Los cultivos a los que se impone la restricción tienen una demanda adecuada y se venden a un precio razonable.
- Hay poca presión de mercado por la venta de cultivos excluidos (por ejemplo, los de la Categoría A).

La adopción de la práctica de restricción de cultivos como medio de protección de la salud en programas de aprovechamiento exigiría un sólido marco institucional y la capacidad de vigilar, controlar y obligar el cumplimiento de las reglas. Será preciso indicar a los agricultores porque se hace necesaria la restricción de cultivos y ayudarles a introducir un conjunto equilibrado de cultivos que permita utilizar al máximo las aguas residuales parcialmente tratadas.

10.2.2.3.- Métodos de aplicación de las aguas residuales

El agua de riego, que incluye las aguas residuales tratadas, puede utilizarse en la tierra de las cinco formas generales indicadas a continuación:

- 1) En surcos: sólo se humedece parte de la superficie del suelo.
- 2) Por aspersión: el suelo y los cultivos se riegan de la misma forma que con lluvia.

- 3) Riego del subsuelo: la superficie se humedece sólo ligeramente, si llega a mojarse, pero el suelo queda saturado.
- 4) Riego localizado (en pequeños chorros, por goteo o en burbujas): se humedece gradualmente la zona de la raíz de cada planta.
- 5) Por anegamiento (método de riego por corrimiento): de esta forma se humedece casi toda la superficie del terreno.

Si el agua residual tratada se ajusta a la calidad recomendada por las directrices de la OMS, se puede usar cualquiera de los cinco métodos; la elección de uno u otro estará basada en el respectivo análisis técnico-económico. Si el agua no cumple con los requisitos de calidad y se desea regar cultivos de la categoría B, se debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones.

El riego por anegamiento demanda la menor inversión, pero quizá expone a los agricultores al mayor peligro. El riego por aspersión y por anegamiento no es conveniente para las verduras ni las frutas a menos que el efluente se ajuste a las condiciones estipuladas en las directrices correspondientes a la Categoría A.

El riego del subsuelo o el localizado, sobre todo cuando se coloca en la superficie una cubierta plástica (vegetal) protectora, puede ofrecer el mayor grado de protección de la salud, además de permitir un uso más eficiente del agua y dar mayores rendimientos; sin embargo, es costoso y se necesita un tratamiento seguro y completo del agua para retirar los sólidos en suspensión, con el fin de evitar que se tapen los pequeños orificios (emisores) por los que sale lentamente el agua al suelo. El riego en burbujas, técnica utilizada para el riego localizado de árboles, evita la necesidad de tener pequeñas aberturas en los emisores para regular la corriente destinada a cada árbol (HILLEL, D. 1987). Las ventajas y los inconvenientes de la aplicación de cada método cuando se emplean aguas residuales se muestran en el cuadro 10.2.

Cuadro 10.2 Factores que afectan la elección del método de riego y medidas necesarias cuando se emplean aguas residuales

Método de riego	Factores que afectan la elección	Medidas especiales para aguas residuales
Riego por inundación	Costo mínimo, no se requiere nivelación del terreno	Protección completa para los trabajadores del campo, para los que manipulan las cosechas y para los consumidores.
Riego mediante surcos	Costo reducido, puede ser necesaria la nivelación del terreno	Protección para los trabajadores del campo y tal vez para los manipuladores de las cosechas y los consumidores.
Riego por aspersores	Aprovechamiento medio del agua; no se requiere nivelar el terreno	No deben cultivarse algunos productos de la categoría B, sobre todo árboles frutales. Distancia mínima de 50 a 100 m respecto a viviendas y caminos. No deben emplearse residuos anaerobios debido a los malos olores.
Riego subterráneo y localizado	Costo elevado, gran aprovechamiento de agua, cosechas más productivas	Filtración para evitar la obstrucción de los emisores.

Fuente: Mara, D.; Cairncross, S. 1990.

10.2.2.4.- Control de la exposición humana

Cuatro grupos de personas pueden estar expuestos al riesgo que acarrea el empleo de aguas residuales y excretas en agricultura:

- 1) Los agricultores y sus familias.
- 2) Las personas que manejan los productos cultivados.
- 3) Los consumidores (de productos cultivados, carne y leche).
- 4) Las personas que viven cerca de los campos respectivos.

