



**Estudio de tecnologías de
tratamiento de aguas cloacales
para distintas**

Poblaciones

JORGE ARIEL ACOSTA VÁZQUEZ

2018



MINISTERIO DE
OBRAS PÚBLICA
Y COMUNICACIONES

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Estudio de tecnologías de tratamiento de aguas cloacales para distintas
poblaciones

ING. JORGE ARIEL ACOSTA VÁZQUEZ

São Carlos

2018

JORGE ARIEL ACOSTA VÁZQUEZ

Estudio de tecnologías de tratamiento de aguas cloacales para distintas poblaciones

Monografía presentada a la Escola de Engenharia de São Carlos como parte de los requisitos para concluir el curso de Especialización en Saneamiento y Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Antonio Daniel

São Carlos

2018

AUTORIZO LA REPRODUCCIÓN Y DIVULGACIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE TRABAJO, POR CUALQUIER MEDIO CONVENCIONAL O ELECTRONICO, PARA FINES DE ESTUDIO Y INVESTIGACIÓN, DESDE QUE SE CITE LA FUENTE.

Ficha catalográfica preparada por la Sección de Atendimento al
Usuario del Servicio de la Biblioteca
"Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes" de la EESC/USP

A185e Acosta Vázquez, Jorge Ariel
Estudio de tecnologías de tratamiento de aguas
cloacales para distintas poblaciones / Jorge Ariel Acosta
Vázquez; orientador Luiz Antonio Daniel. -- São Carlos,
SP, 2018.

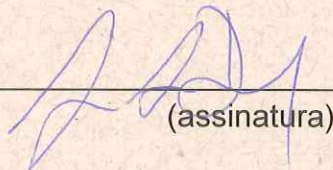
Monografía (Especialización en Saneamiento y Recursos
Hídricos) -- Escuela de Ingeniería de São Carlos de la
Universidad de São Paulo.

1. Tratamiento de efluentes. 2. Lagunas de
estabilización. 3. Filtro biológico percolador. 4. Lodos
activados. I. Daniel, Luiz Antonio. II. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Jorge Ariel Acosta Vázquez**Título do TCC:** Estudio de tecnologías de tratamiento de aguas cloacales para distintas poblaciones**Data de defesa:** 06 de dezembro de 2018

Comissão Julgadora	Resultado
Prof. Dr. Luiz Antonio Daniel Orientador	Aprovado
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Hidráulica e Saneamento	
Me. Bruno de Oliveira Freitas	APROVADO
Instituição: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus de Londrina	

Presidente da Banca: **Prof. Dr. Luiz Antonio Daniel**

(assinatura)

DEDICATORIA

Dedico esta monografía a mi estrella del cielo que siempre nos cuida, a mi padre, a mis hermanos y principalmente a mi esposa por haberme dado todo el apoyo necesario para llegar hasta aquí.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme dotado de salud para lograr mis objetivos.

Mi más cordial agradecimiento a mi tutor por su orientación, que con su amplio repertorio de conocimientos, supo guiarme de la mejor manera en la realización de la presente monografía.

Mi agradecimiento a mis compañeros de estudio quienes han hecho mucho más llevaderas las largas horas de trabajo, y con los que he compartido grandes momentos a lo largo del curso de Especialización.

RESUMEN

ACOSTA, J.A. Estudio de tecnologías de tratamiento de aguas cloacales para distintas poblaciones. 2018. 223 p. Monografía (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

En el Paraguay, uno de mayores desafíos está en dar mayor alcance al saneamiento básico, puntualmente en el tratamiento de efluentes domésticos. Dentro de este desafío se tiene la problemática de las diferentes poblaciones a ser atendidas, ya que un tratamiento no puede ser implantado, sin tener en cuenta el número de habitantes a ser beneficiados.

En la siguiente monografía se realiza una evaluación de tecnologías que pueden ser aplicables para las distintas poblaciones de los municipios del Paraguay. Primeramente se realiza una revisión de bibliografía con respecto a las tecnologías que pueden ser aplicadas en el Paraguay, de manera a facilitar al lector los conceptos necesarios para poder acompañar el dimensionamiento realizado. Luego se muestra cada municipio del Paraguay, con la cantidad de habitantes con la que actualmente cuenta.

El horizonte de proyecto fue fijado en 20 años, para lo cual se realizó una estimación de la población de cada municipio para el año 2038 y se realizó una separación en grupos de poblaciones, donde en el grupo 1 se sitúan los municipios con una población hasta 15.000 habitantes. En grupo 2 incluye a los municipios con una población entre 15.000 y 60.000 habitantes, mientras que el grupo 3 representa a los municipios con poblaciones entre 60.000 180.000 habitantes. Por último en el grupo 4 fueron incluidos los municipios de mayor porte, con una población mayor a 220.000 habitantes.

Las tecnologías seleccionadas fueron lagunas de estabilización para el grupo 1 y 2. Para el grupo 3 y 4, fue seleccionado variantes de un proceso anaerobio seguido de un proceso aerobio. El proceso anaerobio para ambos grupos es un reactor UASB, para grupo 3 el proceso aerobio seleccionado fue un filtro biológico percolador de baja tasa y para el grupo 4, un proceso de lodos activados. La eficiencia esperada para todas las tecnologías fue mayor al 85% en términos de remoción carbonácea, de manera a poder atender los padrones de lanzamiento a los cuerpos hídricos.

Palabras claves: Tratamiento de efluentes, Lagunas de estabilización, Filtro Biológico Percolador, Lodos Activados, Reactor UASB.

RESUMO

ACOSTA, J.A. Estudo de tecnologias de tratamento de esgoto para diferentes populações. 2018. 223 p. Monografia (Curso de Conclusão) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

No Paraguai, um dos maiores desafios é dar maior alcance ao saneamento básico, especificamente no tratamento de efluentes domésticos. Dentro desse desafio está o problema das diferentes populações a serem atendidas, já que um tratamento não pode ser implementado, sem levar em conta o número de habitantes a serem beneficiados.

Na seguinte monografia realiza-se uma avaliação de tecnologias que podem ser aplicáveis para as diferentes populações dos municípios do Paraguai. Primeiramente, faz-se uma revisão da literatura sobre as tecnologias que podem ser aplicadas no Paraguai, a fim de fornecer ao leitor os conceitos necessários para acompanhar o dimensionamento realizado. Em seguida, cada município do Paraguai é mostrado, com o número de habitantes que tem atualmente.

O horizonte do projeto foi estabelecido em 20 anos, para o qual foi feita uma estimativa da população de cada município para o ano 2038 e foi feita uma separação em grupos de populações, onde no grupo 1 situa-se os municípios com uma população de até 15.000 habitantes. O grupo 2 inclui municípios com população entre 15.000 e 60.000 habitantes, enquanto o grupo 3 representa municípios com população entre 60.000 e 180.000 habitantes. Finalmente, o grupo 4 incluiu os maiores municípios, com uma população de mais de 220.000 habitantes.

As tecnologias selecionadas foram lagoas de estabilização para o grupo 1 e 2. Para os grupos 3 e 4, foram selecionadas variantes de um processo anaeróbico seguido de um processo aeróbio. O processo anaeróbico para ambos os grupos é um reator UASB, para o grupo 3 o processo aeróbio selecionado foi um filtro biológico percolador de baixa taxa e para o grupo 4, um processo de lodos ativados. A eficiência esperada para todas as tecnologias foi superior a 85% em termos de remoção de carbono, de modo a ser capaz de atender aos padrões de lançamento de corpos d'água.

Palavras-chave: Tratamento de efluentes, lagoas de estabilização, filtro biológico percolador, lodo ativado, reator UASB.

ABSTRACT

ACOSTA, J.A. Study of sewage treatment technologies for different populations. 2018. 223 p. Monograph (Course of Conclusion Work) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

In Paraguay, one of the greatest challenges is to give greater scope to basic sanitation, specifically in the treatment of domestic wastewater. Within this challenge is the problem of the different populations to be served, since a treatment can not be implemented in a municipality, without taking into account the number of inhabitants to be benefited.

In the following monograph an evaluation of technologies that can be applicable for the different populations of the municipalities of Paraguay is carried out. First, a review of the bibliography is made with respect to the technologies that can be applied in Paraguay, in order to provide the reader with the necessary concepts to be able to accompany the sizing carried out in the monograph. Then each municipality of Paraguay is shown, with the number of inhabitants it currently has.

The project horizon was set at 20 years, for which an estimate was made of the population of each municipality for the year 2038 and a separation was made in groups of populations, where in group 1 the municipalities with a population up to 15,000 inhabitants. Group 2 includes municipalities with a population between 15,000 and 60,000 inhabitants, while group 3 represents municipalities with populations between 60,000 and 180,000 inhabitants. Finally, group 4 included the largest municipalities, with a population of more than 220,000 inhabitants.

The selected technologies were stabilization ponds for group 1 and 2. For group 3 and 4, variants of an anaerobic process followed by an aerobic process were selected. The anaerobic process for both groups is a UASB reactor, for group 3 the selected aerobic process was a percolating biological filter of low rate and for group 4, a process of activated sludge. The expected efficiency for all the technologies was greater than 85% in terms of carbonaceous removal, so as to be able to meet the launch standards for water bodies.

Keywords: Wastewater treatment, Stabilization lagoons, Biological Percolator filter, Activated sludge, UASB reactor.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de flujo de un sistema de lagunas de estabilización.....	37
Figura 2 - Lagunas de estabilización.....	41
Figura 3 - Esquema de funcionamiento de la laguna facultativa.....	46
Figura 4 - Velocidad de fotosíntesis en función de la temperatura y radiación solar.....	47
Figura 5 - Esquema de las lagunas anaerobias.....	64
Figura 6 - Planta de una laguna de maduración con chicanas.....	69
Figura 7 - Esquema de un reactor anaerobio tipo UASB.....	81
Figura 8 - Diseño del reactor UASB.....	86
Figura 9 - Filtro biológico percolador.....	94
Figura 10 - Fotografía de un filtro biológico percolador.....	103
Figura 11 - Tanque de aireación del proceso de lodos activados.....	107
Figura 12 - Decantador secundario del proceso de lodos activados.....	108
Figura 13 - Lodos activados convencional (flujo continuo).....	112
Figura 14 - Lodos activados de aireación prolongada (flujo continuo).....	114
Figura 15 - Reactor UASB con procesos de lodos activados.....	116
Figura 16 - Decantador secundario vista en corte.....	128
Figura 17 - Decantador secundario vista en planta.....	128
Figura 18 - Tasa de crecimiento demográfico del Paraguay de los últimos años.....	145
Figura 19 - Distribución según la cantidad de municipios.....	152
Figura 20 - Distribución según la cantidad de habitantes.....	153
Figura 21 - Análisis comparativo entre la cantidad de municipios y habitantes.....	154
Figura 22 - Flujograma indicativo de elección de tecnologías para distintas poblaciones.....	217

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1 - Descripción preliminar de los sistemas de lagunas de estabilización.....	38
Cuadro 2 - Ventajas y desventajas de los sistemas de estabilización.....	39
Cuadro 3 - Comparación de características generales entre los sistemas de estabilización.....	39
Cuadro 4 - Principales parámetros de proyecto de las lagunas de estabilización.....	40
Cuadro 5 - Influencia de las condiciones ambientales en las lagunas de estabilización....	47
Cuadro 6 - Principales aspectos sobre la profundidad de las lagunas facultativas.....	53
Cuadro 7 - Características de los regímenes hidráulicos en las lagunas de estabilización.	55
Cuadro 8 - Fórmulas para determinar la concentración efluente de DBO soluble.....	56
Cuadro 9 - Tasas de aplicación superficial.....	59
Cuadro 10 - Tiempos de detención para lagunas anaerobias.....	66
Cuadro 11 - Eficiencia de remoción en lagunas anaerobias con respecto a la temperatura.....	68
Cuadro 12 - Fórmulas para el cálculo del conteo de coliformes efluentes N.....	71
Cuadro 13 - Volumen necesario para una determinada eficiencia de remoción.....	72
Cuadro 14 - Principales características de los diferentes tipos de FBP.....	97
Cuadro 15 - Tasas de escurrimiento superficial en decantadores secundarios de FBP.....	103
Cuadro 16 - Principales ventajas, desventajas y similitudes del sistema UASB con procesos de lodos activados con relación a la concepción tradicional del sistema de lodos activados convencional.....	117
Cuadro 17 - Principales características de los sistemas de lodos activados utilizados.....	119
Cuadro 18 - Comparación entre las variantes de los sistemas de lodos activados.....	120
Cuadro 19 - Parámetros de proyecto del sistema de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios (efluentes domésticos).....	123
Cuadro 20 - Características de los principales sistemas de aireación mecánica.....	126
Cuadro 21 - Características de los principales sistemas de aireación por aire difuso.....	127
Cuadro 22 - Sistemas de tratamiento de efluentes domésticos aplicados a los grupos de población.....	156
Cuadro 23 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la laguna anaerobia....	158
Cuadro 24 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la laguna facultativa...	159

Cuadro 25 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la laguna de maduración.....	161
Cuadro 26 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del Reactor UASB.....	163
Cuadro 27 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del filtro biológico percolador.....	166
Cuadro 28 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del proceso de lodos activados.....	169
Cuadro 29 - Tecnologías evaluadas para cada grupo de poblaciones.....	211
Cuadro 30 - Comparación de las lagunas de estabilización dimensionadas.....	212
Cuadro 31 - Sistema de tratamiento de efluentes reactor UASB + FBP de baja tasa.....	214
Cuadro 32 - Sistema de tratamiento de efluentes reactor UASB + Lodos Activados.....	215
Cuadro 33 - Comparación de las tecnologías evaluadas.....	216

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 - Tasa de aplicación superficial con respecto a la temperatura.....	51
Tabla 2 - Tiempo de detención hidráulico del reactor UASB.....	87
Tabla 3 - Velocidades ascendentes recomendadas para proyectos de reactores UASB..	89
Tabla 4 - Parámetros en la decantación.....	90
Tabla 5 - Velocidad en las aberturas del decantador.....	91
Tabla 6 - Clasificación de los sistemas en función a la edad del lodo.....	111
Tabla 7 - Poblaciones de los municipios del Paraguay.....	141
Tabla 8 - Estimación de las poblaciones de los municipios del Paraguay para el año 2038.....	146
Tabla 9 - Municipios con hasta 15.000 habitantes.....	151
Tabla 10 - Municipios entre 15.000 hasta 60.000 habitantes.....	151
Tabla 11 - Municipios entre 60.000 a 180.000 habitantes.....	151
Tabla 12 - Municipios con población mayor a 220.000 habitantes.....	151

LISTA DE SIGLAS

DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DGEEC	Dirección General de Estadísticas, Encuestas y Censos
DQO	Demanda química de oxígeno
ETE	Estación de tratamiento de efluentes
FBP	Filtro biológico percolador
LA	Lodos activados
OD	Oxígeno disuelto
SS	Sólidos suspensos
SST	Sólidos suspensos totales
SSV	Sólidos suspendidos volátiles
TA	Tanque de aireación
UASB	Reactor anaerobio de flujo ascendente (Upflow Anaerobic Sludge Blanket)

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	19
2. OBJETIVOS.....	21
2.1. Objetivos generales.....	21
2.2. Objetivos específicos.....	21
3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	23
3.1. Exigencias legales sobre calidad de agua en el paraguay.....	23
3.1.1. Resolución nº 222/02 - Secretaría del Ambiente.....	24
3.2. Parámetros de calidad.....	29
3.2.1. Concepto.....	29
3.2.2. Color y turbidez.....	29
3.2.3. Temperatura.....	30
3.2.4. pH, acidez, alcalinidad.....	30
3.2.5. Sulfatos y sulfuros.....	31
3.2.6. Nitrógeno y fósforo.....	31
3.2.7. Oxígeno disuelto, DBO y DQO.....	32
3.2.8. Aceites y grasas.....	33
3.2.9. Materia sólida.....	33
3.2.9.1. Clasificación de materia sólida.....	33
3.2.10. Microorganismos.....	35
3.3. Procesos de tratamiento de aguas cloacales.....	36
3.3.1. Lagunas de Estabilización.....	37
3.3.2. Lagunas Facultativas.....	41
3.3.2.1. Introducción.....	41
3.3.2.2. Descripción del proceso.....	42
3.3.2.3. Influencia de las algas.....	44

3.3.2.4. Influencia de las condiciones ambientales.....	47
3.3.2.5. Criterios de proyecto.....	49
3.3.2.5.1. Tasa de aplicación superficial.....	50
3.3.2.5.2. Tiempo de detención hidráulico.....	51
3.3.2.5.3. Profundidad.....	52
3.3.2.6. Estimativa de la DBO en el efluente.....	54
3.3.2.6.1. Influencia del régimen hidráulico.....	54
3.3.2.6.2. DBO efluente soluble y particulada.....	56
3.3.2.6.3. La remoción de DBO según los regímenes hidráulicos idealizados.....	57
3.3.2.6.4. La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso.....	59
3.3.2.7. Disposición de las lagunas - Layout.....	61
3.3.2.8. Acumulación de lodo.....	62
3.3.3. Lagunas Anaerobias.....	63
3.3.3.1. Introducción.....	63
3.3.3.2. Descripción del proceso.....	64
3.3.3.3. Criterios de proyecto para las lagunas anaerobias.....	65
3.3.3.3.1. Tiempo de detención.....	66
3.3.3.3.2. Tasa de aplicación volumétrica.....	67
3.3.3.3.3. Profundidad.....	67
3.3.3.4. Estimativa de la concentración efluente de DBO de la laguna anaerobia.....	68
3.3.3.5. Acumulación de lodo en las lagunas anaerobias.....	68
3.3.4. Lagunas de Maduración.....	69
3.3.4.1. Introducción.....	69
3.3.4.2. Descripción del proceso.....	69

3.3.4.3. Estimativa de la concentración efluente de coliformes.....	70
3.3.4.3.1. La influencia del régimen hidráulico.....	70
3.3.4.3.2. Los regímenes hidráulicos idealizados.....	71
3.3.4.3.3. Los regímenes hidráulicos de flujo disperso.....	72
3.3.4.3.4. El coeficiente de decaimiento bacteriano K_b	73
3.3.4.4. Criterios de proyecto para lagunas de maduración.....	75
3.3.5. Lodo de las Lagunas de estabilización.....	76
3.3.5.1. Formación de lodos en las lagunas de estabilización anaerobias y facultativas.....	76
3.3.5.1.1. Distribución de lodo en las lagunas anaerobias.....	77
3.3.5.2. Remoción de lodos en las lagunas.....	78
3.3.5.2.1. Informaciones sobre el volumen de lodo a ser removido..	78
3.3.5.2.2. Técnicas aplicables en la remoción de lodo.....	78
3.3.6. Procesos Anaerobios - Reactores UASB.....	80
3.3.6.1. Introducción.....	80
3.3.6.2. Tipos de reactores.....	80
3.3.6.3. Aplicabilidad a esgotos domésticos.....	82
3.3.6.4. Reactores UASB o RAFA.....	82
3.3.6.5. Descripción del proceso.....	85
3.3.6.6. Criterios de proyecto de un reactor UASB.....	87
3.3.6.6.1. Tiempo de retención hidráulico.....	87
3.3.6.6.2. Cargas aplicadas.....	88
3.3.6.6.3. Velocidad ascensional.....	88
3.3.6.6.4. Profundidad del reactor UASB.....	89
3.3.6.6.5. Distribución del agua residual doméstica afluente.....	89
3.3.6.6.6. Compartimiento de decantación.....	90
3.3.6.7. Producción y descarte de lodo.....	91

3.3.6.7.1. Muestras del lodo en el reactor.....	92
3.3.6.7.2. Actividad Metanogénica del Lodo - AME.....	92
3.3.6.8. Producción y manejo de gases.....	93
3.3.7. Filtros biológicos percoladores - FBP.....	94
3.3.7.1. Introducción.....	94
3.3.7.2. Descripción del proceso y la tecnología.....	94
3.3.7.2.1. Tipos de filtros biológicos percoladores.....	95
3.3.7.3. Criterios y parámetros de proyecto.....	97
3.3.7.3.1. Tasa de aplicación superficial.....	97
3.3.7.3.2. Carga orgánica volumétrica.....	98
3.3.7.3.3. Sistema de distribución.....	98
3.3.7.3.4. Material de relleno de los filtros biológicos percoladores.	100
3.3.7.3.5. Sistema de drenaje de fondo.....	101
3.3.7.3.6. Ventilación.....	102
3.3.7.3.7. Decantadores secundarios post - FBP.....	103
3.3.7.3.8. Eficiencia de remoción de DBO en FBP.....	104
3.3.7.3.9. Producción de lodo.....	104
3.3.7.4. Aspectos constructivos.....	105
3.3.7.5. Aspectos operacionales.....	106
3.3.8. Lodos Activados.....	107
3.3.8.1. Introducción.....	107
3.3.8.2. Variantes del proceso.....	111
3.3.8.2.1. Preliminares.....	111
3.3.8.2.2. Lodos activados convencional (flujo continuo).....	112
3.3.8.2.3. Lodos activados por Aireación prolongada (flujo continuo).....	113
3.3.8.2.4. Lodos activados por Flujo intermitente (lote).....	114

3.3.8.2.5. Lodos activados para el post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios.....	116
3.3.8.2.6. Comparación entre las variantes del proceso de lodos activados.....	118
3.3.8.3. Criterios y parámetros de proyecto.....	122
3.3.8.4. Sistemas de aireación.....	125
3.3.8.5. Decantadores secundarios.....	128
3.3.8.6. Aspectos constructivos.....	130
3.3.8.7. Remocion de nitrogeno.....	134
4. METODOLOGÍA.....	139
4.1. Enfoque.....	139
4.2. Recolección de datos.....	140
4.2.1. Datos preliminares.....	140
4.2.2. Estimaciones y tratamiento de datos.....	145
4.3. Elección de tecnologías.....	155
4.4. Materiales y Fórmulas utilizadas.....	157
4.4.1. Caudales afluentes a las ETEs.....	157
4.4.2. Laguna anaerobia.....	158
4.4.3. Laguna facultativa.....	159
4.4.4. Laguna de maduración.....	161
4.4.5. Reactor anaerobio UASB.....	163
4.4.6. Filtro Biológico Percolador.....	166
4.4.7. Lodos Activados.....	169
5. ALCANCE Y LIMITACIONES.....	173
6. RESULTADO Y DISCUSIÓN.....	175
6.1. Sistema de lagunas de estabilización.....	175
6.1.1. Sistemas de lagunas de estabilización para 5.000 habitantes.....	175

6.1.2. Sistemas de lagunas de estabilización para 15.000 habitantes.....	180
6.1.3. Sistemas de lagunas de estabilización para 25.000 habitantes.....	186
6.2. Sistema de reactor UASB con filtro biológico percolador de baja tasa.....	192
6.2.1. Sistema de Reactor UASB con Filtro Biológico Percolador de baja tasa para 60.000 habitantes.....	192
6.3. Sistemas de reactor UASB con lodos activados.....	199
6.3.1. Sistema de Reactor UASB con Lodos Activados para 250.000 habitantes....	199
7. CONCLUSIÓN.....	211
8. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA.....	219
9. ANEXOS.....	223

1. INTRODUCCIÓN

En la República del Paraguay, como en la mayoría de los países de latinoamérica, existen grandes urbes con una cantidad importante de habitantes, pero también existen pequeñas ciudades y pueblos, donde el número de habitantes es pequeño con respecto a las grandes ciudades, donde la norma es que existan muchas más ciudades con estas últimas características. La dispersión existente, hablando puntualmente del número de habitantes de los municipios, es bastante grande.

En Paraguay se cuenta con 254 municipalidades, de las cuales 4, no cuentan con registros oficiales de población. Por ese motivo, lo presentado a continuación, se basa en los 250 municipios restantes.

Uno de los desafíos del siglo XXI, se centra en dar mayor alcance al saneamiento básico y en el manejo eficiente de los recursos hídricos. El presente estudio, se enfoca en uno de los pilares básicos del saneamiento, el tratamiento de aguas residuales, lo cual también tiene impacto directo tanto en los cursos hídricos y el manejo de los mismos como en la calidad de vida de las personas y el ciclo del agua.

Este trabajo está enfocado en estudiar distintas tecnologías que permitan tratar el agua proveniente del desagüe cloacal, pero desde el punto de vista de la población, teniendo en cuenta el contexto social de las distintas poblaciones, ya que son distintos los requerimientos, las necesidades, las facilidades y los inconvenientes, que enfrentan las ciudades con un mayor número de habitantes con respecto a las ciudades con menor número de habitantes.

En ambos casos, se tienen debilidades, fortalezas, amenazas y oportunidades, para lo cual cada tecnología puede desenvolverse mejor en un contexto determinado. Con el objetivo de facilitar la toma de decisión sobre qué tecnología atenderá mejor las necesidades y requerimientos de una población determinada, se dividirá en franjas de población. Esto además facilitar la elección de la tecnología a ser estudiada con la cual se pretende tratar las aguas residuales, también podría dar una idea del tipo de tecnologías que podrían atender mejor a una ciudad de un cierto número de habitantes, lo cual es perfectamente reproducible a las ciudades que presenten las mismas condiciones de contorno.

Antes de empezar el estudio de todos los tipos de tecnologías, se podrán parámetros de manera a garantizar un enfoque más productivo, real y viable

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVOS GENERALES

- Evaluar las tecnologías seleccionadas de tratamiento de aguas cloacales para municipios de distintas poblaciones.
- Concientizar de la importancia de saneamiento básico.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Proyectar la población de los municipios estudiados para final de plano.
- Segregar en grupos en fajas de poblaciones.
- Dimensionar de forma esquemática las tecnologías seleccionadas para la faja de población correspondiente.

3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

3.1. EXIGENCIAS LEGALES SOBRE CALIDAD DE AGUA EN EL PARAGUAY

En el Paraguay existen varios entes regulatorios en cuestiones ambientales, el principal ente es la Secretaría del Ambiente (SEAM). La misión de la SEAM es lograr que el desarrollo Nacional se realice de acuerdo a los parámetros de calidad ambiental optimizando los bienes y servicios ecosistémicos garantizando la conservación de los recursos naturales para las generaciones presentes y futuras, a través de la gobernanza ambiental.

Dentro de las exigencias legales para el lanzamiento de efluente doméstico tratado no se deben confundir los términos “padrones de calidad del cuerpo hídrico” con “padrones de emisión” de las estaciones de tratamiento de efluentes domésticos. El primero es la capacidad máxima del cuerpo hídrico para absorber cargas orgánicas o de nutrientes sin poner en riesgo su capacidad de autodepuración, mientras el segundo son los padrones impuestos por las leyes ambientales sobre la calidad del efluente tratado que las Estaciones de Tratamiento de Aguas Cloacales deben cumplir para lanzarlos a los cuerpos hídricos.

Cabe resaltar que estos padrones deben estar en sintonía y ser consistentes uno con el otro, de manera a no poner en riesgo el ecosistema en el que es lanzado el efluente tratado. Es importante realizar esta salvedad ya que en muchos de los casos, la realidad es otra, donde no necesariamente las leyes están de acuerdo con los padrones de calidad de los cuerpos hídricos.

De forma complementaria, se debe tener en cuenta que las leyes deben estar sustentadas por estudios e investigaciones, de manera a que la misión principal de éstas, sea la preservación del ecosistema en que son lanzados los efluentes tratados. A continuación se presenta una resolución de la Secretaría del Ambiente, donde se expone los padrones de emisión de los efluentes tratados.

3.1.1. RESOLUCIÓN N° 222/02 - SECRETARÍA DEL AMBIENTE

POR LA CUAL SE ESTABLECE EL PADRÓN DE CALIDAD DE LAS AGUAS EN EL TERRITORIO NACIONAL

Artículo 1°. Son clasificadas, según sus usos preponderantes, en 4 clases del Territorio Nacional

1. Clase 1 - Aguas destinadas:

- a. Los abastecimientos domésticos después del tratamiento simplificado
- b. La protección de las comunidades acuáticas
- c. Las recreaciones de contacto primario (natación, esquí-acuático)
- d. La irrigación de hortalizas que son consumidas crudas, las frutas que crecen en los suelos y que sean ingeridas crudas sin la remoción de la película.
- e. La cría natural y/o intensivo (acuicultura), de especies destinadas para la alimentación humana.

2. Clase 2 - Aguas destinadas:

- a. Para el abastecimiento doméstico después de los tratamientos convencionales
- b. La protección de las comunidades acuáticas
- c. Las recreaciones de contacto primario (natación, esquí-acuático)
- d. La irrigación de hortalizas y plantas fructíferas
- e. Para la cría natural y/o intensivo (acuicultura), de especies destinadas para la alimentación humana.

3. Clase 3 - Aguas destinadas:

- a. En abastecimiento doméstico, después del tratamiento especial
- b. Para irrigación arbórea, jardín y forrajeras
- c. Para recreación de contacto secundario.

4. Clase 3 - Aguas destinadas:

- a. Para la navegación
- b. Para armonía paisajística
- c. Para los usos menos exigentes

Párrafo único. Los niveles de tratamiento que fueron indicados anteriormente, para abastecimiento público representan:

- I. Tratamiento simplificado; cloración y/o filtración
- II. Tratamiento convencional; coagulación, decantación, filtración y cloración.
- III. Tratamiento especial; tratamiento convencional + ozonización, aplicación de carbón activado y otros procesos para poder garantizar la calidad de las aguas para abastecimiento público.

Artículo 2º. Para agua de **Clase 1**, son establecidos los límites y/o condiciones siguientes:

- a. Materias fluctuantes, inclusive espumas no naturales: virtualmente ausentes.
- b. Aceites y grasas: virtualmente ausentes.
- c. Sustancias que comuniquen sabor y olor: virtualmente ausentes.
- d. Colorantes artificiales: virtualmente ausentes.
- e. Sustancias que formen depósitos objetables: virtualmente ausentes.
- f. Coliformes: Para el uso de recreación de contacto primario, se tendrá en cuenta lo establecido en el **Art. 6** de esta resolución. Las aguas utilizadas para la irrigación de hortalizas o plantas fructíferas que se manejan en el suelo y que son consumidas crudas, sin remoción de las cáscaras o la película, no deben ser poluidas por excrementos humanos, a la necesidad de una inspección sanitarias periódicas.

Para los demás usos, no deberán ser excedidos en el límite de 200 coliformes fecales por 100 mL en 80% o más de por lo menos 5 muestras mensuales recolectado en cualquier mes.

- g. DBO: hasta 3 mg/L
- h. OD, en cualquier muestra, no inferior a 6 mg/L
- i. Turbidez: hasta 40 unidades nefelométrica de turbidez (UNT)
- j. Color: hasta 15 mg Pt/L
- k. pH: 6,0 - 9,0
- l. Fósforo Total y Nitrógeno Total: respectivamente, hasta 0,025 mg/L y 0,3 mg/L

Artículo 3°. Para agua de **Clase 2**, son establecidos los límites y/o condiciones siguientes:

- a. No será permitida la presencia de colorantes artificiales que no sean removidos por procesos de coagulación, sedimentación y filtración convencionales.
- b. Coliformes para uso de recreación de contacto primario deberá ser cumplido con el **Art. 6** de esta resolución. Para los demás usos, no deberá ser excedido en el límite de 1000 coliformes por 100 mL en 80% o más de por lo menos 5 muestras mensuales.
- c. Color: hasta 75 mg Pt/L.
- d. Turbidez: hasta 100 UNT.
- e. DBO: hasta 5 mg/L
- f. OD, en cualquier muestra, no inferior a 5 mg/L.
- g. Fósforo Total y Nitrógeno Total: respectivamente, hasta 0,05 mg/L y 0,6 mg/L

Artículo 4°. Para agua de **Clase 3**, son establecidos los límites y/o condiciones siguientes:

- a. Número de coliformes fecales: hasta 4000, por 100 mL en 80% de las muestras.
- b. DBO: hasta 10 mg/L
- c. OD, en cualquier muestra, no inferior a 4 mg/L.
- d. Turbidez: hasta 100 UNT.
- e. Color: hasta 75 mg Pt/L.
- f. pH: 6,0 - 9,0

Artículo 5°. Para agua de **Clase 4**, son establecidos los límites y/o condiciones siguientes:

- a. Materias fluctuantes, inclusive espumas no naturales: virtualmente ausentes
- b. Color y aspecto: no objetables
- c. Aceites y grasas: se toleran trazas
- d. Sustancias fácilmente sedimentables que contribuyan la colmatación e impidan la libre navegación: virtualmente ausentes.
- e. Índice de fenoles: hasta 1 mg/L
- f. OD: superior a 2 mg/L.
- g. pH: 6,0 - 9,0

Artículo 6°. Las aguas destinadas a usos de recreación de contacto primario, serán encuadradas y tendrán su condición avaladas en Excelentes, Muy Buenas, Satisfactoria, No Apta, de la siguiente forma:

- a. Excelente: Cuando en 80% o más de un conjunto de muestras obtenidas en cada una de las 5 semanas, la presencia de coliformes fecales es nulo.
- b. Muy Buena: Cuando en 80% o más de un conjunto de muestras obtenidas en cada una de las 5 semanas, hubiera, en un máximo de 250 coliformes fecales por 100 mL.
- c. Satisfactorias: Cuando en 80% o más de un conjunto de muestras en cada una de las 5 semanas, hubiera, en un máximo 1000 coliformes fecales por 100 mL.
- d. No Apta: Cuando ocurriera, cualquier de las siguientes circunstancias:
 - El padrón de ninguna de las categorías citadas anteriormente
 - Si ocurriera en la región incidencia relativamente elevada o anormal de enfermedades transmisibles por vía hídrica, a criterio de las autoridades.
 - Señales de polución por aguas negras y otros residuos, perceptibles organolépticamente.
 - Presencia en las aguas, de moluscos transmisores potenciales de esquistosomiasis.
 - Presencia en las aguas, de parásito e insectos vectores de enfermedades transmisibles.

Artículo 7°. Los efluentes de cualquier fuente poluidora solamente podrán ser lanzados, directa e indirectamente, en los cuerpos de las aguas obediendo las siguientes condiciones y los criterios establecidos en la clasificación del cuerpo receptor:

- a. pH: 5,0 - 9,0
- b. DBO: inferior a 50 mg/L
- c. DQO: inferior a 150 mg/L
- d. Temperatura, inferior a 40°C, siendo que elevación de temperatura del cuerpo receptor no deberá exceder a 3°C.
- e. Materias sedimentables, hasta 1 mg/L en test de 1 hora en cono Imhoff
- f. Régimen de lanzamiento con caudal máximo de hasta 1,5 veces la razón media del periodo crítico
- g. Aceites y grasas
 - o Aceites minerales hasta 20 mg/L
 - o Aceites vegetales y grasas animal hasta mg/L
- h. Ausencia de materias flotantes
- i. Fósforo Total y Nitrógeno Total: respectivamente, hasta 4 mg/L y 40 mg/L
- j. Coliformes fecales 4000 NMP/100 mL.

Artículo 8°. No será permitida la dilución de efluentes industriales con agua no poluidas

Artículo 9°. Los efluentes deberán adecuar prioritariamente en los términos de esta resolución con relación a la características del cuerpo receptor.

Artículo 10°. Los padrones de calidad de aguas establecidos en esta resolución constituyen los límites individuales para cada sustancia. Eventuales acciones sinérgicas entre las mismas, deben ser evaluadas a través de bioensayos y otros procesos que son capaces de detectar los efectos de estas acciones, dependiendo de la necesidad de esclarecer.

3.2. PARÁMETROS DE CALIDAD

3.2.1. CONCEPTO

Los parámetros de calidad son magnitudes que indican las características de los efluentes. Así como las características, los parámetros son de naturaleza física, química o biológica. No se debe confundir los términos “parámetros” con “padrones” de calidad. El primero indica las características del agua o efluente, el segundo constituye un valor del parámetro que no deberá ser excedido.

En el campo de tratamiento de efluentes domésticos los parámetros de calidad de interés son aquellos relacionados a las exigencias legales de cada país, y las necesidades para proyectos, operación, y evaluación de desempeño de las ETEs, así como en los cuerpos hídricos donde estos van a ser lanzados.

3.2.2. COLOR Y TURBIDEZ

Estos dos parámetros son de interés en relación al aspecto estético. Asumen importancia particular cuando se tiene como objetivo el reuso del efluente tratado, o cuando el efluente tratado es lanzado en cuerpos de agua donde los aspectos estéticos o de recreación son más importante.

El color es causado por la materia en solución en el agua, en cuanto la turbidez es causada por la presencia de materia en suspensión. La turbidez impide el paso de la luz mientras el color es el que uno puede “ver”. Evidentemente, las aguas residuales, presentan siempre color y turbidez.

El color es indicativo de la condición de llegada de las aguas residuales a la ETE: la tonalidad es marrón o gris en el efluente bruto, y negra en el efluente en estado séptico. La turbidez es determinada en turbidímetros que usan el principio de la refracción de la luz causada por los sólidos en suspensión o en espectrofotómetros.

No es usual la determinación de estos parámetros como control operacional en las ETEs, salvo el caso de la turbidez, para evaluar el efluente tratado secundario o terciario, principalmente cuando fue sometido a desinfección por ultravioleta.

3.2.3. TEMPERATURA

La temperatura es un parámetro físico de gran importancia, afecta la saturación de oxígeno disuelto en los cuerpos de agua, las tasas de reacciones biológicas así como las reacciones químicas. Es particularmente importante en el tratamiento biológico, los parámetros típicos de proyectos deben ser corregidos de acuerdo con la temperatura.

Mientras la concentración de saturación de oxígeno disuelto disminuye con el aumento de la temperatura, la actividad biológica crece con su aumento, existiendo una faja óptima para esta actividad, de 25 a 35 °C. Abajo de los 15 °C la digestión anaerobia prácticamente no se procesa. La eficiencia de las lagunas de estabilización es intensamente afectada por la temperatura.

La colecta de datos, tiene demostrado que hasta los 28 °C (temperatura del aire), aproximadamente, la temperatura del efluente doméstico es generalmente un poco superior que la temperatura ambiental, mismo en el invierno, una vez que el efluente es generado en las casas es levemente calentado, y fluye protegido por una tubería enterrada. Encima de aquel valor la situación se invierte.

3.2.4. PH, ACIDEZ, ALCALINIDADPH, ACIDEZ, ALCALINIDAD

El pH es definido como el logaritmo negativo de la concentración del ion de hidrógeno. El pH del efluente doméstico típicamente varía entre 6,5 y 7,5. Efluentes domésticos viejos o sépticos tiene el pH inferior a 6,0.

El pH es un parámetro importante en el control operacional de las estaciones tratamiento de efluentes principalmente en la digestión anaerobia, y en los procesos oxidativos (por ejemplo; el pH influencia la velocidad de nitrificación en el proceso de lodos activados).

Vale recordar que para la existencia de vida acuática en los cuerpos de agua, se requiere una faja de pH de 6 a 9, en general.

La *acidez* y la *alcalinidad* son parámetros que se relacionan directamente con el pH: indican la capacidad del agua en resistir los cambios de pH. Estos parámetros son de particularmente importancia en el control operacional del tratamiento por digestión anaerobia. La *acidez* se relaciona con la presencia de gas carbónico libre, y la *alcalinidad* con la presencia de bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos.

3.2.5. SULFATOS Y SULFUROS

La formación de H_2S - *sulfuro de hidrógeno o gas sulfhídrico* - genera malos olores (observados encima de 1mg/L en efluentes domésticos), y en las canalizaciones y galerías puede alcanzar la bóveda superior, transformándose por acción bacteriológica en presencia de oxígeno en ácido sulfúrico, que corroe intensamente las estructuras de concreto.

En los digestores, los sulfatos son reducidos a sulfuros, y pueden influir negativamente en el proceso de digestión biológica si la concentración de sulfuros llega a 200 mg/L, ocurriendo lo mismo en las lagunas anaerobias. Pero en concentraciones entre 50 y 100 mg/L los sulfuros son bien tolerados, y pueden reaccionar con iones de metales pesados solubles, para formar un precipitado insoluble en pH próximo a neutro.

3.2.6. NITRÓGENO Y FÓSFORO

El *nitrógeno* está presente en forma de nitrógeno orgánico, amoniacal, nitrito, nitrato o nitrógeno gaseoso. La nitrificación viene a ser la conversión del amonio a nitrato, en dos fases subsecuentes: inicialmente la oxidación del amonio a nitrito, y en segunda de nitrito a nitrato. Dos grupos de microorganismos nitrificantes realizan este proceso en presencia de oxígeno disuélvido: las *nitrosomas*, y las *nitrobacterias*. El nitrógeno asume un papel importante en el tratamiento de efluentes:

- Es necesario para el desarrollo de los procesos biológicos aerobios: en el caso de lodos activados, se requiere una relación óptima de 100:5:1 (DBO:N:P).
- El lanzamiento de nitrógeno en los cuerpos de agua, en cantidades excesivas, genera la eutrofización, que viene a ser el crecimiento excesivo de algas, de ahí la necesidad de efectuar la remoción de nitrógeno, como tratamiento terciario, en caso de los lanzamiento de cuerpos hídricos cerrados (lagos, lagunas y reservorios).
- En la forma de amonio libre, el nitrógeno es tóxico para los peces.

El *fósforo* está presente en los efluentes en la forma de ortofosfato, polifosfato, y fósforo orgánico. Como el nitrógeno, el fósforo asume un papel importante en el tratamiento de efluentes:

- Es necesario para el desarrollo de los procesos biológicos aerobios: en el caso de lodos activados, se requiere una relación óptima de 100:5:1 (DBO:N:P).
- El lanzamiento de *fósforo* en los cuerpos de agua, en cantidades excesivas, genera la eutrofización, que viene a ser el crecimiento excesivo de algas, de ahí la necesidad de efectuar la remoción de fósforo, como tratamiento terciario, en caso de los lanzamiento de cuerpos hídricos cerrados (lagos, lagunas y reservorios), las exigencias legales en varios países acostumbra a fijar un límite máximo de 1,0 mg P/L en el caso de lanzamiento en cuerpos de agua cerrados.
- La remoción de fósforo puede ser hecha por procesos físico-químico (coagulación y floculación) o directamente en el tratamiento biológico.

3.2.7. OXÍGENO DISOLVIDO, DBO Y DQO

El *Oxígeno Disuelto* es sin duda el parámetro de mejor caracterización de la calidad de un cuerpo de agua, existiendo una concentración de saturación en agua que es función de la temperatura, la salinidad y de la altitud. En los procesos aerobios, el Oxígeno Disuelto es fundamental para la respiración de los microorganismos aerobios que realizan la degradación de la materia orgánica, y la temperatura asume un papel importante, ya que las tasas de reacciones bioquímicas se presentan mayores con la elevación de la temperatura, mientras de manera opuesta la concentración de saturación de OD se reduce.

La *Demanda Bioquímica de Oxígeno*, DBO, indica la cantidad de materia orgánica presente, y es importante para conocer el grado de contaminación del agua residual afluente y tratada, para dimensionar las estaciones de tratamiento de efluentes, y medir su eficiencia. Cuanto mayor es el grado de contaminación orgánica, mayor es la DBO, paralelamente a medida que ocurre la estabilización de la materia orgánica, disminuye la DBO.

Técnicamente la DBO mide la cantidad de oxígeno necesaria para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente en una muestra, después de un tiempo de dado (tomado para efecto de comparación en 5 días) y a una temperatura padrón (20°C, para efecto de comparación). Normalmente la DBO de los efluentes domésticos varía entre 100 a 400 mg/L, de acuerdo con la condición del efluente, y en los tratamiento secundarios se desea atender una reducción de DBO hasta una faja de 20 a 30 mg/L.

La *Demanda Química de Oxígeno*, DQO, corresponde la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la fracción orgánica de una muestra que sea oxidable por el permanganato o dicromato de potasio en una solución ácida. Normalmente la DQO de los efluentes domésticos, varía entre 200 mg/L a 800 mg/L, pudiendo llegar a concentración mucho más altas en el caso de efluentes industriales. Existe una relación típica DQO/DBO en los efluentes domésticos, de la orden de 1,7 a 2,5.

Una de las grandes ventajas de la DQO sobre la DBO es que permite respuestas en tiempo mucho menor: 2 horas (método de dicromato), o minutos, en equipamientos específicos. Además de esto, el test de DQO engloba no solamente la demanda de oxígeno satisfecha biológicamente (que es el caso del DBO), más todo lo que es susceptible a demandas de oxígeno, en particular las sales minerales oxidables. Por esto la determinación de DQO es preferible para análisis de aguas residuales industriales, siendo también cada vez más utilizadas en controles operacionales.

3.2.8. ACEITES Y GRASAS

Los *Aceites y Grasas* están siempre presentes en los efluentes domésticos, provenientes de la preparación de alimentos y del uso de alimentos (aceites vegetales, manteca, carne, etc). Puede estar presente también en forma de aceites minerales derivados del petróleo (queroseno, lubricantes) y en este caso tienen origen en puestos de gasolina. Son identificados muchas veces por el nombre genérico de grasas, y típicamente en los efluentes domésticos presentan una concentración entre 50 a 150 mg/L.

3.2.9. MATERIA SÓLIDA

El tenor de materia sólida es el de mayor importancia, en términos de dimensionamiento de control de operaciones de las unidades de tratamiento. La remoción de la materia sólida es fuente de una serie de operaciones unitarias de tratamiento, aunque esta representa solamente cerca del 0,08% del efluente (y el agua compone los restantes 99,92%).

3.2.9.1. Clasificación de materia sólida

La materia sólida contenida en el efluente es clasificada en función de muchos factores, puede ser clasificada de la siguiente manera:

- En función de las dimensiones de las partículas:
 - Sólidos en suspensión
 - Sólidos coloidales
 - Sólidos disueltos
- En función de la sedimentabilidad:
 - Sólidos sedimentables
 - Sólidos fluctuantes o flotable
 - Sólidos no sedimentables
- En función de secado, a alta temperatura (550 a 600 °C):
 - Sólidos fijos
 - Sólidos volátiles
- En función de secado en temperatura media (103 a 105 °C):
 - Sólidos totales
 - Sólidos en suspensión totales
 - Sólidos disueltos totales

La materia sólida total del efluente (*sólidos totales*) puede ser definida como la materia que permanece como residuo después de la evaporación a 103 °C. Si este residuo es calcinado a 600 °C, las sustancias orgánicas se volatilizan y las minerales permanece en forma de ceniza, componiendo así respectivamente materia sólida volátil (*sólidos volátiles*) y materia fija (*sólidos fijos*). El conocimiento de la fracción de sólidos volátiles presenta particular interés en los exámenes de lodo de efluentes (para saber su estabilidad biológica), y en los procesos de lodos activados (para saber la cantidad de materia orgánica que toma parte en el proceso). La forma más usual de clasificar la materia sólida total, de una forma global, es en materia en suspensión y disuelta.

La materia sólida en suspensión (*sólidos en suspensión*) compone la parte de que es retirada, cuando un volumen de muestra del efluente es filtrado a través de una membrana filtrante apropiada, normalmente un filtro de fibra de vidrio con tamaño de los poros igual a 1,2 µm; la fracción que pasa por el filtro compone la materia sólida disuelta (*sólidos disueltos*), que está presente en la solución o en forma coloidal.

La materia sólida, para efecto de control operacional de sedimentación, acostumbra ser clasificada en:

Sedimentable: aquella que sedimenta en un periodo razonable de tiempo (tomando arb. 1 o 2 horas); los *sólidos sedimentables* puede ser determinados en el cono Imhoff.

No Sedimentable: finamente dividida y que no sedimenta en el tiempo arbitrario de 2 horas; en término prácticos, la materia no sedimentable solo será removida por procesos de oxidación biológica y de coagulación seguida de sedimentación.

3.2.10. MICROORGANISMOS

La identificación y conteo de microorganismos en los cuerpos de agua es de particular interés en relación a los aspectos de protección de la salud pública. Entre los principales organismos encontrados en los cuerpos de agua y en el efluente están las bacterias, hongos, algas, protozoarios, virus, plantas y animales. De estos, presentan importancia particular aquellos capaces de causar enfermedades en el hombre, llamados *organismos patógenos*, o simplemente *patógenos*, que acostumbran ser expulsados juntamente con los excrementos del hombre o de los animales de sangre caliente que estén infectados o sean portadores de una enfermedad.

3.3. PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS CLOACALES

Es prácticamente normal, luego de tener una necesidad fisiológica y utilizar el sanitario, pensar que el agua que escurre con nuestros desechos, simplemente desaparece por la sencilla razón que ya no la vemos. La realidad es muy distinta, en el mejor de los casos ese desecho es dirigido por el sistema de colecta de aguas cloacales hasta una estación de tratamiento de efluentes domésticos. En esta Estación, la misma es tratada para reducir al máximo posible el grado de contaminación para ser lanzada a un cuerpo hídrico con padrones de emisión que respeten las leyes y la capacidad del cuerpo hídrico para autodepurarse, de forma que el impacto generado por su lanzamiento sea el mínimo posible.

La primera instalación de saneamiento fue el pozo ciego o pozo negro que apareció en Babilonia hacia 4000 a.C. Una simple excavación en el suelo donde concentrar los excrementos que pronto se generalizó a otras ciudades del imperio y zonas rurales. Con el paso del tiempo el tratamiento de aguas cloacales pasó a ser una ciencia muy estudiada, primeramente por la necesidad de cuidar la salud de los habitantes de una ciudad y posteriormente también por la necesidad de proteger los ecosistemas que nos rodean, dando una disposición ambientalmente responsable a los desechos que generamos.

Los científicos dedicados al tratamiento de aguas cloacales produjeron un sin fin de tratamientos, de acuerdo al contexto en el que se encontraban con respecto al clima, altitud, tipo de efluente, proceso adoptado, contexto social, económico y técnico. De manera general se puede decir que los tipos de procesos que son utilizados en el tratamiento de aguas cloacales puede dividirse en procesos biológicos (anaerobios o aerobios) y procesos físico-químicos.

En esta monografía fueron estudiadas tecnologías de tratamientos con procesos biológicos para atender a las poblaciones de los municipios del Paraguay. A continuación se presenta un revisión bibliográfica de las tecnologías estudiadas las cuales son:

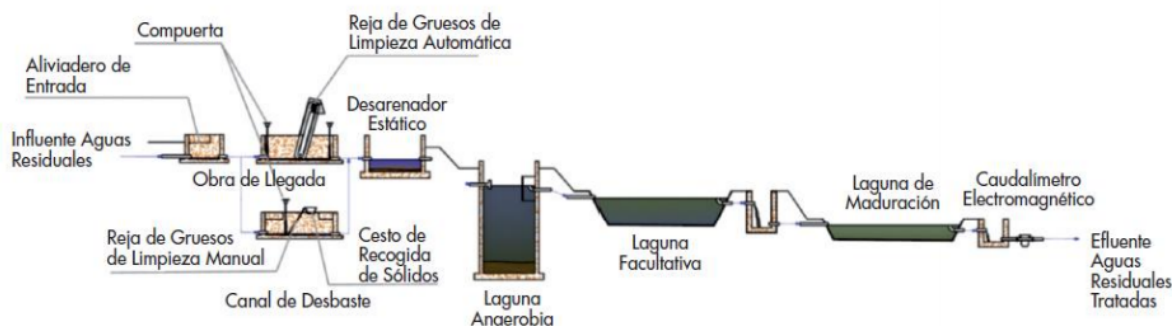
- Lagunas de Estabilización
- Reactor UASB
- Filtro Biológico Percolador
- Lodos Activados

3.3.1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

El tratamiento de lagunas de estabilización es entendido como la disposición de las aguas servidas en depresiones naturales o expresamente construidas para este fin, es un procedimiento eficiente para depurar las aguas servidas. El tratamiento de las aguas servidas de origen domiciliario e industrial es uno de los principales problemas que se presenta, derivado principalmente de las grandes concentraciones urbanas. El sistema de tratamiento por lagunas, está basado en varios tipos de lagunas conectadas en serie, en paralelo, o en una combinación de ambas, se le conoce, en algunas zonas de habla hispana como lagunaje, lagunas de estabilización y en otras zonas se les denomina balsas.

El tratamiento de lagunas proporciona el establecimiento necesario y fomenta la mejora biológica de almacenaje en lagunas artificiales. Se trata de una imitación de los procesos de autodepuración que somete un río o un lago al agua residual de forma natural. Estas lagunas pueden ser anaerobias, generalmente asociadas al tratamiento primario; aerobias, asociadas al tratamiento secundario, y terciario. El sistema de lagunaje es barato y fácil de mantener pero presenta los inconvenientes de necesitar gran cantidad de espacio y de ser poco capaz para depurar las aguas residuales de grandes núcleos urbanos. A continuación se presenta un diagrama de flujo de un sistema de lagunas de Estabilización (Figura 1).

Figura 1 - Diagrama de flujo de un sistema de Lagunas de Estabilización



Fuente: Red Tecnológica MID (2018)

Los sistemas de lagunas de estabilización constituyen la forma más simple para el tratamiento de efluentes. Hay diversas variantes de los sistemas de lagunas de estabilización, con diferentes niveles de simplicidad operacional y requisitos de área. Son los siguientes sistemas de lagunas los abordados en este estudio:

- Lagunas facultativas
- Lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas
- Lagunas de maduración (para remoción de patógenos)

De manera general, las lagunas de estabilización son más propensas a implementarse en países de clima caliente y países en desarrollo, debido a los siguientes aspectos:

- Suficiente disponibilidad de área en un número grande de localidades
- Clima favorable (temperatura e insolación elevadas)
- Operación simple
- Requerimiento de pocos o ningún equipamiento

En el Cuadro 1 se describen de forma preliminar los sistemas de lagunas de estabilización que se estudiarán más adelante

Cuadro 1 - Descripción preliminar de los sistemas de lagunas de estabilización.

Sistema	Descripción
Lagunas Facultativas (LF)	La DBO soluble y la particulada es estabilizada aeróbicamente por bacterias dispersas en el medio líquido, al paso que la DBO suspendida tiende a sedimentar, siendo estabilizada anaeróbicamente por las bacterias en el fondo de la laguna. El oxígeno requerido por las bacterias aeróbicas es proveído por las algas, a través de la fotosíntesis.
Sistemas de lagunas anaerobia (LA) + laguna facultativa (LF)	Alrededor del 50% de la DBO es estabilizada en la laguna anaerobia (más profunda y con menos volumen). En cuanto a la DBO remanente es removida en la laguna facultativa. El sistema ocupa un área inferior que el área necesaria para una laguna facultativa sola.
Lagunas de maduración (LM)	El objetivo principal de la laguna de maduración es la remoción de patógenos. Las lagunas de maduración ofrecen condiciones ambientales adversas para los patógenos, como radiación ultravioleta, elevado pH, elevado oxígeno disuelto, temperatura más baja que el cuerpo humano y falta de nutrientes. Las lagunas de maduración constituyen un post-tratamiento de procesos que remueven la DBO, siendo usualmente proyectadas como una serie de lagunas o como una laguna única, con divisiones de chicanas.

Fuente: VON SPERLING (2000)

En el Cuadro 2 se muestran las ventajas y desventajas de los sistemas de lagunas de estabilización

Cuadro 2 - Ventajas y desventajas de los sistemas de estabilización

Sistema	Ventajas	Desventajas
Lagunas Facultativas	<ul style="list-style-type: none"> ● Eficiencia satisfactoria en remoción de DBO. ● Construcción, operación y mantenimiento simple. ● Costos bajos en implantación y operación ● Ausencia de equipamientos mecánicos. ● Requisitos energéticos prácticamente nulos. ● Satisfactoria resistencia a variaciones de carga . 	<ul style="list-style-type: none"> ● Elevados requisitos de área. ● Dificultad en satisfacer padrones de calidad restrictivos. ● Simplicidad operacional puede conllevar al desinterés en la manutención. ● Posible necesidad de remoción de algas del efluente para el cumplimiento del padrones de calidad. ● Rendimiento variable con las condiciones climáticas. ● Posible crecimiento de insectos.
Sistemas de lagunas anaerobia + laguna facultativa	<ul style="list-style-type: none"> ● Idem lagunas facultativas. ● Requisitos de area inferiores que las lagunas facultativas únicas. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Ideam lagunas facultativas ● Necesidad de estar alejada de zonas pobladas. ● Necesidad de remoción periódica del lodo (intervalo de algunos años).
Lagunas de maduración	<ul style="list-style-type: none"> ● Idem sistemas L.A. + L.F. ● Elevada eficiencia en remoción de patógenos. ● Razonable eficiencia en remoción de nutrientes. 	<ul style="list-style-type: none"> ● Idem sistemas L.A. + L.F. ● Requisitos de área bastantes elevados.

Fuente: VON SPERLING (2000)

En el Cuadro 3 se presentan una comparación de las características generales entre los sistemas estudiados.

Cuadro 3 - Comparación de características generales entre los sistemas de estabilización

Item general	Item específico	Laguna Facultativa	Laguna Anaerobia - Facultativa
Eficiencia	DBO (%)	70 - 85	70 - 90
	Nitrógeno (%)	30 - 50	30 - 50
	Fósforo (%)	20 - 60	20 - 60
	Coliformes (%)	60 - 99	60 - 99,9
Requisitos	Área (m^2/hab)	2 - 5	1,5 - 3,5
	Potencia (W/hab)	≈ 0	≈ 0
Costos	Implantación (USD/hab)	10 - 30	10 - 25

Fuente: VON SPERLING (2000)

En el Cuadro 4 se presentan los principales parámetros de proyecto de las lagunas de estabilización.

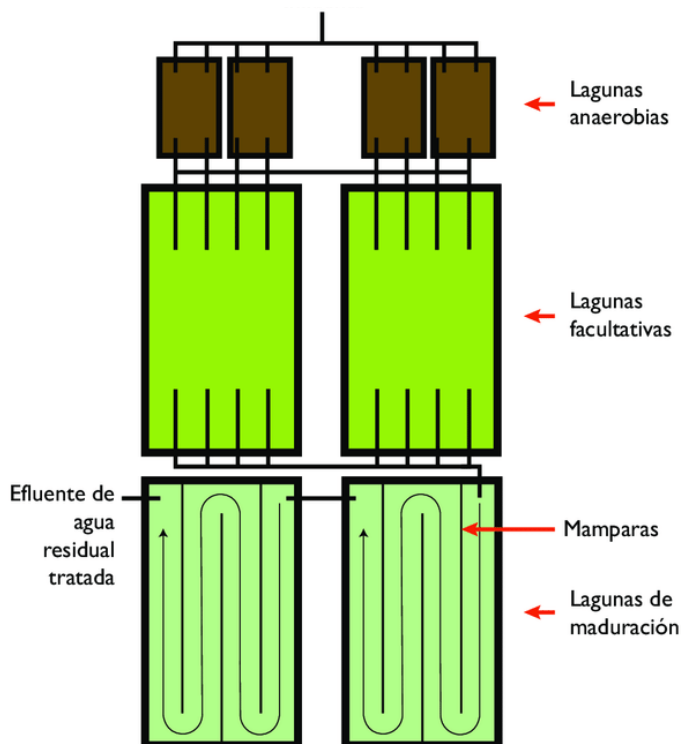
Cuadro 4 - Principales parámetros de proyecto de las lagunas de estabilización

Parámetro de Proyecto	Unid. de medida	Lagunas Anaerobias	Laguna Facultativa	Laguna de Maduración
Tiempo de detención	días	3 - 6	15 - 45	Función del formato
Tasa de aplicación super.	kgDBO/ha.d	-	100 - 350	-
Tasa de aplicación volum.	kgDBO/m ³ .d	0,1 - 0,3	-	-
Profundidad	m	4,0 - 5,0	1,5 - 3,0	0,8 - 1,5
Relación Largo/ancho usual	-	= 1	2 a 4	Función del formato
Coef. Rem. DBO (mist. completa) (20°C)	d ⁻¹	-	0,30 - 0,35	-
Coef. Temperatura (mist. completa)	d ⁻¹	-	1,05 - 1,085	-
Número de dispersión (Largo (L) /Ancho (A) = 1)	-	-	0,4 - 1,3	0,4 - 1,1
Número de dispersión (Largo (L) /Ancho (A) = 2-4)	-	-	0,1 - 0,7	0,1 - 0,5
Número de dispersión (Largo (L) /Ancho (A) = 5)	-	-	0,02 - 0,3	0,03 - 0,23
Coef. Rem. DBO (flujo disperso) (20°C)	d ⁻¹	-	0,13 - 0,17	-
Coef. Temperatura (flujo disperso)	d ⁻¹	-	1,035	-
DBO particulada efluente	mg DBO/mgSS	-	0,3 - 0,4	-
Tasa de acumulo de lodo	m ³ /hab.año	0,01 - 0,04	0,03 - 0,08	-
Coef. decaim. bacter. (mist. compl.) (20°C)	d ⁻¹	-	0,4 - 1,0	0,5 - 2,5
Coef. Temp. (mist. compl.)	d ⁻¹	-	1,07	1,07
Coef. decaim. bacter. (mist. compl.) (20°C)	d ⁻¹	-	0,2 - 0,4	0,3 - 0,8
Coef. Temp. (mist. compl.)	d ⁻¹	-	1,07	1,07

Fuente: VON SPERLING (2000)

La Figura 2 muestra una disposición típica de lagunas de estabilización.

Figura 2 - Lagunas de Estabilización



Fuente: CORTEZ; TREVIÑO; TOMASINI (2017)

3.3.2. LAGUNAS FACULTATIVAS

3.3.2.1. Introducción

Las lagunas facultativas son la variante más simple de los sistemas de lagunas de estabilización. Básicamente, el proceso consiste en la retención del efluente por un periodo largo o suficientemente largo para que los procesos naturales de estabilización de la materia orgánica se desenvuelven. Las principales ventajas y desventajas de las lagunas facultativas por lo tanto, están asociadas a la predominancia de los fenómenos naturales.

Las ventajas se relacionan con la gran simplicidad y la confiabilidad operacional. Los procesos naturales son muy confiables. Por otro lado, la naturaleza es lenta, y necesita de largos tiempos de detención para que las reacciones se completen, lo que implica grandes requisitos de áreas. La actividad biológica es muy afectada por la temperatura, principalmente en las condiciones naturales de las lagunas. De esta forma, las lagunas de estabilización son

más apropiadas donde la tierra es barata, el clima es favorable o se desea tener un método de tratamiento que no requiere equipamientos o una capacitación especial para los operadores.

Los costos de las lagunas de estabilización son bastante competitivos, desde que los costos de terreno o necesidad de movimiento de tierra no sean excesivos. La construcción es simple, envolviendo principalmente el movimiento de tierra, y los costos operacionales son despreciables, en comparación con otras tecnologías de tratamiento. La eficiencia de los sistemas es usualmente satisfactoria, pudiendo llegar a niveles comparables a la mayoría de los tratamientos secundarios.

3.3.2.2. Descripción del proceso

El afluente cloacal, entra en una extremidad de la laguna y sale en la extremidad opuesta. A lo largo de este camino que recorre el agua residual, que demora varios días, una serie de mecanismos contribuyen para la purificación del efluente. Estos mecanismos ocurren en tres zonas de la lagunas denominadas: **zona anaerobia, zona aerobia y zona facultativa.**

La materia orgánica en suspensión (DBO particulada) tiende a sedimentar, contribuyendo a la formación de lodo en el fondo (zona anaerobia). Este lodo sufre el procesos de descomposición por los microorganismos anaerobios, siendo convertido lentamente en gas carbónico, agua, metano y otros. Después de cierto tiempo, solo una fracción inerte (no biodegradable) permanece en la capa del fondo. El gas sulfhídrico generado no causa problemas de mal olor, por el hecho de ser oxidado por procesos químicos y bioquímicos en la capa aerobia superior.

La materia orgánica disuelta (DBO soluble), conjuntamente con la materia en suspensión de pequeñas dimensiones (DBO finamente particulada) no sedimenta permaneciendo dispersa en la masa líquida. En la camada más superficial, se tiene la zona aerobia. En esta zona, la materia orgánica es oxidada por medio de la respiración aerobia. Existe la necesidad de oxígeno, el cual es suplido por la fotosíntesis realizada por las algas. Se tiene así un perfecto equilibrio entre el consumo, la producción de oxígeno y el gas carbónico:

Bacterias → respiración:

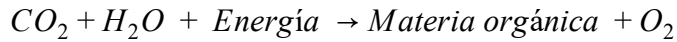
consumo de oxígeno
producción de gas carbónico

Algas → fotosíntesis:

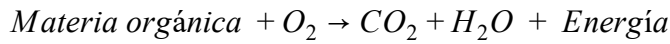
producción de gas oxígeno
consumo de gas carbónico

Debe tenerse en cuenta que las reacciones de fotosíntesis y respiración son similares pero con direcciones opuestas:

- *Fotosíntesis*



- *Respiración*



Para la ocurrencia de la fotosíntesis es necesaria una fuente de energía luminosa, en este caso esa fuente es el sol. Por esta razón, locales con elevada radiación solar y baja nubosidad, son bastantes propicios para la implantación de lagunas facultativas (y los otros tipos de sistema de estabilización en general)

La fotosíntesis, por depender de la energía solar, ocurre más próxima a la superficie de la laguna. A medida que aumenta la profundidad de la laguna, la penetración de la luz es menor, que ocasiona la predominancia del consumo de oxígeno (respiración) sobre la producción del mismo (fotosíntesis), con la eventual ausencia de oxígeno disuelto a partir de una cierta profundidad. Además la fotosíntesis solo ocurre durante el día, haciendo que durante la noche pueda prevalecer la ausencia de oxígeno. Debido a estos hechos, es esencial que haya diversos grupos de bacterias, responsables de la estabilización de la materia orgánica que pueda sobrevivir y proliferar, tanto en la presencia como en la ausencia de oxígeno. En la ausencia de oxígeno libre, son utilizados otros aceptores de electrones, como nitratos (en condiciones anóxicas), sulfatos y CO_2 (en condiciones anaerobias). Esta zona, donde puede ocurrir presencia o ausencia de oxígeno, es denominada zona facultativa.

El proceso de lagunas facultativas es esencialmente natural, no necesitando de ningún equipamiento. Por esta razón, la estabilización de la materia orgánica se procesa en tasas más lentas, implicando una necesidad un elevado periodo de detención en la laguna (usualmente superior a 20 días). La fotosíntesis, para que sea efectiva, necesita de una elevada area de exposicion para el mejor aprovechamiento de la energía solar por las algas, de esta forma implica la necesidad de grandes unidades. En general, el área total requerida por las lagunas facultativas es mayor que todos los procesos de tratamiento de efluentes. Por otro lado, el hecho de ser un proceso totalmente natural está asociado a una mayor simplicidad operacional, factor de fundamental importancia para nuestro medio.

El efluente de una laguna facultativa posee las siguientes características principales (VIDAL & UEHARA, 1989):

- Color verde debido a las algas
- Elevado tenor de oxígeno disuelto
- Sólidos en suspensión (pero prácticamente ninguno es sedimentable)

3.3.2.3. Influencia de las algas

En una laguna facultativa, las algas desempeñan un papel fundamental. Su concentración es más elevada que la de las bacterias, haciendo que el líquido en la superficie de la laguna sea predominantemente verde. En términos de sólidos en suspensión secos, la concentración es usualmente inferior a 200 mg/L, aunque en términos de números las algas puedan llegar a la faja de 10^4 a 10^6 organismos por mL (Arceivala, 1981). Los principales tipos de algas encontrados en las lagunas de estabilización son (Jordao e Pessoa, 2011):

- **Algas verdes (clorofíceas):** Tales algas confieren a la laguna el color verde predominante. Los principales géneros son las *Chlamydomonas*, *Euglena* e *Chlorella*. Los dos primeros géneros son normalmente los primeros en aparecer en la laguna, tendiendo a ser dominantes en los periodos fríos, y teniendo flagelos, lo que le confiere la capacidad de locomoción (optimización de la posición con relación a la incidencia de la luz y la temperatura).
- **Algas azules o Cianobacterias:** En realidad, estos organismos presentan características de bacterias y de algas, actualmente están clasificadas como bacterias. Las cianobacterias no presentan organelas de locomoción como cilios, flagelos o pseudópodos, más se pueden desplazar por deslizamiento. Los requisitos de nutrientes son bastantes reducidos: las algas azules pueden proliferar en cualquier ambiente donde haya apenas CO_2 , N_2 , fósforo, agua, algunos minerales y luz. Estas algas son típicas de situaciones con bajos valores de pH y poco nutrientes en las aguas cloacales, en estas condiciones las algas verdes no encuentran un ambiente favorable, o sirven de alimento a otros organismos como protozoarios, conduciendo al desenvolvimiento de las algas azules. Entre los principales géneros se pueden citar: *Oscillatoria*, *Phormidium*, *Anacystis* e *Anabaena*.

Las algas hacen fotosíntesis durante las horas del día sujeto a radiación luminosa. En este período ellas producen la materia orgánica para su sobrevivencia, convirtiendo la energía luminosa en energía química condensada en forma de alimento. Durante las 24 horas del día ellas respiran, oxidando la materia orgánica producida, y liberando la energía para crecimiento, reproducción, locomoción, entre otros. El balance entre producción (fotosíntesis) y consumo (respiración) de oxígeno favorece ampliamente al primero. El hecho que las algas producen cerca de 15 veces más oxígeno del que consumen (ABDEL-RAZIK, 1991), conduciendo a un saldo positivo en el sistema.

Debido a la necesidad de la energía luminosa, la mayor cantidad de algas se sitúa próxima a la superficie de la laguna, que es sitio de alta producción de oxígeno. A medida que se avanza hacia el fondo de la laguna, la energía luminosa disminuye, por ende reduce la concentración de algas. En la capa superficial (menos de 50 cm) se sitúa la faja de mayor intensidad luminosa, y la parte restante de la laguna prácticamente a oscuras.

Hay un punto camino al fondo de la laguna, en que la producción de oxígeno por las algas se iguala al consumo de oxígeno por las propias algas y por los microorganismos descompositores. Este punto es denominado **oxipausa**.

El nivel de la oxipausa varía durante las 24 horas del día, en función de la variabilidad de la fotosíntesis durante este periodo. A la noche, la oxipausa se eleva en la laguna, y durante el día, desciende.

La profundidad de la zona aerobia, más allá de variar a lo largo del día, varía también con las condiciones de carga de la laguna. La lagunas con una mayor carga de DBO tienden a poseer una mayor capa anaerobia, que puede ser prácticamente total durante la noche.

El pH en la laguna también varía a lo largo de la profundidad y a lo largo del día. El pH depende de la fotosíntesis y de la respiración, a través de la siguiente relación:

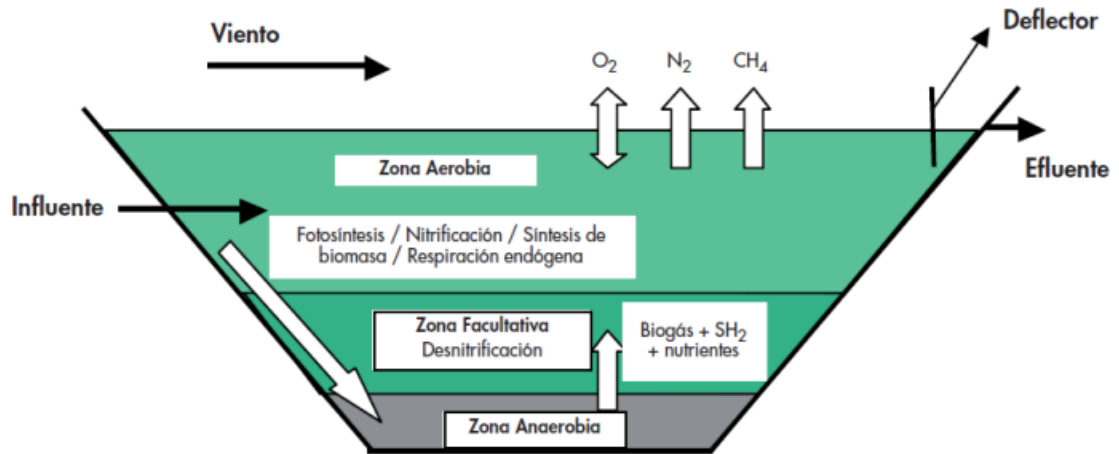
- Fotosíntesis:
 - Consumo de CO_2
 - El ion bicarbonato (HCO_3^-) del efluente tiende a convertirse en OH^-
 - El pH se eleva
- Respiración:
 - Producción de CO_2
 - El ion bicarbonato (HCO_3^-) del efluente tiende a convertirse en H^+
 - El pH se reduce

Durante el día, en las horas de máxima actividad fotosintética, el pH puede llegar a valores en torno a 10. En estas condiciones de elevado pH, pueden ocurrir los siguientes fenómenos:

- Conversión del amonio ionizado en amonio libre, el cual es tóxico, pero tiende a liberarse para la atmósfera
- Precipitación de los fosfatos
- Conversión del sulfuro (causa de malos olores) a bisulfato (inodoro)

La Figura 3 muestra un esquema del funcionamiento de la laguna facultativa

Figura 3 - Esquema de funcionamiento de la laguna facultativa



Fuente: Red Tecnológica MID (2018)

3.3.2.4. Influencia de las condiciones ambientales

Las principales condiciones ambientales en una laguna de estabilización son la radiación solar, la temperatura y los vientos, las cuales presentan las influencias descritas en el Cuadro 5:

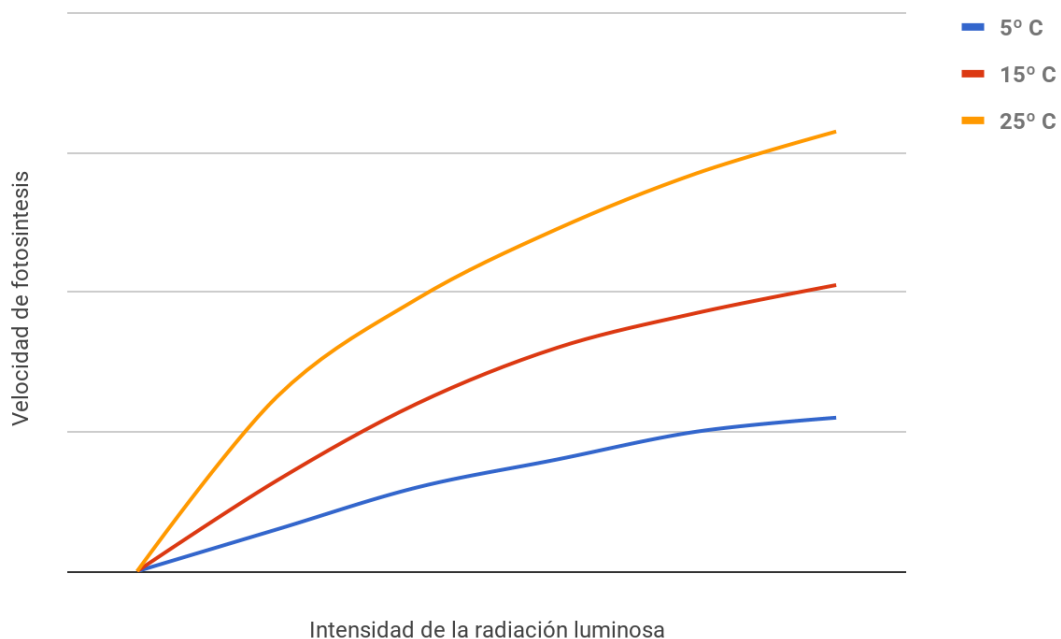
Cuadro 5 - Influencia de las condiciones ambientales en las lagunas de estabilización

Factor	Influencia
Radiación Solar	- Velocidad de fotosíntesis
Temperatura	- Velocidad de fotosíntesis - Tasa de descomposición bacteriana - Solubilidad y transferencia de gases - Condiciones de mixtura
Viento	- Condiciones de mixtura - Reaireación atmosférica

Fuente: VON SPERLING (2000)

La influencia de la temperatura y la radiación solar en la velocidad de fotosíntesis puede ser vista en la Figura 4.

Figura 4 - Velocidad de fotosíntesis en función de la temperatura y radiación solar



Fuente: Influencia de la temperatura y de la radiación luminosa en la velocidad de fotosíntesis (adaptado de Jordao e Pessoa, 2011)

La mixtura de una laguna de estabilización ocurre principalmente a través de los siguientes mecanismos: viento y diferencial de temperatura. La mixtura es importante en el desempeño de las lagunas debido a los siguientes aspectos benéficos (Von Sperling, 2000):

- Minimización de ocurrencia de cortocircuitos hidráulicos
- Minimización de ocurrencia de zonas estancadas
- Homogeneización de la distribución en sentido vertical de la DBO, algas y oxígeno.
- Transporte para la zona fótica superficial (zona fótica, es aquella en la que penetra la luz del sol) de las algas no motoras que tienden a sedimentar.
- Transporte para las capas más profundas de oxígeno producido por la fotosíntesis en la zona fótica.

Para maximizar la influencia del viento, la laguna no debería ser cercada por obstáculos naturales o artificiales que obstruyan el acceso de viento. De esta forma, la laguna no deberá tener un contorno muy irregular, que dificulta la homogeneización de las áreas más periféricas con el cuerpo principal de la laguna.

La laguna aún está sujeta a la **estratificación térmica**, en la cual la camada superior (caliente) no se mezcla con la inferior (fría). A medida en que se profundiza en la laguna hay un punto en que hay un gran descenso de la temperatura, acompañada por un gran aumento de densidad y viscosidad. Este punto es denominado **termoclina**. Ocurre así, dos capas distintas: La superficial (densidad menor) y la del fondo (densidad mayor), las cuales no se mezclan. El comportamiento es influenciado por la estratificación de la siguiente forma:

- **Las algas no motoras** sedimentan, llegando a la zona oscura de la laguna, dejando de producir oxígeno y por el contrario están implicadas en el consumo del mismo.
- **Las algas motoras** tienden a escapar de la camada más superficial (30 a 40 cm) de elevada temperatura (eventualmente 35°C), formando una densa capa de algas la cual dificulta la penetración de la energía solar.

Debido a estos aspectos, en lagunas estratificadas hay una baja presencia de algas en la zona fótica, lo que reduce la producción de oxígeno del sistema y en consecuencia a su capacidad de estabilizar la materia orgánica. En locales con poco o ningún viento en la superficie de la laguna, esta permanece estratificada.

La estratificación puede ser quebrada por medio de un mecanismo de mezcla natural, denominado inversión térmica. En lagos tropicales estratificados la inversión térmica puede ocurrir en un periodo frío (invierno). Además de eso en lagunas de pequeña profundidad, como las lagunas de estabilización, la mezcla puede ocurrir una vez por día, de acuerdo con la siguiente secuencia (Silva & Mara, 1979):

- **Inicio de la mañana, con viento.** Mezcla completa. La temperatura es uniforme a lo largo de la profundidad.
- **Mitad de la mañana, con sol, sin viento.** Aumento de la temperatura en la capa superficial (encima de la termoclina). La temperatura en el fondo (abajo de la termoclina) varía poco, siendo influenciada por la temperatura del suelo. Estratificación.
- **Inicio de la noche, sin viento.** La capa superior a la termoclina pierde calor más rápidamente que la capa inferior. En el caso que las temperaturas de las capas se aproximen, ocurre la mixtura.
- **Noche, con viento.** El viento auxilia en la mixtura de las capas. La capa superior se sumerge y la inferior se eleva.

3.3.2.5. Criterios de proyecto

Los principales parámetros de proyecto de las lagunas facultativas son:

- Tasa de aplicación superficial
- Tiempo de detención

Tasa de aplicación superficial. El criterio de la tasa de aplicación superficial se basa en la necesidad de tener una determinada área de exposición a la luz solar en la laguna, para que el proceso de fotosíntesis ocurra. El objetivo de garantizar la fotosíntesis e, indirectamente, el crecimiento de las algas, y el de tener una producción de oxígeno suficiente para suplir la demanda de oxígeno. Así, el criterio de la tasa de aplicación superficial está basado en la necesidad de oxígeno para la estabilización de la materia orgánica. Por lo tanto, la tasa de aplicación superficial se relaciona con la actividad de las algas.

Tiempo de detención. El criterio del tiempo de detención habla sobre el tiempo necesario para que los microorganismos procedan a la estabilización de la materia orgánica en la laguna. El tiempo de detención se relaciona, por lo tanto, con la actividad de las bacterias.

Ambos criterios son básicamente empíricos. Los métodos empíricos han sido utilizados tradicionalmente basados en la experiencia en diversas regiones de los países que han aplicado las lagunas facultativas como tratamiento para efluentes domésticos.

3.3.2.5.1. Tasa de aplicación superficial

El área requerida para la laguna es calculada en función a la tasa de aplicación superficial L_s . La tasa es expresada en términos de carga de DBO (L , se expresa en kg DBO/día) que puede ser tratada como unidad de área de la laguna (A expresada en hectáreas), ecuación (1):

$$A = \frac{L}{L_s} \quad (1)$$

A : área requerida (ha)

L : carga de DBO total (soluble + particulada) afluente en kgDBO/día

L_s : tasa de aplicación superficial

La tasa a ser adoptada varía con la temperatura local, latitud, exposición solar, altitud y otros. Locales con clima e insolación extremadamente favorables, permiten la adopción de tasas bien elevadas, eventualmente superiores a 300 kgDBO/ha.d, lo que implica en menores áreas superficiales por laguna. Por otro lado, locales con clima templado requieren tasa de aplicación inferiores a 100 kgDBO/ha.d. Se tiene adoptado tasas variando de:

- Regiones con invierno caliente y elevada insolación: $L_s = 240$ a 350 kgDBO/ha.d
- Regiones con invierno y insolación moderados: $L_s = 120$ a 240 kgDBO/ha.d
- Regiones con invierno frío y baja insolación: $L_s = 100$ a 180 kgDBO/ha.d

Se tienen diversas relaciones entre las tasa de aplicación superficial L_s y la temperatura T:

Mara e Pearson (ecuación 2):

$$L_s = 50 * 1,072^T \quad (2)$$

(T = temperatura media del aire en grados celsius)

Mara (ecuación 3)

$$L_s = 350 * (1,107 - 0,00 * T)^{(T-25)} \quad (3)$$

(T = temperatura media del líquido en el mes más frío en grados celsius)

En la Tabla 1 están presentadas las tasas de aplicación superficial en función de la temperatura.

Tabla 1 - Tasa de aplicación superficial con respecto a la temperatura

T media del aire (°C)	L_s (kg DBO/ha.d)	T media del líquido en el mes más frío (°C)	L_s (kg DBO/ha.d)
15	142	15	167
20	201	20	253
25	284	25	350
30	403	30	440

Fuente: VON SPERLING (2000)

Se recomienda que el área ocupada por una laguna facultativa no debe ser superior a 15 hectáreas. Cuando se llega a estas condiciones, se deberá dividir el sistemas en un número mayor de lagunas.

3.3.2.5.2. Tiempo de detención hidráulico

El volumen requerido para una laguna puede ser calculado con base en el tiempo de detención adoptado y el caudal del proyecto. El tiempo de detención se expresa en días (ecuación 4):

$$V = t * Q \quad (4)$$

V : volume requerido para la laguna (m^3).

t : tiempo de detención hidráulica (día).