Se pueden emplear diversos métodos para controlar la exposición de cada uno de estos grupos, la finalidad se centra en evitar su contacto directo con los agentes patógenos de los desechos o evitar enfermedades una vez realizado el contacto.

Entre las medidas para proteger a los agricultores y a las personas que manejan los cultivos están el uso de ropa protectora para evitar el contacto con los agentes patógenos, estrictas prácticas de higiene para eliminar cualquier agente patógeno existente, y quizá la inmunización contra determinadas infecciones o su control quimioterapéutico como medida paliativa provisional para evitar una infección conducente a enfermedad.

Por ejemplo, la exposición de los agricultores a la infección causada por anquilostomas se puede reducir con el uso de calzado apropiado en el campo, pero eso tal vez sea difícil donde la gente suele trabajar descalza. Los manipuladores de productos agrícolas corren menor riesgo y pueden combatir su exposición utilizando guantes y adoptando adecuadas prácticas de higiene personal. No es posible inmunizar a la población contra la helmintiasis o la mayoría de las enfermedades diarreicas; sin embargo, quizá valga la pena considerar la inmunización de grupos muy expuestos contra la fiebre tifoidea y la hepatitis A.

Otras medidas de protección de la salud incluyen la provisión de establecimientos médicos adecuados para tratar las enfermedades diarreicas, la quimioterapia y la inmunización no son estrategias adecuadas de protección de la salud, pero podrían ser provechosas como medida paliativa provisional. En los programas de aprovechamiento de aguas residuales en agricultura, es posible reducir los riesgos para los consumidores cocinando los alimentos antes del consumo y observando estrictas normas de higiene con relación a la limpieza de los alimentos. Por tanto, en las campañas de educación sanitaria hay que prestar la debida atención a la higiene de los alimentos, por ejemplo la transmisión de la tenia se puede prevenir con inspección de la carne.

La población local debe mantenerse bien informada sobre la ubicación de todos los campos en los que se emplean aguas residuales para que se abstenga de entrar a ellos. No se ha comprobado que quienes viven cerca de los campos regados por aspersión con aguas residuales estén muy expuestos a riesgos. Sin embargo, no se deben usar aspersores a una distancia de 50 a 100 metros de las casas o los caminos para evitar que se mojen los peatones.

Se necesita tener cuidado especial para que los trabajadores, residentes y visitantes no utilicen aguas residuales para beber o para uso doméstico por accidente o porque no tienen otra alternativa. Por tanto, el suministro de agua potable de buena calidad es una medida indispensable de control de la exposición y todos los canales, tubos y bocas de salida de aguas residuales deben marcarse como tales y, de preferencia, pintarse de un color distintivo. Será preciso emplear aditamentos especiales de conexión con las bocas de salida para evitar el uso indebido.

10.2.3.- Integración de diversas medidas

A menudo convendrá emplear un conjunto de medidas de protección de la salud. Por ejemplo, la restricción de cultivos puede ser suficiente para proteger a los consumidores, pero deberá suplementarse con otras medidas para proteger a los agricultores. Algunas veces puede ser suficiente el tratamiento parcial de las aguas residuales cuyas normas de calidad sean menos exigentes que las recomendadas en el cuadro 10.1, si se realiza junto con otras medidas.

El concepto se presenta en forma esquemática y simplificada en la figura 10.1, que se basa en la suposición de que cada una de las medidas de protección es eficaz. Las cinco bandas concéntricas de la figura 10.1 representan fases del ciclo de transmisión de microorganismos de los desechos al consumidor humano o al trabajador. Los agentes patógenos fluyen hacia el centro, y el círculo negro grueso representa una barrera que no deben traspasar si se desea proteger la salud.

La intensidad del sombreado denota el grado de contaminación (de las aguas residuales, el campo o el cultivo) o el riesgo (para el consumidor o el trabajador). La parte blanca del centro indica una supuesta ausencia de riesgo para la salud humana y por tanto, da a entender que la estrategia es conducente al uso inocuo de aguas residuales.