Q : caudal medio afluente en ($m^3/día$).

El tiempo de detención requerido varía también con las condiciones locales. Usualmente, se adoptan tiempos de detención que varían entre 15 y 45 días.

Los menores tiempos de detención pueden ser adoptados en regiones en que la temperatura del líquido sea más elevada, alcanzando con esto una reducción en el volumen requerido para la laguna. Además de eso, el tiempo de detención requerido es función de la cinética de la remoción de la DBO y donde el régimen hidráulico de la laguna. En locales con aguas residuales concentradas (bajo caudal per cápita de efluente y alta concentración de DBO), el tiempo de detención tiende a ser elevado.

Los criterios de la tasa de aplicación superficial y el tiempo de detención son complementarios, o sea, que el área y el volumen obtenidos deben ser coherentes. El tiempo de detención puede ser utilizado, eligiendo una de las siguientes formas:

- *Adoptar t como un parámetro explícito de proyecto.* Después de adoptar t , se calcula el volumen V . Junto con el área ya calculada, se procede a calcular la altura o profundidad H de la laguna, verificando que se encuentre en la faja recomendada.
- *Adoptar un valor para la profundidad H .* Teniendo calculada el área y adoptando H , se calcula el volumen. En consecuencia se calcula el tiempo de detención y la concentración de DBO. Caso que la concentración efluente no satisfaga los requisitos, se debe aumentar el volumen de la laguna.

El segundo criterio es más práctico, por adoptar valores objetivos para el área superficial y la profundidad.

3.3.2.5.3. Profundidad

La zona aerobia de la laguna facultativa depende de la penetración de la luz solar para realizar la fotosíntesis. La intensidad de la luz incidente sobre el cuerpo de agua tiende a extinguir exponencialmente a medida que la misma penetra a lo largo de la profundidad. Cuanto mayor es el color y la turbidez del agua y la propia concentración de algas, más rápido

se extingue la luz penetrante. Bajo de una cierta profundidad en la laguna, el ambiente es impropio para el crecimiento de las algas.

Con base en los criterios de área y volumen discutidos, la profundidad de la laguna, es consecuencia de ambas variables ya que se tiene ($H = V/A$). Algunos de los aspectos que influyen en la selección de profundidad de la laguna son los presentados en el Cuadro 6:

Cuadro 6 - Principales aspectos sobre la profundidad de las lagunas facultativas.

Profundidad	Aspectos
Poco profundas	<ul style="list-style-type: none"> ● Profundidades inferiores a 1,0 m, pueden comportarse como totalmente aerobias. ● El área requerida es bien elevada. ● La penetración de luz a lo largo de la laguna es prácticamente total. ● La producción de algas es máxima y el pH es usualmente elevado, acarreado la precipitación de fosfatos (remoción de nutrientes). ● La remoción de patógenos es mayor. ● Las lagunas de poca profundidad son más sensibles a las variaciones de la temperatura ambiental a lo largo del día.
Profundas	<ul style="list-style-type: none"> ● Profundidades superiores a 1,2 m. ● La performance de la laguna es más estable y menos afectada por las condiciones ambientales. ● Hay un mayor volumen de almacenamiento de lodo. ● La camada inferior permanece en condiciones anaerobias, en las cuales la tasa de remoción de DBO y la mortalidad de los patógenos es más reducida. ● Las lagunas profundas, permiten la expansión futura para la inclusión de aireadores para transformarla en lagunas aireadas.

Fuente: VON SPERLING (2000)

En conclusión, el conocimiento disponible todavía resulta limitado para optimizar la profundidad de la laguna, de forma que se obtenga el mayor número de beneficios. La tendencia actual es no adoptar lagunas poco profundas, con profundidades que varían entre 1,5 a 2,0 m.

3.3.2.6. Estimativa de la DBO en el efluente

3.3.2.6.1. Influencia del régimen hidráulico

La remoción de DBO se procesa según una reacción de primera orden (en la cual la tasa de remoción es directamente proporcional a la concentración de sustrato). En estas condiciones el régimen hidráulico de la laguna tiene gran influencia en la eficiencia del sistema.

Aunque la cinética de la remoción de la DBO sea la misma en los diferentes regimenes hidráulicos, la concentración efluente de DBO varía. Según la cinética de primera orden, la tasa de remoción de DBO es más elevada cuanto mayor sea la concentración de DBO en el medio. Tal es la implicancia en el rendimiento de la laguna, como se verá a continuación:

- **Reactores de flujo en pistón.** En reactores en los cuales se tiene una mayor concentración de DBO (por ejemplo, próximo a la entrada), la tasa de remoción será más elevada en este punto. Este es el caso, por ejemplo, dos reactores de flujo en pistón, predominantemente longitudinales (concentración próximo a la entrada del reactor, diferente de la concentración en la salida).
- **Reactores de mixtura completa.** Reactores que, a través de una homogeneización en todo el tanque posibilitan una inmediata dispersión del poluyente, haciendo que la concentración de este, sea luego igualada a una más baja (concentración efluente). Presenta una menor eficiencia en la remoción de DBO. En este caso dos reactores de mixtura completa, predominantemente cuadrados (concentración en el reactor, próximo a la entrada igual a la de la salida).

Estos dos tipos de reactores idealizados caracterizan los límites, dentro de los cuales, en la práctica, todos los reactores se encuadran. En el tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización se pueden destacar los presentados en el Cuadro 7:

En función a los diversos regímenes hidráulicos, se tiene las ecuaciones presentadas en el Cuadro 8 para determinar la concentración efluente de DBO soluble:

Cuadro 8 - Fórmulas para determinar la concentración efluente de DBO soluble

Régimen hidráulico	Fórmula de conteo de coliformes efluentes (N)
Flujo en pistón	$S = S_o e^{-K \cdot t} \quad (5)$
Mezcla completa (1 célula)	$S = \frac{S_o}{1+K \cdot t} \quad (6)$
Mezcla completa (células iguales en serie)	$S = \frac{S_o}{(1+K \cdot \frac{t}{n})^n} \quad (7)$
Flujo disperso	$S = S_o \frac{4a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}} \quad (8)$
	$a = \sqrt{1 + 4K \cdot t \cdot d} \quad (9)$

Fuente: VON SPERLING (2000)

S_o : DBO en el afluente (mg/L).

S : DBO en el efluente (mg/L).

K : constante de remoción de DBO (día⁻¹).

t : tiempo de detención hidráulico (día).

n : número de reactores de mezcla completa en serie.

d : número de dispersión.

3.3.2.6.2. DBO efluente soluble y particulada

Debe notarse, cual sea el método para determinar la DBO soluble efluente (S), la DBO afluente (S_o) es admitida como la DBO total (soluble + particulada), debido al hecho que los sólidos en suspensión orgánicos, responsables por la DBO particulada, son convertidos en sólidos disueltos, a través de enzimas lanzadas al medio por las propias bacterias. Así, en principio, toda la DBO (soluble + particulada) estaría disponible para las bacterias. En cuanto, a la DBO total del efluente es causada por dos fuentes: a) DBO restante del tratamiento (DBO soluble) y b) DBO causada por los sólidos en suspensión en el efluente (DBO particulada). Los sólidos en suspensión en el efluente son predominantemente algas, que pueden o no ejercer algunas demanda de oxígeno en el cuerpo receptor, dependiendo de las condiciones de sobrevivencia en el mismo (ARCEIVALA, 1981):

- Caso que las algas mueren, la estabilización de la masa celular consume oxígeno.
- Si las algas fueran consumidas por los zooplacton o entran en la cadena alimentaria, puede ser ventajoso, en el caso de ser acuicultura.
- Si las algas continúan multiplicándose, ellas podran tener un efecto benéfico en la produccion de oxígeno. Las algas realizan tanto la fotosíntesis como la respiración, pero la cantidad de oxígeno producido por la fotosíntesis durante las horas del dia con luz solar es 15 veces mayor que la cantidad de oxígeno consumida por la respiración durante las 24 horas del dia.

Según Mara (1997), los sólidos en suspensión de las lagunas facultativas son en torno del 60 a 90% algas. Cada 1 mg de algas genera una DBO en torno de 0,45 mg. De esta forma, 1 mg/L de sólidos en suspensión en el efluente es capaz de generar una DBO en la faja de 0,3 mg/L a 0,4 mg/L.

Debido a la incerteza en cuanto a estos aspectos, un abordaje práctico es desconsiderar las DBO de las algas, o de los sólidos en suspensión, en el efluente de las lagunas facultativas. Asi, la DBO de las lagunas facultativas pueden ser consideradas solo como DBO soluble. Los siguientes padrones fueron establecidos por la Comunidad Europea (Mara, 1997):

- DBO soluble ≤ 25 mg/L
- SS ≤ 150 mg/L

3.3.2.6.3. La remoción de DBO según los regímenes hidraulicos idealizados

El régimen hidráulico de flujo en pistón es el más eficiente en términos de remoción de la materia orgánica. Mientras tanto, el régimen de mixtura completa es más indicado cuando se tienen aguas residuales sujetas a una gran variabilidad de cargas y la presencia de compuestos tóxicos, por el hecho de que el reactor de mixtura completa provee una inmediata dilución del afluente en el cuerpo de agua. Los sistemas de flujo en pistón están también sujetos a una elevada demanda de oxígeno próximo a la entrada de la laguna, en virtud de tener aguas residuales, sin dilución en el cuerpo del reactor. En este caso, podrán ocurrir condiciones anaerobias.

Sistemas con Largo/Ancho elevado tienden a un flujo en pistón, mientras tanto, lagunas con Largo/Ancho próximas a 1,0 (lagunas cuadradas) tienden a un régimen de mezcla

completa. Más frecuentemente, la relación L/B de las lagunas facultativas se sitúan alrededor de 2 a 4 (ABDEL-RAZIK, 1991). En estas condiciones, el régimen hidráulico encontrado en la realidad es el flujo disperso.

Usualmente, son adoptados los dimensionamientos del modelo de mezcla completa (para una o más células), debido a las siguientes razones:

- Los cálculos con el modelo de mezcla completa, son los más simples.
- El dimensionamiento con los cálculos, asumiendo una mezcla completa, lleva a un posicionamiento a favor de la seguridad, ya que el reactor de mezcla completa es el de menor eficiencia.

El valor del coeficiente de remoción de DBO (K) fue obtenido por diversos investigadores en varias lagunas existentes en función a la DBO de entrada y de salida y del tiempo de detención. El valor K es siempre calculado en función del modelo hidráulico asumido. En conclusión, los valores de K reportados en la literatura están asociados al régimen hidráulico, debiendo tal hecho ser llevado en consideración cuando la selección del valor a ser adoptado es para un proyecto de una nueva laguna. Para el caso más frecuente del sistema de mezcla completa, se tiene la siguiente la faja de valores usualmente utilizados para dimensionamiento (ARCEIVALA, 1981):

$$K = 0,30 \text{ a } 0,35 \text{ d}^{-1}$$

Para diferentes temperaturas, el valor de K puede ser corregido a través de la ecuación (10):

$$K_T = K_{20} * \theta^{T-20} \quad (10)$$

K_T : coeficiente de remoción de la DBO en una temperatura del líquido T cualquiera (d^{-1})

K_{20} : coeficiente de remoción de la DBO en una temperatura del líquido de 20°C (d^{-1})

θ : coeficiente de corrección de temperatura

Cabe destacar que diferentes valores de θ son propuestos en distintas literaturas los cuales están en la siguientes faja de valores:

$$\theta = 1,05 \text{ a } 1,085$$

3.3.2.6.4. La remoción de DBO según el régimen hidráulico de flujo disperso

En la realidad, el régimen hidráulico en una laguna de estabilización no sigue exactamente los modelos ideales de los reactores de mixtura completa o flujo en pistón, sino un modelo intermediario. Los modelos de mixtura completa y flujo en pistón, constituyen un envoltorio, dentro del cual se encuentran todos los reactores en la realidad. El reactor de mixtura completa representa un extremo (dispersión longitudinal infinita), en cuanto el reactor de flujo en pistón representa el otro extremo (dispersión longitudinal nula). Dentro de estos extremos se encuentran los reactores de flujo disperso, que comprenden todas las lagunas encontradas en la práctica. Por esta razón es importante el conocimiento de este modelo, ya que se aproxima más a la realidad.

El valor del coeficiente de remoción de DBO (K), puede ser obtenido a través de la ecuación (11) o (12), obtenidas en estudios de lagunas modeladas según el régimen de flujo disperso:

- Arceivala (1981): $K = 0,132 * \log L_s - 0,46$ (11)

- Vidal (1983): $K = 0,091 + 2,05 \times 10^{-4} * L_s$ (12)

L_s : Tasa de aplicación superficial (kg DBO/ha.día).

Cabe destacar que el coeficiente de temperatura θ (corrección por temperatura) para la relación de Arceivala es de 1,035. En tanto, para diferentes tasas de aplicación superficial se presentan los valores de K según Arceivala y Vidal (citados por VON SPERLING, 2000) (para una temperatura del líquido igual a 20°C). Se observa que los valores de K obtenidos son bastantes semejantes, como se presenta en el Cuadro 9.

Cuadro 9 - Tasas de aplicación superficial.

Ecuación	L_s (kg DBO/ha.d)	120	140	160	180	200
Arceivala (1981)	K (d ⁻¹)	0,128	0,137	0,145	0,152	0,158
Vidal (1983)	K (d ⁻¹)	0,116	0,120	0,124	0,128	0,132

Fuente: VON SPERLING (2000)

El otro parámetro a ser determinado es el número de dispersión (d), el cual puede ser obtenido a través de la ecuación (13):

$$d = D/U.L = D.t/L^2 \quad (13)$$

d : número de dispersión

D : coeficiente de dispersión longitudinal (m^2/d)

U : velocidad media de percurso en el reactor (m/d)

L : largo del percurso longitudinal del reactor (m)

Cuando d tiende a infinito, el reactor tiende al régimen de mixtura completa, y en el caso que d tienda a cero, el reactor tiende al régimen de flujo en pistón. Como el cálculo de d requiere reactores existentes para poder obtenerse experimentalmente el coeficiente de dispersión longitudinal (D), para el caso de proyectos de nuevas instalaciones, se debe estimar d según algún criterio. Se presenta algunas relaciones empíricas (14 a 17), que pueden ser estimadas:

- Polprasert y Bhattarai (1985):

$$d = \frac{0,184 * t * v * (B + 2H)^{0,489} * B^{1,511}}{(L * H)^{1,489}} \quad (14)$$

- Agunwamba et al (1992):

$$d = 0,102 * \left(\frac{3 * (B + 2H) * t * v}{4 * L * B * H} \right)^{-0,410} * \left(\frac{H}{L} \right) * \left(\frac{H}{B} \right)^{-(0,981 + 1,385 * H/B)} \quad (15)$$

- Yanez (1993):

$$d = \frac{(L/B)}{-0,261 + 0,254 * (L/B) + 1,014 * (L/B)^2} \quad (16)$$

- Von Sperling (2000):

$$d = \frac{1}{(L/B)} \quad (17)$$

L: largo de la laguna (m)

B: ancho de la laguna (m)

H: profundidad de la laguna (m)

t: tiempo de detención (d)

v : viscosidad cinemática del agua, en función a la temperatura

3.3.2.7. Disposición de las lagunas - Layout

El sistema de lagunas facultativas puede ser proyectado para tener más de una laguna, que confiere una mayor flexibilidad operacional. Al analizar la división en un número mayor de unidades, debe llevarse en consideración los siguientes aspectos:

- **Células en serie (mezcla completa).** Un sistema de lagunas en serie, con un determinado tiempo de detención total, posee una mayor eficiencia con respecto a una laguna única, con el mismo tiempo de detención total. La implicación de ello es que, para una misma cualidad de elemento, se puede tener una menor área ocupada con un sistema de lagunas en serie.
- **Células en paralelo.** Un sistema de lagunas en paralelo posee la misma eficiencia que una laguna única. En tanto, el sistema posee una mayor flexibilidad y garantía, en el caso de interrumpir el flujo en una laguna debido a algún problema, o eventual mantenimiento. De esta forma el funcionamiento del sistema no será interrumpido.
- **Sobrecarga en la primera célula.** Caso haya lagunas en serie, se debe llevar en consideración el hecho de que la primera célula trabajará sobrecargada, por recibir toda la carga afluente, con la posibilidad de tener condiciones anaeróbicas. El proyecto deberá evaluar el balance de oxígeno en esta célula (producción y consumo), o verificar si la tasa de aplicación superficial no es excesiva en la primera célula. Para eludir o evitar tal situación, las células de diferentes tamaños pueden ser adoptadas, poseyendo la primera unidad la mayor área. Este aspecto de sobrecarga es bastante importante en lagunas primarias, que reciben esgoto bruto.
- **División interna.** La subdivisión de una laguna única en un número mayor de lagunas implica la necesidad de taludes intermediarios.

- **Flujo en pistón.** Teóricamente, un número infinito de células en serie corresponde al flujo en pistón, el cual es el sistema más eficiente en la remoción de DBO. Así, en vez de tener un número elevado de subdivisiones, se puede tener una laguna con un percurso predominantemente longitudinal, esto podría conseguirse a través de una serie de curvas en U, formando zig-zag. En este caso, se debe llevar en cuenta los aspectos mencionados, relativos a la sobrecarga en el trecho inicial, y la necesidad de taludes (o divisiones internas, como lonas). El flujo en pistón es el más utilizado para el beneficio del efluente, como en las lagunas de maduración. Para las lagunas facultativas, Yanez (1993) sugiere una relación Largo/Ancho de máximo 8:1. En tanto, se cree que las relaciones menores de la orden de 2 a 4 pueden ser más seguras desde el punto de vista de la sobrecarga orgánica.

3.3.2.8. Acumulacion de lodo

El lodo acumulado en el fondo de la laguna es resultado de los sólidos en suspensión del efluente bruto, incluyendo arena y microorganismos sedimentados. La fracción orgánica del lodo está estabilizada anaerómicamente, siendo convertida en agua y gases. Es así que el volumen acumulado es inferior al volumen sedimentado.

La tasa de acumulacion de lodo en lagunas facultativas es de las orden de apenas 0,03 a 0,08 m³/hab.año (ARCEIVALA, 1981). SILVA & OLIVEIRA (1995) observó, a través de mediciones en dos lagunas facultativas en el estado de Sao Paulo (Brasil), una elevación media en torno a 1,5 a 2,3 cm/año. Como consecuencia de esta baja tasa de acumulacion de lodo, la ocupacion del volumen de la laguna es baja. A menos que la laguna este con una alta carga, el lodo se acumulara por diversos años, sin necesidad de remocion.

La estabilización anaerobia del lodo del fondo puede generar subproductos solubles no estabilizados los cuales, al ser reintroducidos en la masa líquida superior, son responsables por una nueva carga de DBO. Esto ocurre en mayor tasa en los períodos calientes. Así, en los meses de verano, no son necesariamente o meses de mejor desempeño de la laguna (ABDEL-RAZIK, 1991). El impacto de este fenómeno será mayor o menor, dependiendo de la magnitud de la carga de DBO reintroducida, comparada con la carga de DBO afluente.

3.3.3. LAGUNAS ANAEROBIAS

3.3.3.1. Introducción

Las lagunas anaerobias constituyen una forma alternativa de tratamiento, donde la existencia de condiciones estrictamente anaerobias es esencial. Esto es alcanzado a través del lanzamiento de una carga grande de DBO por unidad de volumen de la laguna, haciendo que la tasa de consumo de oxígeno sea varias veces superior a la tasa de producción. En el balance de oxígeno, la producción por la fotosíntesis y por la reacción atmosféricas en este caso son despreciables.

La estabilización en condiciones anaerobias es lenta, por el hecho que las bacterias anaeróbicas se reproducen de forma lenta. Esto, por su parte, es derivado de que las reacciones anaerobias generan menos energía que las reacciones aerobias de estabilización de la materia orgánica. La temperatura del medio tiene una gran influencia en las tasas de reproducción y estabilización, lo que hace de lugares con clima favorables (temperatura elevada), se torne propicios para este tipo de lagunas.

Las lagunas anaerobias son usualmente profundas, de las orden de 4 a 5 metros. La profundidad es importante, en el sentido de reducir la posibilidad de penetración del oxígeno producido en la superficie para las demás capas. Por el hecho de que las lagunas son más profundas, el área requerida es correspondientemente menor.

Las lagunas anaerobias no requieren de equipamientos especiales y el consumo de energía es prácticamente despreciable.

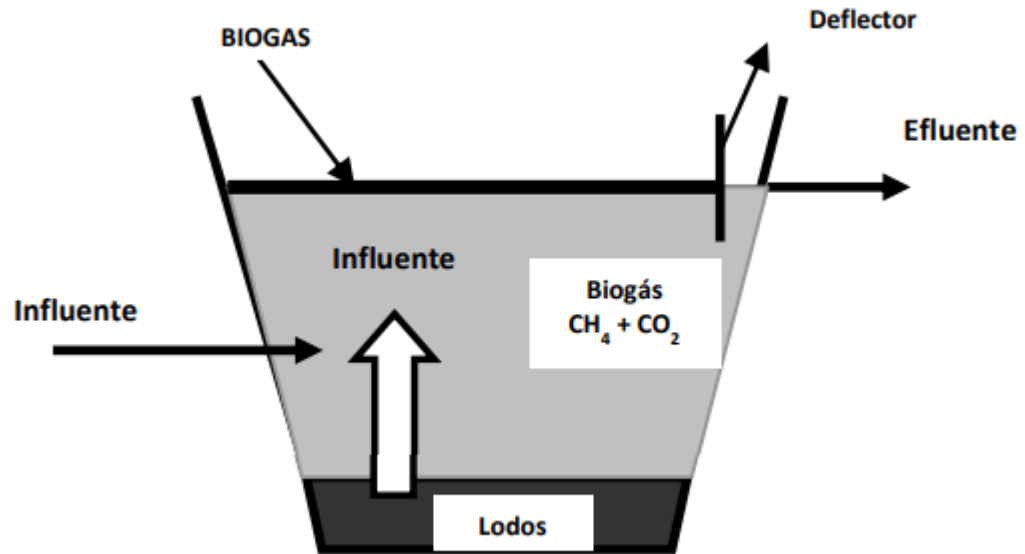
La influencia de remoción de DBO en las lagunas anaerobias es de la orden del 50% a 60%. La DBO efluente aún es elevada, implicando la necesidad de una unidad posterior de tratamiento. Las unidades más utilizadas para tal función son las lagunas facultativas, componiendo el sistema de lagunas anaerobias seguidas por lagunas facultativas (y luego una laguna de maduración), también denominadas de sistema australiano.

La remoción de DBO en la laguna anaerobia proporciona una sustancial economía de área, haciendo que el requisito de área total sea en torno de $\frac{2}{3}$ del requisito de una laguna facultativa única.

La existencia de una etapa anaerobia es siempre una causa de preocupación, debido a la posibilidad de generación de malos olores. Caso que el sistema esté bien equilibrado, la

generación de malos olores no debe ocurrir, pero eventualmente problemas operacionales pueden conducir a la liberación de gas sulfhídrico, responsable de los malos olores. Por esa razón, el sistema australiano es normalmente localizado alejado de las residencias. En la Figura 5 se muestra un esquema de una laguna anaerobia.

Figura 5 - Esquema de las lagunas anaerobias



Fuente: Red Tecnológica MID (2018)

3.3.3.2. Descripción del proceso

La estabilización anaeróbica se desenvuelve en dos etapas:

- Licuefacción y formación de ácidos (a través de las bacterias acidogénicas)
- Formación de metano (a través de las bacterias metanogénicas)

En la primera fase no hay remoción de DBO, solo la conversión de la materia orgánica en otras formas (ácidos). En la segunda etapa es en la cual la DBO es removida, con materia orgánica (ácidos producidos en la primera etapa) siendo convertida en metano, gas carbónico y agua, principalmente. El carbono es removido del medio líquido por el hecho de que el metano va hacia la atmósfera.

Las bacterias metanogénicas son bastante sensibles a las condiciones ambientales. Caso que la tasa de reproducción se reduzca, habrá una acumulación de ácidos formados en la primera etapa, con las siguientes consecuencias:

- Interrupción de la remoción de DBO
- Generación de malos olores, por que los ácidos son extremadamente fétidos

Es fundamental, por lo tanto, que se garantice el adecuado equilibrio entre las dos comunidades de bacterias, garantizando la consecución de ambos pasos. Para el adecuado desarrollo de las bacterias metanogénicas, se debe tener las siguientes condiciones:

- Ausencia de oxígeno disuelto (las bacterias metanogénicas son anaerobias estrictas, no sobreviviendo en presencia de oxígeno disuelto)
- Temperatura del líquido adecuada (encima de los 15°C)
- pH adecuado (próximo de 7)

La actividad anaeróbica afecta la naturaleza de los sólidos, de tal forma que, en la laguna facultativa, ellos presentaran un menor tendencia a la fermentación y fluctuación, además de descomponerse más fácilmente.

3.3.3.3. Criterios de proyecto para las lagunas anaerobias

Los principales parámetros de proyecto de las lagunas anaerobias son:

- Tiempo de detención
- Tasa de aplicación volumétrica

El criterio de tiempo de detención se basa en el tiempo necesario para la reproducción de las bacterias anaerobias. El criterio de la tasa de aplicación volumétrica es establecido en función de la necesidad de un determinado volumen de laguna anaerobia para la estabilización de carga de DBO aplicada.

3.3.3.3.1. Tiempo de detención

El tiempo de detención normalmente se sitúa en la faja de 3,0 a 6,0 días. Con tiempo de detención inferiores a 3,0 días, puede ocurrir que la tasa de salida de las bacterias metanogénicas con el efluente de la laguna (factores hidráulicos) sea inferior a su propia tasa de reproducción, la cual es lenta (factores biológicos). En estas condiciones, no sería posible el mantenimiento de una población bacteriana estable. Además que la eficiencia de la laguna anaerobia bajaría, ocurriría el aspecto más grave, el desequilibrio entre la fase acidogénica y la metanogénica. La consecuencia sería la acumulación de ácidos en el medio, con generación de malos olores, por el hecho de contar con pocas bacterias metanogénicas para dar continuidad a la conversión de los ácidos.

Con tiempos de detención superiores a 6 días, la laguna anaerobia podría comportarse como una laguna facultativa. Esto sería indeseable, ya que la presencia de oxígeno es fatal para las bacterias metanogénicas. Las lagunas anaerobias tienen que funcionar como lagunas anaerobias estrictas, no debiendo oscilar entre condiciones anaeróbicas, facultativas y aerobias. Son presentados en el Cuadro 10, los tiempos de detención para las lagunas anaerobias, los cuales sería los aconsejados (VON SPERLING, 2000):

Cuadro 10 - Tiempos de detención para lagunas anaerobias

Temperatura media de la laguna en el mes más frío (°C)	Tiempo de detención (d)	
	INICIO DE PLANO	FINAL DE PLANO
≤ 20	≥ 4	≤ 6
> 20	≥ 3	≤ 5

Fuente: VON SPERLING (2000)

El cálculo del volumen requerido es calculado con la ecuación (18):

$$V = t * Q \quad (18)$$

V: volumen requerido para la laguna (m³).

t: tiempo de detención (d).

Q: caudal media afluente (m³/d).

3.3.3.3.2. Tasa de aplicación volumétrica

La tasa de aplicación volumétrica L_v a ser adoptada es función de la temperatura. Locales más cálidos permiten una mayor tasa (menor volumen). La consideración de la carga volumétrica es importante, por que ciertas aguas residuales, como las industriales, pueden variar bastante la relación entre el caudal y la concentración de DBO (carga = concentración x caudal). Así sólo el criterio de tiempo de detención es insuficiente.

Las tasas usualmente adoptadas en medios de clima cálido están en la faja de 0,1 a 0,35 kg DBO/m³.día. El volumen requerido es obtenido por la ecuación (19):

$$V = \frac{L}{L_v} \quad (19)$$

V: volumen requerido para la laguna en metros cúbicos

L: carga de DBO total afluente (soluble + particulada) en kg DBO/d

L_v : tasa de aplicación volumétrica en kgDBO/m³.d

El volumen final a ser adoptado para la laguna anaerobia es una conjunción entre los dos criterios (tiempo de detención y la tasa volumétrica), debiendo, en tanto sea posible, satisfacer ambas variables.

3.3.3.3.3. Profundidad

La profundidad de las lagunas anaerobias es elevada, para garantizar la predominancia de condiciones anaerobias, evitando que la laguna trabaje como facultativa. Valores usualmente adoptados se encuentran en la faja de 4,0 a 5,0 m.

Cuando no hay remoción previa de arena, la laguna anaerobia debe ser dotada de una profundidad adicional de por lo menos 0,5 metros, junto a la entrada, extendiéndose por lo menos un 25% del área de la laguna. En cuanto, la introducción de unidades de desarenado es benéfica, porque evita problemas y su operación es muy simple.

3.3.3.4. Estimativa de la concentración efluente de DBO de la laguna anaerobia

Las lagunas anaerobias han sido dimensionadas principalmente según criterios empíricos. Se exponen en el Cuadro 11 las eficiencias de remoción, caso que las lagunas hayan sido dimensionadas de acuerdo con los criterios citados (VON SPERLING, 2000):

Cuadro 11 - Eficiencia de remoción en lagunas anaerobias con respecto a la temperatura

Temperatura media de la laguna en el mes más frío (°C)	Eficiencia en la remoción de DBO (%)
≤ 20	≤ 50
> 20	≤ 60

Fuente: VON SPERLING (2000)

Una vez estimada la eficiencia de remoción (E), se puede calcular la concentración del efluente (S) de la laguna anaerobia utilizando la ecuación (20):

$$E = (S_o - S) * \frac{100}{S_o} \quad (20)$$

3.3.3.5. Acumulación de lodo en las lagunas anaerobias

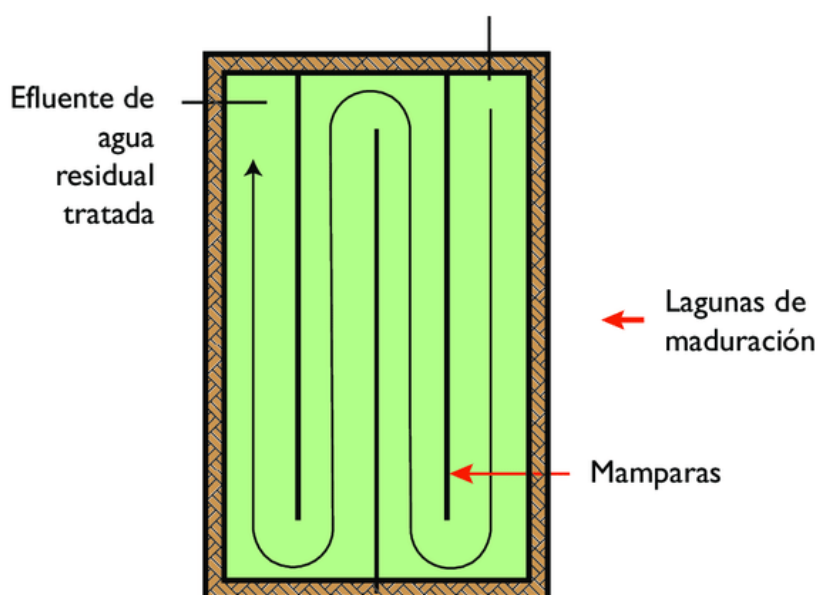
Las consideraciones aquí son similares a las efectuadas en el caso de las lagunas facultativas. La tasa de acumulación es de orden 0,03 a 0,04 m³/hab.año (Mendoza, 1990). Otros datos disponibles son de una tasa de acumulación de 2,2 cm/año (SILVA & OLIVEIRA, 1995) y de 5,7 cm/año (VIDAL & UEHARA, 1989). Éstos dos últimos valores corresponden a una tasa de acumulación inferior a la reportada de 0,03 a 0,04 m³/hab.año. Las lagunas deben ser limpiadas cuando la camada de lodo alcance aproximadamente la mitad de la altura útil.

3.3.4. LAGUNAS DE MADURACIÓN

3.3.4.1. Introducción

El objetivo principal de las lagunas de maduración (Figura 6) es la remoción de patógenos, y no la remoción adicional de DBO. Las lagunas de maduración constituyen una alternativa bastante económica con respecto a los métodos de desinfección más convencionales como la cloración.

Figura 6 - Planta de una laguna de maduración con chicanas



Fuente: CORTEZ; TREVIÑO; TOMASINI (2017)

3.3.4.2. Descripción del proceso

El ambiente ideal para los microorganismos patógenos es el tracto intestinal humano. Fuera de este, sea en la red de esgotos, en el tratamiento de esgotos, o en el cuerpo receptor, los patogénicos tienden a morir. Diversos factores que contribuyen, como son la temperatura, insolación, pH, escasez de alimento, organismos predadores, competencia, compuestos tóxicos, etc. La laguna de maduración es dimensionada de forma a hacer una utilización óptima de algunos de estos mecanismos. Varios de estos mecanismos se tornan más efectivos con menores profundidades de la laguna, que justifica el hecho que las lagunas de maduración sean menos profundas, comparadas con los demás tipos de lagunas. Dentro de los mecanismos asociados la profundidad de la laguna, se pueden citar (VON SPERLING, 2000):

- Radiación solar (radiación ultravioleta)
- Elevado pH ($\text{pH} > 8,5$)
- Elevada concentración de OD (favoreciendo una comunidad aeróbica, más eficiente en la competición por alimento y en la eliminación de los patógenos).

Las lagunas de maduración deben alcanzar elevadísimas eficiencias en la remoción de coliformes ($E > 99,9$ o $99,99\%$), para que puedan ser cumplidos los padrones para utilización del efluente para irrigación, o los padrones para cuerpos de agua en función de la clase a que pertenecen. Con relación a los otros organismos de interés en la salud pública, las lagunas usualmente pueden eliminar totalmente huevos de helmintos y quistes (ARCEIVALA, 1981).

3.3.4.3. Estimativa de la concentración efluente de coliformes

3.3.4.3.1. La influencia del régimen hidráulico

La mortalidad de los patógenos, como los indicadores de contaminación fecal (coliformes), sigue una cinética de primera orden (de manera similar a la estabilización de la DBO en los sistemas de lagunas). De acuerdo con las reacciones de primera orden, *la tasa de mortalidad de los patógenos es proporcional a la concentración de patógenos en cualquier instante*. Entonces, cuanto mayor es la concentración de patógenos, mayor será la tasa de mortalidad. De igual manera que con las lagunas facultativas, el régimen hidráulico de las lagunas tiene una gran influencia en la eficiencia de remoción de coliformes.

- flujo en pistón	mayor eficiencia
- lagunas en serie (de mezcla completa)	↓
- flujo disperso	↓
- mixtura completa	menor eficiencia

En función a los diversos regímenes hidráulicos, se tienen las ecuaciones presentadas en el Cuadro 12 para el cálculo de los coliformes en el efluente de la laguna:

Cuadro 12 - Fórmulas para el cálculo del conteo de coliformes efluentes N

Régimen hidráulico	Fórmula del conteo de coliformes efluentes (N)
Flujo en pistón	$N = N_o e^{-K_b \cdot t} \quad (21)$
Mezcla completa (1 célula)	$N = \frac{N_o}{1+K_b \cdot t} \quad (22)$
Mezcla completa (células iguales en serie)	$N = \frac{N_o}{(1+K_b \cdot \frac{t}{n})^n} \quad (23)$
Flujo disperso	$N = N_o \frac{4a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}} \quad (24)$ $a = \sqrt{1 + 4K_b \cdot t \cdot d} \quad (25)$

Fuente: VON SPERLING (2000)

 N_0 : DBO en el afluente (mg/L). N : DBO en el efluente (mg/L). K_b : constante de decaimiento bacteriano (día⁻¹). t : tiempo de detención hidráulico (día). n : número de reactores de mezcla completa en serie. d : número de dispersión.

3.3.4.3.2. Los regímenes hidráulicos idealizados

De forma a obtener una elevadísima remoción de coliformes usualmente requerida, es necesaria la adopción de células en serie o, preferentemente, de un reactor de flujo en pistón (equivalente a un número de células infinitas). En la realidad se opta por tener células iguales en serie (de mixtura completa), en el Cuadro 13 esta presentado un comparativo sobre el volumen relativo necesario para atender una determinada eficiencia de remoción, en función del número de reactores de mixtura completa en serie:

Cuadro 13 - Volumen necesario para una determinada eficiencia de remoción

Número de lagunas en serie (mezcla completa)	Volumen relativo (producto adimensional $K_b * t$)			
	E = 90%	E = 99%	E = 99,9%	E = 99,99%
1	9	99	999	9999
2	4,3	18	61	198
3	3,5	11	27	62
4	3,1	8,6	18	36
5	2,9	7,6	15	27
∞ (flujo en pistón)	2,3	4,6	6,9	9,2

Fuente: VON SPERLING (2000)

Caso que tenga el valor de K_b el cuadro puede ser utilizado para el cálculo del volumen total requerido (se calcula t , seguido por el cálculo del volumen $V = t.Q$). En conclusión el cuadro deja ciertas interpretaciones como:

- Una laguna unida de mixtura completa requiere un elevadísimo volumen para atender una satisfactoria remoción de coliformes (para $E = 99,99\%$)
- Con lagunas en serie, se reduce sustancialmente el volumen necesario para remoción de coliformes
- El reactor de flujo en pistón requiere volúmenes bastante reducidos en comparación con los demás sistemas

Nuevamente, la eficiencia mayor del reactor de flujo en pistón, es inconsistente (ya que no se podrán tener infinitas lagunas). Remociones encima de los 99,9%, con tiempo de detención no excesivos, solamente pueden ser alcanzados con un número de células superior a cuatro células.

3.3.4.3.3. Los regímenes hidráulicos de flujo disperso

En la realidad, el comportamiento de las lagunas se da según el régimen hidráulico de flujo disperso. Debe tenerse en cuenta que la eficiencia en este caso, es función del par adimensional $K_b * t$ y del número de dispersión d . Cabe resaltar que el coeficiente K_b , en el régimen de flujo disperso, es diferente de los admitidos para mixtura completa.

También se resalta la importancia de tener una laguna con un número bajo de dispersión, osea tendiendo a flujo en pistón, de forma a aumentar la eficiencia de remoción.

Para obtener eficiencias superiores a 99,9% con tiempos de detención no excesivos, se necesita un número de dispersión inferior a 0,3 o preferentemente, inferior a 0,1. Tales números de dispersión son obtenidos apenas con lagunas que posee una relación largo/ancho superior a 5.

También existen las lagunas de maduración con divisiones internas (chicanas), las cuales son preferentemente cuadradas y por el hecho de dividir el área interna con chicanas, obteniéndose trechos, cada uno con un largo igual al de la laguna, esta puede ser considerada como una laguna rectangular con relación largo/ancho dado por el cálculo con las ecuaciones (26) o (27):

- divisorias paralelas al ancho B:
$$L/B = \frac{B}{L} (n + 1)^2 \quad (26)$$

- divisorias paralelas al largo L:
$$L/B = \frac{L}{B} (n + 1)^2 \quad (27)$$

L: largo de la laguna (m)

B: ancho de la laguna (m)

n: número de divisorias internas (chicanas)

3.3.4.3.4. El coeficiente de decaimiento bacteriano K_b

El coeficiente de decaimiento de los coliformes (K_b) tiene también una gran influencia en la estimativa de la concentración efluente de coliformes. La literatura presenta una gran dispersión de datos al respecto, con una complicación adicional de que los diferentes valores de K_b fueron obtenidos asumiendo distintos regímenes hidráulicos (no siempre relacionados). La profundidad ejerce una gran influencia en K_b ; ya que lagunas más superficiales poseen mayores valores del coeficiente de decaimiento bacteriano (VON SPERLING, 2000). Sin embargo, se debe analizar el efecto combinado de las lagunas más superficiales: K_b mayor, pero el tiempo de detención es menor (para una determinada área). El impacto en el producto $K_b \cdot t$ puede ser evaluado a través de las fórmulas presentadas para los distintos regímenes hidráulicos.

Fueron analizados los regímenes de mistura completa y de flujo disperso (VON SPERLING, 2000), se observó que los valores del coeficiente K_b para flujo disperso estaban relacionados con la profundidad y el tiempo de detención hidráulico. Cuanto menor es la

profundidad y el tiempo de detención, mayor es el valor del coeficiente K_b . La influencia de una menor profundidad resulta de la mayor penetración de la energía luminosa en toda la masa de agua (mayor fotosíntesis, mayor oxígeno disuelto, mayor pH), además de mayor penetración de la radiación ultravioleta, la cual es bactericida. Para el modelo de mixtura completa, no se observó ninguna relación significativa entre el coeficiente K_b y la profundidad y el tiempo de detención.

Para el modelo de flujo disperso se determinó la ecuación (28) correlacionando K_b (flujo disperso) con la profundidad y el tiempo de detención hidráulica:

$$K_{b \text{ disperso}} = 0,917.H^{-0,877} .t^{-0,329} \quad (28)$$

Luego de ampliar los datos y analizarlos de nuevo, se observó que el tiempo de detención hidráulico ejercía una menor influencia, pudiendo ser retirado de la ecuación (28) sin comprometer significativamente el desempeño del modelo. La nueva ecuación obtenida es la ecuación (29) (VON SPERLING, 2000):

$$K_{b \text{ disperso}} = 0,542.H^{-1,259} \quad (29)$$

A pesar de las grandes ventajas ampliamente reconocidas para el modelo de flujo disperso, se reconoce que los modelos idealizados de mezcla completa (principalmente) han sido más utilizados por los proyectistas. Se presenta las ecuaciones para la estimativa de K_b para los regímenes de mixtura completa (ecuación 30) y de flujo en pistón (ecuación 31), basado en el coeficiente K_b para flujo disperso, en el tiempo de detención t (producto $K_{b \text{ disp}} * t$ variando de 0 a 5) y el número de dispersión d (variando de 0,1 a 1 lo que cubre la mayor parte de las lagunas encontradas en la práctica).

- Para mixtura completa:

$$\frac{K_{b \text{ mist}}}{K_{b \text{ disp}}} = 1 + [0,0540 * (K_{b \text{ disp}} * t)^{1,8166} * d^{-0,8426} \quad (30)$$

- Para flujo en pistón:

$$\frac{K_{b \text{ pist}}}{K_{b \text{ disp}}} = 1 - [0,2425 * (K_{b \text{ disp}} * t)^{0,5351} * d^{-0,3415} \quad (31)$$

Debe destacarse que, en principio, el coeficiente de decaimiento no debe variar de acuerdo al modelo hidráulico, representando solo el decaimiento de los coliformes de acuerdo

a su cinética. Sin embargo, la desigualdad de los regímenes hidráulicos de la laguna lleva a desvíos que ocurren en la práctica. En este sentido, se tiene las siguientes situaciones

- a. En el régimen de mixtura completa, los coeficientes son mayores de los que son determinados puramente por su cinética, debido al hecho que los reactores de mixtura completa son menos eficientes.
- b. En el régimen de flujo de pistón, los coeficientes son menores de los que son determinados puramente por su cinética, debido al hecho que los reactores de flujo de pistón son más eficientes.
- c. En el régimen de flujo disperso, los coeficientes se aproximan a los valores según su cinética, desde que el número de dispersión de la laguna esté correcto.

Para otras temperaturas, K_b puede ser corregido a través de la ecuación (32):

$$K_{bT} = K_{20} * \theta^{T-20} \quad (32)$$

Donde el coeficiente de temperatura θ tiene como valor extremo 1,19 (VON SPERLING, 2000). Según Yanez (1993), sin embargo, estos valores están super estimados, y los valores adoptados deben estar en la faja de 1,07, por ende se recomienda utilizar este último.

3.3.4.4. Criterios de proyecto para lagunas de maduración

La necesidad de elevadas eficiencia hace que con el régimen hidráulico a ser adoptado para las lagunas de maduración favorezca esta eficiencia mayor. En lo que refiere, las lagunas de maduración deben conformarse a una de estas dos configuraciones:

- flujo en pistón (ruta predominantemente longitudinal, que puede ser alcanzado con una laguna con chicanas a través de deflectores, que fuercen el camino en zig-zag)
- células en serie (preferentemente 3 o más)

El tiempo de detención hidráulico (t) es el principal parámetro del proyecto de lagunas que tienen como objetivo la remoción de coliformes. Con la relación de profundidad, las lagunas de maduración son usualmente proyectadas con baja profundidad, de forma a maximizar la fotosíntesis y los efectos bactericidas de la luz solar. Valores comúnmente aceptados son 0,8 a 1,0 m.

Debido a la baja profundidad de las lagunas de maduración, la introducción de chicanas es muy factible. Las chicanas pueden ser construidas tanto con taludes, con madera como con muros de concreto o lona plástica apoyadas en estructuras (como cercas internas).

Al ser dimensionadas las lagunas de maduración, debe ser llevado en cuenta los cálculos previo de remoción de coliformes en las unidades a montante (ej. lagunas facultativas). El tiempo de detención mínimo en cada laguna, de forma a evitar corto-circuito y barrido de algas es de 3 días (Mara, 1997). Y la tasa de aplicación superficial L_s (kgDBO/ha.d) máxima en la primera laguna de maduración, de forma a evitar sobrecarga orgánica debe ser 75% de la tasa de aplicación en la laguna facultativa precedente.

3.3.5. LODO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

3.3.5.1. Formación de lodos en las lagunas de estabilización anaerobias y facultativas

Se denomina lodo al material que se deposita en el fondo de las lagunas de estabilización a lo largo de los años de funcionamiento, siendo constituido por compuestos inorgánicos, compuestos orgánicos aportados por las aguas residuarias, microorganismos, y subproductos de la actividad de los microorganismos. Tomando por base los mecanismos que resultan del tratamiento de efluentes en lagunas de estabilización tipo facultativas, el lodo ocupa el compartimiento anaerobio del proceso, cumpliendo una importante tarea en el tratamiento conforme a lo descrito a continuación:

1. Compartimiento anaerobio: Región del fondo de la laguna, donde ocurren la disposición del material sedimentable presente en el efluente, o que fueron generados como subproductos en los compartimientos superiores, y su subsecuente degradación por la vía anaerobia. Este es el compartimiento de mayor interés con respecto a la gestión de lodos en este proceso.
2. Compartimiento facultativo: Situado encima del compartimiento anaerobio, en el ocurre mecanismos de degradación tanto por la vía anaeróbica como por la vía aeróbica. Predominan en esta región bacterias heterotróficas facultativas.
3. Compartimiento aerobio: Este compartimiento es caracterizado por la gran actividad fotosintética de las algas, que se sitúan en la superficie de la lámina líquida de la laguna. En él se observa una falta de disponibilidad de oxígeno

disuelto y la mayor parte de la degradación de la materia orgánica soluble del efluente, ocurre a través de la respiración aerobia de las bacterias.

En las lagunas anaerobias coexisten solamente los compartimientos facultativos (el cual es insignificante) y anaerobio, con una predominancia nítida para la vía anaerobia de degradación de la materia orgánica. En lo que respecta a los sólidos presentes en el efluente y que sedimentan en la laguna, su fracción orgánica es descompuesta por los microorganismos anaerobios, siendo transformada en biogás, productos solubles intermediarios de descomposición y material sólido mineralizado. En los periodos de temperatura elevada, los subproductos intermedios son reintroducidos en la masa líquida, siendo responsables por una nueva carga de DBO en la laguna. Por tanto, la parte orgánica de lodo es compuesta por materia orgánica en descomposición y por microorganismos.

La fracción inorgánica que se acumula es constituida por material inerte que sobre de la actividad microbiana, como partículas sólidos no biodegradables traídas por el efluente y por la erosión de los taludes (en el caso que la laguna no esté impermeabilizada). Por eso, la acumulación de lodo en el fondo de la laguna depende directamente de las características del efluente, del estado de conservación y operación de la red colectora y de la eficiencia de la etapa de pre-tratamiento de la ETE. Una red más construida o en mal estado de conservación puede acarrear grandes cantidades de materia inerte para las ETEs. Si no hay una buena remoción en los desarenadores, este material será direccionado para el fondo de las lagunas, influenciando en la frecuencia de remoción de lodo.

Por tanto el origen de la formación de lodo en las lagunas de estabilización está en la disposición del material sedimentable del agua residual y en la reproducción de bacterias responsables por la digestión anaerobia en el fondo del reactor. En las lagunas primarias son retenidos casi el 100% de los sólidos sedimentables, en cuanto a las lagunas secundarias sea despreciable por fines prácticos. Consecuentemente, se da mayor atención a la formación de lodo en las lagunas primarias, especialmente de los tipos anaerobias.

3.3.5.1.1. Distribución de lodo en las lagunas anaerobias

La acumulación de lodo en las lagunas anaerobias no ocurre de forma homogénea en el tiempo ni en el espacio. La tasa de acumulación de lodos es influenciada por factores tales como las características del efluente, el periodo de tiempo en operación, la eficiencia del

pretratamiento, el posicionamiento de los dispositivos de entrada y salida, las características geométricas de la laguna, las tasas de carga orgánica e hidráulica, etc.

La mayoría de los relatos sobre la distribución espacial de capa de lodos en lagunas anaerobias o facultativas primarias indica una acumulación mayor en las proximidades de los dispositivos de entrada y salida. A excepción de esas regiones de la laguna, la capa generalmente presenta homogeneidad, con la interface sólido-líquido casi con la misma cota.

3.3.5.2. Remoción de lodos en las lagunas

La remoción de lodo es una tarea obligatoria y de proporciones significativas en la operación de lagunas primarias, aunque sin solución de ingeniería con aceptación generalizada. Su realización debe ser bien planeada, ya que la técnica a ser utilizada puede alterar las características del lodo (aumentar la humedad) y dificultar su disposición final.

3.3.5.2.1. Informaciones sobre el volumen de lodo a ser removido

El planeamiento de remoción de lodo de una laguna tiene como objetivo minimizar costos, anticipar soluciones de problemas eventuales y reducir impactos relacionados con la remoción y disposición de lodo. Como etapas esenciales en la operación de limpieza pueden ser citadas las siguientes:

- Etapa 1: La determinación de la geometría de la laguna con base en el proyecto ejecutivo o a través de informaciones topográficas.
- Etapa 2: La realización de batimetría de la laguna, definiendo las secciones batimétricas, altura útil de la laguna y la lámina de capa de lodo.
- Etapa 3: Caracterización fisicoquímica y microbiológica del lodo
- Etapa 4: Definición de la tecnología a ser adoptada en la remoción de lodo y, si es necesario, los medios de deshidratación y transporte
- Definición de destino final adecuado para el lodo, considerando el menor impacto ambiental posible.

3.3.5.2.2. Técnicas aplicables en la remoción de lodo

Las principales técnicas de remoción de lodo de lagunas pueden ser clasificadas en mecanizadas o no mecanizadas y con paralización o no paralización del funcionamiento de la laguna.

Remoción manual con desactivación temporal de la laguna. El lodo es sometido a secado dentro de la propia laguna hasta atender una consistencia que posibilite la utilización de palas, carretillas de mano para promover su retirada ($ST > 30\%$). Esta técnica posee gran desventaja de requerir un largo periodo para secado. Considerando el periodo de tiempo necesario para vaciar la laguna, el secado y el periodo para remoción manual del lodo, la laguna deberá permanecer desactivada por más de 3 meses. Por otro lado el volumen a ser retirado es bastante inferior con respecto al volumen existente antes del secado. Otro aspecto positivo es la posibilidad de higienización complementaria del lodo por pasteurización inducida por la energía solar. Puede ser considerada una solución viable para pequeñas ETEs

Remoción mecanizada con desactivación temporal de la laguna. Como en la técnica anterior el lodo es sometido a secado dentro de la laguna, siendo removido luego. En función del mayor rendimiento de las máquinas utilizadas en la remoción del lodo, la laguna puede volver a funcionar más rápidamente. Para que los tractores tengan acceso al fondo de la laguna, debe ser verificada previamente su capacidad de soporte del suelo, para no comprometer la impermeabilización del fondo ni la estabilización de los taludes de la laguna.

La remoción de lodo en funcionamiento normalmente está asociada con la manutención de la laguna. Las siguientes técnicas se realizan con la laguna en funcionamiento.

Tubería de descarga hidráulica de lodo. Es el dispositivo más utilizado para proyectos de lagunas de estabilización anaerobias. No obstante se trata de una solución bastante criticada, por las varias obstrucciones en las tuberías y la pérdida de función de este dispositivo durante el funcionamiento de la laguna. El problema ocurre en función de la evolución de los teores de sólidos en el lodo a lo largo del tiempo, haciendo que su consistencia se modifique de líquido a pastoso en dos años. En caso de adopción de esta técnica de remoción de lodos de lagunas, se recomienda la adopción de diámetros iguales o superiores a 200 mm (Metcalf e Eddy 2016).

Bombeamiento de partir de balsas. El bombeamiento de lodo del fondo de la laguna puede ser realizado a partir del conjunto motor-bomba instalada en una balsa. La utilización de bombas centrífugas es viable en el caso que el tenor de sólidos sea menor a 6%. Se recomienda la utilización de bombas de desplazamiento positivo.

3.3.6. PROCESOS ANAEROBIOS - REACTORES UASB

3.3.6.1. Introducción

La evolución reciente del tratamiento anaerobio conduce a que los efluentes domésticos, y no solo el lodo, puedan ser tratados en unidades dimensionadas para tal fin, en condiciones tales que la biomasa formada en el interiores de esas unidades permanezcan ahí por un elevado tiempo de residencia.

Aunque desde hace muchos años el tratamiento anaerobio se ha confirmado como una solución clásica para la estabilización de lodo de efluentes domésticos, apenas recientemente la aplicación de la biotecnología anaerobia fue extendida para el tratamiento de efluentes domésticos propiamente dicho.

Tres factores fundamentales pueden ser considerados para la utilización de reactores anaerobios de alta tasa tratando efluentes domésticos:

- Gran acumulación de biomasa en el interior del reactor, debido a la sedimentación, agregación de sólidos, o recirculación. Estos sistemas hacen que el tiempo de residencia de los microorganismos sea mucho mayor que el tiempo de detención hidráulico, inclusive el de los organismos de crecimiento más lento.
- Mejor contacto entre biomasa y efluente
- Mejor actividad de la biomasa

Es conocido que la masa de organismos requieren condiciones favorables en relación a los factores ambientales y de alimento, bien como en relación a la propia geometría y características del reactor. Estos factores, aliados al concepto del tiempo de retención de sólidos biológicos, o edad del lodo, y del tiempo de detención hidráulica, son parámetros fundamentales. La verdad, se anhela una elevada edad del lodo para disminuir la producción del lodo a descartar, y un bajo tiempo de detención hidráulico para tornar más económica la construcción del reactor.

3.3.6.2. Tipos de reactores

Básicamente son dos formas para retención de lodo en las unidades de tratamiento:

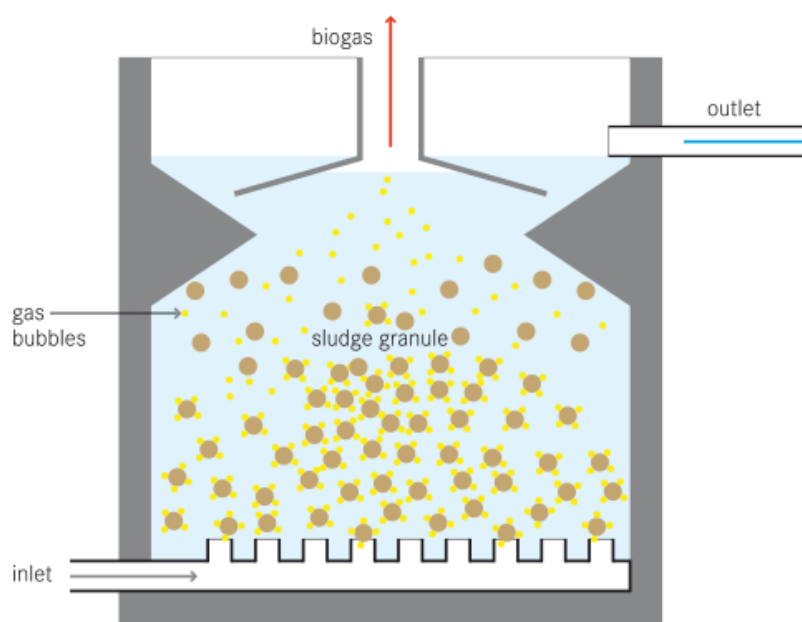
- Sistemas en que el lodo se encuentra adherido a un material inerte de soporte: el más conocido es el “Filtro Anaerobio”, llenado con un material inerte, de manera

organizada o aleatoria, donde los organismos forma un biopelícula o biofilm. Los filtros anaerobios son normalmente de flujo ascendente, pudiendo ser también descendente.

- Sistemas en que el lodo se encuentra suspenso, agradado en la forma copos o granulo. En este caso se tiene el llamada “Reactor de Manta de Lodo” o UASB por sus siglas en inglés (Upflow Anaerobic Sludge Blanket) (Figura 7). Las bacterias forman copos o gránulos que pueden tener muy buena sedimentabilidad y forman un colchón o manta de lodo en el interior del reactor. Este por su vez, requiere dispositivos bien dimensionados, y proyectados para obtenerse una separación eficiente de gases, sólidos, y líquidos.

En cualquier de las modalidades es fundamental que el reactor anaerobio sea precedido por sistemas preliminares eficientes.

Figura 7 - Esquema de una reactor anaerobio tipo UASB



Fuente: TILLEY; et al (2014)

3.3.6.3. Aplicabilidad a esgotos domésticos

En el final de los años 70 surgió en Holanda un modelo de reactores anaerobio, caracterizándose por poseer la entrada del efluente por el fondo, en flujo ascendente, y por disponer de un sistemas de separación de fases líquida, sólida y gaseosa, en la parte superior, con el lodo suspendido y formando copos y gránulos. Desarrollado por el Prof. Gatzze Lettinga y su equipo, en la Universidad de Wageningen, recibió el nombre de “Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactor, UASB”.

De operación extremadamente simple y económica, el proceso ha sido estudiado y refinado principalmente en países en vías de desarrollo, como Brasil, Colombia, México, India, además de Holanda donde surgió.

En el inicio la tecnología era aplicada exclusivamente a efluentes de alta concentración de DQO y DBO, como es el caso de efluentes industriales específicos. Efluentes domésticos con baja concentración de materia orgánica sólo tuvieron este proceso aplicado con éxito a partir de la mitad de los años 90.

La eficiencia del tratamiento anaerobio de efluentes domésticos es sin embargo comprobadamente limitada: la experiencia tiene indicada remociones de DQO en la faja de 40 a 75%, y de DBO en la faja de 35 a 85%, esta variación siendo principalmente en función al tiempo de detención hidráulica. Esta característica condujo a que se investigará la aplicabilidad de procesos aerobios como post-tratamiento al proceso anaerobio del reactor UASB, de lo que resultó importantes recomendaciones para proyectos y operación de ese conjunto de unidades.

3.3.6.4. Reactores UASB o RAFA

El proceso anaerobio a través de los reactores UASB presenta varias ventajas en relación con los procesos convencionales aireados, especialmente cuando se aplican a condiciones climáticas cálidas, como los países de la región. En estas situaciones, el sistema tiene las siguientes características:

- Sistemas compactos con bajos requerimientos de tierra.
- Bajos costos de construcción y operación.
- Baja producción de lodo.
- Bajo casi nulo consumo de energía.

Aunque los reactores UASB presentan muchos beneficios, todavía hay algunos inconvenientes o límites:

- Posibilidad de liberación de malos olores.
- Baja capacidad del sistema para tolerar sustancias químicas.
- Tiempo de espera muy largo para puesta en marcha del sistema.
- Necesidad de un post-tratamiento para atender padrones de calidad.

De igual manera y con sus luces y sombras, este ha constituido el tipo más utilizado, caracterizándose por contener las siguientes partes principales:

- Cámara de digestión: inferior, donde se localiza el lecho de lodo, y donde se procesa la digestión anaerobia. El efluente al penetrar en el interior del UASB, entra por esta zona de lodo, atravesando en sentido ascendente. En este trayecto, parte de la materia orgánica permanece en la zona de lodo, iniciando el procesos de digestión anaeróbica.
- Separador de fase: dispositivo que físicamente caracteriza una zona de sedimentación, y una cámara de colecta de gases, separando las fases sólida (de la cámara de digestión), de la líquida y gaseosa; es la verdad un deflector de gases.
- Zona de transición: entre la cámara de digestión y la zona de sedimentación superior.
- Zona de sedimentación: el efluente penetrado por la abertura de la parte inferior, alcanza los vertederos de la superficie, con una velocidad ascensional adecuada para la sedimentación de los sólidos y copos, los cuales retornan por la abertura de las paredes para la zona de transición y de digestión. La parte líquida es recogida con características de efluente clarificado.
- Zona de acumulacion de gas: el gas producido en la fase de digestión es retenido en una zona superior de acumulacion, donde es colectado y eventualmente aprovechado.

La biomasa, en forma suspendida, debe mantener un contacto óptimo con las aguas residuales afluentes y en tratamiento. Este contacto óptimo podrá ser obtenido a través de un proyecto adecuado al tipo de reactor y al tipo de agua residual. En el desarrollo de un proyecto, se requiere cuidados especiales en relación a los factores adversos que muchas veces impiden el buen funcionamiento de estas unidades, como:

- Formación de cortocircuitos: caminos preferenciales que disminuyen el contacto.
- Formación de zonas muertas
- Atasco o obstrucción de sistemas de distribución mal proyectados o mantenidos.

A fin de reducir tales factores adversos a una buena eficiencia, son observadas alguna recomendaciones en el desarrollo de un proyecto. Se puede citar entre ellas:

- Remoción de sólidos gruesos y fluctuantes: es muy común encontrar en el interiores de los digestores grandes cantidades de trapo, fibras, sólidos que sedimentan, y materia grasa que fluctúa, reduciendo el volumen útil, y en caso de espuma interfiriendo directamente en la calidad del efluente. Es así recomendable el uso de rejillas gruesas y finas sea previsto, preferiblemente con uso de rejillas ultrafinas, con espaciamiento de hasta 6 mm.
- Remoción de arena: es fundamental que exista una excelente remoción previa de arena en la fase preliminar del tratamiento. En las estaciones clásicas de tratamiento la experiencia tiene demostrada que es muy común encontrar en el interior de los reactores grandes cantidades de arena, obligando muchas veces su vaciado para remoción de este material. En el caso de los reactores anaerobios para el tratamiento de aguas residuales domésticas trae consecuencias mas graves aun, atascando los orificios y ramas de distribución del efluente.
- Distribución adecuada de las aguas residuales afluente: este es otro de los aspectos importantes en un proyecto, con reflejo directo en la fase operacional. La alimentación del reactor es hecha por el fondo, de la siguientes forma: el efluente desarenado afluye a una caja superior de distribución , localizada sobre la losa superior del UASB, de la cual descienden tubos verticales de distribución, conduciendo el efluente hasta el fondo del tanque para entonces liberarlo para la distribución ascensional. Si esta no es de forma regular y hecha de manera individual, y si no hay un adecuado tratamiento preliminar, habrá riesgos de obstrucciones de los orificios de los tubos sin que se pueda identificar los puntos de obstrucción, resultando entonces una distribución irregular en el interior de la unidad. Se recomienda que la distribución del afluente sea hecha por tuberías alimentadas individualmente, con un área de influencia del orden de 2 a 3 m² por

punto de entrada. El diámetro de los tubos de distribución del afluente debe ser por lo menos 50 mm, preferencialmente 75 o 100 mm.

- Velocidad ascensional en el interior del reactor: en la zona de sedimentación y en la zona de transición, el líquido debe mantener una velocidad compatible con la forma del escurrimiento deseado hasta alcanzar el vertedor de colecta del efluente.
- Acumulacion de espuma: la espuma formada, debe ser retirada o reintegrada para degradación en el interior del reactor, evitando la pérdida de materia grasa en el efluente. Además de los inconvenientes causados en el efluente final, podría causar trastornos operacionales a una eventual unidad de pulido del efluente tratado, además de ser fuente de malos olores.
- Volumen del reactor: se relaciona directamente con el tiempo de permanencia hidráulico y la carga orgánica aplicada; la experiencia tiene indicado que tiempos de permanencia de 6 a 10 horas son aplicables a aguas residuales domésticas. Las dimensiones resultantes de la unidad deben ser compatibles con los parámetros de velocidad ascensional en la unidad, como se verá más adelante, y la profundidad útil del reactor, en la faja de 4 a 6 metros.

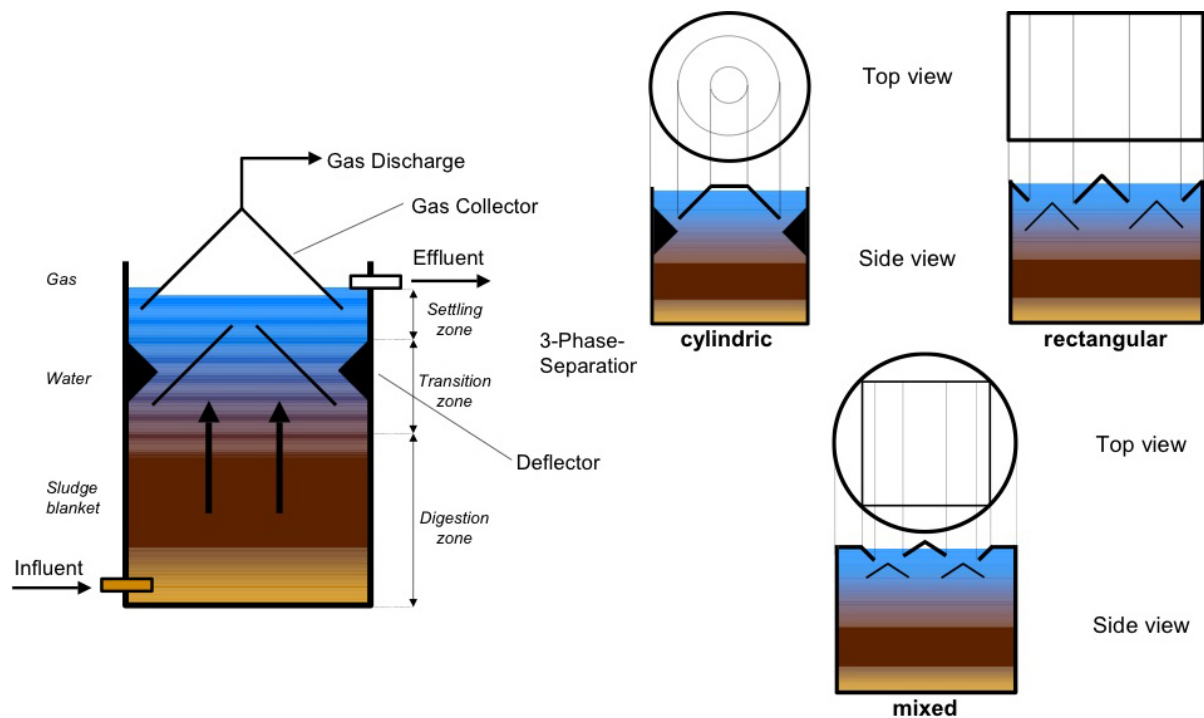
3.3.6.5. Descripción del proceso

El reactor UASB (Figura 8) se inocula inicialmente con cantidades suficientes de lodo anaerobio, y la alimentación lenta se inicia poco después, en el modo de flujo ascendente. Este período inicial se conoce como inicio del sistema, siendo la fase más importante de la operación del sistema. La velocidad de alimentación del reactor se debe aumentar progresivamente, de acuerdo con el éxito de la respuesta del sistema. Después de unos meses de operación, una concentración elevada de *cama de lodo* se desarrolla cerca de la parte inferior del reactor. El lodo es muy denso y tiene excelentes características de sedimentación. El desarrollo de gránulos de lodo (diámetros de 1 a 5 mm) puede ocurrir, dependiendo de la naturaleza del lodo de siembra, de las características de las aguas residuales y de las condiciones operativas del reactor (concentraciones del 4 al 10%).

Un área de mayor crecimiento bacteriano disperso, denominada *manta de lodo*, se desarrolla encima de la cama lodo, con sólidos que presentan concentraciones y velocidades sedimentación menores. La concentración de lodo en esta área generalmente oscila entre 1 y

3%. El sistema se auto-mezcla por el movimiento ascendente de las burbujas de biogás y por el flujo líquido a través del reactor. Durante la puesta en marcha del sistema, cuando la producción de biogás suele ser baja, puede ser necesario algún tipo de mezcla adicional, como la recirculación de gas o efluente. El sustrato se elimina a lo largo de la cama y manta de lodo, aunque la eliminación es más pronunciada en la cama de lodo.

Figura 8 - Diseño del reactor UASB



Fuente: Sustainable Sanitation and Water Management (2018)

El lodo es transportado por el movimiento ascendente de las burbujas de gas, y la instalación de un *separador de tres fases* (gases, sólidos y líquidos) en la parte superior del reactor es necesaria para permitir la retención y el retorno de los lodos. Hay una cámara de sedimentación alrededor y encima del separador trifásico, donde el lodo más pesado se elimina de la masa líquida y se devuelve al compartimento de digestión, mientras que las partículas más ligeras abandonan el sistema junto con el efluente final.

La instalación del separador de gases, sólidos y líquido garantiza el retorno del lodo y la alta capacidad de retención de grandes cantidades de biomasa de alta actividad, sin necesidad de ningún tipo de medio de cobertura. Como resultado, los reactores UASB presentan altos tiempos de residencia de sólidos (edad del lodo), incluso mucho más altos que

los tiempos de detención hidráulica, que es una característica de los sistemas anaerobios de alta tasa. Las edades de los lodos en reactores UASB generalmente exceden los 30 días, lo que lleva a la estabilización del exceso de lodo que se elimina del sistema.

El reactor UASB es capaz de soportar altas tasas de carga orgánica y la gran diferencia, cuando se compara con otros reactores de la misma generación, es su simplicidad constructiva y los costos de operación bajos.

3.3.6.6. Criterios de proyecto de un reactor UASB

Un buen proyecto de un reactor UASB acostumbra obtener un efluente con una eficiencia media de la orden de 65% de remoción de DQO, y del 70% de remoción de DBO. Generalmente, en el caso de aguas residuales domésticas, un efluente con concentración máxima de DBO inferior a 120 mg/L y de SST inferior a 80 mg/L puede ser obtenido. Estos valores son fuertemente influenciados por el tiempo de retención hidráulico.

3.3.6.6.1. Tiempo de retención hidráulico

Típicamente este tiempo está entre 6 a 10 horas. Fijado el tiempo de detención hidráulico, se puede obtener inmediatamente el volumen del reactor, por la ecuación (33):

$$V = Q * t \quad (33)$$

En la Tabla 2 se muestra las fajas recomendadas según la variación de temperatura (JORDÃO & PESSÔA, 2011):

Tabla 2 - Tiempo de detención hidráulico del reactor UASB

Temperatura (°C)	Tiempo medio (horas)
15 a 17	≥ 10
18 a 21	≥ 8
22 a 25	≥ 7
> 25	≥ 6

Fuente: JORDAO & PESSOA (2011)

Reactores UASB con tiempos de detención hidráulico muy bajos presentan en consecuencia velocidades ascendentes de flujo muy altas, resultando en el arrastre de la biomasa con el efluente, reducción del tiempo de residencia celular y por ende, reducción de la eficiencia.

3.3.6.6.2. Cargas aplicadas

La carga orgánica volumétrica aplicada COV ($\text{kg}/\text{m}^3.\text{d}$) puede ser también el parámetro de dimensionamiento del volumen del reactor, relacionándose indirectamente con el tiempo de detención hidráulico. Siendo S_0 la concentración del sustrato afluente, DQO o DBO (mg/L o kg/m^3), se tiene:

$$COV = \frac{Q \cdot S_0}{V} \quad (34)$$

$$V = \frac{Q \cdot S_0}{COV} \quad (35)$$

Una faja para la carga volumétrica aplicada es de 0,3 a 0,4 $\text{kgDBO}/\text{kg SSV}.\text{día}$.

3.3.6.6.3. Velocidad ascensional

La velocidad ascensional es un parámetro importante, que debe ser definido de forma criteriosa, pues garantiza el mejor contacto entre el sustrato afluente y la biomasa, mantiene un tiempo de detención hidráulico de proyecto, y se mantiene próximo o igual en toda la sección del reactor, reduciendo las posibilidades de cortocircuito.

La sección transversal del reactor, puede ser inmediatamente calculada a partir de la velocidad ascensional definida v :

$$v = \frac{Q}{A} \quad (36)$$

$$A = \frac{Q}{v} \quad (37)$$

La Tabla 3 indica velocidades ascendentes recomendadas para proyecto de reactores UASB tratando efluentes domésticos:

Tabla 3 - Velocidad ascendentes recomendadas para proyectos de reactores UASB

Condición de caudal	Velocidad ascensional (m/h)
Caudal medio	> 0,7
Caudal máximo	> 1,2

Fuente: JORDAO & PESSOA (2011)

3.3.6.6.4. Profundidad del reactor UASB

La profundidad útil del reactor UASB acostumbra ser de 4 a 6 metros, y evidentemente manteniendo una relación directa con el volumen y el área, y con el tiempo de detención y la velocidad ascensional. Así la profundidad puede ser inicialmente definida, y los demás parámetros verificados, o vice-versa.

El compartimiento inferior de digestión puede tener por lo menos 2,5 metros y el largo superior de sedimentación por lo menos 1,5 metros.

3.3.6.6.5. Distribución del agua residual doméstica afluyente

La distribución homogénea del agua residual afluyente en toda la sección transversal de escurrimiento es uno de los aspectos más importantes en un proyecto, con relación directa en la fase operacional.

La alimentación del reactor es hecha por el fondo, de la siguientes forma: el efluente desarenado afluye a una caja superior de distribución circular o rectangular, localizada sobre la losa superior del UASB, de la cual descienden tubos verticales de distribución, conduciendo el efluente hasta el fondo del tanque para entonces liberarlo para la distribución ascensional.

El diámetro de los tubos de distribución del afluyente debe ser preferencialmente de 75 a 100 mm, teniendo las siguientes relaciones:

- Baja velocidad descendente, inferior a 0,2 m/s, de modo a evitar el arrastre de bolas de airea para el interior del tanque.
- Distribución homogénea a lo largo de toda la sección del fondo del tanque, cada tubo distribuidor puede atender hasta 3 m², para el caso de aguas residuales domésticas y lodo flocculante.

- Reducción del diámetro del tubo junto al fondo, para cerca de 50 mm , de modo a promover una mayor velocidad en la salida del tubo junto al fondo; la extremidad del tubo puede estar cerca de 0,15 m del fondo del tanque.

3.3.6.6. Compartimiento de decantación

El agua residual afluyente atraviesa una manta de lodo en sentido ascendente, dejando el compartimiento de digestión y alcanzando el compartimiento de decantación, sin embargo los gases son desviados por los deflectores de gases para ser recogidos en la parte superior de la unidad.

Este efluente constituido de una fase líquida y de una fase sólida en suspensión, se desplaza a través del compartimiento de decantación de modo que su fase líquida se vierte por la canaletas de colecta, mientras la mayor parte de los sólidos suspensos sedimentan y retornan a la zona de digestión.

En el compartimiento de decantación propiamente dicho, dos parámetros sobresalen: la tasa de caudal superficial y el tiempo de detención hidráulico. La Tabla 4 indica los valores típicamente recomendados:

Tabla 4 - Parámetros en la decantación

Condición de caudal	Tasa de aplicación superficial (m/h)	Tiempo de detención (horas)
Caudal medio	-	> 1,5
Caudal máximo	> 1,6	> 1,0

Fuente: JORDAO & PESSOA (2011)

Otras condiciones a ser observadas son:

- La inclinación de las paredes del decantador deber ser mayor a 50° para que los sólidos puedan retornar al compartimiento de digestión; estas paredes pueden ser construidas con placas de resina reforzada con fibra de vidrio, o ser hechas con lona especial estiradas.
- Los deflectores de gas deben tener un traspaso igual o mayor a 0,15 m en relación a la abertura para el decantador.
- La velocidad de pasaje en las aberturas de entrada del compartimiento de decantación debe ser limitada a los valores indicados en la Tabla 5, de modo que

los sólidos en zona de digestión no sean arrastrados a través de esas aberturas por velocidades excesivas.

Tabla 5 - Velocidad en las aberturas del decantador.

Condición de caudal	Velocidad en las aberturas del decantador (m/h)
Caudal medio	> 2,5
Caudal máximo	> 4,0

Fuente: JORDAO & PESSOA (2011)

La colecta del efluente tratado se da a lo largo de las canaletas vertedoras o por medio de tubos perforados en la superficie del líquido.

Las canaletas vertedoras deben estar precedidas de un retenedor de espuma, y si es posible de una caja de colecta de espuma, dotada de un registro para la retirada de esta materia flotante, debe ser proyectada para aminorar los efectos de pérdida y de malos olores de este material.

3.3.6.7. Producción y descarte de lodo

La producción de lodo puede ser estimada en el caso de los efluentes domésticos entre 0,15 a 0,20 kg SST/DQO afluente.

El lodo en el interior del reactor presenta un tenor de sólidos entre 3 a 5%, tendiendo a crecer a lo largo del tiempo si ningún descarte fuera practicado. Si el descarte periódico no es realizado, la tendencia es aumentar la concentración de lodo, e incurrir en pérdidas de sólidos con el efluente, lo que resulta en un aumento no deseado de la concentración de SST, DBO y DQO en el efluente tratado.

La verificación de estas condiciones óptimas para el descarte puede ser realizado a través de la colecta de muestras en los registros de montaje, o a través de la evaluación de la Actividad Metanogénica del Lodo (AME).

El lodo retirado como exceso está normalmente bien estabilizado, pudiendo ser enviado directamente para deshidratación, presentando en general buenas características de secado.

La frecuencia de descarte es determinada de acuerdo con las formas citadas, debiéndose observar que después de la puesta en marcha de un reactor, deberán pasar algunos meses hasta que el descarte se haga necesario.

La retirada de lodo es realizada por una o más tuberías que se encuentran a diferentes profundidades y alcanzan diferentes extensiones en el interior del reactor. Así, determinada la mejor profundidad para el retiro del lodo, esta se da en toda el área correspondiente. Las tuberías de retirada de lodo deben tener un diámetro mínimo de 100 mm, preferencialmente 150 mm.

Las tuberías de descarga de lodo deben ser previstas:

- Cerca del fondo con carga hidráulica mínima de 1,5 mca, sirviendo también para el agotamiento (para vaciar) del reactor.
- Por lo menos un punto de descarga cada 100 m².
- Descarga adicional de lodo en el nivel entre 0,8 a 1,3 m encima del fondo.

3.3.6.7.1. Muestras del lodo en el reactor

El proyecto de un reactor UASB debe contemplar la colocación de tubos de muestreo de lodo en el interior, a diferentes profundidades. Es usual que estos tubos se sitúan a 0,5 m, a 1 m, y a 1,5 m del fondo, indicando fácilmente la concentración de lodo a lo largo del reactor. Estos tubos deben estar dotados de registros de esfera, con diámetros de 50 mm.

El muestreo de lodo en las diferentes profundidades permitirá conocer los niveles de retirada de lodo en exceso.

3.3.6.7.2. Actividad Metanogénica del Lodo - AME

La AME nada más es un test indicativo de la actividad de las bacterias metanogénicas. El estima la cantidad de metano producido por unidad de sustrato orgánico, o dicho de otra forma, la conversión de sustrato orgánico en metano y gas carbónico por las bacterias, siendo medida en mL CH₄/g SST.día o en DQO/g SVT.día.

En unidades de gran porte este test es útil para evaluar la degradabilidad del agua residual afluente, la presencia de eventuales componentes tóxicos o inhibidores en el efluente doméstico, el comportamiento del proceso de digestión, para monitorear el desempeño de la unidad, y estimar la capacidad de digestión.

3.3.6.8. Producción y manejo de gases

Típicamente la producción de gas en las unidades UASB pueden situarse en la faja de 5 a 20 L/hab.día, los cuales el metano puede representar en torno al 50 a 70%.

Estos gases pueden ser liberados directamente en la atmósfera, aprovechados para el uso benéfico, o simplemente quemados.

En los digestores de formato circular, no cubiertos, los gases son liberados para la atmósfera, con la desventaja de exhalar mal olor en el ambiente. En los digestores de formato rectangular, cubiertos, es recomendado que se realiza la quema del gas, cuando no hay aprovechamiento (que solo es viable en grandes volúmenes). En estos casos los siguientes componentes deben ser considerados:

- Espacio de acumulacion de gas en la parte superior del reactor
- Tuberías de colecta
- Compartimiento hermético con sello hídrico y dispositivo de purga de gas
- Medidor de caudal de gas
- Válvula corta llamas
- Quemador, debe estar por lo menos 15 m de las unidades de tratamiento, se debe tener preferencialmente quema completa, y una unidad como reserva en caso de mayores caudales en la ETE (250 L/s), y en caso de no existir un sistema de aprovechamiento de gas.

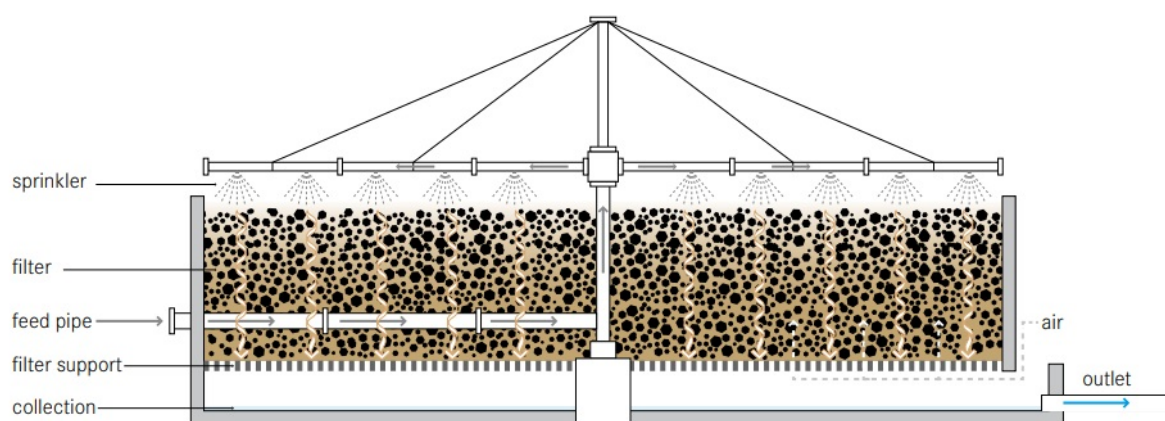
La cuestión de generación de gases en el interior del reactor debe recibir especial atención, no solo en lo que dice respecto al proyecto de los componentes del sistema de retirada y quema de gas, sino particularmente en la protección de la propia estructura del reactor UASB. Así, la construcción del reactor en concreto debe atender las recomendaciones para garantizar la impermeabilidad y resistencia a ambientes agresivos.