Si no se adoptan medidas protectoras, existe un gran riesgo para los trabajadores y consumidores; cuando hay restricción de cultivos (régimen A), los consumidores están a salvo, pero los trabajadores siguen expuestos a un gran riesgo. Las medidas de utilización de aguas residuales cuidadosamente seleccionadas, como el riego localizado (régimen B), evitan la contaminación del cultivo o de los trabajadores y por tanto, permiten proteger la salud de estos y la de los consumidores. En el mejor de los casos, el control de la exposición humana (régimen C) evita un cierto grado de contaminación de los consumidores y trabajadores, pero como raras veces se cumple en la práctica con las medidas recomendadas, ambos grupos siguen expuestos a un riesgo menor.

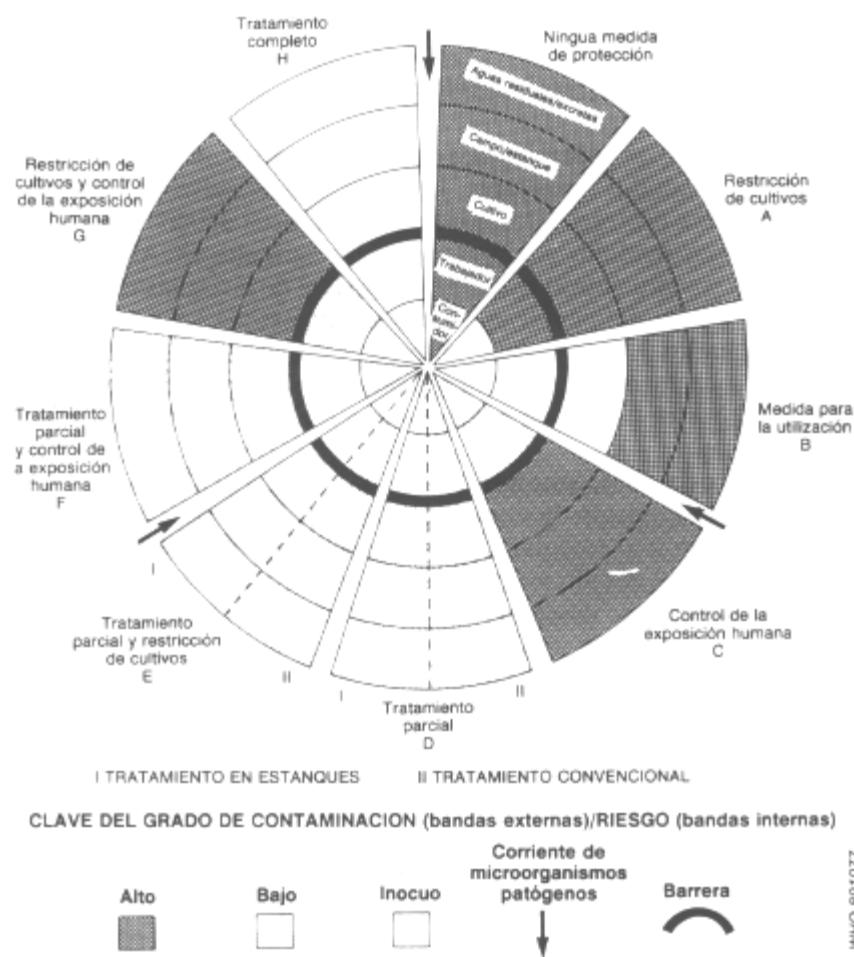
El tratamiento parcial de desechos (régimen D) reduce el grado de contaminación pero la intensidad de esa reducción varía según la clase de tratamiento empleado. El tratamiento en lagunas de estabilización por unos 8 a 10 días (o un tratamiento parcial equivalente) (D-I) elimina los huevos de helmintos lo suficiente para proteger la salud de los agricultores y consumidores, pero la eliminación de bacterias sólo sirve para reducir el riesgo para los consumidores de verduras, no para eliminarlo. El tratamiento secundario convencional (D-II) no garantiza la eliminación suficiente de huevos de helmintos, y por tanto, los trabajadores y consumidores siguen expuestos a un riesgo menor. El tratamiento completo (según la directriz establecida para la Categoría A) ofrece plena protección a los consumidores y trabajadores agrícolas (régimen H).