3.3.7. BIOLÓGICOS PERCOLADORES - FBP

3.3.7.1. Introducción

Los filtros biológicos (Figura 9) son conocidos sistemas de tratamiento de efluentes domésticos que pueden encontrar una elevada aplicabilidad en países de la región, teniendo en vista, principalmente, la simplicidad y el bajo costo operacional. El primer filtro biológico percolador (FBP) entró en operación en 1893 en Inglaterra.

Figura 9 - Filtro Biológico Percolador



Fuente: TILLEY; et al (2014)

3.3.7.2. Descripción del proceso y la tecnología

Un filtro biológico consiste, básicamente, en un tanque llenado con material de alta permeabilidad, tan como piedras, material plástico entre otros, sobre el cual las aguas residuales domésticas son aplicadas en forma de gotas o chorros. Después de la aplicación, el efluente percola directo hacia los drenajes del fondo. Esta percolación permite el crecimiento bacteriano en el superficie de la piedra o del material de llenado, en forma de una película fija denominada biofilm o biopelícula. El agua residual pasa por el biofilm, promoviendo el contacto entre los microorganismos y el material orgánico.

Los filtros biológicos son sistemas aerobios, pues el aire circula en los espacios vacíos entre las piedras, proporcionando el oxígeno para la respiración de los microorganismos. La ventilación es usualmente natural. La aplicación del efluente doméstico sobre el medio es frecuentemente a través de distribuidores rotativos, movidos por la propia carga hidrostática

del efluente. El líquido fluye rápidamente por el medio de soporte. Sin embargo la materia orgánica es absorbida por el biofilm, quedando retenida un tiempo suficiente para su estabilización.

Los filtros son normalmente circulares, pudiendo tener varios metros de diámetro. Contrariamente a lo que indica el nombre, la función primaria del filtro no es filtrar, una vez que el diámetro de las piedras utilizadas es de la orden de algunos centímetros, o sea permitiendo un gran espacio de vacío entre ellas, ineficientes para el acto de tamizaje. La función del medio es solamente la de proporcionar soporte para la formación de la película microbiana. Existen también medios sintéticos de diversos materiales y formas, los cuales presentan la ventaja de ser más leves que las piedras, además de presentar un área superficial de exposición bien superior. Sin embargo, los medios sintéticos son muchas más caros.

A medida en que la biomasa crece en la superficie de las piedras, el espacio vacío tiende a disminuir, haciendo que la velocidad de escurrimiento en los poros aumenta. Al atender un determinado valor, esta velocidad causa una tensión de cisalhamento, que desaloja parte del material adherido. Esta es una forma natural de controlar la población microbiana en el medio. El lodo desalojado debe ser removido de los decantadores secundarios, de forma a disminuir el nivel de sólidos en suspensión en el efluente final.

3.3.7.2.1. Tipos de filtros biológicos percoladores

Los filtros percoladores generalmente son clasificados en función a la carga hidráulica o a la carga orgánica a que son sometidos, los cuales son descritos a continuación.

FBP de baja tasa. El filtro biológico de baja tasa es simple conceptualmente. Aunque presente eficiencia comparable al del sistema de lodos activados convencional, la operación es más simple, pero menos flexible. Los filtros biológicos tienen una menor capacidad de ajustarse a variaciones del afluente, además de requerir un área total un poco superior. En términos de consumo de energía, los filtros presentan un consumo bastante inferior al de los sistemas de lodos activados.

Los FBP pueden tener formato circular o rectangular, los materiales de relleno más utilizados son piedras y la alimentación puede ser continua o intermitente. que es lo más común en estos filtros percoladores. El intervalo entre las cargas pueden variar en función al caudal de efluente doméstico, debiendo ser lo suficientemente corto para impedir el secado

del biofilm. La recirculación puede hacerse necesaria para asegurar el correcto el humedecimiento, especialmente en las horas de bajo flujo afluente, aunque los filtros del tipo baja tasa no necesita esta práctica en otras horas del día.

En función de la pequeña cantidad de DBO aplicada al FBP, por unidad de volumen, la disponibilidad de alimento es menor, lo que resulta en una estabilización parcial del lodo (autoconsumo de la materia orgánica celular) y en una mayor eficiencia del sistema en la remoción de DBO y de nitrificación. Esa menor carga de DBO por unidad de volumen del tanque está asociada a mayores requisitos de área, comparado al sistema de alta carga.

FBO de tasa intermedia. Estos filtros son proyectados con tasas de aplicación más elevadas que los filtros de baja tasa. Lo más común es que el caudal de alimentación sea continuo, aunque la alimentación intermitente también pueda ser practicada. En los proyectos de esta modalidad de filtro normalmente se prevé la recirculación del efluente tratado, con el objetivo de controlar la espesura del biofilm y la mejoría de la eficiencia del sistema. El efluente producido en los FBP es parcialmente nitrificado y se observa, todavía, un razonable desarrollo de moscas.

FBP de alta tasa. Estos filtros son sometidos a tasas bastantes superiores a las aplicadas en los filtros de baja e intermedia tasa. Como consecuencia de la mayor carga de DBO por unidad de volumen de cama, los FBP de alta tasa presentan menor requisito de área. En paralelo, se tiene también una ligera reducción de la eficiencia de remoción de materia orgánica, y la estabilización del lodo en el filtro. Las tasas de aplicación hidráulica pueden llegar a $60 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}$, en las horas pico, mientras las tasas de aplicación orgánica pueden ser tan elevadas como $1,8 \text{ kg DBO}/\text{m}^3\cdot\text{día}$, para los filtros de relleno plástico. En los filtros rellenos con material sintético, la profundidad puede superar 6 metros.

La alimentación de los FBP de alta tasa es continua y la recirculación es practicada regularmente (con efluente decantado), de modo a tener un afluente (agua residual tratada) al filtro con DBO cerca de 100 mg/L . Para efluentes de reactores UASB, con DBO próxima a 100 mg/L , la recirculación no es necesaria. Las elevadas tasas de aplicación hidráulicas limitan constantemente la espesura del biofilm. Como resultado de las elevadas tasas de aplicación, la remoción de DBO en este proceso es inferior, quedando en la faja de 70 a 80% y los sólidos producidos sedimentan con mayor dificultad en el clarificador (o decantador). No se desarrolla moscas y la nitrificación es parcial con las tasas de aplicación más bajas.

Un resumen de las principales características de los diferentes tipos de filtros biológicos percoladores es presentando en el Cuadro 14:

Cuadro 14 - Principales características de los diferentes tipos de FBP

Condiciones operacionales	Baja tasa	Tasa Intermedia	Alta tasa
Medio de soporte	Piedra	Piedra/Plastico	Piedra/Plastico
Tasa de aplicación superficial (m ³ /m ² .dia)	1 a 4	3,5 a 10	10 a 40
Carga orgánica volumétrica (kg DBO/m ³ dia)	0,1 a 0,4	0,2 a 0,5	0,5 a 1
Recirculación	Mínima	Eventual	Siempre
Moscas	Muchas	Variable	Variable
Arrastre de biofilm	Intermitente	Variable	Continuo
Profundidad (m)	1,8 a 2,5	1,8 a 2,5	0,9 a 3,0
Remoción de DBO (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80
Nitrificación	Intensa	Parcial	Parcial

Fuente: METCALF & EDDY (2016)

3.3.7.3. Criterios y parámetros de proyecto

3.3.7.3.1. Tasa de aplicación superficial

La tasa de aplicación superficial se refiere a la cantidad de efluente aplicado diariamente en el FBP, por unidad de área del medio de soporte (ecuación 38).

$$q_s = \frac{Q}{A} \quad (38)$$

q_s : tasa de aplicación hidráulica superficial (m³/m².d)

Q: caudal afluente al FBP (m³/d)

A: área de la superficie libre en el medio de soporte (m²)

3.3.7.3.2. Carga orgánica volumétrica

La carga orgánica volumétrica se refiere a la cantidad de materia orgánica aplicada diariamente al filtro biológico, por unidad de volumen del medio de soporte (ecuación 39).

$$C_v = \frac{Q_{med} * S_a}{V} \quad (39)$$

C_v : carga orgánica volumétrica (kgDBO/m³.d)

Q_{med} : caudal medio afluente al FBP (m³/d)

S_a : concentración de DBO en el efluente que se dirige al FBP (kgDBO/m³)

V : volumen ocupado por el medio de soporte (m³)

3.3.7.3.3. Sistema de distribución

Para optimizar la eficiencia del tratamiento de los filtros biológicos, tanto el crecimiento como la eliminación del biofilm que crece en exceso, en función de la carga aplicada, deben ocurrir de forma continua y uniforme. Para conseguir eso, el sistema de distribución debe ser dimensionado de forma a posibilitar la aplicación adecuada de efluente domésticos sobre el medio de soporte.

La alimentación de FBP con efluente doméstico puede ser realizada a través de distribuidores fijos o móviles (rotatorios). Los primeros FBP eran dotados de sistemas de distribución fijos, compuestos por tuberías dotadas de aspersores. Este tipo de sistema aun hoy es utilizado, principalmente en instalaciones de pequeño porte. La mayoría de los FBP proyectados poseen formato circular, con un sistema rotatorio de distribución de alimentación.

Sistemas fijos de distribución. Los sistemas de distribución fijos son compuestos por una tubería de distribución principal y otra secundaria, ambas situadas a lo largo y encima de la superficie del medio granular. Los aspersores son instalados en la tubería secundaria, siendo dimensionados y espaciados de forma a obtener distribuciones uniformes de alimentación. En general, los aspersores son constituidos por un orificio de sección circular y un deflector.

La mayoría de los sistemas fijos más antiguos prevén una alimentación intermitente del efluente, a través de un reservorio de carga. El caudal de descarga en este tipo de dispositivos es variable, debido a la variación de la lámina de agua en tanque de carga. En el inicio del periodo de descarga, el efluente doméstico es lanzado a una distancia máxima de cada aspersor, que disminuye a medida que el tanque se vacía. El periodo entre cargas de

efluente doméstico varía de 0,5 a 5 minutos. La distribución de efluente doméstico, realizada a través de este tipo de sistemas de distribución, sobre la superficie del medio granular, es relativamente buena.

Con el surgimiento de los medios de soporte sintéticos, los sistemas fijos de distribución volvieron a ser utilizados en los filtros profundos y en las biorres. En estos procesos, el sistema de distribución también es dotado de distribuidores principales y secundarios, situados inmediatamente encima del medio de soporte, y la alimentación es realizada continuamente a través de bombeamientos.

Las principales desventajas de este tipo de sistema de distribución son: la no uniformidad de carga hidráulica sobre la superficie del FBP, las grandes extensiones de conductos de distribución; la obstrucción frecuente de los aspersores; la dificultad de mantenimiento de los aspersores en grandes FBP. En los sistemas fijos, se estima que, para atender la distribución alcanzada a través de distribuidores rotatorios, el caudal aplicado debe ser de 3 a 4 veces superior.

Sistemas rotatorios de distribución. El sistema rotatorio de distribución es compuesto por uno o más conductos (brazos) horizontales, incrustados y girando alrededor de una columna central.

A través de este dispositivo, el efluente doméstico es distribuido uniformemente sobre el medio de soporte, por medio de orificios situados en uno de los lados de cada brazo horizontal. El movimiento de rotación del distribuidor es generalmente asegurado apenas por la energía proveniente del jet de descarga de efluente a través del conjunto de orificios. En casos excepcionales, especialmente para el control de moscas y para evitar paradas de los brazos distribuidores en horarios de muy bajo caudal afluente, son utilizados también motores eléctricos para mover el sistema de aplicación de efluente sobre la superficie del filtro. Los brazos distribuidores normalmente poseen una sección transversal circular, pudiendo también ser contruidos con sección rectangular o otro tipo de cuadrilátero. Un dispositivo de abertura rápida, instalado en la extremidad, permite la retirada de sólidos gruesos acumulados en el interior de cada brazo. El área de la sección transversal de los brazos generalmente disminuye con la distancia de la columna central. El espaciamiento entre los orificios es dimensionado para garantizar una distribución uniforme del efluente sobre toda la superficie del medio de

soporte. Mamparas en plástico o otro tipo de material no corrosivo son instalados en los orificios para asegurar una mejor distribución.

Los brazos deben ser dimensionados de forma que la velocidad rotacional se sitúe entre 0,1 a 2 rpm y la velocidad no exceda 1,2 m/s, con caudal máximo. Filtros con cuatro brazos distribuidores son equipados con una tubería de desborde (extravasor) en la columna central, concentrando la alimentación en apenas dos brazos en los periodos de caudales pequeños. En los periodos de caudales máximas, los cuatro brazos son alimentados con efluente. Este procedimiento asegura velocidades de descarga y fuerzas de reacción adecuadas a la rotación del distribuidor, bajo las diversas condiciones de caudal. Los orificios en el lado opuesto de los brazos también son utilizados para reducir la velocidad rotacional en los momentos de caudal pico. Los brazos distribuidores todavía poseen tubos de ventilación, para evitar la acumulación de aire en su interior. La estructura de ayuda de los brazos es compuesta por tirantes, que aseguran la estabilidad de la columna central.

3.3.7.3.4. Material de relleno de los filtros biológicos percoladores

El relleno de los FBP es de fundamental importancia en el desempeño del proceso. El material de relleno sirve como soporte para el crecimiento de la biomasa, por donde fluye el efluente pre-tratado. El aire pasa a través de los espacios vacíos del relleno del filtro, proporcionando el oxígeno para las reacciones aerobias. El material de relleno ideal debe presentar las siguientes características:

- Tener capacidad de remover altas cargas de DBO por unidad de volumen
- Tener capacidad de operar a altas tasas de aplicación hidráulica
- Poseer estructura adecuadamente abierta, para evitar obstrucciones por el crecimiento de la biomasa y garantizar un adecuado suministro de oxígeno, sin necesidad de aireación forzada.
- Tener resistencia estructural suficiente para soportar su propio peso y más el peso de la biomasa que crece adherida a su superficie.
- Ser suficientemente leve, para permitir reducciones significativas en el costo de las obras civiles.
- Ser biológicamente inerte, no siendo atacado por los microorganismos del procesos y no ser tóxico para ellos.

- Ser químicamente estable.
- Presentar el menor costo posible por unidad de materia orgánica removida, cuando es utilizado como tratamiento en nivel secundario.

En la práctica, el relleno de los FBP es usualmente hecho con diferentes tipos de piedras, como la brita 4, con diámetro entre 5 a 8 cm, sin piedras planas y pedregullo. Estos materiales tienen área superficial específica bastante limitada (55 a $80 \text{ m}^2/\text{m}^3$) e índice de vacío del 55 a 60%, limitando el área de crecimiento de biomasas y también la circulación del aire. Los FBP con lecho de piedras pueden presentar, también, problemas de obstrucción de los espacios vacíos, debido al crecimiento excesivo de la película biológica, especialmente cuando los filtros son operados con elevadas cargas orgánicas. En estas condiciones, pueden ocurrir inundaciones y fallas del sistema.

A veces, debido a la necesidad de reducción de la área requerida para el sistema, pueden ser utilizados otros tipos de materiales para el relleno de los filtros. Aquellos materiales incluyen módulos de plásticos corrugado, tablado de ripas y anillos de plástico, con áreas superficiales específicas bien mayores (100 a $250 \text{ m}^2/\text{m}^3$) y con índices de vacíos de 90 a 97%, que permiten mayor cantidad de biomasa adherida, por unidad de volumen de material de relleno. Estos materiales son también mucho más livianos que las piedras (cerca de 30 veces), posibilitando que los filtros sean mucho más altos, sin causar problemas estructurales. Mientras que en los filtros de piedras las alturas son usualmente inferiores a 3 metros, en los filtros con relleno sintético las alturas pueden ser de 6 metros o más, disminuyendo, de esta forma, el área requerida para su instalación. El uso de estos rellenos permiten tasas de aplicación de materia orgánica por unidad de volumen del filtro bien mayores que aquellas utilizadas para los filtros que son rellenos con piedras, para un mismo desempeño de tratamiento. Todavía, los elevados costos de estos materiales hacen limitado su uso.

3.3.7.3.5. Sistema de drenaje de fondo

El sistema de drenaje de fondo de un filtro biológico consiste de una losa perforada, o de rejillas confeccionadas en materiales resistentes, y de un conjunto de canaletas localizadas en la parte de inferior del filtro. El sistema de drenaje tiene una función de permitir el paso, tanto el efluente que percola a través del filtro, como los sólidos que se desgarran del medio de soporte, enviando al decantador secundario. Todo el conjunto de drenaje de fondo del filtro

debe ser lo suficientemente resistente para soportar los pesos del medio de soporte, de la biomasa adherida y del propio efluente que percola por el filtro.

La estructura del fondo debe tener una declividad entre 1 a 5% suficiente para posibilitar el adecuado escurrimiento del efluente para el centro o para la periferia del filtro. Las canaletas de colecta del efluente deben ser dimensionadas para garantizar una velocidad mínima de 0,6 m/s, para el caudal medio de la alimentación del filtro.

El sistema de drenaje del fondo debe ser abierto en ambas extremidades, de forma a posibilitar la inspección y la eventual limpieza con chorros de agua, caso que sea necesario. El sistema de drenaje del fondo es también responsable de la ventilación del filtro.

3.3.7.3.6. Ventilación

La ventilación del FBP es importante para mantener las condiciones aerobias necesarias para el efectivo tratamiento de aguas residuales por la vía aerobia. Si se propician pasajes adecuados para el aire, la diferencia entre las temperaturas del aire y del líquido es considerada suficiente para producir la aireación necesaria. En la práctica, son adoptados los siguientes cuidados para tener una ventilación adecuada:

- El sistema de drenaje y los canales colectores del efluente junto a la estructura de los FBP deben permitir un flujo libre de aire, que fluya por el filtro. Esos canales colectores de efluente no deben tener más que 50% de su altura ocupada por el efluente
- Debe preverse la instalación de pozos de ventilación en ambas extremidades del canal central de colecta del efluente.
- Los filtros de grandes diámetros deben ser dotados de canales de colecta ramificados, dotados de pozos o tubos de ventilación a lo largo del perímetro del filtro.
- El área de vacíos de la losa para el soporte del lecho de llenado debe ser superior al 15% del área superficial del filtro. El área abierta para el paso de aire por el fondo del filtro (muchas veces con el uso de tubos que van hasta la superficie del filtro para permitir su ahogamiento) debe ser superior al 1% (si es posible cerca del 5%) del área superficial del filtro.
- Las aberturas de las rejillas de los pozos y tubos de ventilación deben tener por lo menos 1 m² de área libre cada 250 m² de área superficial del filtro.

En la Figura 10 se presenta un filtro percolador con relleno de plástico en funcionamiento.

Figura 10 - Fotografía de un filtro biológico percolador



Fuente: Ashley Waldron (2018).

3.3.7.3.7. Decantadores secundarios post - FBP

Los decantadores secundarios utilizados luego de los FBP son normalmente del tipo convencional y son dimensionados por la tasa de escurrimiento superficial, una vez que la concentración de sólidos suspensos en el efluente del FBP es relativamente baja. Se presenta en el Cuadro 15 las tasas de escurrimiento superficial recomendadas para el proyecto de decantadores secundarios después de los FBP.

Cuadro 15 - Tasas de escurrimiento superficial en decantadores secundarios de FBP

Nivel de Tratamiento	Tasa de aplicación superficial (m ³ /m ² .dia)	
	Para caudal medio	Para caudal máximo
DBO = 20 a 30 mg/L - sin nitrificación	16 a 32	40 a 48
DBO ≤ 20 mg/L - con nitrificación	16 a 24	32 a 40

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Dependiendo del porte de la estación de tratamiento de aguas residuales, los decantadores secundarios pueden ser sistemas de remoción de lodo mecanizado o por presión hidrostática.

3.3.7.3.8. Eficiencia de remoción de DBO en FBP

El modelo empírico de la National Research Council - NRC (EUA) fue desarrollado para filtros con lecho de piedras, a partir de datos operacionales obtenidos en diversas plantas operando en instalaciones militares. El tamaño de un filtro único, o el primer filtro de un sistema con doble etapa, recibiendo desagüe decantado puede ser realizado a través de la ecuación (40).

$$E = \frac{1}{1+0,443\sqrt{\frac{C_v}{F}}} \quad (40)$$

E: eficiencia de remoción de DBO (%)

C_v : carga orgánica volumétrica (kg DBO/m³.día)

F: factor de recirculación $F = \frac{1+R}{(1+\frac{R}{10})^2}$

R: Razón de recirculación (Qr/Q)

3.3.7.3.9. Producción de lodo

La estimativa de producción de lodo en filtros biológicos percoladores puede ser hecha por medio de la ecuación (41).

$$P_{lodo} = Y * DBO_{remov} \quad (41)$$

P_{lodo} : producción de lodo en el BP (kg SST/d)

Y: coeficiente de producción de lodo en el FBP (kg SST/kg DBO_{remov})

DBO_{remov}: masa de DBO removida en el FBP (kg DBO/d)

Los valores de Y observados en los sistemas de tratamiento biológico con biofilm, trabajando con alta tasa, sin nitrificación, presentan una producción de lodo en la faja de 0,8 a 1,0 kg SST/kg DBO removida y con relación de SSV/SST de 0,75 a 0,85. Esta estimativa de

producción de lodo se tiene demostrado adecuada para el tratamiento de efluentes de reactores UASB en FBP. Los SST del efluente del FBP son normalmente removidos en los decantadores secundarios convencionales. La evaluación de producción volumétrica de lodo puede hecha a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma + C} \quad (42)$$

V_{lodo} : producción volumétrica de lodo (m³/d)

P_{lodo} : producción de lodo en el FBP (kg SST/d)

γ : densidad de lodo (usualmente en la orden de 1000 a 1040 kg/m³)

C : concentración de lodo removido del decantador secundario (usual en la faja de 1 a 2%)

3.3.7.4. Aspectos constructivos

Los filtros biológicos percoladores normalmente se construyen en hormigón armado, aunque las unidades más pequeñas pueden ser confeccionadas con acero, fibra de vidrio, etc. Cualquiera que sea el material de construcción del FBP, las mayores preocupaciones constructivas deben ser atender a la longevidad y a la integridad de la estructura del filtro y del medio de soporte, lograda con la utilización de materiales adecuadamente seleccionados y resistentes a las condiciones adversas impuestas por las aguas residuales.

Se debe prestar especial atención a la elección del material de relleno y al llenado filtro, ya que los problemas recurrentes de la obstrucción y la colmatación del medio de apoyo se han sido reportado con cierta frecuencia.

Otro aspecto relevante se refiere a la construcción del sistema de drenaje de fondo, que debe ser lo suficientemente resistente para soportar todo el peso de la estructura situada en la parte superior, el medio de soporte, el crecimiento del biofilm y el propio efluente. Además, deben garantizarse, con rigor, las recomendaciones de diseño relativas a las declividades del sistema de drenaje ya las áreas libres para permitir la ventilación del FBP.

3.3.7.5. Aspectos operacionales

Los filtros biológicos percoladores se caracterizan por su simplicidad operativa, ya que el grado de mecanización del sistema es mínimo, atendiendo, principalmente, a la distribución de caudal en el FBP y la remoción de lodo en el decantador secundario. De esta forma, la operación del sistema consiste, básicamente, de actividades corrientes con vista a:

- El monitoreo de la eficiencia del sistema de tratamiento, hecho a través de un adecuado programa de análisis físico-químicos del afluente al FBP y del efluente del decantador secundario.
- El monitoreo de la producción de lodo en el sistema de tratamiento, a través de mediciones de sólidos suspendidos en el efluente del FBP y, principalmente, en el efluente y en el lodo de descarte del decantador secundario.
- La verificación de la ocurrencia de empozamientos en la superficie del FBP, que ocurre, generalmente, cuando el volumen de vacíos en el medio soporte es tomado por un crecimiento excesivo de la capa biológica.
- La verificación de la proliferación excesiva de moscas, que ocurre, especialmente, cuando el FBP es operado de forma intermitente y / o con bajas tasas de aplicación hidráulica superficial.
- La verificación del sistema de drenaje de fondo del FBP, eliminando cualquier acumulación indebida de sólidos en la losa inferior y en los canales de recolección del efluente.

Además de estos aspectos operativos básicos, deben desarrollarse actividades de mantenimiento preventivo, a fin de garantizar la integridad de las unidades de tratamiento y de todos los equipos instalados. La atención especial debe darse a la inspección de los distribuidores de caudal y de los eliminadores de lodo.

3.3.8. LODOS ACTIVADOS

3.3.8.1. Introducción

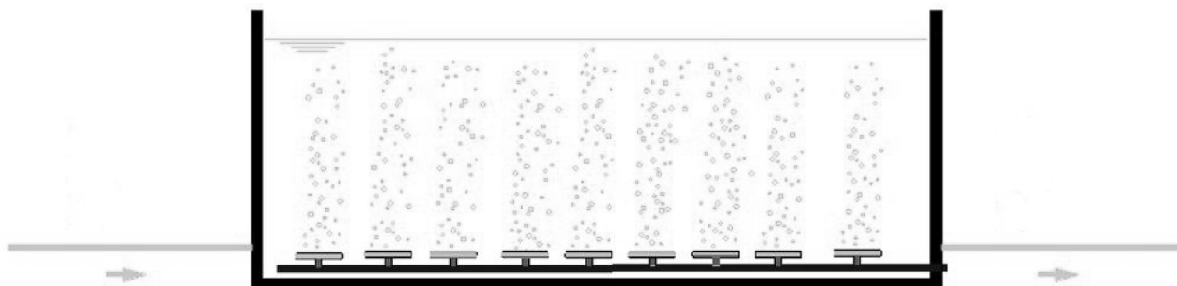
El sistema de lodos activados es ampliamente utilizado, a nivel mundial, para el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales, en situaciones en que una elevada calidad de efluente es necesaria y la disponibilidad de área es limitada. Sin embargo, el sistemas de lodos activados incluye un índice de mecanización superior al de los otros sistemas de tratamiento, implicando un operación más sofisticada. Otras desventajas son el consumo de energía eléctrica para la aireación y una mayor producción de lodo.

Las partes integrantes es la esencia de cualquier sistema de lodos activados de flujo continuo:

- Tanque de aireación (reactor) (Figura 11).
- Tanque de sedimentación (decantador secundario) (Figura 12).
- Recirculación de lodo
- Retirada de lodo excedente

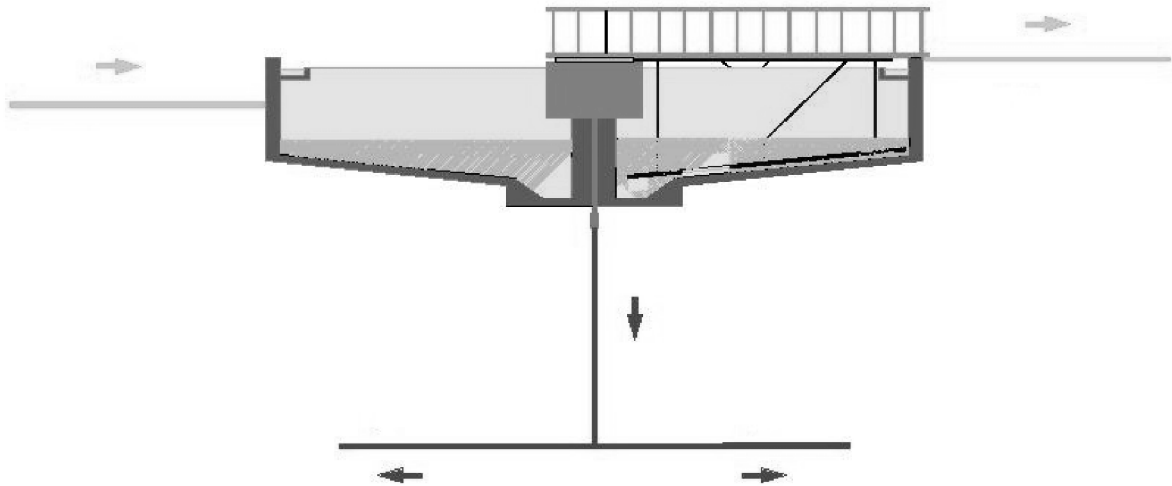
En el reactor aireado ocurren las reacciones bioquímicas de remoción de la materia orgánica y, en determinadas condiciones, de nitrógeno y de fósforo. La biomasa se utiliza del sustrato presente en el efluente doméstico para desarrollarse. En el decantador secundario ocurre la sedimentación de los sólidos (biomasa), permitiendo que el efluente final sea clarificado. Parte de los sólidos sedimentados en el fondo del decantador secundario es recirculado para el reactor, para mantener una deseada concentración de biomasa en el mismo, la cual es responsable por elevada eficiencia del sistema.

Figura 11 - Tanque de aireación del proceso de lodos activados



Fuente: PAREDES (2006)

Figura 12 - Decantador secundario del proceso de Lodos Activados



Fuente: PAREDES (2006)

La biomasa es separada en el decantador secundario debido a su propiedad de flocular y de sedimentar. Esto se debe a una matriz gelatinosa, que permite la aglutinación de las bacterias, protozoarios y otros microorganismos, responsables por la remoción de materia orgánica en copo macroscópicos. Los copos poseen dimensiones bien superiores que las de los microorganismos, individualmente, lo que facilita su sedimentación.

En virtud de la recirculación de lodo, la concentración de sólidos en suspensión en el tanque de aireación, en los sistemas de lodos activados, es bastante elevada. En estos, el tiempo de detención del líquido (tiempo de detención hidráulica) es baja, de la orden de horas, implicando que el volumen del reactor sea más reducido. Sin embargo, debido a la recirculación de sólidos, estos permanecen en el sistema por un tiempo superior que al tiempo del líquido. El tiempo de retención de sólidos es denominado *tiempo de detención celular* o *edad del lodo*, la cual es definida como la relación entre la cantidad de lodo biológico existente en el reactor y la cantidad de lodo biológico removido del sistema de lodos activados por día. Es esta mayor permanencia de sólidos en el sistema que garantiza la elevada eficiencia de los sistemas de lodos activados, ya que la biomasa tiene tiempo suficiente para metabolizar prácticamente toda la materia orgánica de los efluentes domésticos.

Otro parámetro utilizado, en la práctica, en el proceso de lodos activados, es la relación de Alimento/Microorganismos (A/M), definida como la cantidad de alimento (DBO) proporcionada por día por unidad de biomasa del reactor (representada por los SSV TA -

sólidos suspensos volátiles en el tanque de aireación), es expresada en kg DBO/kg SSV TA.día. Como los microorganismos tienen una capacidad limitada de consumir el sustrato (DBO) en una unidad de tiempo, una elevada relación de A/M puede significar mayor oferta de materia orgánica biodegradable que de la capacidad de biomasa del sistema puede consumir, resultando un excedente de sustrato en el efluente final. Ya bajos valores de A/M significan que la oferta de sustrato es inferior a la capacidad de su utilización por los microorganismos del sistema de lodos activados, los cuales pueden consumir prácticamente toda la materia orgánica del agua residual afluente, así como la propia materia orgánica de constitución celular. Elevadas edades de lodo están asociadas a bajos valores de A/M, y vice-versa.

A efectos de comparación, los reactores anaerobios tipo UASB poseen también detención de biomasa en el compartimento de reacción, donde se desarrolla un manto de lodo, que es atravesado por el efluente bruto, y una recirculación de parte de la biomasa, que es transportada por la fase líquida efluente de ese compartimento. Esta recirculación es alcanzada a través de su sedimentación en el compartimento de decantación, seguida de retorno, por gravedad, para el compartimento de reacción. Ya en el sistema de lodos activados, esta recirculación de sólidos es obtenida por medio de bombeamiento en el caso de lodos activados de flujo continuo o se prende y apaga los aireadores en el caso de flujo intermitente. De esta forma, tanto el reactor UASB como en sistemas de lodos activados, el tiempo de permanencia de la biomasa es superior al tiempo de detención hidráulica, garantizando la elevada capacidad del sistema, asociada a su elevada eficiencia.

En el tanque de aireación, debido a la entrada continua de alimento, en la forma de DBO del efluente bruto, los microorganismos crecen y se reproducen continuamente. Caso fuese permitido que la población de los mismos creciese indefinidamente, ellos tenderían a atender concentraciones excesivas en el tanque de aireación, dificultando la transferencia de oxígeno para todas las células. Además, el decantador secundario, quedaría sobrecargado, y los sólidos no tendrían condiciones para sedimentar satisfactoriamente, siendo arrastrados con el efluente final, deteriorando su calidad. Para mantener el sistema en equilibrio, es necesario que se retire aproximadamente la misma cantidad de biomasa que es aumentada por reproducción. Este es, por tanto, el *lodo biológico excedente*, que puede ser extraído directamente del reactor o de la línea de recirculación.

En el sistema de lodos activados convencional, el lodo excedente debe sufrir un tratamiento adicional, en la línea de tratamiento de lodo, usualmente comprendiendo un adensamiento, digestión y deshidratación. La digestión tiene como objetivo disminuir la cantidad de materia orgánica, que torna al lodo putrescible. En el sistema de lodo activados como post-tratamiento de efluentes de un reactor anaerobio, por el hecho que gran parte de la materia orgánica ya ha sido removida en etapa anaerobia, el crecimiento de la biomasa es menor (menor disponibilidad de alimento), o sea, que la producción de lodos es menor. El tratamiento de lodo es también simplificado, ya que el lodo aerobia del sistema de lodos activados puede ser retornado al reactor UASB, para su digestión y adensamiento.

El sistema de lodos activados puede ser adaptado para incluir remociones biológicas de nitrógeno y fósforo, actualmente practicadas en forma sistemática en diversos países.

Con relación a la remoción de coliformes y organismos patógenos, debido a los reducidos tiempos de detención en las unidades de sistemas de lodos activados, se tiene que la eficiencia es baja usualmente insuficiente para atender los requisitos de calidad de los cuerpos receptores. Esta baja eficiencia es típica también de otros procesos compactos de tratamiento de efluentes domésticos. Caso sea necesario, el efluente final debe ser sometidos a una etapa posterior de desinfección. Se sabe que, debido a la buena calidad del efluente, la demanda de cloro para la desinfección es pequeña: una concentración de poco mg/L de cloro, o sus derivados, es suficiente para eliminación cuantitativa de patógenos en poco minutos. La adición de desinfectante no tiene efecto significativo sobre los costos del tratamiento. Sin embargo, debe siempre tener en cuenta los potenciales problemas de los organoclorados resultantes de la post-cloración. Como en todo sistema de cloración de efluentes, se debe analizar la posible necesidad de efectuar la dechloración, para la reducción de concentración de cloro residual, en función a su toxicidad para el cuerpo receptor. La radiación UV también es atrayente como proceso de desinfección, en virtud del bajo tenor de sólidos en suspensión en el efluente del sistema de lodos activados, y por la no generación de organoclorados y cloro residual.

3.3.8.2. Variantes del proceso

3.3.8.2.1. Preliminares

Existen diversas variantes del proceso de lodos activados. Se dará atención solo a las principales y más utilizadas. Dentro de este contexto, se tiene las siguientes divisiones de los sistemas de lodos activados:

- *División en cuanto a la edad de lodo*
 - Lodos activados convencional
 - Aireación prolongada
- *División en cuanto al flujo*
 - Flujo continuo
 - Flujo intermitente (lote)
- *División en cuanto al afluente a la etapa biológica del sistema de L.A.*
 - Efluente doméstico bruto
 - Efluente del decantador primario
 - Efluente de un reactor anaerobio
 - Efluente de otro proceso de tratamiento de efluentes.

El sistemas de lodos activados puede ser clasificados, en función a la edad de lodo, en una de las siguientes principales categorías, presentadas en la Tabla 6.

Tabla 6 - Clasificación de los sistemas en función a la edad del lodo

Edad del lodo	Faja de edad de lodo (días)	Faja de relación A/M (kg DBO/kg SSV TA.día)	Denominación usual
Reducida	4 a 10	0,25 a 0,50	Convencional
Elevada	18 a 30	0,07 a 0,15	Aireación Prolongada

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

La clasificación según la edad del lodo se aplica, tanto para los sistemas de flujo continuo (líquido entrando y saliendo continuamente del reactor de lodos activados), como para los sistemas de flujo intermitente o lote (entrada del líquido discontinua en cada reactor

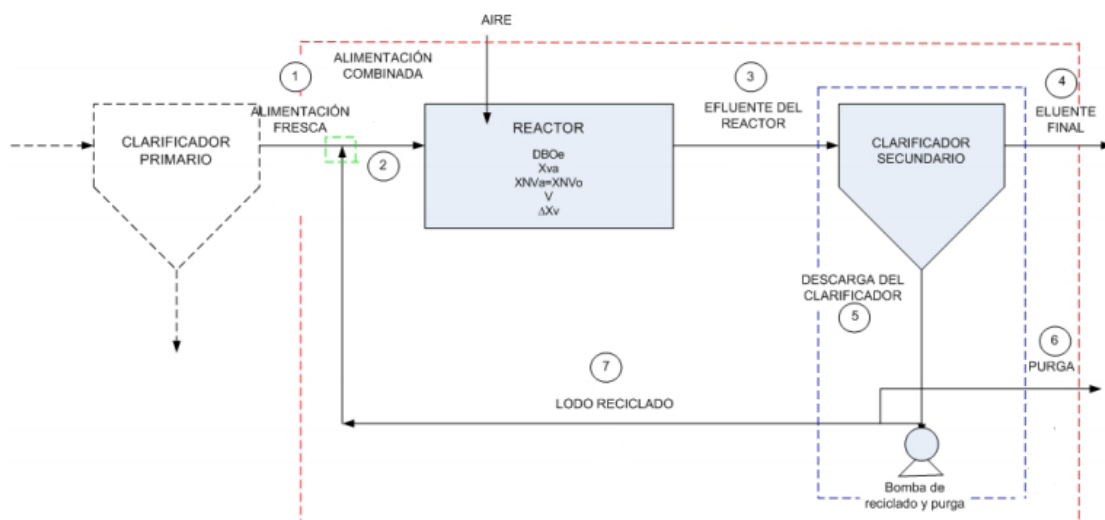
de lodos activados). Sin embargo, la aireación prolongada es más frecuente para los sistemas de flujo intermitente. Ya con relación a los sistemas de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios, la opción más conveniente es la de la edad de lodo convencional.

La etapa biológica del sistemas de lodos activados (reactor biológica y decantador secundario) puede recibir *efluentes brutos* (usualmente en la modalidad de aireación prolongada), *efluentes de decantadores primarios* (concepción clásica del sistemas de lodos activados convencional), *efluentes de reactores anaerobios* y *efluentes de otros procesos de tratamiento de efluentes* (como tratamiento fisico-químico o filtros biológicos)

3.3.8.2.2. Lodos activados convencional (flujo continuo)

En el sistema convencional, para economizar energía para la aireación y reducir el volumen del reactor biológico, parte de la materia orgánica (en suspensión, sedimentable) del efluente es retirada antes del tanque de aireación, a través de un decantador primario. Así, los sistemas de lodos activados convencional tienen, como parte integrante, también el tratamiento primario (Figura 13).

Figura 13 - Lodos activados convencional (flujo continuo)



Fuente: ALCARRIA, M, (2005)

En el sistema convencional, la edad del lodo es usualmente de la orden de 4 a 10 días, y la relación A/M en la faja de 0,25 a 0,50 kg DBO/kg SSV TA.día, el tiempo de detención hidráulica del reactor, de la orden de 6 a 8 horas. Con esta edad de lodo, la biomasa retirada del sistema en el lodo excedente requiere aún una etapa de estabilización en el tratamiento de lodo, por contener todavía un elevado tenor de materia orgánica almacenada en sus células. Esta estabilización ocurre en los digestores (primario y secundario). De forma a reducir el volumen de los digestores, el lodo es previamente sometido a una etapa de adensamiento, en la cual es retirada parte de la humedad, disminuyendo, por consiguiente, el volumen del lodo a ser tratado.

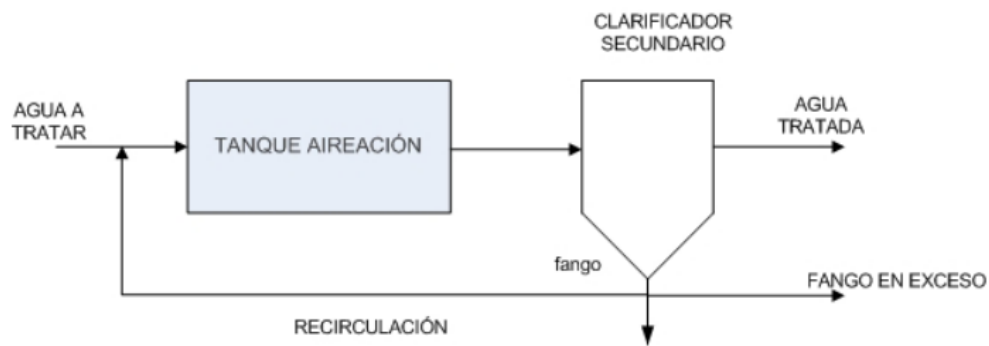
3.3.8.2.3. Lodos activados por Aireación prolongada (flujo continuo)

Si la biomasa permanece en el sistema por un período más largo, del orden de 18 a 30 días (de ahí el nombre de la *aeración prolongada*), recibiendo la misma carga de DBO del efluente bruto que el sistema convencional, habrá menor disponibilidad de alimento para las bacterias (relación A/M de sólo 0,07 a 0,15 kgDBO / kg SSV TA.día). La cantidad de biomasa (kg SSV TA) es mayor que en el sistema de lodo activados convencional, el volumen del reactor aerobio es también mayor, y el tiempo de detención del líquido en torno de 16 a 24 horas. Por lo tanto, hay menos materia orgánica por unidad de volumen del tanque de aireación y también por unidad de biomasa del reactor. En consecuencia, las bacterias, para sobrevivir, pasan a utilizar en sus propios procesos metabólicos la propia materia orgánica biodegradable componente en sus células. Esta materia orgánica celular es convertida en gas carbónico y agua, por medio de la respiración. Esto corresponde a una estabilización de la biomasa, ocurriendo en el propio tanque de aireación. En el sistema convencional la estabilización del lodo es hecha por separado (en la etapa de tratamiento de lodo), usualmente en ambiente anaerobio, en la aireación prolongada ella es hecha conjuntamente, en el propio reactor (ambiente aerobio). El consumo adicional de oxígeno para la estabilización de lodo (respiración endógena) es significativo e inclusive puede ser mayor que el consumo para metabolizar el material orgánico del afluente (respiración exógena).

Ya que no hay necesidad de estabilizar el lodo biológico excedente, se procura evitar también, en el sistema de aireación prolongada, la generación de alguna otra forma de lodo, que requiera posterior estabilización. De este modo, los sistemas de aireación prolongada

usualmente no poseen decantadores primarios, para evitar la necesidad de estabilizar el lodo primario. Con esto se obtiene una gran simplificación en el flujograma del proceso, ya que no hay decantadores primarios ni unidades de digestión del lodo (Figura 14).

Figura 14 - Lodos activados de aireación prolongada (flujo continuo).



Fuente: ALCARRIA, M, (2005)

La consecuencia de esta simplificación del sistema, es el gasto de energía para la aireación, ya que el lodo es estabilizado aeróbicamente en el tanque de aireación. Por otro lado, la reducida disponibilidad de alimento y su prácticamente total asimilación hacen la aireación prolongada sea la variante de lodos activados más eficiente en la remoción de DBO.

Debe destacarse, sin embargo, que la eficiencia de cualquier variante del proceso de lodos activados está íntimamente asociada al desempeño del decantador secundario. Si hay pérdida de sólidos en el efluente final, habrá un gran descenso de la calidad del efluente, independientemente del buen desempeño del tanque de aireación en la remoción de DBO.

3.3.8.2.4. Lodos activados por Flujo intermitente (lote)

El principio del proceso de lodos activados con operación intermitente consiste en la incorporación de todas las unidades, procesos y operaciones normalmente asociados al tratamiento tradicional de lodos activados, cuales sean, decantación primaria, oxidación biológica y decantación secundaria, en un único tanque. Utilizando un tanque único, esos procesos y operaciones pasarán a ser simplemente secuenciales en el tiempo, y no unidades separadas, como ocurre en los procesos convencionales de flujo continuo. El proceso de lodos activados con flujo intermitente puede ser utilizado tanto en la modalidad convencional como

en la de aireación prolongada, donde esta última es más común, debido a su mayor simplicidad operacional. La modalidad de aireación prolongada, el tanque único pasa a incorporar también unidad de digestión (anaerobia) del lodo.

En el proceso es utilizado apenas un reactor, donde ocurren todas las etapas del tratamiento. Esto es conseguido por medio del establecimiento de ciclos de operación, con duraciones definidas. La biológica permanece en el reactor durante todos los ciclos, eliminado, de esta forma, la necesidad de decantadores separados. Los ciclos normales de tratamientos son:

- *Relleno* (entrada de efluente bruto, decantado o anaerobio en el reactor)
- *Reacción* (aireación y/o mezcla de la masa líquida contenida en el reactor)
- *Sedimentación* (sedimentación y separación de los sólidos en suspensión del efluente tratado)
- *Desecho del efluente tratado* (retirada del efluente tratado del reactor)
- *Reposo* (ajuste de ciclos y remoción del lodo excesivo)

La duración usual de cada ciclo puede ser alterada en función de las variaciones de carga afluente, de los objetivos operacionales del tratamiento y de las características del efluente y de la biomasa en el sistema.

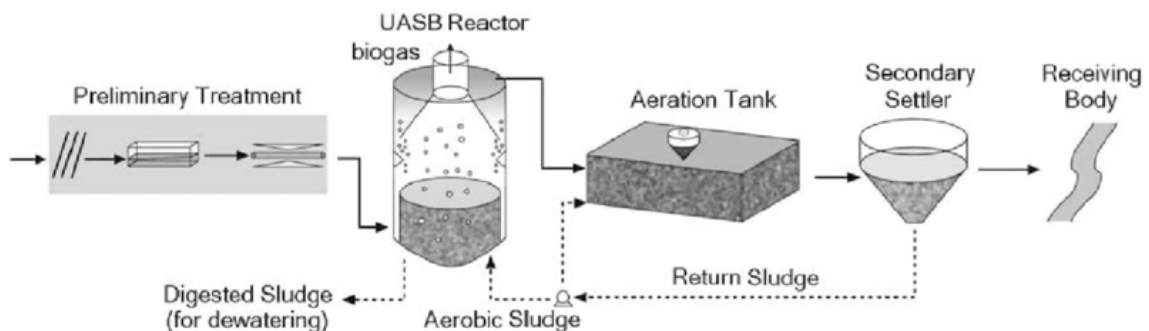
Cuando se compara con los sistemas de lodos activados de flujo continuo, el flujograma del proceso queda bastante simplificado, debido a la eliminación de diversas unidades. En el sistema de aireación prolongada por lote, las únicas unidades de todo el proceso de tratamiento (líquido y lodo) son: *rejas, desarenadores, reactores, espesador de lodo (opcional) y el sistema de deshidratación del lodo.*

Hay algunas variantes en los sistemas de flujo intermitente, relacionadas, tanto a la forma de operación (alimentación continua y vaciando discontinuo), cuanto a la secuencia y duración de los ciclos asociados a cada fase del proceso. Estas variantes permiten simplificaciones adicionales en el proceso y la remoción biológica de nutrientes.

3.3.8.2.5. Lodos activados para el post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios

Una alternativa bastante prometedora y foco de varias investigaciones relativamente recientes, es la de lodos activados (con edad de lodo convencional - 6 a 10 días), como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios tipo UASB (Figura 15). En este caso, en vez de tener un decantador primario, se tiene el reactor anaerobio. El lodo aerobio excedente generado en el sistema de lodos activados, aún no estabilizado, se envía al reactor UASB, donde sufre un adensamiento y digestión, juntamente con el lodo anaerobio. Como este caudal de retorno de lodo aerobio excedente es bien baja, comparada con el caudal afluente, no hay inconvenientes operacionales introducidos en el reactor UASB. El tratamiento de lodo es bastante simplificado: no hay necesidad de espesadores ni digestores, habiendo apenas una etapa de deshidratación. El lodo mixto retirado del reactor anaerobio, digerido y con concentraciones similares a las de un lodo efluente de espesadores, además posee óptimas características para deshidratación.

Figura 15 - Reactor UASB con procesos de lodos activados



Fuente: CHERNICHARO (2016)

Las principales ventajas de esta configuración comparada con la concepción tradicional del sistema de lodos activados convencional, se presentan en el Cuadro 16.

Cuadro 16 - Principales ventajas, desventajas y similitudes del sistema UASB - lodos activados con relación a la concepción tradicional de lodos activados convencional (continua)

Aspecto	Item	Comentario
Ventajas	<i>Reducción de la producción de lodo</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● La masa de lodo producido y a ser tratado es de la orden de 40 a 50% del total producido en la concepción tradicional de lodos activados convencional, y 50 a 60% del total producido en aireación prolongada ● La masa a ser encaminada para disposición final es de la orden de 60 a 70% de las concepciones tradicionales ● La reducción del volumen de lodo es todavía mayor, por el hecho de que el lodo anaerobio mixto es más concentrado y posee óptimas condiciones para deshidratación.
	<i>Reducción del consumo de energía</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● Como aproximadamente el 70% de la DBO es previamente removida en el reactor UASB, el consumo de oxígeno es apenas para la DBO restante y para la nitrificación, que, en este caso, es un factor preponderante del consumo (en torno a $\frac{2}{3}$ del consumo total)
	<i>Reducción del volumen de las unidades</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● El volumen total de las unidades (UASB + L.A. + DS + SDHL) es inferior al volumen total de las unidades de los activados convencional
	<i>Reducción del consumo de productos químicos para deshidratación</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● La reducción ocurre en función a la menor producción de lodo y de las mejores características para la deshidratación
	<i>Menor número de unidades a ser implementadas</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● No hay necesidad de decantadores primarios, espesadores y digestores, los cuales son sustituidos por el reactor UASB
	<i>Menor necesidad de equipamientos</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● El reactor UASB no posee equipamiento electromecánicos, diferentemente de los decantadores primarios, espesadores y digestores del sistema de lodos activados convencional.
	<i>Mayor simplicidad operacional</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● Comparado con la concepción tradicional del sistema a de lodos activados convencional, hay un número menor de unidades y equipamientos electromecánicos, resultando en operaciones más simples.

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 16 - Principales ventajas, desventajas y similitudes del sistema UASB - lodos activados con relación a la concepción tradicional de lodos activados convencional (Conclusión)

Aspecto	Item	Comentario
Desventajas	<i>Menor capacidad para remoción biológica de nutrientes (N e P)</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● La remoción de nitrógeno solo es factible a partir de una proporción mínima entre las concentración de material nitrogenado (NTK) y el material orgánico (DQO) ● Similarmente, también hay una razón mínima P/DQO para la remoción de fósforo ● Una vez que el reactor UASB retira gran parte del carbono orgánico y casi no afecta a la concentración de nutrientes, en general la concentración de materia orgánica en el efluente anaerobio es menor que la mínima necesaria para la desnitrificación y desfosfatación.
Similitud	<i>Eficiencia similar al concepto tradicional de lodos activados convencional</i>	<ul style="list-style-type: none"> ● La eficiencia del sistema en el remoción de principales poluentes (con excepción de N e P) es similar que el sistema de lodos activados convencional.

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

3.3.8.2.6. Comparación entre las variantes del proceso de lodos activados

Los factores principales entre las variantes son la edad del lodo, caracterizando las edades del lodo convencional y de aireación prolongada, y la existencia o no del pretratamiento (Ej: un reactor UASB). En el Cuadro 17 se presenta las características de algunos sistemas de tratamiento de aguas cloacales por lodos activados, y en el Cuadro 18 se presenta las comparaciones entre las variantes de los sistemas de lodos activados.

Cuadro 17 - Principales características de los sistemas de lodos activados utilizados

Item general	Item específico	Modalidad		
		Convencional	Aireación prolongada	UASB - Lodos activados
Edad del lodo	Edad del lodo (d)	4 a 10	18 a 30	6 a 10
Relación A/M	Relación A/M (kg DBO/kg SSV TA.día)	0,25 a 0,50	0,07 a 0,15	0,25 a 0,40
Eficiencia de remoción	DBO (%)	85 a 95	93 a 98	85 a 95
	DQO (%)	85 a 90	90 a 95	83 a 90
	Sólidos en suspensión (%)	85 a 95	85 a 95	85 a 95
	Amonio (%)	85 a 95	90 a 95	75 a 90
	Nitrógeno (%)	25 a 30	15 a 25	15 a 25
	Fósforo (%)	25 a 30	10 a 20	10 a 20
	Coliformes (%)	60 a 90	70 a 95	70 a 95
Área requerida	Área (m ² /hab)	0,2 a 0,3	0,25 a 0,35	0,2 a 0,3
Volumen total	Volumen (m ³ /hab)	0,10 a 0,15	0,10 a 0,15	0,10 a 0,12
Energía	Potencia instalada (W/hab)	2,5 a 4,5	3,5 a 5,5	1,8 a 3,5
	Consumo energético (kWh/hab.año)	18 a 26	20 a 35	14 a 20
Volumen de lodo	A ser tratado (L lodo/hab.día)	3,5 a 8,0	3,5 a 5,5	0,5 a 1,0
	A ser dispuesto (L lodo/hab.día)	0,10 a 0,25	0,10 a 0,25	0,05 a 0,15
Masa de lodo	A ser tratado (g ST/hab.día)	60 a 80	40 a 45	20 a 30
	A ser dispuesta (g ST/hab.día)	30 a 45	40 a 45	20 a 30

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 18 - Comparación entre las variantes de los sistemas de lodos activados (Continua)

Item	Convencional	Aireación prolongada	UASB - Lodos activados
<i>Decantación primaria</i>	Presente	Ausente	Ausente
<i>Reactor UASB</i>	Ausente	Ausente	Presente
<i>DBO soluble efluente</i>	- Baja - Prácticamente despreciable	- Bastante baja - Prácticamente despreciable	- Bastante baja - Prácticamente despreciable
<i>DBO en suspensión efluente</i>	- Depende de la sedimentabilidad del lodo y del desempeño del DS - Como la nitrificación deberá ocurrir en el DS, causando ascensión y pérdida de lodo - DS sujeto a problemas con bacterias filamentosas y otras deterioradoras de la sedimentabilidad	- Depende de la sedimentabilidad del lodo y del desempeño del DS - La mayor carga de sólidos afluente al DS exige la adopción de parámetros más conservadores en el dimensionamiento de estas unidades - Caso que no haya desnitrificación en el reactor, la misma puede ocurrir en el DS, causando ascensión y pérdida de lodo - DS sujeto a problemas con bacterias filamentosas y otras deterioradoras de la sedimentabilidad	- Depende de la sedimentabilidad del lodo y del desempeño del DS - Caso que no haya desnitrificación en el reactor, la misma puede ocurrir en el DS, causando ascensión y pérdida de lodo - DS sujeto a problemas con bacterias filamentosas y otras deterioradoras de la sedimentabilidad
<i>Nitrificación</i>	- Bastante probable, pero sujeta a inestabilidad en la faja inferior de la edad de lodo, especialmente en temperaturas más bajas - Totalmente consistente en la faja superior, a menos que ocurran problemas ambientales específicos	- Totalmente consistente, a menos que ocurran problemas ambientales específicos (Ej: presencia de elementos tóxicos, falta de OD)	- Consistente, a menos que ocurran problemas ambientales específicos (Ej: presencia de elementos tóxicos, falta de OD)

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 18 - Comparación entre las variantes de los sistemas de lodos activados
(Continuación)

Item	Convencional	Aireación prolongada	UASB - Lodos activados
<i>Volumen del reactor aerobio</i>	- Reducido (TDH de 6 a 8 horas)	- Elevado (TDH de 16 a 24 horas)	- Bastante reducido por la previa remoción de gran parte de la materia orgánica (TDH de 3 a 5 hs)
<i>Área de los decantadores secundarios</i>	- Reducida	- Elevada, debido a la mayor carga de sólidos y las características de sedimentabilidad del lodo	- Más reducido, en función de la menor carga de sólidos afluente
<i>Requisito de oxígeno</i>	- Reducido, debido a la menor respiración por la biomasa y la remoción de DBO en la decantación primaria	- Elevado, por incluir el consumo de oxígeno por la respiración de gran cantidad de la biomasa presente y por la inexistencia de decantación primaria	- Más reducido, debido a la menor respiración por la biomasa y la gran remoción de DBO en el reactor UASB
<i>Requisitos energético</i>	- Reducido, debido al bajo consumo de oxígeno	- Elevado, debido al alto consumo de oxígeno	- Más reducido, debido al menor consumo de oxígeno
<i>Producción de lodo</i>	- Elevada, pero disminuye con el uso de la digestión anaerobia, tornándose razonable	- Razonable	- Baja, debido a que el reactor anaerobio produce un lodo denso y en baja cantidad
<i>Estabilización de lodo en el reactor</i>	- Baja y insuficiente	- Suficiente y comparable a procesos de digestión separada	- Suficiente y comparables a digestión separada
<i>Espesamiento del lodo</i>	- Necesario (principalmente para el lodo del decantador secundario)	- Puede ser utilizado (recomendable utilizar mecanizado)	- Innecesario
<i>Digestión separada de lodo primario</i>	- Necesario	- Inexistente lodo primario	- Inexistente lodo primario
<i>Digestión separada de lodo aerobio</i>	- Necesario	- Innecesario	- El lodo aerobio es retornado al reactor UASB, donde es digerido

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 18 - Comparación entre las variantes de los sistemas de lodos activados (Conclusión)

Item	Convencional	Aireación prolongada	UASB - Lodos activados
<i>Deshidratación del lodo</i>	- Buena condición para deshidratación	- Peor deshidratabilidad	- Mejor deshidratabilidad
<i>Estabilidad del proceso</i>	- Mayor susceptibilidad a descargas tóxicas que en la aireación prolongada	- Elevada	- Satisfactoria, porque compone por dos etapas en serie, una anaeróbica y otra aerobia
<i>Simplicidad operacional</i>	- Reducida	- Mayor, por no incluir la unidades de decantación primaria y digestión, y por ser un sistema más robusto y estable	- Intermedia (mayor complejidad en el tratamiento de la fase líquida, más simplicidad en el tratamiento de la fase sólida)

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

3.3.8.3. Criterios y parámetros de proyecto

Los principales parámetros de proyecto, que determinan el comportamiento del sistema, bien como las áreas y volúmenes requeridos, son:

- Reactor: edad del lodo y concentración de sólidos suspensos en el tanque de aireación (SSTA).
- Decantador secundario: tasas de aplicación hidráulica y de sólidos.

Los parámetros de proyecto del sistema de lodos activados como post-tratamiento de reactores UASB son similares a los de sistemas de lodos activados convencional. La principal diferencia reside en la menor concentración de SST TA asumida en la variante de lodos activados como post-tratamiento. Caso en el que se adoptan valores mayores, el volumen del tanque de aireación sería bastante reducido. En el Cuadro 19 están listados los principales parámetros de proyecto utilizados para el dimensionamiento de sistemas de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios:

Cuadro 19: Parámetros de proyecto del sistema de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios (efluentes domésticos) (continua)

Item	Parámetro	Valor
<i>Tanque de aireación</i>	Edad del lodo (sin nitrificación)	6 a 10
	Relación A/M (kg DBO/kgSSVTA.día)	0,25 a 0,40
	Tiempo de detención hidráulica (h)	3 a 5
	Concentración de SSV TA (mg/L)	1100 a 1500
	Concentración de SSTA (mg/L)	1500 a 2000
	Relación de SSV/SS en el reactor	0,75 a 0,77
<i>Sistema de aireación</i>	Requisitos medios de O ₂ - demanda carbonácea (kg O ₂ /kg DQO aplicada a LA)	0,35 a 0,50
	Requisitos medios de O ₂ - demanda carbonácea (kg O ₂ /kg DBO aplicada a LA)	0,80 a 1,10
	Requisitos medios de O ₂ - demanda para nitrificación (kg O ₂ /kg NTK aplicada a LA)	3,8 a 4,3
	Requisitos medios de O ₂ - demanda para nitrificación (kg O ₂ /kg N disponible)	4,6
	Relación de consumo máximo de O ₂ /consumo medio O ₂	1,2 a 1,5
	Eficiencia de oxigenación padrón (kgO ₂ /kWh)	1,5 a 2,2
	Factor de corrección: consumo O ₂ padrón / consumo de O ₂ campo	1,5 a 1,8
<i>Producción de lodo</i>	Producción de lodo aerobio excedente (retornado al UASB) (kg SS/kg DQO aplicada en LA)	0,30 a 0,40
	Producción de lodo aerobio excedente (retornado al UASB) (kg SS/kg DBO aplicada en LA)	0,55 a 0,70
	Producción per cápita de lodo aerobio excedente (retornado al UASB) (gSS/hab.día)	8 a 14
	Concentración de SS en el lodo retornado la UASB (mg/L)	3000 a 5000
	Eficiencia de remoción de SSV en el lodo aerobio en el reactor UASB	0,20 a 0,30
	Producción de lodo anaerobio (kg SS/kg DQO aplicada en UASB)	0,14 a 0,18
	Producción de lodo anaerobio (kg SS/kg DBO aplicada en UASB)	0,28 a 0,36
	Producción per cápita de lodo anaerobio (gSS/hab.día)	14 a 18

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 19: Parámetros de proyecto del sistema de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios (efluentes domésticos) (conclusión)

Item	Parámetro	Valor
<i>Producción de lodo</i>	Producción de lodo mixto total (a ser tratado) (kg SS/kg DQO aplicada al sistema)	0,20 a 0,30
	Producción de lodo mixto total (a ser tratado) (kg SS/kg DBO aplicada al sistema)	0,40 a 0,60
	Producción per cápita de lodo mixto total (a ser tratado) (gSS/hab.día)	20 a 30
	Producción volumétrica per cápita de lodo mixto total (a ser tratado) (L/hab.día)	0,5 a 1,0
	Concentración de lodo mixto (aerobio + anaerobio) retirado del UASB (%)	3,0 a 4,0
<i>Decantador secundario</i>	Tasa de escurrimiento superficial (Q/A) (m ³ /m ² .día)	24 a 36
	Tasa de aplicación de sólidos [(Q+Q _r)X/A] (kg SS/m ² .día)	100 a 140
	Altura de la pared lateral (m)	3,0 a 4,0
	Razón de recirculación (Q _r /Q)	0,6 a 1,0
	Concentración de SS en el lodo recirculado al T.A. (mg/L)	3000 a 4000
<i>Tratamiento de lodo</i>	Producción per cápita de SS en el lodo a ser dispuesto (gSS/hab.día)	20 a 30
	Producción volumétrica per cápita de lodo a ser dispuesto (L lodo/hab.día)	0,05 a 0,15
	Tenor de sólidos (centrífuga, filtro prensa de correas) (%)	20 a 30
	Tenor de sólidos (filtro prensa) (%)	25 a 40
	Tenor de sólidos (lecho de secado) (%)	30 a 45

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

3.3.8.4. Sistemas de aireación

Con relación a la aireación del reactor aerobio, hay dos formas principales:

- Introducir aire o oxígeno en el líquido (aireación por aire difuso)
- Causa gran turbulencia, exponiendo el líquido, en la forma de gotitas, al aire, y ocasionando la entrada de aire atmosférico en el medio líquido (aireación superficial o mecánica)

Los aireadores mecánicos pueden ser de alta rotación (usualmente fluctuantes; presentan mayor consumo energético y menor costo de implementación) o de baja rotación (con reductores; son usualmente fijos; presentan menor consumo energético y mayor costo de implementación).

La aireación de por aire difuso puede ser por bolas gruesas (presentan mayor consumo energético y mayor simplicidad), bolas medias o bolas finas (presentan menor consumo energético y operacio más cuidadosa para evitar obstrucciones). El aire viene de compresores o sopladores.

La profundidad útil del reactor aireado en función al sistema de aireación: 3,0 a 4,5 m (aireación mecánica) y 4,5 a 6,0 m (aire difuso). De esta forma, para mismos volúmenes de tanque de aireación, el área ocupada por tanques con aireación por aire difuso puede ser menor. Caso sea adoptada una mayor profundidad que 3,0 m, con aireación mecánica, los equipamientos deberán tener recursos especiales para garantizar la mezcla y oxigenación a lo largo de toda la profundidad.

Para pequeñas ETEs, es más usual la solución de aireación mecánica, y en las ETEs media y grandes, el sistema de aire difuso es más utilizado, evitando la utilización de un gran número de aireadores (apenas uno poco sopladores son necesarios).

Es necesario el cuidado exhaustivo en la especificación del sistema de aireación, debiendo exigir al proveedor comprobación de la eficiencia en pruebas de campo. En el Cuadro 20 están presentadas las características de los sistemas de aireación mecánico y en el Cuadro 21 se presentan las características de los sistemas de aireación por difusores de aire.

Cuadro 20 - Características de los principales sistemas de aireación mecánica

Tipo de aireador	Características	Ventajas	Desventajas	Eficiencia de oxigenación padrón (kg O ₂ /kWh)
Baja rotación, flujo radial	Similar a una bomba de elevado caudal y baja carga. El flujo del líquido en el tanque es radial, en relación al eje del motor. La mayor parte de la absorción de oxígeno ocurre debido al resalto hidráulico creado. Velocidad de rotación: 20 a 60 a rpm	Elevada transferencia de oxígeno. Buena capacidad de mezcla. Flexibilidad del proyecto en el tanque. Elevada capacidad de bombeamiento. Fácil acceso para mantenimiento.	Costos iniciales elevados. Necesidad de mantenimiento cuidadoso en los reductores.	1,5 a 2,2
Alta rotación, flujo axial	Similar a una bomba de elevado caudal y baja carga. El flujo del líquido bombeado es ascensional según el eje del motor, pasando por la voluta, y alcanzando un difusor, de donde es disperso perpendicularmente al eje del motor, en forma de aspersión. La mayor parte de la aspersión de oxígeno ocurre debido a la aspersión y a la turbulencia. Velocidad de rotación: 900 a 1400 rpm.	Costos iniciales más reducidos. Fácilmente ajustable a variaciones de nivel de agua. Operación flexible	Difícil acceso para mantenimiento . Menor capacidad de mezcla. Transferencia de oxígeno no muy elevada	1,2 a 2,0
Rotor de eje horizontal	La rotación es en torno de un eje horizontal. Al roda, el rotor, con un gran número de aletas perpendiculares al eje, causa la aireación por aspersión y la incorporación de aire, más allá de proporcionar el movimiento circulatorio del líquido en el reactor. Velocidad de rotación: 20 a 60 rpm	Costo inicial moderado. Fácil de fabrica localmente. Fácil acceso para mantenimiento.	Geometría del tanque limitada. Requisito de bajas profundidades. Posibles problemas en rotores con ejes largos. Transferencia no muy elevada	1,2 a 2,0

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

Cuadro 21 - Características de los principales sistemas de aireación por aire difuso

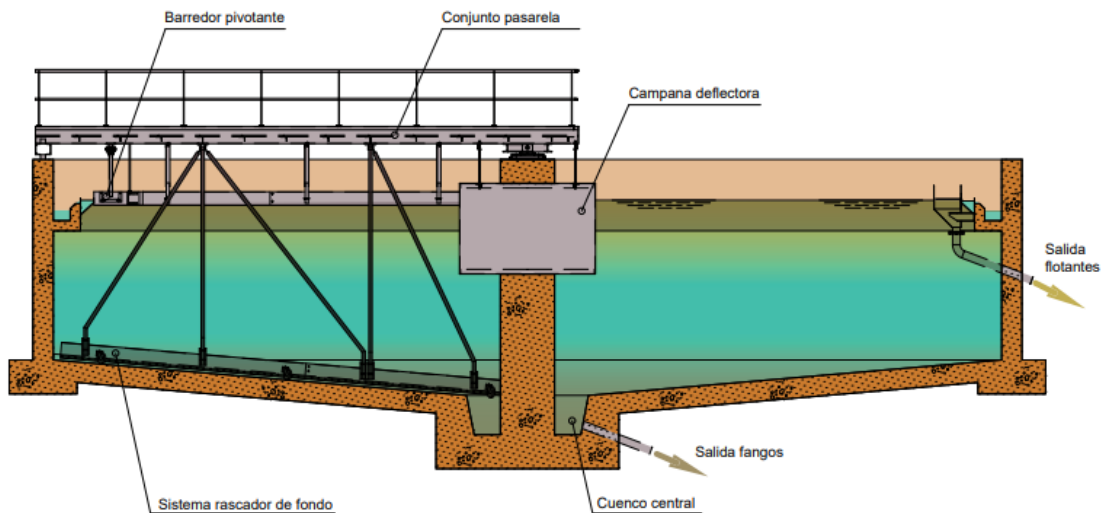
Tipo de aireador	Características	Ventajas	Desventajas	Eficiencia de transferencia de O₂ padrón media (%)	Eficiencia de oxigenación padrón (kg O₂/kWh)
Bolas finas	Las bolas son generadas a través de membranas, platos o discos, tubos o domos, hecho de un medio cerámico, vítreo o de resinas	Elevada transferencia de oxígeno. Buena capacidad de mezcla. Elevada flexibilidad operaciones por medio de variación del caudal de aire	Costos de implementación y mantenimiento elevados. Posibilidades de atasco en los difusores. Necesidad de filtros de aire	10 a 30	1,5 a 2,2
Bolas medias	Las bolas son generadas a través de membranas perforadas o tubos perforados	Buena capacidad de mezcla. Reducidos costos de mantenimiento.	Costos de implementación elevados. Filtros de aire pueden ser necesarios.	6 a 15	1,0 a 1,6
Bolas gruesas	Las bolas son generadas a través de orificios, bocas o inyectores	No obstrucción. Bajos costos de mantenimiento. Costos de implementación competitivos. Filtros de aires no son necesarios	Baja transferencia de oxígeno. Elevados requisitos de energía.	4 a 8	0,6 a 1,2
Aireadores por aspiración	Las bolas son generadas por medio de una hélice, rodando en alta velocidad en la extremidad de un tubo filtrado, el cual succiona el aire atmosférico de un orificio situado en la extremidad superior del tubo.	No obstrucción. Filtros de aire no son necesarios. Simplicidad conceptual. Mantenimiento relativamente simple	Eficiencia de oxigenación inferior a los sistemas de aireación mecánica o bolas finas.	-	1,2 a 1,5

Fuente: ALÉM SOBRINHO et al (2001)

3.3.8.5. Decantadores secundarios

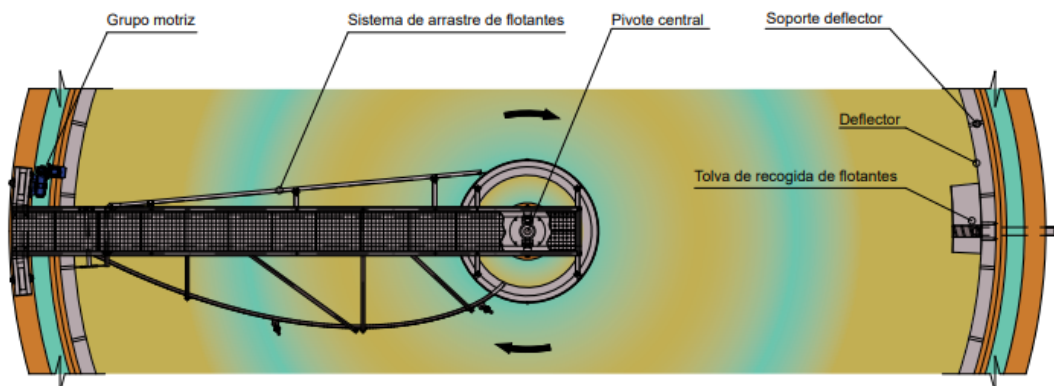
Los formatos más comunes para los decantadores secundarios son el *rectangular de flujo horizontal* o el *circular de alimentación central* (Figura 16 y 17). Ambos tanques necesitan de remoción continua de lodo por medio de raspadores o succión del fondo. El tipo circular permite una remoción continua de lodo más fácil, y presenta mayor ventaja del punto de vista estructural, debido al efecto anillo. Por otro lado, el tanque rectangular permite una mayor economía de área (por la ausencia de áreas muertas entre tanques) y la posibilidad de utilizar las paredes comunes entre tanques contiguos. Ambos tanques son bastante utilizados en estaciones de medio y gran porte.

Figura 16 - Decantador secundario vista en corte



Fuente: DAGA Equipment for the environment (2018)

Figura 17 - Decantador secundario vista en planta



Fuente: DAGA Equipment for the environment (2018)

En estaciones de pequeño porte, se puede prescindir de un mecanismo de remoción de lodo a través de la adopción de una gran declividad el fondo (en torno de 60° con la horizontal), que asume la forma de un tronco de pirámide invertido. De esta forma, el lodo se dirige a los pozos de lodo, de donde es removido por presión hidrostática. Tales tanques son denominados *tipo Dortmund*. La utilización de tales tanques está restringida a estaciones menores, por el hecho de las elevadas declividades de fondo requieren profundidades bastantes elevadas, en caso de mayores áreas superficiales. La norma brasilera NBR-570 (ABNT, 1989), recomienda que, para la remoción hidrostática de lodo, la carga hidrostática mínima debe ser considerada como el doble de la calculada para el agua, y no inferior a 0,50 m, con una tubería de diámetro mínimo de 150 mm.

Aun hay posibilidad de adoptar decantadores de placa (flujo laminar), similares a los utilizados en estaciones de tratamiento de agua.

El cálculo del área superficial requerida es el principal aspecto en el proyecto de un decantador. La determinación del área usualmente es obtenida a través de la consideración de los siguientes parámetros de proyecto:

- Tasa de escurrimiento superficial (q_A): (Q/A) . Corresponde al cociente entre el caudal afluente a la estación (Q) y el área superficial de los decantadores (A).
- Tasa de aplicación de sólidos (TAS): $(Q+Q_r)X/A$. Corresponde al cociente entre la carga de sólidos aplicada $(Q+Q_r).X$ y el área superficial de los decantadores (A).

Las tasas de aplicación en los decantadores secundarios de sistemas de lodos activados, actuando como post-tratamiento de efluentes anaerobios, son presumiblemente distintas de aquellas adoptadas para la concepción convencional del sistema de lodos activados, por el hecho de que se trabaja con concentración más bajas de sólidos (SSTA) y con un lodo de características un poco diferentes. Las tasas de aplicación utilizadas en proyectos son:

- Tasa de escurrimiento superficial para caudal medio: $q_A = 24$ a $36 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$
- Tasa de aplicación de sólidos para caudal medio: $\text{TAS} = 100$ a $140 \text{ kg SS}/\text{m}^2.\text{dia}$

Conocidas los caudales, y adoptando los valores para q_A y TAS, se calcula el área requerida para los decantadores. En el dimensionamiento de los decantadores secundarios hay que tener en cuenta la concentración de sólidos afluente al mismo: si esta es o no elevada. Se recomienda tener en cuenta estos parámetros de dimensionamiento:

- 28 m³/m².día cuando la edad del lodo es inferior a 18 días, o la relación A/M es superior a 0,15 kg DBO/kg SSV TA.día
- 20 m³/m².día cuando la edad del lodo es inferior a 18 días, o la relación A/M es superior a 0,15 kg DBO/kg SSV TA.día y se tiene remoción adicional de fósforo por adición de producto químico
- 16 m³/m².día cuando la edad del lodo es superior a 18 días, o la relación A/M es inferior a 0,15 kg DBO/kg SSV TA.día

En el decantador secundario, la tasas de aplicación de sólidos debe ser también verificada debiendo ser:

- Igual o superior a 144 kg/m².día cuando la edad del lodo es inferior a 18 días, o la relación A/M es superior a 0,15 kg DBO/kg SSV TA.día
- Igual o inferior a 120 kg/m².día cuando la edad del lodo es superior a 18 días, o la relación A/M es inferior a 0,15 kg DBO/kg SSV TA.día

Se verifica así que el decantador debe cumplir dos finalidades:

- Realizar una buena separación de sólidos provenientes del tanque de aireación, obteniéndose un efluente final bien clarificado, de baja turbidez, con baja concentración de sólidos en suspensión, de la orden de 20 a 30 mg/L
- Espesar satisfactoriamente el lodo sedimentado, que constituye el lodo activado a ser retornado al tanque de aireación, normalmente con tenor de sólidos de la orden de 0,75 a 1,50%.

3.3.8.6. Aspectos constructivos

Se presenta detalles de proyecto y aspectos constructivos relacionados al tanque de aireación y al decantador secundarios.

Tanque de aireación:

- El largo y el ancho del reactor deben permitir una distribución homogénea de los aireadores en la superficie del tanque.
- Los tanque deben ser preferencialmente rectangulares
- La profundidad útil del reactor se encuentra de la faja de 3,0 a 4,5 m (aireación mecánica) y 4,5 a 6,0 m (aire difuso).

- La profundidad del reactor debe ser establecida en conformidad con el aireador a ser adoptado
- La borda libre del tanque debe ser en torno a 0,5 m.
- Las dimensiones en planta debe ser establecidas en función al régimen hidráulico seleccionado, y deben ser compatibles con las áreas de influencia de los aireadores
- Caso que la estación tenga caudal máxima superior a 250 L/s, se debe tener más un reactor.
- Usualmente los tanques son de concreto armado con paredes verticales pero, siempre sea posible, se debe analizar la alternativa de tanques taludados (paredes más delgadas o argamasa armada).
- Caso que haya más de una unidad, se puede utilizar paredes comunes entre las mismas.
- Los aireadores mecánicos de baja rotación deben ser apoyados en pasarelas y pilares (dimensionados para resistir la torsión). Los aireadores mecánicos de alta rotación son anclados en las márgenes.
- Los aireadores mecánicos pueden tener la capacidad de oxigenación controlada por medio de variación de la sumersión de los aireadores (variación del nivel del vertedor de salida o del eje del aireador), de la velocidad de los aireadores, o por encendido/apagado de los aireadores.
- La aireación por aire difuso puede tener la capacidad de oxigenación controlada por medio de las válvulas de salida de los sopladores o de las válvulas de entrada en los reactores
- La entrada del afluente sumersa evita el desprendimiento de gas sulfhídrico presente en el efluente del reactor anaerobio
- La salida de tanque es por vertedores colocados en la extremidad opuesta de la entrada
- Caso que haya más de una unidad, los arreglos de entrada y salida deben permitir el aislamiento de una unidad para eventual mantenimiento.
- Se debe prever un by-pass al reactor UASB, posibilitando la introducción de hasta cerca del 30% a 50% del caudal de efluente bruto directamente al tanque de

aireación, caso sea necesario, Este by-pass puede ser utilizado como medida de protección del reactor UASB, como con el fin de proporcionar una mayor cantidad de materia orgánica al sistema de lodos activados (eventual aumento de la biomasa, aumento de la capacidad de floculación o proporcionando de carbono orgánico para desnitrificación).

- Se debe dar condiciones de rompe-espuma eventualmente formada, por medio de mangueras o aspersores, y de encaminamiento de la misma para las cajas de espuma o para los decantadores secundarios.
- Se debe prever la posibilidad de drenaje del tanque para eventual vaciado, por medio de bombas sumergibles (más simples y confiables) o por descargas de fondo.
- En caso de interferencia con la NA de la capa freática, se debe posibilitar algún medio de alivio de subpresión, cuando el tanque está vacío.

Decantador rectangular:

- La distribución del caudal afluyente debe ser homogénea, de forma a evitar velocidades horizontales excesivas y cortocircuitos hidráulicos.
- La profundidad útil del tanque debe situarse entre 3,0 a 4,5 m.
- La relación largo/ancho debe ser igual o superior a 3,0
- La relación largo/profundidad no debe exceder el valor de 10 a 15.
- Caso que el largo de un tanque excede 6 m, se puede adoptar colectores de lodo múltiples, de forma a permitir un ancho de hasta 24 m.
- El mecanismo colector de lodo debe poseer una elevada capacidad, de forma a evitar caminos preferenciales del líquido por el lodo, debiendo ser también robusto, de manera a transportar y remover lodos más densos acumulados durante interrupciones de operación.
- Los mecanismos de remoción de lodo más comunes son: (a) raspador con puente móvil, (b) raspador con corrientes submersas y (c) removedores por succión. Los mecanismos de raspado transportan el lodo para uno o más pozos en la extremidad de entrada del tanque.

Decantador circular:

- La faja más usual de diámetros varían entre 10 a 40 m.
- La profundidad útil del tanque (pared lateral) debe situarse entre 3,0 y 4,5 m.
- La relación diámetro/profundidad lateral no debe exceder el valor de 10.
- La remoción de lodo puede ser por raspadores rotatorios, que dirigen el lodo para un pozo en el centro del tanque, o por mecanismos de succión apoyados en puentes giratorios.
- El fondo del tanque debe poseer un declividad en torno de 1:12, en caso de remoción de lodo por raspadores, o ser aproximadamente plano, en el caso de remoción por succión.

Decantador secundario con remoción mecanizada de lodo:

- El dispositivo de remoción debe tener velocidad igual o inferior a 20 mm/s, en el caso de decantador rectangular, y velocidad periférica igual o inferior a 40 mm/s, en el caso de decantador circular.
- La altura mínima de agua (*pared lateral*) debe ser igual o superior a 2,0 m.
- Para el decantador rectangular, la relación largo/altura máxima de agua debe ser igual o superior a 4:1; la relación largo/altura mínima de agua debe ser igual o superior a 2:1; a relación largo/ancho debe ser igual o superior a 2:1
- Para el decantador final rectangular, la velocidad de escurrimiento horizontal debe ser igual o inferior a 20 mm/s.
- El decantador final circular, con remoción de lodo por raspado, debe tener el fondo con inclinación mínima, para el centro, en la razón de 1 vertical : 12 horizontal.
- El decantador final rectangular, con remoción por succión a lo largo del tanque, debe tener el fondo horizontal.

Decantador secundario sin remoción mecanizada de lodo (tipo Dortmund, con fondo bastante inclinado):

- La altura mínima de agua (pared lateral) debe ser igual o superior a 0,5 m.
- El decantador puede ser circular o cuadrado, con el pozo de lodo cónico o piramidal de base cuadrada, descarga de lodo por gravedad, inclinación de las

paredes igual o superior a 1,5 vertical por 1,0 horizontal y de diámetro o diagonal no superior a 7,0 m.

- El decantador puede ser rectangular, con alimentación por el lado menor, desde que la parte inferior sea totalmente constituida de pozos piramidales con base cuadrada, de lado no superior a 5,0 m, con descargas individuales.
- La carga hidrostática mínima para la remoción de lodo debe ser considerada como igual a dos veces las pérdidas de carga hidráulica para el agua y no inferior a 0,5 m.
- La tubulación de descarga de lodo debe tener un diámetro mínimo de 150 mm.

3.3.8.7. Remocion de nitrogeno

El sistemas de lodos activados como post-tratamiento de efluentes de reactores anaerobios es capaz de producir, sin alteraciones del proceso, conversión satisfactoria de amonio para nitrato (nitrificación). En este caso, el amonio es removido, pero el nitrógeno no, ya que hay apenas una conversión de forma del nitrógeno.