A manera de ejemplo, se presentan tres conjuntos de medidas de protección. Al administrar el tratamiento parcial junto con restricción de cultivos, los consumidores y trabajadores están a salvo cuando ese tratamiento se efectúa en lagunas de estabilización (E-1), pero los últimos siguen expuestos a un riesgo menor cuando se emplea el tratamiento secundario convencional (E-II). El control de la exposición humana junto con el tratamiento parcial (régimen F) permite proteger la salud de los trabajadores (aunque ninguna medida en sí confiere plena protección), pero puede dejar expuestos a los consumidores a un riesgo menor.

Cuando no se administra ningún tratamiento, la restricción de cultivos y el control de la exposición humana (régimen G) pueden reducir considerablemente el riesgo para los trabajadores y proteger a los consumidores.

En la figura 10.1 se presentan tres regímenes que permiten proteger a cabalidad la salud de los trabajadores, consumidores y otras personas, con lo que se reducen mucho los riesgos para la salud aunque no se logra seguridad completa. Las medidas que ofrecen protección parcial podrían emplearse como parte de un método gradual para reducir los riesgos sanitarios hasta que sea posible introducir un régimen que ofrezca plena protección.

Figura 10.1. Modelo generalizado del efecto de diferentes medidas de control para reducir los riesgos sanitarios del aprovechamiento de aguas residuales



La factibilidad y eficacia de todo conjunto de medidas dependerá de muchos factores que se deben considerar cuidadosamente antes de tomar cualquier medida. Ese conjunto comprende:

- La disponibilidad de recursos (instituciones, personal, fondos, tierra);
- Las prácticas sociales y agrícolas existentes;
- Los patrones existentes de las enfermedades transmitidas por excretas.

A veces, ciertos factores económicos y técnicos impiden adoptar el método general de tratamiento completo de los desechos para proteger a los futuros trabajadores y consumidores. En tales casos, los factores culturales (por ejemplo, el tipo de cultivos alimentarios básicos), una sólida estructura institucional y la disponibilidad del personal necesario podrían ofrecer un medio apropiado para hacer cumplir las disposiciones sobre restricción de cultivos, medida complementada con control de la exposición humana o tratamiento parcial de los desechos. Este sería un método mejor enfocado en el que se emplearían los recursos disponibles para proteger a las poblaciones expuestas.

10.2.4.- Precauciones recomendadas en la operación de sistemas de riego con aguas residuales

1. Análisis de la calidad del agua servida en relación con los cultivos previstos y el tipo o los tipos de suelo. Investigar existencia de normas.
2. Sustancias tóxicas y detergentes no biodegradables, etc., tratar de controlarlos en su fuente de origen.
3. Se debe dar preferencia a los suelos con alto contenido de materia orgánica y alcalinos para minimizar la toma de metales pesados por las plantas.
4. Se debe dar preferencia a cultivos que no se coman crudos, que tengan alto valor nutritivo y sean de un consumo de agua moderado.
5. Se debe utilizar el grado de tratamiento que sea requerido según el uso restringido o irrestricto del agua y tomando en cuenta el método de riego que se utilice.