Se debe resaltar que han ocurrido dificultades operativas para el mantenimiento del proceso de nitrificación, en el caso del post-tratamiento de efluentes anaerobios. Tales hechos aparentemente están relacionados con problemas de toxicidad a las bacterias nitrificantes, causadas probablemente por la presencia de formas reducidas de azufre.

La remoción biológica de nitrógeno es alcanzada en condiciones de ausencia de oxígeno, pero en la presencia de nitratos y nitritos (denominadas condiciones anóxicas). En estas condiciones, un grupo de bacterias utiliza nitratos y nitritos en el procesos de respiratorio, convirtiéndolos a nitrógeno gaseoso, que escapa a la atmósfera (desnitrificación).

Los lodos activados como post-tratamiento de efluentes anaerobios no son particularmente eficientes en la remocion de nitrogeno, por el hecho de haber poca disponibilidad de materia orgánica para los organismos que realizar la desnitrificación, una vez que gran parte de la materia orgánica fue previamente removida en el reactor UASB. Una forma de proporcionar materia orgánica para lo lodos activados a través de un by-pass parcial al reactor UASB, de esta forma se provee de efluente bruto al tanque de aireación. Para alcanzar la desnitrificación en el sistema de lodos activados, son necesarias modificaciones en el proceso, incluyendo la creación de zonas anóxicas y posibles recirculaciones internas.

Existen varios tipos de sistemas para nitrificación y desnitrificación biológicas combinadas en un reactor únicos. Estos sistemas han sido adoptados principalmente para las varias clásicas del sistema de lodos activados (convencional y de aireación prolongada). Se describe cada una de las principales variantes:

a) Pre-desnitrificación (remoción de nitrógeno con carbono de esgoto afluente)

El reactor posee una zona anóxica seguida por la zona aerobia. La nitrificación ocurre en la zona aerobia, conduciendo la formación de nitratos. Los nitratos son direccionados a la zona anóxica, por medio de recirculación interna. En la zona anóxica, los nitratos son convertidos en nitrógeno gaseosa, dirigiéndose a la atmósfera (desnitrificación). Caso que no hubieses la recirculación interna, la única forma de retorno de los nitratos sería vía el lodo de retorno, con los posibles riesgos operacionales de desnitrificación en el decantador secundario (formación de bolas de N_2 , causando lodo ascendente). Este proceso también es denominado Ludzack-Ettinger modificado.

La recirculación interna es hecha con elevadas razones de recirculación, de 100 a 400% del caudal afluente. La eficiencia de desnitrificación está directamente asociada a la cantidad de nitrato que es retornada a la zona anóxica. Por ejemplo, caso sea retornado 80% de los nitratos para la zona anóxica, hay un potencial de remoción de los mismos de 80%. Los otros 20% salen con el efluente final.

Las zonas anóxicas de sistemas con pre-desnitrificación, la tasa de desnitrificación es más elevada debido a la mayor concentración de carbono orgánico en la zona anóxica, traído por el efluente doméstico afluente (principalmente si hay by-pass de efluente bruto al reactor UASB, como forma de elevarse la cantidad de carbono orgánico en la zona anóxica).

Las ventajas de esta composición con pre-desnitrificación son:

- Menor tiempo de detención en la zona anóxica, comparado con composiciones de post-desnitrificación.
- Reducción del consumo de oxígeno, hace la estabilización de materia orgánica utilizando el nitrato como receptor de electrones en la zona anóxica.
- Posibilidad de reducción del volumen de la zona aerobia, en concurrencia de la estabilización de parte de la DBO en la zona anóxica (la reducción del volumen no deberá ser tal, que afecte la nitrificación)

- No hay necesidad de un tanque de reaireación separado, como en las composiciones post-desnitrificación.

La desventaja es que, para alcanzar alta eficiencia de desnitrificación, hay necesidad de razones de recirculación interna bastantes elevadas, lo que no siempre es aconsejable económicamente. Por esto, las razones de recirculación interna están limitadas a 400% o 500%. Las elevatorias de recirculación intern son proyectadas para trabajar con bajas pérdidas de carga (la NA en zonas anóxicas es aerobia y prácticamente el mismo) y elevados caudales. De cualquier forma, la adquisición de estas bombas es un factor de costo considerable. Otro problema es que podría haber recirculación de oxígeno disuelto, o que perjudica el desarrollo de desnitrificación.

b) Remoción de nitrógeno con carbono de la respiración endógena

El reactor comprende una zona aerobia seguida por una zona anóxica y, opcionalmente una zona de aerobia final. La remoción de carbono y la producción de nitratos ocurren en la zona aerobia. Los nitratos formados entran en la zona anóxica, donde son reducidos a nitrógeno gaseoso. De esta forma, no hay necesidad de recirculación internas, como en el sistema de pre-desnitrificación. Este proceso, sin la zona aerobia final, también es conocido como el proceso Wuhrmann.

La desventaja es que la desnitrificación ocurre en condiciones endógenas, ya que la mayor parte del carbono orgánico a ser utilizado por las bacterias desnitrificantes fue removido en la zona aerobia (más allá de la gran remoción, ya ocurrida en el reactor UASB). En concurrencia, la tasa de desnitrificación es menor, lo que implica la necesidad de mayores tiempos de detención en la zona anóxica, comparado con la alternativa de pre-desnitrificación.

Una posibilidad de aumentar la tasa de desnitrificación a través de la adición de una fuente externa de carbono, como metanol. Aunque esta práctica conduzca a elevadas tasas de desnitrificación, ella no ha sido adoptada en proyectos recientes, en virtud de representar la necesidad de adición continua de un producto químico, lo que repercute, no solo en los costos, sino también en un aumento de la complejidad operacional del sistema.

Otra posibilidad para aumentar la tasa de desnitrificación en la zona anóxica es la de direccionar parte del efluente bruto directamente a la zona anóxica, a través de una by-pass al reactor UASB y la zona aerobia. Mismo que una fracción considerable de la DBO de la línea

del by-pass puede ser removida en la zona anóxica, hay un problema de introducir amonio no nitrificado en la zona anóxica, deteriorando la calidad del efluente.

La zona final es de reacción, con una bajo tiempo de detención (en torno a los 30 minutos). Las principales finalidades son el desprendimiento de las bola de nitrógeno gaseoso y la adición de oxígeno disolvió antes de la sedimentación.

c) Proceso Bardenpho de cuatro etapas

El proceso Bardenpho corresponde a una combinación de dos las composiciones anteriores, comprendiendo una pre-desnitrificación y una post-desnitrificación, más allá de la zona de reaireación final. La eficiencia de remocion de nitrogeno es bastante elevada, ya que los nitratos no removidos en la primera zona anóxica tiene una segunda oportunidad de ser removidos, en la segunda zona anóxica. La desventaja es la necesidad de reactores con un volumen total mayor. Sin embargo, caso que sea necesarias elevadas eficiencias de remoción de nitrógeno, no se debe considerar este aspecto como una desventaja, sino más como un requisito del proceso.

d) Reactores de operación intermitente (lote)

Los sistemas por lote son operados con etapas cíclicas. Como fue visto anteriormente, cada ciclo es compuesto por una secuencia de etapas de relleno, reacción, sedimentación, vaciado y, eventualmente, reposo. Dependiendo del perfil de generación de carga a lo largo del día, puede tener sólo un tanque, o más de uno en paralelo, cada uno en una etapa distinta del ciclo.

Durante el periodo de llenado, puede ocurrir alguna remoción de formas oxidadas de nitrógeno (principalmente nitratos), restantes del ciclo anterior, caso en que los aireadores estén apagados. Se tiene, por tanto, una pre-desnitrificación con carbono orgánico del agua residual afluente. Después de la etapa de reacción aerobia, se tiene una etapa anóxica, en la cual ocurre la post-desnitrificación en condiciones endógenas.

4. METODOLOGÍA

4.1. ENFOQUE

La investigación se basa en la evaluación de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales en el Paraguay, desde el punto de vista de la población. Decir desde el punto de vista de población, significa que para una ciudad o un municipio con una determinada cantidad de habitantes, hay tecnologías que se adaptan mejor a las condiciones en que viven dichos habitantes, ya sea en el contexto social, económico o técnico.

Uno de los principales parámetros de proyecto, es el horizonte del estudio, normalmente las estaciones de tratamiento de efluentes domésticos, se proyectan para un rango entre 20 a 30 años, en el presente estudio el horizonte es de 20 años.

Otro parámetro, es la eficiencia de remoción carbonácea, se seleccionaron tecnologías que ofrezcan una remoción de DBO mayor al 90% o una concentración de salida menor a 50 mg/L. Con relación a los coliformes fecales deben ser inferior a 4×10^3 NMP/100 ml.

El enfoque de esta investigación, más se basa en evaluar tecnologías aplicables en el Paraguay, desde un punto de vista de técnico, sin dejar de lado el contexto social del país, como de los municipios estudiados, cabe dejar en claro que en esta investigación no se pretende dimensionar estaciones de tratamiento de efluentes utilizando las tecnologías evaluadas, el dimensionamiento presentado más adelante, es meramente académico.

Las tecnologías evaluadas, han sido seleccionadas, por la simplicidad que estas conllevan tanto operacionalmente como constructivamente y la amplia implementación en otros países como el Paraguay, teniendo en cuenta las condiciones ambientales y también las condiciones sociales, básicamente y en palabras más simples, estas tecnologías fueron seleccionadas porque encajan en la realidad actual del Paraguay, pueden desenvolverse de una forma óptima, brindando una solución a los municipios, o conjuntos de municipios que aún no cuentan con una estación de tratamiento de efluentes domésticos .

4.2. RECOLECCIÓN DE DATOS

4.2.1. DATOS PRELIMINARES

Para evaluar las distintas tecnologías, se procedió a la investigación sobre las poblaciones de los distintos municipios del Paraguay. Se centró básicamente en las que cuentan con información fiable de la cantidad de habitantes.

El Paraguay se divide en 17 departamentos, los cuales se subdividen a su vez en municipios. Existe un municipio que no pertenece a ningún departamento por que es la capital del país (distrito capital), que es la ciudad de Asunción.

Cada municipio está a cargo de una sede gubernamental, y al mando está el intendente municipal, elegido por voto popular (sufragio universal) cada cinco años. En el Paraguay existen un total de 254 municipios. Todos los municipios pueden estar divididos en zonas urbanas y rurales. No obstante, existen municipios con gran desarrollo poblacional, que carecen de área rural, tal es el caso de Asunción, Fernando de la Mora, San Lorenzo, entre otros.

Para la evaluación de las tecnologías de tratamiento de aguas residuales domésticas aplicables para cierto número de habitantes, se encontró que de los 254 municipios que dividen el Paraguay, a pesar de la exhaustiva investigación por encontrar datos fiables, cuatro (4) municipios no cuentan con datos oficiales de la cantidad de habitantes.

En consiguiente, por razones prácticas y académicas, quedan exentos estos municipios del estudio a realizar, siendo aplicables las mismas tecnologías que las estudiadas para ciudades homólogas con las mismas características en que rigen el mismo o parecido contexto social, económico o técnico. Los municipios que quedan fuera del estudio los siguientes:

- Maracaná (Canindeyú)
- María Antonieta (Paraguarí)
- San Vicente Pancholo (San Pedro)
- Arroyito (Concepción)

En la Tabla 7 se muestran 250 municipios y sus respectivas poblaciones, la misma está ordenada de forma descendente:

Tabla 7 - Poblaciones de los Municipios del Paraguay (continúa).

Puesto	Municipio	Población		Puesto	Municipio	Población (2018)
		(2018)				
1	Asunción	523.184		36	San Juan Nepomuceno	38.336
2	Ciudad del Este	299.255		37	Itakyry	37.843
3	Luque	272.808		38	Dr Juan Eulogio Estigarribia	37.651
4	San Lorenzo	256.008		39	Carapeguá	36.360
5	Capiatá	232.653		40	Guarambaré	36.066
6	Lambaré	176.963		41	Salto del Guairá	35.493
7	Fernando de la Mora	173.666		42	San Pedro de Ycuamandiyú	35.195
8	Limpio	140.991		43	Yhú	34.972
9	Ñemby	135.337		44	San Pedro del Paraná	33.729
10	Encarnación	131.840		45	San Ignacio Guazú	33.440
11	Caaguazú	123.666		46	Repatriación	33.303
12	Coronel Oviedo	119.552		47	Pilar	32.810
13	Pedro Juan Caballero	118.939		48	Santa Rita	32.610
14	Itauguá	106.264		49	Abaí	32.538
15	Mariano Roque Alonso	101.715		50	Tobatí	32.526
16	Presidente Franco	98.805		51	Yby Yaú	32.067
17	Minga Guazú	86.755		52	Yaguarón	31.707
18	Concepción	84.545		53	Guayaibí	30.884
19	Hernandarias	79.036		54	Tomás Romero Pereira	29.978
20	Itá	78.839		55	Choré	29.798
21	Villa Elisa	78.619		56	Macal José Félix Estigarribia	28.870
22	Areguá	74.065		57	Piribebuy	28.773
23	Villarrica	72.434		58	Yasy Cañy	27.568
24	San Antonio	66.291		59	Ypacaraí	27.379
25	Horqueta	61.349		60	Independencia	27.201
26	Cambyretá	56.183		61	Paso Yobái	26.798
27	Caacupé	56.047		62	Tte. Manuel Irala Fernández	26.457
28	Curuguaty	55.417		63	Caazapá	26.377
29	San Estanislao	55.137		64	Juan Emilio O'Leary	25.880
30	Julián Augusto Saldívar	53.508		65	General Isidoro Resquín	25.253
31	Ypané	52.688		66	Arroyos y Esteros	24.969
32	Villa Hayes	49.328		67	Ybycuí	24.964
33	Capiibary	46.732		68	Doctor Juan Manuel Frutos	24.621
34	Santa Rosa del Aguaray	41.249		69	Liberación	24.589
35	Villeta	39.035		70	Edelira	24.345

Fuente: DGEEC. Proyección de la población por sexo y edad, según distrito. Revisión 2015

Tabla 7 - Poblaciones de los Municipios del Paraguay (continuación).

Puesto	Municipio	Población		Puesto	Municipio	Población (2018)
		(2018)				
71	General Elizardo Aquino	24.224	106	Mayor Julio Dionisio Otaño	15.515	
72	Paraguarí	24.092	107	Hohenau	15.092	
73	Eusebio Ayala	23.934	108	Minga Porá	14.920	
74	San Juan Bautista	23.062	109	Tembiaporá	14.654	
75	San Rafael del Paraná	22.936	110	Mbuyapey	14.609	
76	Yuty	22.590	111	Altos	14.383	
77	Dr Juan León Mallorquín	22.244	112	Capitán Meza	14.217	
78	Quiindy	21.480	113	Bella Vista	14.187	
79	Natalio	21.248	114	Ybyrarobaná	14.096	
80	Coronel José Félix Bogado	21.060	115	Caraguatay	13.699	
81	Benjamín Aceval	20.377	116	Capitán Miranda	13.644	
82	Carlos Antonio López	19.832	117	Yatyty	13.305	
83	San José de los Arroyos	19.779	118	General Artigas	13.131	
84	Emboscada	19.042	119	Santa Rosa del Mbutuy	13.047	
85	Capitán Bado	18.929	120	Nueva Esperanza	12.864	
86	Tres de Mayo	18.770	121	Belén	12.814	
87	Loreto	18.701	122	Yataity del Norte	12.671	
88	Filadelfia	18.641	123	Nueva Italia	12.319	
89	Ayolas	18.594	124	San Roque González de Santa Cruz	12.290	
90	Santa Rosa de Lima	18.450	125	Lima	12.241	
91	Tavaí	18.359	126	San Alberto	12.144	
92	San Joaquín	17.983	127	San Bernardino	11.967	
93	Alto Verá	17.867	128	Gral Francisco Caballero Á.	11.963	
94	Pirayú	17.853	129	Vaquería	11.866	
95	Villa Ygatimí	17.217	130	Yby Pytá	11.862	
96	Raúl Arsenio Oviedo	17.205	131	San Lázaro	11.755	
97	Obligado	16.936	132	Itacurubí del Rosario	11.743	
98	Itapúa Poty	16.924	133	Yguazú	11.264	
99	Atyrá	16.908	134	José Domingo Ocampos	11.238	
100	Bella Vista Norte	16.859	135	Itacurubí de la Cordillera	11.163	
101	Loma Plata	16.787	136	Villa del Rosario	11.069	
102	Acahay	16.296	137	Cap. Mauricio José Troche	11.034	
103	Tacuatí	16.014	138	San Cristóbal	11.021	
104	Carayaó	15.982	139	Puerto Pinasco	10.436	
105	Yrybucúa	15.765	140	Los Cedrales	10.347	

Fuente: DGEEC. Proyección de la población por sexo y edad, según distrito. Revisión 2015

Tabla 7 - Poblaciones de los Municipios del Paraguay (continuación).

Puesto	Municipio	Población		Puesto	Municipio	Población (2018)
		(2018)				
141	25 de Diciembre	10.246	176	General Bernardino Caballero	7.277	
142	Borja	10.234	177	Unión	7.117	
143	Fram	10.200	178	Sargento José Félix López	7.083	
144	Tres de Febrero	10.038	179	Mariscal Francisco Solano López	7.081	
145	San Cosme y Damián	10.002	180	Valenzuela	7.017	
146	Corpus Christi	9.942	181	José A. Fassardi	6.957	
147	San Juan del Paraná	9.693	182	Fulgencio Yegros	6.902	
148	Trinidad	9.651	183	Nueva Germania	6.892	
149	Ñacunday	9.544	184	Juan de Mena	6.881	
150	R. I. Tres Corrales	9.478	185	Sapucaí	6.816	
151	Alberdi	9.356	186	Coronel Martínez	6.800	
152	Doctor Raúl Peña	9.250	187	Primero de Marzo	6.755	
153	Pirapó	9.201	188	Santiago	6.581	
154	Iturbe	9.183	189	Jesús	6.387	
155	Azotey	8.920	190	General Higinio Morínigo	6.314	
156	La Paloma del Espíritu Santo	8.899	191	Simón Bolívar	6.286	
157	Mbaracayú	8.886	192	Félix Pérez Cardozo	6.236	
158	Santa María de Fe	8.858	193	Buena Vista	6.227	
159	Carmen del Paraná	8.855	194	Iruña	6.208	
160	Katueté	8.763	195	Puerto Casado	6.202	
161	Ypejhú	8.710	196	Naranjal	6.148	
162	Mbocayaty del Guairá	8.709	197	Nanawa	5.954	
163	Escobar	8.691	198	San Miguel	5.949	
164	Gral Eugenio Alejandrino Garay	8.470	199	San Juan Bautista del Ñeembucú	5.903	
165	Caapucú	8.428	200	Domingo Martínez de Irala	5.845	
166	Tavapy	8.394	201	La Colmena	5.821	
167	General Delgado	8.007	202	Doctor Moisés Santiago Bertoni	5.770	
168	Isla Pucú	7.969	203	Cerrito	5.662	
169	Doctor Cecilio Báez	7.922	204	San Alfredo	5.534	
170	Itapé	7.887	205	La Pastora	5.328	
171	Nueva Alborada	7.857	206	Santa Elena	5.168	
172	Zanja Pytá	7.767	207	Nueva Toledo	5.102	
173	Quyquyhó	7.508	208	Nueva Londres	5.020	
174	Santa Rosa del Monday	7.444	209	Natalicio Talavera	5.000	
175	Ybytymí	7.425	210	Maciel	4.853	

Fuente: DGEEC. Proyección de la población por sexo y edad, según distrito. Revisión 2015

Tabla 7 - Poblaciones de los Municipios del Paraguay (conclusión).

Puesto	Municipio	Población		Puesto	Municipio	Población (2018)
		(2018)				
211	José Leandro Oviedo	4.852	231	Loma Grande	3.531	
212	Yataity del Guairá	4.800	232	Laureles	3.523	
213	Tebicuarymí	4.607	233	Ñumí	3.496	
214	Karapaí	4.555	234	Teniente Esteban Martínez	3.386	
215	Capitán Carmelo Peralta	4.479	235	La Paz	3.334	
216	San José Obrero	4.377	236	Itanará	3.320	
217	Fuerte Olimpo	4.369	237	General José María Bruguez	3.281	
218	Santa Fe del Paraná	4.331	238	Tebicuary	3.151	
219	Mayor José de Jesús Martínez	4.258	239	Humaitá	3.098	
220	Antequera	4.232	240	Isla Umbú	3.015	
221	Mbocayaty del Yhaguy	4.226	241	San Salvador	2.992	
222	Paso Barreto	4.161	242	Yabebyry	2.715	
223	José Falcón	4.142	243	Bahía Negra	2.498	
224	General José Eduvigis Díaz	4.032	244	Villalbín	2.469	
225	Nueva Colombia	3.908	245	Guazú Cuá	2.186	
226	Tacuaras	3.902	246	Paso de Patria	2.123	
227	Villa Oliva	3.791	247	Desmochados	1.794	
228	San Patricio	3.735	248	Doctor Bottrell	1.722	
229	San Pablo	3.724	249	Villa Franca	1.368	
230	Villa Florida	3.570	250	San Carlos del Apa	747	

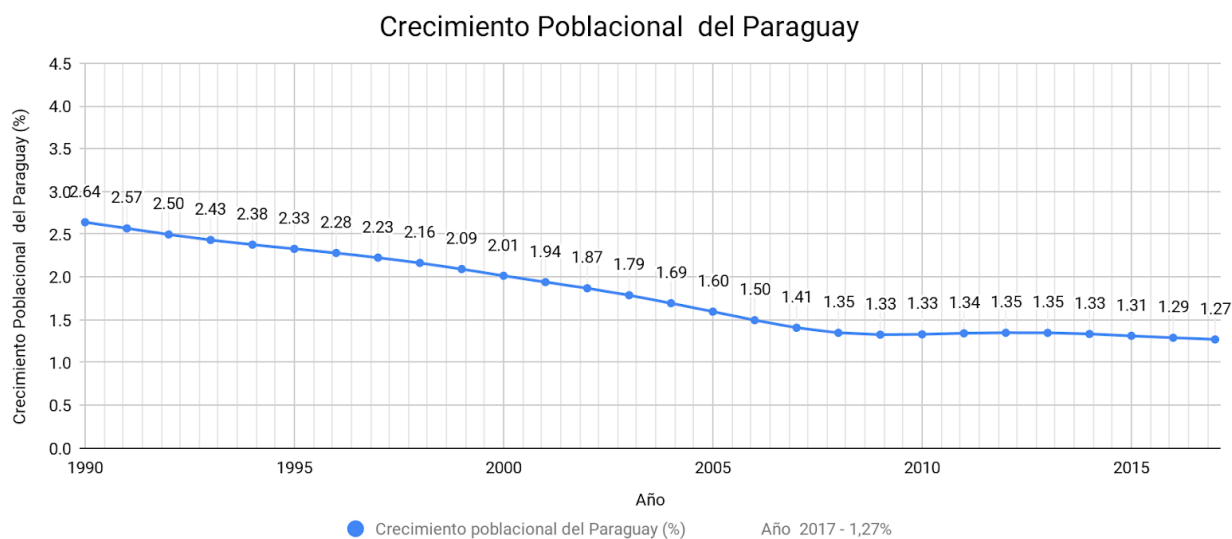
Fuente: DGEEC. Proyección de la población por sexo y edad, según distrito. Revisión 2015

Por otro lado, cabe destacar que cada proyecto de una estación de tratamiento de efluentes domésticos, se proyectan para un rango de final de plano de 20 a 30 años, incluso hay proyectos con finales de plano más largos, pero en este caso, se eligió que el final de plano sea 20 años. Definiendo el horizonte del proyecto, se tiene una perspectiva mucho más palpable de la futura situación del Paraguay ya que se pueden estimar datos poblacionales, en miras a las tecnologías a ser aplicadas.

Durante los últimos años, la tasa de crecimiento poblacional del Paraguay fue bajando, durante los años 90 del siglo pasado, Paraguay tenía una tasa de crecimiento poblacional del 2,64% anual, para el año 2017 la tasa de crecimiento poblacional del Paraguay se redujo a 1,27%, según la última actualización de los datos del Banco Mundial realizada en mes de

Julio del 2018. La Figura 18 presenta las tasas de crecimiento del Paraguay en lo que respecta a la población, a lo largo de los últimos años:

Figura 18 - Tasa de crecimiento demográfico del Paraguay de los últimos años.



Fuente: Datos de Banco Mundial julio/2018

4.2.2. Estimaciones y tratamiento de datos

Una vez obtenido los datos poblacionales de los municipios del Paraguay y la tasa de crecimiento poblacional, se estimó la población de cada municipio para el final de plano del estudio. Con respecto a la tasa de crecimiento, si bien para el año 2017, se tuvo una tasa de crecimiento demográfico de 1,27%, previendo un posible aumento y como margen de seguridad se adoptó una tasa de crecimiento demográfico de 1,3% para el presente estudio. Cabe resaltar la necesidad de una investigación para el municipio de manera local, a la hora de implementar algún tipo de sistema de tratamiento de efluentes domésticos, ya que las condiciones locales y sobre todo las realidades de cada ciudad son particulares de estas, si bien pueden existir semejanzas entre ciudades pero en parámetros generale. Para obtener una información cierta y fiable del contexto social, demográfico o económico se debe realizar los estudios e investigaciones correspondientes, ya a fin de cuenta son los habitantes de esa ciudad los que recibirán los beneficios en el caso de seguir los pasos correctos o por lo contrario los inconvenientes de no hacerlo. La Tabla 8 muestra la población de cada municipio para el final del plano:

Tabla 8 - Estimación de las poblaciones de los Municipios del Paraguay para el año 2038 (continua).

Puesto	Municipio	Población (2038)	Puesto	Municipio	Población (2038)
1	Asunción	659.212	36	San Juan Nepomuceno	48.303
2	Ciudad del Este	377.061	37	Itakyry	47.682
3	Luque	343.738	38	Dr Juan Eulogio Estigarribia	47.440
4	San Lorenzo	322.570	39	Carapeguá	45.814
5	Capiatá	293.143	40	Guarambaré	45.443
6	Lambaré	222.973	41	Salto del Guairá	44.721
7	Fernando de la Mora	218.819	42	San Pedro de Ycuamandiyú	44.346
8	Limpio	177.649	43	Yhú	44.065
9	Ñemby	170.525	44	San Pedro del Paraná	42.499
10	Encarnación	166.118	45	San Ignacio Guazú	42.134
11	Caaguazú	155.819	46	Repatriación	41.962
12	Coronel Oviedo	150.636	47	Pilar	41.341
13	Pedro Juan Caballero	149.863	48	Santa Rita	41.089
14	Itauguá	133.893	49	Abái	40.998
15	Mariano Roque Alonso	128.161	50	Tobatí	40.983
16	Presidente Franco	124.494	51	Yby Yaú	40.404
17	Minga Guazú	109.311	52	Yaguarón	39.951
18	Concepción	106.527	53	Guayaibí	38.914
19	Hernandarias	99.585	54	Tomás Romero Pereira	37.772
20	Itá	99.337	55	Choré	37.545
21	Villa Elisa	99.060	56	Macal José Félix Estigarribia	36.376
22	Areguá	93.322	57	Piribebuy	36.254
23	Villarrica	91.267	58	Yasy Cañy	34.736
24	San Antonio	83.527	59	Ypacaraí	34.498
25	Horqueta	77.300	60	Independencia	34.273
26	Cambyretá	70.791	61	Paso Yobái	33.765
27	Caacupé	70.619	62	Tte. Manuel Irala Fernández	33.336
28	Curuguaty	69.825	63	Caazapá	33.235
29	San Estanislao	69.473	64	Juan Emilio O'Leary	32.609
30	Julián Augusto Saldívar	67.420	65	General Isidoro Resquín	31.819
31	Ypané	66.387	66	Arroyos y Esteros	31.461
32	Villa Hayes	62.153	67	Ybycuí	31.455
33	Capiibary	58.882	68	Doctor Juan Manuel Frutos	31.022
34	Santa Rosa del Aguaray	51.974	69	Liberación	30.982
35	Villeta	49.184	70	Edelira	30.675

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8 - Estimación de las poblaciones de los Municipios del Paraguay para el año 2038 (continua).

Puesto	Municipio	Población (2038)	Puesto	Municipio	Población (2038)
71	General Elizardo Aquino	30.522	106	Mayor Julio Dionisio Otaño	19.549
72	Paraguarí	30.356	107	Hohenau	19.016
73	Eusebio Ayala	30.157	108	Minga Porá	18.799
74	San Juan Bautista	29.058	109	Tembiaporá	18.464
75	San Rafael del Paraná	28.899	110	Mbuyapey	18.407
76	Yuty	28.463	111	Altos	18.123
77	Dr Juan León Mallorquín	28.027	112	Capitán Meza	17.913
78	Quiindy	27.065	113	Bella Vista	17.876
79	Natalio	26.772	114	Ybyrarobaná	17.761
80	Coronel José Félix Bogado	26.536	115	Caragatay	17.261
81	Benjamín Aceval	25.675	116	Capitán Miranda	17.191
82	Carlos Antonio López	24.988	117	Yatyty	16.764
83	San José de los Arroyos	24.922	118	General Artigas	16.545
84	Emboscada	23.993	119	Santa Rosa del Mbutuy	16.439
85	Capitán Bado	23.851	120	Nueva Esperanza	16.209
86	Tres de Mayo	23.650	121	Belén	16.146
87	Loreto	23.563	122	Yataity del Norte	15.965
88	Filadelfia	23.488	123	Nueva Italia	15.522
89	Ayolas	23.428	124	San Roque González de Santa Cruz	15.485
90	Santa Rosa de Lima	23.247	125	Lima	15.424
91	Tavaí	23.132	126	San Alberto	15.301
92	San Joaquín	22.659	127	San Bernardino	15.078
93	Alto Verá	22.512	128	Gral Francisco Caballero Á.	15.073
94	Pirayú	22.495	129	Vaquería	14.951
95	Villa Ygatimí	21.693	130	Yby Pytá	14.946
96	Raúl Arsenio Oviedo	21.678	131	San Lázaro	14.811
97	Obligado	21.339	132	Itacurubí del Rosario	14.796
98	Itapúa Poty	21.324	133	Yguazú	14.193
99	Atyrá	21.304	134	José Domingo Ocampos	14.160
100	Bella Vista Norte	21.242	135	Itacurubí de la Cordillera	14.065
101	Loma Plata	21.152	136	Villa del Rosario	13.947
102	Acahay	20.533	137	Cap. Mauricio José Troche	13.903
103	Tacuati	20.178	138	San Cristóbal	13.886
104	Carayaó	20.137	139	Puerto Pinasco	13.149
105	Yrybucúa	19.864	140	Los Cedrales	13.037

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8 - Estimación de las poblaciones de los Municipios del Paraguay para el año 2038 (continua).

Puesto	Municipio	Población (2038)	Puesto	Municipio	Población (2038)
141	25 de Diciembre	12.910	176	General Bernardino Caballero	9.169
142	Borja	12.895	177	Unión	8.967
143	Fram	12.852	178	Sargento José Félix López	8.925
144	Tres de Febrero	12.648	179	Mariscal Francisco Solano López	8.922
145	San Cosme y Damían	12.603	180	Valenzuela	8.841
146	Corpus Christi	12.527	181	José A. Fassardi	8.766
147	San Juan del Paraná	12.213	182	Fulgencio Yegros	8.697
148	Trinidad	12.160	183	Nueva Germania	8.684
149	Ñacunday	12.025	184	Juan de Mena	8.670
150	R. I. Tres Corrales	11.942	185	Sapucaí	8.588
151	Alberdi	11.789	186	Coronel Martínez	8.568
152	Doctor Raúl Peña	11.655	187	Primero de Marzo	8.511
153	Pirapó	11.593	188	Santiago	8.292
154	Iturbe	11.571	189	Jesús	8.048
155	Azotey	11.239	190	General Higinio Morínigo	7.956
156	La Paloma del Espíritu Santo	11.213	191	Simón Bolívar	7.920
157	Mbaracayú	11.196	192	Félix Pérez Cardozo	7.857
158	Santa María de Fe	11.161	193	Buena Vista	7.846
159	Carmen del Paraná	11.157	194	Iruña	7.822
160	Katueté	11.041	195	Puerto Casado	7.815
161	Ypejhú	10.975	196	Naranjal	7.746
162	Mbocayaty del Guairá	10.973	197	Nanawa	7.502
163	Escobar	10.951	198	San Miguel	7.496
164	Gral Eugenio Alejandrino Garay	10.672	199	San Juan Bautista del Ñeembucú	7.438
165	Caapucú	10.619	200	Domingo Martínez de Irala	7.365
166	Tavapy	10.576	201	La Colmena	7.334
167	General Delgado	10.089	202	Doctor Moisés Santiago Bertoni	7.270
168	Isla Pucú	10.041	203	Cerrito	7.134
169	Doctor Cecilio Báez	9.982	204	San Alfredo	6.973
170	Itapé	9.938	205	La Pastora	6.713
171	Nueva Alborada	9.900	206	Santa Elena	6.512
172	Zanja Pytá	9.786	207	Nueva Toledo	6.429
173	Quyquyhó	9.460	208	Nueva Londres	6.325
174	Santa Rosa del Monday	9.379	209	Natalicio Talavera	6.300
175	Ybytymí	9.356	210	Maciel	6.115

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8 - Estimación de las poblaciones de los Municipios del Paraguay para el año 2038
(conclusión).

Puesto	Municipio	Población (2038)	Puesto	Municipio	Población (2038)
211	José Leandro Oviedo	6.114	231	Loma Grande	4.449
212	Yataity del Guairá	6.048	232	Laureles	4.439
213	Tebicuarymí	5.805	233	Ñumí	4.405
214	Karapaí	5.739	234	Teniente Esteban Martínez	4.266
215	Capitán Carmelo Peralta	5.644	235	La Paz	4.201
216	San José Obrero	5.515	236	Itanará	4.183
217	Fuerte Olimpo	5.505	237	General José María Bruguez	4.134
218	Santa Fe del Paraná	5.457	238	Tebicuary	3.970
219	Mayor José de Jesús Martínez	5.365	239	Humaitá	3.903
220	Antequera	5.332	240	Isla Umbú	3.799
221	Mbocayaty del Yhaguy	5.325	241	San Salvador	3.770
222	Paso Barreto	5.243	242	Yabebyry	3.421
223	José Falcón	5.219	243	Bahía Negra	3.147
224	General José Eduvigis Díaz	5.080	244	Villalbín	3.111
225	Nueva Colombia	4.924	245	Guazú Cuá	2.754
226	Tacuaras	4.917	246	Paso de Patria	2.675
227	Villa Oliva	4.777	247	Desmochados	2.260
228	San Patricio	4.706	248	Doctor Bottrell	2.170
229	San Pablo	4.692	249	Villa Franca	1.724
230	Villa Florida	4.498	250	San Carlos del Apa	941

Fuente: Elaboración propia

Luego de estimar las poblaciones de los distintos municipios del Paraguay, se realizó un análisis de los municipios y su población, teniendo en cuenta el final del plano (Año 2038).

Primeramente, se vio que era factible el hecho de dividir en rangos de manera a agrupar los municipios, teniendo como objetivo la tecnología aplicable a esa cantidad de personas. Se obtuvieron 4 grupos al final de ese agrupamiento:

- Grupo 1: Hasta 15.000 habitantes.
- Grupo 2: Desde 15.000 a 60.000 habitantes.
- Grupo 3: Desde 60.000 a 180.000 habitantes.
- Grupo 4: Mayor a 220.000 habitantes.

Grupo 1. Una de las características principales de los municipios representados por este grupo, es que son municipios rurales, los cuales cuentan con grandes áreas despoblada, con densidad poblacional muy baja. La economía está basada en la agricultura y ganadería a gran escala y también en la producción familiar. La mano de obra calificada podría ser un problema para tratamientos de aguas residuales que requieren procesos tanto de implantación como de mantenimiento complejos. Cabe destacar que constituyen casi el 50% de los municipios del paraguay.

Grupo 2. Constituyen municipios de pequeño y mediano porte, incluso podría decirse que es una extensión del grupo anterior, pero con la diferencia que algunas de estas ciudades son más grandes, en el caso de llegar a los 60.000 habitantes, son ciudades relativamente con un grado mayor de desarrollo, sumado a la económica basada en la agropecuaria, la economía de producción de bienes y servicios. La mano de obra calificada podría ser un inconveniente también, pero en menor medida. Desde el punto de vista del autor, se debe prestar más atención al momento de proyectar, ya que ciudades con tendencias a tener picos de expansión demográficas.

Grupo 3. Son ciudades formadas y en desarrollo, la economía de ciertos municipios se centra en la agropecuaria a gran escala y en la producción de bienes y servicios. Otros municipios, un poco más cercanos a la capital del Paraguay, ya que son urbes con poco o casi nulo espacio rural, son ciudades dedicadas al comercio, turismo, producción de bienes y servicios en general. Cabe destacar que se pueden abordar procesos de tratamiento un poco más compactos, con un grado mayor de complejidad ya que existiría personal capacitado tanto para su implementación y operación.

Grupo 4. La mayoría de los municipios presentes en este grupo son ciudades vecinas a la capital del país, Asunción, forman parte de la llamada “Gran Asunción”. Son ciudades formadas y con perspectivas de crecimiento más lentas ya que podría decirse, que de a poco, están llegando a su saturación demográfica. Una de las características de estas ciudades, es su alto índice de desarrollo y que son grandes centros urbanos. A excepción de Asunción y Ciudad del Este, son ciudades dormitorio. Los habitantes normalmente viven en una ciudad pero trabajan en una ciudad vecina, principalmente Asunción, lo que posibilita que exista una gran población fluctuante. El principal problema de estas ciudades podría ser la falta de espacio y variaciones de caudales de efluentes domésticos debido a la población fluctuantes.

Se presentan las Tablas 9, 10, 11 y 12 obtenidas de la segregación de los municipios en cada uno de los grupos:

Tabla 9 - Municipios con población hasta 15.000 habitantes

Municipios con población hasta 15.000 habitantes		
	Cantidad	Porcentaje
Población equivalente	1,008,077	11.34%
Cantidad de municipios en este grupo	122	48.80%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10 - Municipios con 15.000 a 60.000 habitantes

Municipios con población entre 15.000 a 60.000 habitantes		
	Cantidad	Porcentaje
Población equivalente	2,748,158	30.92%
Cantidad de municipios en este grupo	96	38.40%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11 - Municipios con población entre 60.000 a 180.000 habitantes

Municipios con población entre 60.000 a 180.000 habitantes		
	Cantidad	Porcentaje
Población equivalente	2,693,061	30.30%
Cantidad de municipios en este grupo	25	10.00%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12 - Municipios con población mayor a 220.000 habitantes

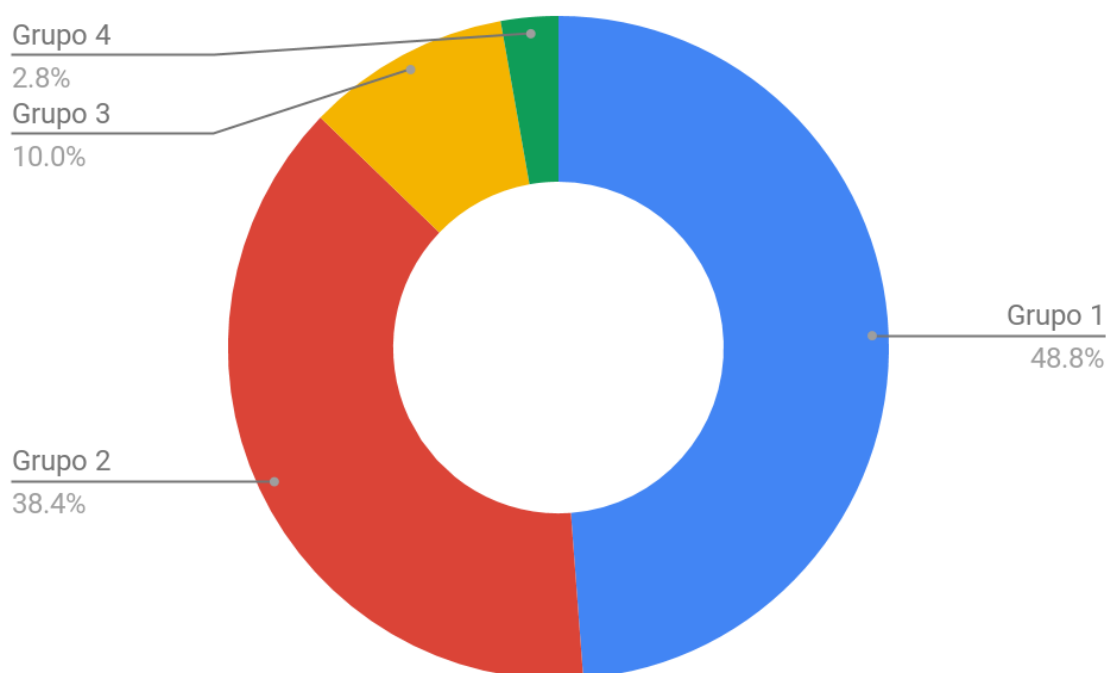
Municipios con población mayor a 220.000 habitantes		
	Cantidad	Porcentaje
Población equivalente	2,437,517	27.43%
Cantidad de municipios en este grupo	7	2.80%

Fuente: Elaboración propia.