6. Para proteger la salud de los consumidores, debe practicarse la cosecha entre 2 y 4 semanas después del último riego con aguas residuales.
7. Tratar de eliminar las posibles molestias causadas por moscas, mosquitos, olores, etc.
8. Salud ocupacional, proteger la salud de los agricultores. Si el clima y las circunstancias lo permiten, considerar el uso de guantes, botas, etc. Debe existir control médico (chequeo cada 3 meses) del personal que vive en el área de riego.
9. El sistema de riego deberá contar con dispositivos que permitan un buen manejo y dosificación del agua.
10. Deberá contarse con capacidad de almacenamiento de efluentes tratados, o tierra agrícola adicional o dispositivos para orientar en forma sanitaria los efluentes tratados durante los períodos en que no se necesite o sea necesario suprimir el riego.
11. Debe evitarse la erosión del suelo, la descarga de agua en exceso (excediendo la permeabilidad del terreno) y el deterioro del agua subterránea con patógenos, nitratos, etc.
12. Deberá contarse con dispositivos para medición del flujo y control del efluente.
Usar canaletas parshall, vertederos, etc.
13. Especial atención se dará a la etapa de cosecha, procurando usar agua de muy buena calidad para el lavado de los productos antes de su almacenamiento.
14. Igual cuidado se tendrá en la conservación higiénica de los productos durante toda la etapa de almacenamiento.
15. Deberá hacerse un monitoreo sobre calidad toxicológica y microbiológica de los productos procedentes de estas áreas de riego. Como patrón de comparación deberá hacerse el mismo tipo de control con productos procedentes de áreas de riego donde no se utilicen aguas residuales o altamente contaminadas.

10.3.- MANEJO DE LODOS

El lodo es un subproducto que se genera en todos los procesos de tratamientos de aguas residuales. El lodo producido en las operaciones y procesos de tratamiento de las aguas residuales suele ser líquido o líquido semisólido. A diferencia de las plantas aerobias, el lodo de los reactores anaerobios es estabilizado (fermentado), se genera en poca cantidad (aproximadamente 0.50 m³ o 20 kg de lodo seco para 1000 m³ de aguas residuales domesticas) y es de fácil deshidratación. Su comercialización es en consecuencia mas fácil aunque el precio de venta solo alcanza para pagar los costos directos de su deshidratación, empaque y transporte. Es de todos modos una fuente nueva de material orgánico para los cultivos de la región.

El lodo estabilizado generado del tratamiento de las aguas residuales es valioso como fuente de nutrientes y como acondicionador del suelo, puede emplearse en la agricultura o como fertilizante de estanques en acuicultura. El uso de los lodos debe de fomentarse en donde sea posible, siempre y cuando se provea de la protección de la salud.

Cabe resaltar que en la mayor parte de América Latina la materia orgánica es factor limitante en el rendimiento de los cultivos y su falta tiene un efecto negativo sobre su resistencia natural al parasitismo; además su disponibilidad en el mercado es escasa, el único abono orgánico de venta común en todas las regiones del continente es la gallinaza. Según el precio comercial de la gallinaza se puede evaluar la necesidad de materia orgánica para la agricultura regional. La materia orgánica incorporada mejora el suelo porque:

- Permite una mayor retención de la humedad.
- adiciona al suelo los nutrientes necesarios para la plantas y facilita su retención en el suelo.
- Incrementa la actividad biológica del suelo.
- Evita o al menos disminuye la necesidad de fertilizantes químicos.

Sin embargo, existen condicionantes para la utilización del lodo, como:

- Contenido de metales que pueden llevar a valores límite de toxicidad, desconociéndose en muchos casos los efectos reales de concentración de metales depositados en los suelos sobre las plantas.
- Presencia de patógenos y semillas indeseables que puedan hacer inutilizable el lodo en ciertos casos.

Para determinar si el lodo contiene sustancias químicas industriales, como metales pesados, que puedan causar toxicidad a las plantas y al hombre, es recomendable realizarse una serie de análisis de laboratorio en forma periódica. Sin embargo, estos análisis son complicados y costosos. Se puede determinar el potencial de los lodos de ser tóxicos con un inventario de industrias que estén descargando a la red de alcantarillado sanitario y que pueden tener un impacto en la calidad de los lodos.

10.3.1.- Tratamiento y secado de lodos

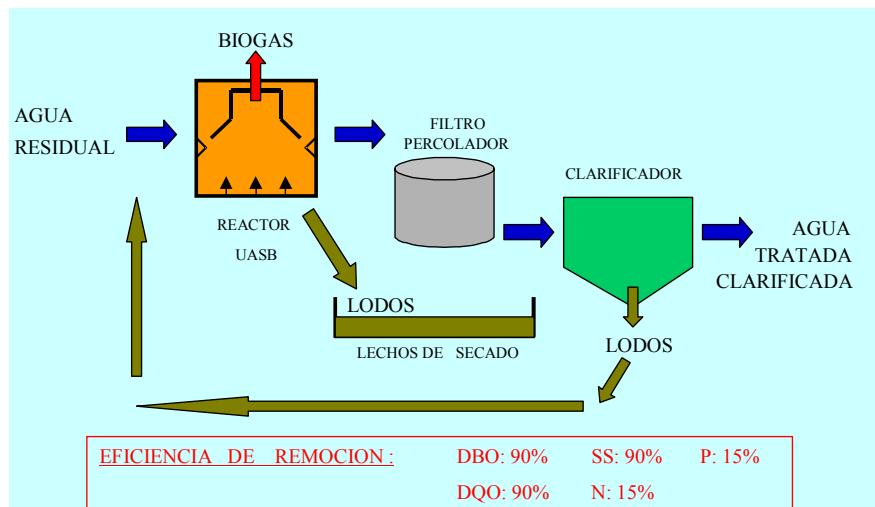
Los lodos se extraen de los procesos de pretratamiento, tratamiento primario y secundario, consisten de 80 – 90 % de agua por peso, son donde se concentran los patógenos, y necesitan tratamiento para “estabilizarlos” para:

- Reducir patógenos
- Eliminar olores ofensivos

El tratamiento de lodos estabilizados consiste en aplicar químicos o una combinación de tiempo temperatura que asegure la remoción o transformación de los patógenos y de los componentes orgánicos que pueden causar malos olores. Los tanques Imhoff y los reactores anaerobios de flujo ascendente y manto de lodos (UASB) incluyen en su diseño el tratamiento anaerobio de los lodos, los cuales ya salen “estabilizados”.

Unas vez tratadas, normalmente se utilizan un proceso para secar el agua excesiva de los lodos para facilitar su reuso o disposición final.

Figura 10.2 Sistema mixto, UASB + filtros percoladores con su lecho de secado de lodos



10.3.1.1.- Digestión anaerobia

La digestión anaerobia de los lodos es un proceso de descomposición de la materia orgánica e inorgánica en ausencia de oxígeno molecular. El lodo crudo se introduce en un tanque cerrado y en la que se libera gas (primariamente metano). El lodo se calienta por medio de un intercambio de calor externo utilizando el metano producido por el proceso como combustible.

10.3.1.2.- Tratamiento con cal

Si los lodos son de poco volumen y falta espacio para secarlo o están muy cerca de una zona urbana, se puede optar por esterilización con alteración de pH, con cal. Se trata de elevar el PH de los lodos a pH 12 por 30 minutos.

10.3.1.3.- Compostaje, particularmente compostaje con residuos orgánicos

Si se mezclan los lodos con basuras orgánicas en proceso de compostaje, la acción exotérmica (70 °C) de las bacterias “pasteuriza” los lodos, liberándolos de los agentes patógenos.

10.3.1.4.- Patio de secar

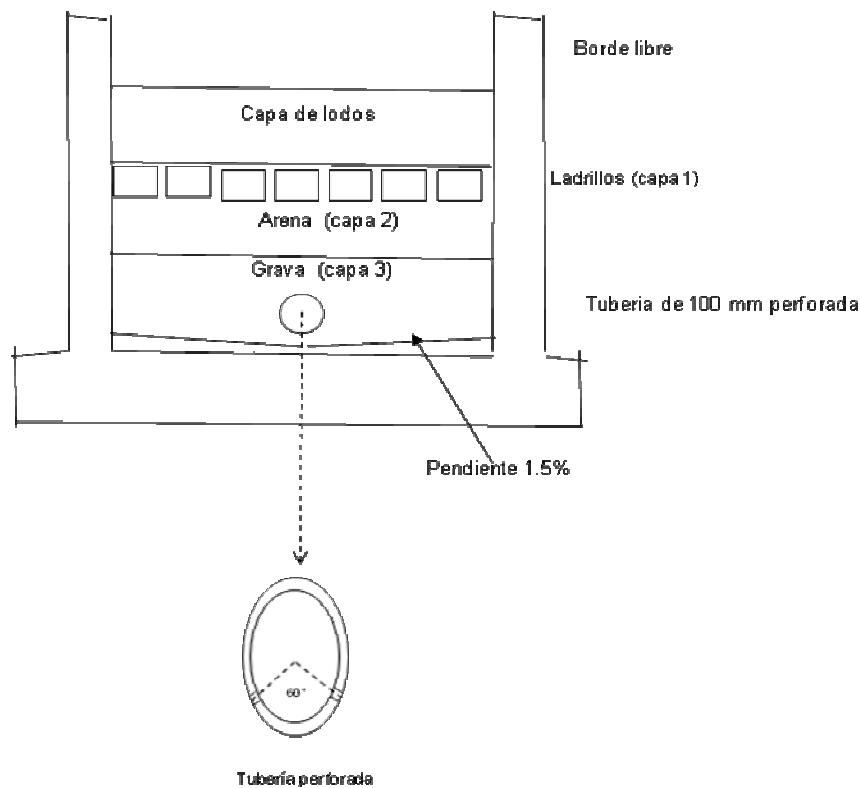
Esta es la forma de tratamiento de lodos más sencillo. El lodo tiene bastante contenido líquido. Se coloca el lodo en una plataforma de ladrillo. La base de esta plataforma de ladrillo es conformada por diferentes tipos de suelo cuya función es filtrar el residuo líquido de los lodos. Al fondo de estos materiales se coloca un sistema de drenaje que recolecta los fluidos y los conduce hacia el punto de descarga o infiltración.

Después por medio de radiación solar, se deshidrata los lodos hasta dejarlos en una forma sólida, dependiendo del clima (temperatura solar, intensidad de lluvia, humedad de suelos, etc.) en donde es ubicado el sistema de tratamiento, el periodo de secado de un patio de lodos varia de 3 a 6 meses.

Debe determinarse experimentalmente cual es el espesor más conveniente de la capa de lodos en el proceso de secado. Es posible que, en clima seco, se pueda secar rápidamente una capa de lodos de 0.30 m de espesor. No deben vaciarse lodos húmedos sobre lodos secos o parcialmente secos. Antes de recibir una nueva carga de lodos, deben limpiarse los lechos para eliminar los residuos de lodos secos, las basuras y restos de vegetación que se hayan acumulado. Los lodos digeridos que han perdido suficiente humedad, se agrietan, pudiendo entonces manejarse con pala para retirarse del lecho. Los tiempos de secado dependen del clima y pueden variar de 1 a 4 semanas. En zonas lluviosas debe preverse la cobertura de los lechos de secado para evitar que las precipitaciones incorporen mayor humedad a los lodos en proceso de secado

Los lodos digeridos secos constituyen un buen abono o mejorador de suelos, aunque se debe advertir que los huevos de nematodos, que pueden estar contenidos en los lodos, requieren de un periodo de varios meses para su inactivación y por lo tanto la perdida de capacidad de infectar a otras personas. Por este motivo se deben almacenar los lodos por un periodo de por lo menos 6 meses para que su uso en la agricultura no signifique riesgo para la salud de los agricultores o los consumidores de los productos.

Figura 10.3 Lecho de secado de lodos



10.4.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- OMS, Serie de Informes Técnicos, Aprovechamiento de efluentes: Métodos y medidas de protección sanitaria en el tratamiento de aguas servidas. Informe de una Reunión de Expertos de la OMS, 1973.

- 2.- OMS, Serie de Informes Técnicos, Directrices Sanitarias sobre el Uso de Aguas Residuales en la Agricultura y Acuicultura Informe de una Reunión de Expertos de la OMS, 1989.
- 3.- Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente, Subsecretaría del Medio Ambiente, Secretaría Nacional de Recursos Naturales y Medio Ambiente. Reglamentación de la Ley del Medio Ambiente N° 1333. Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica. La Paz, Bolivia, 1995.
- 4.- Ing. Suematsu Leon Guillermo – Asesor en Tratamiento de Aguas Residuales CEPIS, Protección Sanitaria en el Uso de Aguas Residuales y Lodos de Plantas de Tratamiento, CEPIS Lima Perú.