Un vez obtenido estos grupos y sus respectivas cantidades tanto en población equivalente como en la cantidad de municipios que incluyen, se realizó un análisis desde dos puntos de vista, el primero desde el punto de vista de la cantidad de municipios y el segundo, de la cantidad de habitantes.

En la Figura 19 se presenta el porcentaje que representa cada grupo con respecto al total de municipios.

Figura 19 - Distribución según la cantidad de municipios



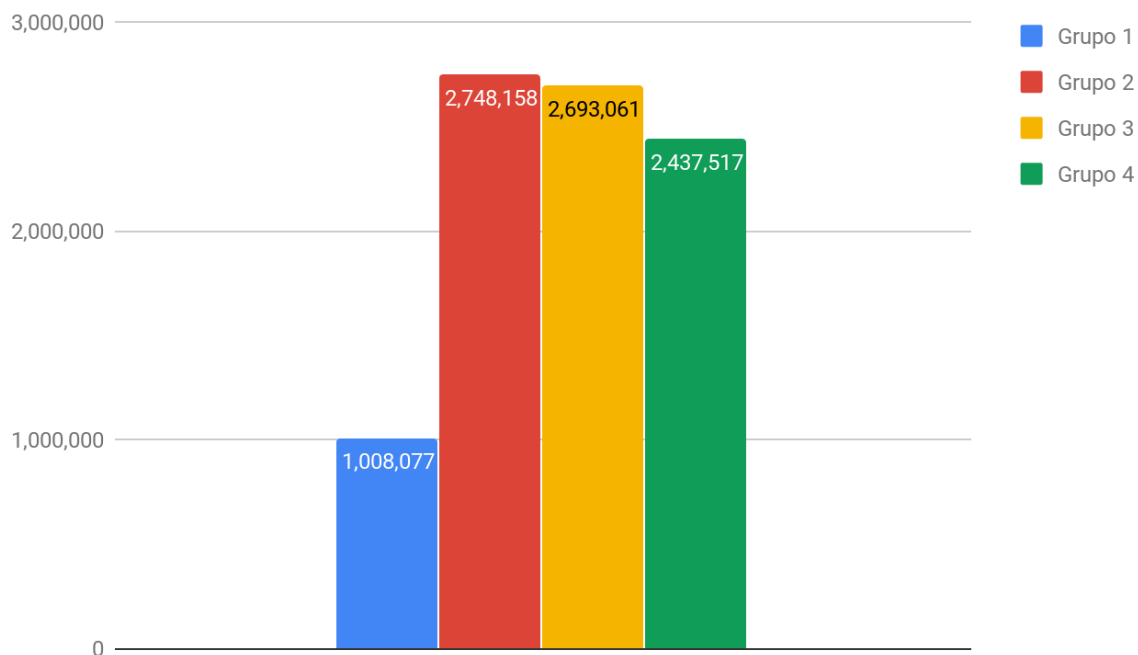
Fuente: Elaboración propia.

El análisis desde el punto de vista de la **cantidad de municipios**, arrojó que casi el 50% de los municipios son representados por el Grupo 1, los cuales cuentan con una población total de 1,008,077. Seguido por el Grupo 2, 3 y 4 respectivamente.

Si bien existen otros factores y variables a considerar pero se podría decir de cierta forma que ofreciendo una solución para el grupo 1, podría atenderse ya a la mitad de los municipios de todo el país.

Un punto bastante interesante es que el grupo 4, representa solo el 2,8% de los municipios del Paraguay, pero tiene una cuota muy importante con respecto a la población. Se presenta el análisis realizado con respecto a la **cantidad de habitantes** (Figura 20):

Figura 20 - Distribución según la cantidad de habitantes



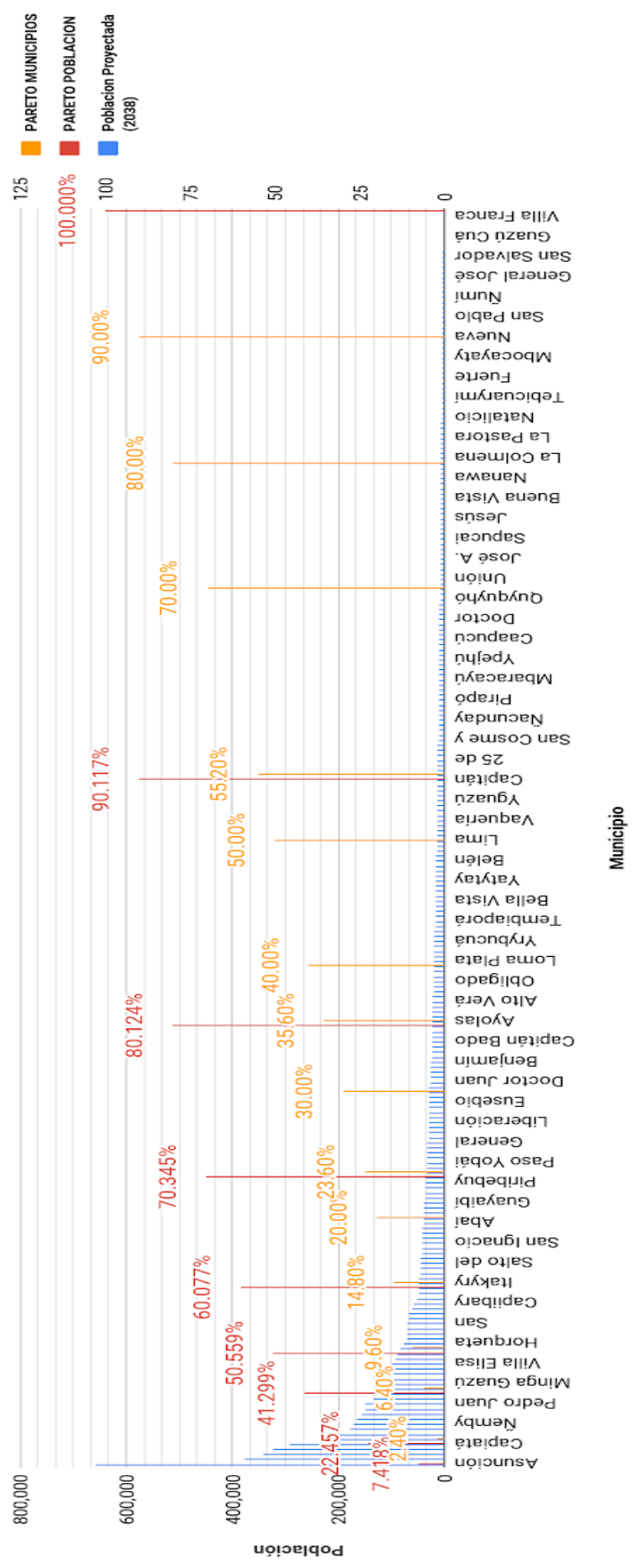
Fuente: Elaboración propia.

Como se mencionó anteriormente, la cuota aportada con respecto a la cantidad de habitantes, del grupo 4, es muy alta. Con solo el 2,8% del total de municipios (equivalente a 7 municipios), representa una población equivalente a 2.437.517 habitantes. Y casi paradójicamente, el grupo 1, que lideraba la categoría anterior, en esta es el grupo con la menor contribución de habitantes.

Cabe destacar también existe muy poca diferencia entre los grupos 2, 3 y 4 en esta categoría, ya que todos se sitúan en la franja de 2.500.000 habitantes.

Se presenta a continuación, un análisis en conjunto de las dos perspectivas, de manera a tener un panorama más claro y general (Figura 21):

Figura 21 - Análisis comparativo entre la cantidad de municipios y habitantes



La perspectiva alcanzada con este gráfico, resulta de gran ayuda, para comprender mejor la situación demográfica del Paraguay, y la dispersión con la que cuenta la distribución demográfica en los municipios. Se puede apreciar que dentro del 30% de los municipios, unos 88 en total, se centra el 80% de la población (7.120.504). Y si vamos hasta la mitad de los municipios, se encuentra ya el 90% de toda la población (8.008.508).

Con objetivo de mostrar las distintas perspectivas, fueron realizados estos análisis, de manera a entender un poco mejor la situación del Paraguay, y la necesidad de adaptar tecnologías de tratamiento de efluentes a la población que va a ser atendida, tanto por sus diferentes factores sociales, económicos o demográficos, como por los inconvenientes o desafíos que presentan los distintos municipios.

4.3. ELECCIÓN DE TECNOLOGÍAS

La elección de las tecnologías a ser estudiadas, fue realizada de acuerdo a la población a ser atendida teniendo en cuenta las características sociales, económicas y características técnicas de las diversas tecnologías de tratamiento de efluentes domésticos.

Una de las características impuestas para la evaluación y elección de las tecnologías, fue la eficiencia. Se seleccionó procesos con eficiencias resultantes mayor o igual a 85% de remoción carbonácea (DBO).

Otra características, que sirvió para la selección de las tecnologías a ser escogidas, fue la facilidad operacional. Puntualmente esta características, se impuso en miras a los municipios pequeños y medianos, que aún cuentan con grandes áreas desocupadas y la dificultad en la operación del tratamiento sería un grave problema ya que no se cuenta con mano de obra calificada en la ciudad, incluso en el departamento.

Teniendo en cuenta estas características, se decidió optar por las siguientes tecnológicas:

- **Lagunas de estabilización.** Compuesta por una laguna anaerobia, una laguna facultativa, encargadas de la remoción carbonácea, y una laguna de maduración para la remoción e inactivación de patógenos.
- **Reactor anaerobio UASB con filtro percolador de baja tasa.**
- **Reactor UASB con proceso de lodos activados con nitrificación.**

Cabe destacar, que la evaluación se realizará de forma modular, de manera a que puedan ser satisfechas las necesidades actuales, las de final de plano, y puedan seguir atendiendo aún por más tiempo las necesidades de la ciudad. Las tecnologías seleccionadas, con respecto a los grupos que van a atender y hasta cuantos módulos pueden ser ampliados, son presentadas en el Cuadro 22.

Cuadro 22 - Sistemas de tratamiento de efluentes domésticos aplicados a los grupos de población.

Grupo	Sistema de tratamiento de efluentes domésticos	Cantidad de habitantes por módulo	Módulos a ser implementados
Grupo 1: Hasta 15.000 habitantes	Lagunas de estabilización	Hasta 5.000 habitantes	Hasta 4 módulos
		Hasta 15.000 habitantes	Hasta 3 módulos
Grupo 2: Desde 15.000 a 60.000 habitantes		Hasta 25.000 habitantes	Hasta 3 módulos
Grupo 3: Desde 60.000 a 180.000 habitantes	Reactor anaerobio UASB con filtro percolador de baja tasa.	Hasta 60.000 habitantes	Hasta 3 módulos
Grupo 4: Mayor a 220.000 habitantes	Reactor UASB con proceso de lodos activados con nitrificación	Hasta 250.000	Hasta 4 módulos

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar, para el grupo 1, tiene 3 subdivisiones. Esto se realiza de manera a que el área resultante de la laguna no se torne muy grande, ya que dentro de la simplicidad operacional de este sistema de tratamiento, existen máximos que se deben tener en cuenta, de manera a que la laguna no quede extremadamente grande (mayor a 10 hectáreas por laguna).

4.4. MATERIALES Y FÓRMULAS UTILIZADAS

4.4.1. Caudales afluentes a las ETEs

- **Caudal máximo horario:** caudal para la máxima descarga del efluente en la hora de mayor consumo en el día de mayor consumo del año.

$$Q_{m\acute{a}x\ h} = \left(\frac{K_1 * K_2 * C * P * q}{86400} + i * L \right) * 86,4 \ [m^3/d\acute{a}ia]$$

- **Caudal máximo diario:** caudal para la máxima descarga del efluente en el día de mayor consumo del año.

$$Q_{m\acute{a}x\ d} = \left(\frac{K_1 * C * P * q}{86400} + i * L \right) * 86,4 \ [m^3/d\acute{a}ia]$$

- **Caudal medio:** caudal promedio esperado a lo largo del tiempo.

$$Q_{med} = \left(\frac{C * P * q}{86400} + i * L \right) * 86,4 \ [m^3/d\acute{a}ia]$$

Donde:

- $Q_{m\acute{a}x\ h}$: Caudal máximo horario del proyecto (m³/día).
 $Q_{m\acute{a}x\ d}$: Caudal máximo diario del proyecto (m³/día).
 Q_{med} : Caudal medio para el proyecto (m³/día).
 q : Consumo per cápita de agua (L/hab.día).
 K_1, K_2 : Coeficientes para máximo caudal diario y horario, respectivamente.
 i : Contribución de Infiltración (L/s.km).
 L : Longitud de la red (km).
 C : Coeficiente de retorno.
 P : Población atendida.

4.4.2. Laguna Anaerobia

Para el dimensionamiento de la Laguna anaerobia se utilizaron las fórmulas y adopciones presentadas en el Cuadro 23.

Cuadro 23 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la Laguna Anaerobia

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Carga de DBO afluente a la laguna anaerobia	L_{ana} (kg DBO/día)	$L_{ana} = Q_{med} * DBO/1000$
Volumen requerido	V_{ana} (m ³)	$V_{ana} = \frac{L_{ana}}{L_v}$
Tiempo de detención	t_{d-ana} (días)	$t_{d-ana} = \frac{V_{ana}}{Q_{med}}$
Área requerida por la Laguna Anaerobia	$\dot{A}rea_{ana}$ (m ²)	$\dot{A}rea_{ana} = \frac{V_{ana}}{h_{ana}}$
Acumulacion de lodo anual en la laguna anaerobia	$Acum_{anual}$ (m ³ /año)	$Acum_{anual} = Acum_{per\ cap} * P$
Espesura del lodo en la laguna anaerobia	Es (cm)	$Es = \left(\frac{Acum_{anual} * A\dot{n}os}{\dot{A}rea_{ana}} \right) * 100$
Tiempo de limpieza de la laguna anaerobia	T_{limp} (años)	$T_{limp} = \left(\frac{h / 3}{Es_{anual} / 100} \right)$
Concentración del DBO efluente de la laguna anaerobia	$DBO_{efl-ana}$ (mg/L)	$DBO_{efl-ana} = (1 - E_{ana}) * DBO$

Fuente: Elaboración propia

Donde

DBO : Concentración de DBO del afluente al sistema (mg/L).

Q_{med} : Caudal medio para el proyecto (m³/día).

L_{ana} : Carga de DBO afluente a la laguna anaerobia (kg DBO/día).

L_v : Tasa de aplicación volumétrica (kg DBO/m³.día).

V_{ana} : Volumen requerido (m³).

h_{ana} : Altura o profundidad de la Laguna Anaerobia (m).

$Acum_{per\ cap}$: Producción de lodo per cápita anual (m³/hab.año).

P : Población atendida

$Acum_{anual}$: Acumulacion de lodo anual (m³/año).

Es_{anual} : Espesura del lodo en un año (cm/año).

4.4.3. Laguna Facultativa

Para el dimensionamiento de la laguna facultativa se utilizaron las fórmulas y adopciones presentadas en el Cuadro 24.

Cuadro 24 - Formulas y adopciones para el dimensionamiento de la Laguna Facultativa (continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Carga de DBO afluente, proveniente de la laguna anaerobia.	L_{fac} (kg DBO/día)	$L_{fac} = (1 - E_{ana}) * L_{ana}$
Área requerida	$\dot{A}rea_{fac}$ (m ²)	$\dot{A}rea_{fac} = \frac{L_{fac}}{L_s}$
Volumen requerido por la laguna facultativa	V_{fac} (m ³)	$V_{fac} = \dot{A}rea_{fac} * h_{fac}$
Tiempo de detención	t_{d-fac} (días)	$t_{d-fac} = \frac{V_{fac}}{Q_{med}}$
Coefficiente de remoción de DBO (Flujo disperso - 2.3.6.4.)	K_{20} (d ⁻¹)	$K_{20} = 0,132 * \text{Log}(L_s) - 0,46$
Coefficiente de temperatura (Flujo disperso)	θ (d ⁻¹)	Se adopta un θ de 1,035
Corrección para la temperatura	K_T (d ⁻¹)	$K_T = K_{20} * \theta^{(T-20)}$
Concentración del DBO afluente de la laguna facultativa	$DBO_{afl-fac}$ (mg/L)	$DBO_{afl-fac} = DBO_{efl-ana}$
Número de dispersión	d (adimensional)	$d = \frac{1}{(L/B)}$
Estimativa de DBO soluble efluente de la laguna facultativa	$DBO_{fac-sol}$ (mg/L)	$\frac{DBO_{fac-sol}}{DBO_{afl-fac}} = \frac{4a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K_T \cdot t \cdot d}$
Sólidos en suspensión en el efluente de la laguna facultativa	SS_{fac} (mg/L)	Se adopta un SS_{fac} de 80 mg/L donde 1 mg SS_{fac} genera 0,35 mg $DBO_{fac-part}$
Estimativa de DBO particulada efluente de la laguna facultativa (2.3.6.2.)	$DBO_{fac-part}$ (mg/L)	$DBO_{fac-part} = 0,35 * SS_{fac}$
Concentración de DBO total en el efluente de la laguna facultativa	$DBO_{total-fac}$ (mg/L)	$DBO_{total-fac} = DBO_{fac-sol} + DBO_{fac-part}$
Eficiencia de remoción carbonácea en el sistema laguna anaerobia-facultativa	$E_{ana-fac}$ (%)	$E_{ana-fac} = \frac{DBO - DBO_{total-fac}}{DBO}$

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 24 - Formulas y adopciones para el dimensionamiento de la Laguna Facultativa (conclusión).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Acumulacion de lodo anual en la laguna facultativa	$Acum_{anual-fac}$ ($m^3/año$)	$Acum_{anual-fac} = Acum_{per\ cap} * P$
Espesura del lodo de la laguna facultativa	Es_{fac} (cm)	$Es_{fac} = \left(\frac{Acum_{anual-fac} * Años}{Area_{fac}} \right) * 100$
Coefficiente de decaimiento bacteriano (Flujo disperso - Tabla 6)	K_{b20} (d^{-1})	$K_{b20} = 0,542 * h_{fac}^{(-1,259)}$
Coefficiente de temperatura (Flujo disperso)	θ (d^{-1})	Se adopta un θ de 1,07
Corrección para la temperatura	K_{bT} (d^{-1})	$K_{bT} = K_{20} * \theta^{(T-20)}$
Número de dispersión	d (adimensional)	$d = \frac{1}{(L/B)}$
Concentración de coliformes efluente de la laguna facultativa	$N_{efl-fac}$ (NMP/100 ml)	$N_{efl-fac} = N * \frac{4a.e^{1/2d}}{(1+a)^2 . e^{a/2d} - (1-a)^2 . e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K_{bT} . t . d}$
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en la laguna facultativa	E_{CT-fac} (%)	$E_{CT-fac} = \frac{N - N_{efl-fac}}{N}$

Fuente: Elaboración propia.

Donde:

- E_{ana} : Eficiencia de la laguna anaerobia.
- L_{ana} : Carga de DBO afluente a la laguna anaerobia (kg DBO/día).
- L_{fac} : Carga de DBO afluente a la laguna facultativa (kg DBO/día).
- L_s : Tasa de aplicación superficial (kg DBO/ha.día).
- L : Largo de la laguna facultativa (m).
- B : Ancho de la laguna facultativa (m).
- h_{fac} : Altura o profundidad de la laguna facultativa (m).
- V_{fac} : Volumen requerido por la laguna facultativa (m^3).
- Q_{med} : Caudal medio para el proyecto ($m^3/día$).
- K_{20} : Coeficiente de remoción de DBO (d^{-1}) (Flujo disperso - 2.3.6.4.)
- K_T : Coeficiente de remoción de DBO corregido (d^{-1}).
- θ : Coeficiente de temperatura (d^{-1}) (Flujo disperso)
- $DBO_{efl-ana}$: Concentración del DBO efluente de la laguna anaerobia (mg/L).
- a : Adimensional.

e	: Número neperiano.
$DBO_{afl-fac}$: Concentración del DBO afluente de la laguna facultativa (mg/L).
d	: Número de dispersión adimensional .
$DBO_{fac-sol}$: DBO soluble efluente de la laguna facultativa (mg/L).
SS_{fac}	: Sólidos en suspensión en el efluente de la laguna facultativa (mg/L).
$DBO_{fac-part}$: DBO particulada efluente de la laguna facultativa (mg/L)
$DBO_{total-fac}$: Concentración de DBO total en el efluente de la laguna facultativa (mg/L).
DBO	: Concentración de DBO del afluente al sistema (mg/L).
$Acum_{per\ cap}$: Producción de lodo per cápita anual ($m^3/hab.año$).
$Acum_{anual-fac}$: Acumulacion de lodo anual en la laguna facultativa ($m^3/año$).
K_{b20}	: Coeficiente de decaimiento bacteriano (d^{-1}) (Flujo disperso).
K_{bT}	: Coeficiente de decaimiento bacteriano corregido (d^{-1}) .
θ	: Coeficiente de temperatura (d^{-1}).
N	: Concentración de coliformes afluente al sistema (NMP/100 mL).
$N_{efl-fac}$: Concentración de coliformes efluente de la laguna facultativa (NMP/100 mL).

4.4.4. Laguna de Maduración

Para el dimensionamiento de la laguna de maduración se utilizaron las fórmulas y adopciones, presentadas en el Cuadro 25.

Cuadro 25 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la Laguna de Maduración
(continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Volumen requerido por la laguna de maduración	$V_{mad} (m^3)$	$V_{mad} = Q_{med} * t_{d-mad}$
Área requerida por la laguna de maduración	$\acute{A}rea_{mad} (m^2)$	$\acute{A}rea_{mad} = \frac{V_{mad}}{h_{mad}}$
Relación interna de Largo/ancho de la laguna de maduración	$(L/B)_{int}$ (adimensional)	$(L/B)_{int} = (L/B) * (C^o_{mad} + 1)^2$
Ancho de cada trecho	$B_{int} (m)$	$B_{int} = \frac{B}{(C^o_{mad} + 1)}$
Coeficiente de decaimiento bacteriano en la laguna de maduración (Flujo disperso)	$K_{b20-mad} (d^{-1})$	$K_{b20-mad} = 0,542 * h_{mad}^{(-1,259)}$

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 25 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de la Laguna de Maduración (conclusión).

Coeficiente de temperatura (Flujo disperso)	θ (d^{-1})	Se adopta un θ de 1,07
Corrección para la temperatura	K_{bT-mad} (d^{-1})	$K_{bT-mad} = K_{20} * \theta^{(T-20)}$
Número de dispersión	d (adimensional)	$d = \frac{1}{(L/B)_{int}}$
Concentración de coliformes afluente de la laguna de maduración	N_{mad} (CF/100 ml)	$N_{mad} = N_{efl-fac}$
Concentración de coliformes efluente de la laguna de maduración	$N_{efl-mad}$ (CF/100 ml)	$\frac{N_{efl-mad}}{N_{mad}} = \frac{4a \cdot e^{1/2d}}{(1+a)^2 \cdot e^{a/2d} - (1-a)^2 \cdot e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4K_{bT-mad} \cdot t \cdot d}$
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en el sistema laguna facultativa-maduración	$E_{CT-mad-fac}$ (%)	$E_{CT-mad-fac} = \frac{N_{mad} - N_{efl-mad}}{N_{mad}}$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

t_{d-mad} : Tiempo de detención de la laguna de maduración (día).

Q_{med} : Caudal medio para el proyecto ($m^3/día$).

h_{mad} : Altura o profundidad de la laguna maduración (m).

V_{mad} : Volumen requerido por la laguna maduración (m^3).

C^o_{mad} : Número de chicanas

L : Largo de la laguna facultativa (m).

B : Ancho de la laguna facultativa (m).

$(L/B)_{int}$: Relación interna de Largo/ancho de la laguna de maduración

a : adimensional

e : número neperiano

d : Número de dispersión adimensional

$K_{b20-mad}$: Coeficiente de decaimiento bacteriano de la laguna de maduración (d^{-1}).

K_{bT-mad} : Coeficiente de decaimiento bacteriano corregido de la laguna de maduración (d^{-1}).

θ : Coeficiente de temperatura (d^{-1})

N_{mad} : Concentración de coliformes afluente de la laguna de maduración (NMP/100 mL).

$N_{efl-fac}$: Concentración de coliformes efluente de la laguna facultativa (NMP/100 mL).

$N_{efl-mad}$: Concentración de coliformes efluente de la laguna de maduración (NMP/100 mL).

4.4.5. Reactor Anaerobio UASB

Para el dimensionamiento del reactor anaerobio UASB se utilizaron las fórmulas y adopciones, presentadas en el Cuadro 26.

Cuadro 26 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del Reactor UASB (continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Carga de DBO afluente al reactor UASB	$DBO_{afl-UASB}$ (kg DBO/día)	$DBO_{afl-UASB} = DBO * Q_{med}$
Carga de DQO afluente al reactor UASB	$DQO_{afl-UASB}$ (kg DQO/día)	$DQO_{afl-UASB} = DQO * Q_{med}$
Carga de NTK afluente al reactor UASB	$NTK_{afl-UASB}$ (kg NTK/día)	$NTK_{afl-UASB} = NTK * Q_{med}$
Volumen requerido por el reactor UASB	V_{UASB} (m^3)	$V_{UASB} = Q_{med} * \theta_{h-UASB}$
Área requerida por el reactor UASB	$\dot{A}rea_{UASB}$ (m^2)	$\dot{A}rea_{UASB} = \frac{V_{UASB}}{h_{UASB}}$
Área requerida por cada módulo del reactor UASB	$\dot{A}rea_{módulos-UASB}$ (m^2)	$\dot{A}rea_{módulos-UASB} = \frac{\dot{A}rea_{UASB}}{N^{\circ}_{módulos-UASB}}$
Número de tubos dentro de cada módulo del reactor UASB	N°_{tubos} (unidades)	$N^{\circ}_{tubos} = \frac{\dot{A}rea_{módulos-UASB}}{\dot{A}rea_{distr}}$
Velocidad de escurrimiento de tubo de distribución del reactor UASB	V_{tubo} (m /s)	$V_{tubo} = \frac{Q_{med}}{\dot{A}rea_{tubo} * N^{\circ}_{módulos-UASB} * N^{\circ}_{tubos}}$
Velocidad ascensional del lodo en la cámara de digestión del reactor UASB	$V_{asc-diges}$ (m /h)	$V_{asc-diges} = \frac{Q_{med}}{\dot{A}rea_{UASB}}$
Número de compartimientos de decantación dentro de cada módulo del reactor UASB	$N^{\circ}_{comp-dec}$ (unidades)	$N^{\circ}_{comp-dec} = \frac{L_{UASB}}{\text{Ancho}_{colector} + B_{comp-dec}}$
Área superficial de cada compartimiento de decantación	$\dot{A}rea_{comp-dec}$ (m^2)	$\dot{A}rea_{comp-dec} = B_{UASB} * B_{comp-dec}$
Área de decantación por módulo del reactor UASB	$\dot{A}rea_{mód-dec}$ (m^2)	$\dot{A}rea_{mód-dec} = \dot{A}rea_{comp-dec} * N^{\circ}_{comp-dec}$

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 26 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del Reactor UASB
(conclusión).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Velocidad ascensional del efluente en el compartimiento de decantación del reactor UASB	$V_{asc-dec}$ (m/h)	$V_{asc-diges} = \frac{Q_{med}}{Área_{mod-dec} * N^{\circ} \text{módulos-UASB}}$
Producción de lodo anaerobio en el reactor UASB	$P_{lodo-UASB}$ (kg SST/día)	$P_{lodo-UASB} = DBO_{afl-UASB} * Y_{celular}$
Volumen diario (o caudal) de lodo anaerobio generado en el reactor UASB	$V_{lodo-UASB}$ (m ³ /día)	$V_{lodo-UASB} = \frac{P_{lodo-UASB}}{\rho_{lodo-UASB} * T_{lodo-UASB}}$
Carga de DQO removida por el reactor UASB	$DQO_{remo-UASB}$ (kg DQO/día)	$DQO_{remo-UASB} = DQO_{afl-UASB} * E_{UASB}$
Volumen diario (o caudal) de METANO generado en el reactor UASB	V_{CH_4} (m ³ /día)	$V_{CH_4} = DQO_{remo-UASB} * P_{CH_4-UASB}$
Volumen diario (o caudal) de BIOGÁS generado en el reactor UASB	V_{biogas} (m ³ /día)	$V_{biogas} = \frac{V_{CH_4}}{\%_{CH_4-biogas}}$
Volumen de BIOGÁS corregido para 23°C y 0,15 m.c.a.	$V_{Total biogás}$ (m ³ /día)	$V_{Total biogás} = V_{biogas} * 1,07$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- DBO : Concentración de DBO del afluente al sistema (mg/L).
 DQO : Concentración de DQO del afluente al sistema (mg/L).
 NTK : Concentración de NTK del afluente al sistema (mg/L).
 Q_{med} : Caudal medio para el proyecto (m³/día).
 $DBO_{afl-UASB}$: Carga de DBO afluente al reactor UASB (kg DBO/día).
 $DQO_{afl-UASB}$: Carga de DQO afluente al reactor UASB (kg DQO/día).
 $NTK_{afl-UASB}$: Carga de NTK afluente al reactor UASB (kg NTK/día).
 θ_{h-UASB} : Tiempo de detención hidráulica (h)
 V_{UASB} : Volumen requerido por el reactor UASB (m³).
 h_{UASB} : Altura o profundidad del reactor UASB (m³).
 $Área_{UASB}$: Área requerida por el reactor UASB (m²).
 $N^{\circ} \text{módulos-UASB}$: Números de módulos adoptados para el reactor UASB
 $Área_{módulos-UASB}$: Área requerida por cada módulo del reactor UASB (m²).

L_{UASB}	: Largo de cada módulo del reactor UASB (m).
B_{UASB}	: Ancho de cada módulo del reactor UASB (m).
$\dot{A}rea_{distr}$: Área de influencia de cada tubo de distribución del reactor UASB (m ²).
N°_{tubos}	: Número de tubos dentro de cada módulo del reactor UASB
V_{tubo}	Velocidad de escurrimiento de tubo de distribución del reactor UASB (m/s).
$\dot{A}rea_{tubo}$: Área transversal del tubo de distribución (m ²).
$V_{asc-diges}$: Velocidad ascensional del lodo en la cámara de digestión del reactor UASB (m/s).
$Ancho_{colector}$: Ancho del colector de gas dentro del reactor UASB (m).
$B_{comp-dec}$: Ancho del compartimiento de decantación del reactor UASB (m).
$N^{\circ}_{comp-dec}$: Número de compartimientos de decantación dentro de cada módulo del reactor UASB
$\dot{A}rea_{comp-dec}$: Área superficial de cada compartimiento de decantación (m ²).
$\dot{A}rea_{mód-dec}$: Área de decantación por módulo del reactor UASB (m ²).
$V_{asc-dec}$: Velocidad ascensional del efluente en el compartimiento de decantación del reactor UASB (m/s).
$Y_{celular}$: Coeficiente de síntesis celular (coeficiente de producción de lodo anaerobio) en el reactor UASB (kg SST / kg DBO)
$P_{lodo-UASB}$: Producción de lodo anaerobio en el reactor UASB (kg SST / día)
$\rho_{lodo-UASB}$: Densidad típica del lodo anaerobio del reactor UASB (kg/m ³)
$T_{lodo-UASB}$: Tenor de sólidos presentes en el lodo anaerobio del reactor UASB (%)
P_{CH_4-UASB}	: Producción media de metano en el reactor UASB en relación la carga de DQO removida (L CH ₄ /kg DQO _{remo-UASB}).
$DQO_{remo-UASB}$: Carga de DQO removida por el reactor UASB (kg DQO/día)
E_{UASB}	: Eficiencia de remoción de DBO del reactor UASB (%).
V_{CH_4}	: Volumen diario (o caudal) de METANO generado en el reactor UASB (m ³ /día).
$\%_{CH_4-biogas}$: Porcentaje de METANO en el biogás
V_{biogas}	: Volumen diario (o caudal) de BIOGÁS generado en el reactor UASB (m ³ /día).
$V_{Total\ biogas}$: Volumen de BIOGAS corregido para 23°C y 0,15 m.c.a. (m ³ /día).

4.4.6. Filtro Biológico Percolador

Para el dimensionamiento del Filtro Biológico Percolador se utilizaron las fórmulas y adopciones, presentadas en el Cuadro 27.

Cuadro 27 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del Filtro Biológico Percolador (continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Concentración de DBO afluente al FBP	DBO_{FBP}^* (mg/L)	$DBO_{FBP}^* = DBO * (1 - E_{UASB})$
Concentración de DQO afluente al FBP	DQO_{FBP}^* (mg/L)	$DQO_{FBP}^* = DQO * (1 - E_{UASB})$
Carga de DBO afluente al FBP	$DBO_{afI-FBP}$ (kg DBO/día)	$DBO_{afI-FBP} = DBO_{FBP}^* * Q_{med}$
Carga de DQO afluente al FBP	$DQO_{afI-FBP}$ (kg DQO/día)	$DQO_{afI-FBP} = DQO_{FBP}^* * Q_{med}$
Volumen requerido por el FBP	V_{FBP} (m ³)	$V_{FBP} = DBO_{afI-FBP} / C_v$
Área requerida por del FBP	$\dot{A}rea_{FBP}$ (m ²)	$\dot{A}rea_{FBP} = \frac{V_{FBP}}{h_{FBP}}$
Tasa de aplicación hidráulica superficial	q_{s-FBP} (m ³ /m ² .día)	$q_{s-FBP} = \frac{Q_{med}}{\dot{A}rea_{FBP}}$
Factor de recirculación del FBP	(F_{FBP}) (adimensional)	$F = \frac{1+R}{(1+\frac{R}{10})^2}$
Eficiencia de remoción de DBO del FBP	E_{FBP} (%)	$E_{FBP} = \frac{100}{1 + 0,443 * \sqrt{\frac{C_v}{F}}}$
Estimativa de concentración de DBO en el efluente final	$DBO_{efI-FBP}$ (m/l)	$DBO_{efI-FBP} = DBO_{FBP}^* * (1 - E_{FBP})$
Eficiencia de remoción de DBO del Sistema UASB-FBP	$E_{UASB-FBP}$ (%)	$E_{UASB-FBP} = \frac{DBO - DBO_{efI-FBP}}{DBO}$
Carga de DBO removida por el FBP	$DBO_{rem-FBP}$ (kg DBO/día)	$DQO_{rem-FBP} = DBO_{afI-FBP} * E_{FBP}$
Producción de lodo aerobio en el FBP	P_{X-FBP} (kg SST/día)	$P_{X-FBP} = DBO_{rem-FBP} * Y_{celular-FBP}$
Relación de sólidos volátiles y sólidos totales	$\frac{P_{XV-FBP}}{P_{X-FBP}}$ (adimensional)	$\frac{P_{XV-FBP}}{P_{X-FBP}} = 0,75$

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 27 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento del Filtro Biológico Percolador (conclusión).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Volumen diario (o caudal) de lodo del FBP	$V_{lodo-FBP} (m^3/dia)$	$V_{lodo-FBP} = \frac{P_{X-FBP}}{\rho_{lodo-FBP} * T_{lodo-FBP}}$
Área requerida por del decantador secundario	$\dot{A}rea_{dec-FBP} (m^2)$	$\dot{A}rea_{dec-FBP} = \frac{Q_{med}}{q_{a-FBP}}$
Volumen diario (o caudal) de lodo del decantador a ser retornado al UASB	$V_{R-FBP} (m^3/dia)$	$V_{R-FBP} = \frac{P_{X-FBP}}{\rho_{lodo-FBP} * T_{lodo-FBP}}$
Producción de lodo aerobio del FBP retornado al UASB considerado la reducción de SSV.	$P_{lodo-FBP} (kg SST/dia)$	$P_{lodo-FBP} = P_{X-FBP} - (0,2 * P_{XV-FBP})$
Producción total de lodo mixto (anaerobio y aerobio) del Sistema UASB-FBP	$P_{lodo-UASB-FBP} (kg SST/dia)$	$P_{lodo-UASB-FBP} = P_{lodo-UASB} + P_{lodo-FBP}$
Volumen diario (o caudal) de lodo para secado del sistema UASB-FBP	$V_{lodo-U.F.} (m^3/dia)$	$V_{lodo-U.F.} = \frac{P_{lodo-UASB-FBP}}{\rho_{lodo-UASB-FBP} * T_{lodo-UASB-FBP}}$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- DBO : Concentración de DBO del afluente al sistema (mg/L).
- DQO : Concentración de DQO del afluente al sistema (mg/L).
- DBO_{FBP}^* : Concentración de DBO afluente al FBP (mg/L) (efl UASB).
- DQO_{FBP}^* : Concentración de DQO afluente al FBP (mg/L) (efl UASB).
- Q_{med} : Caudal medio para el proyecto ($m^3/día$).
- $DBO_{afl-FBP}$: Carga de DBO afluente al FBP (kg DBO/día)
- $DQO_{afl-FBP}$: Carga de DQO afluente al FBP (kg DQO/día)
- C_v : Carga orgánica volumétrica del FBP (kg DQO/ $m^3.día$)
- V_{FBP} : Volumen requerido por el FBP (m^3).
- h_{FBP} : Altura o profundidad del FBP (m).
- $\dot{A}rea_{FBP}$: Área requerida por el FBP (m^2).
- q_{s-FBP} : Tasa de aplicación hidráulica superficial del FBP ($m^3/m^2.dia$)
- F_{FBP} : Factor de recirculación del FBP (adimensional).
- E_{FBP} : Eficiencia de remoción de DBO del FBP (%).
- R : Razón de recirculación (Qr/Q)

$DBO_{efl-FBP}$: Estimativa de concentración de DBO en el efluente final que sale del sistema (m/L).
$Y_{celular-FBP}$: Coeficiente de síntesis celular (coeficiente de producción de lodo aerobio) en el FBP (kg SST/kg DBO_{rem})
$DBO_{rem-FBP}$: Carga de DBO removida por el FBP (kg DBO/día).
P_{X-FBP}	: Producción de lodo aerobio en el FBP (kg SST/día).
P_{XV-FBP}	: Producción de sólidos suspensos volátiles en el FBP (kg SSV/día).
$V_{lodo-FBP}$: Volumen diario (o caudal) de lodo del FBP (m ³ /día).
$\rho_{lodo-FBP}$: Densidad típica del lodo anaerobio del FBP (kg/m ³).
$T_{lodo-FBP}$: Tenor de sólidos presentes en el lodo del FBP (%).
q_{a-FBP}	: Tasa de aplicación superficial del decantador secundario del FBP (m ³ /m ² .día).
$\dot{A}rea_{dec-FBP}$: Área requerida por del decantador secundario (m ²).
V_{R-FBP}	: Volumen diario (o caudal) de lodo del decantador a ser retornado al UASB (m ³ /día).
$P_{lodo-FBP}$: Producción de lodo aerobio para desaguamiento del FBP retornado al UASB considerado la reducción de SSV (kg SST/día).
$P_{lodo-UASB-FBP}$	Producción total de lodo mixto (anaerobio y aerobio) del Sistema UASB-FBP (kg SST/día).
$V_{lodo-U.F.}$: Volumen diario (o caudal) de lodo para secado del sistema UASB-FBP (m ³ /día).

4.4.7. Proceso de Lodos Activados

Para el dimensionamiento del proceso de Lodos Activados se utilizaron las fórmulas y adopciones, presentadas en el Cuadro 28.

Cuadro 28 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de Lodos Activados (continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Concentración de DBO afluente al Tanque de Aireación.	$DBO_{L.A.}^*$ (mg/L)	$DBO_{L.A.}^* = DBO * (1 - E_{UASB})$
Concentración de DQO afluente al Tanque de Aireación.	$DQO_{L.A.}^*$ (mg/L)	$DQO_{L.A.}^* = DQO * (1 - E_{UASB})$
Concentración de NTK afluente el Tanque de Aireación.	$NTK_{L.A.}^*$ (mg/L)	$NTK_{L.A.}^* = NTK * (1 - E_{UASB})$
Carga de DBO afluente al Tanque de Aireación.	$DBO_{afl-L.A.}$ (kg DBO/día)	$DBO_{afl-L.A.} = DBO_{L.A.}^* * Q_{med}$
Carga de DQO afluente al Tanque de Aireación.	$DQO_{afl-L.A.}$ (kg DQO/día)	$DQO_{afl-L.A.} = DQO_{L.A.}^* * Q_{med}$
Carga de NTK afluente al Tanque de Aireación.	$NTK_{afl-L.A.}$ (kg NTK/día)	$NTK_{afl-L.A.} = NTK_{L.A.}^* * Q_{med}$
Volumen requerido por el Tanque de Aireación	$V_{L.A.}$ (m ³)	$V_{L.A.} = \theta_{h-L.A.} * Q_{med}$
Concentración de Sólidos Suspensos Volátiles en el Tanque de Aireación	$X_{v-L.A.}$ (mg/L)	$X_{v-L.A.} = \frac{\theta_{c-L.A.} * Q_{med} * Y_{celular-L.A.} * DBO_{L.A.}^* * E_{L.A.}}{V_{L.A.} * (1 + k_d * \theta_{c-L.A.})}$
Relación Alimento/Microorganismo en el Tanque de Aireación.	A/M (kg DBO/kg SSV TA.día)	$(A/M) = \frac{DBO_{afl-L.A.}}{V_{L.A.} * X_{v-L.A.}}$
Área requerida por el Tanque de Aireación.	$\dot{A}rea_{L.A.}$ (m ²)	$\dot{A}rea_{L.A.} = \frac{V_{L.A.}}{h_{L.A.}}$
Relación Sólidos Suspensos Volátiles y Totales en el Tanque de Aireación.	$X_{v-L.A.}/X_{L.A.}$ (adimensional)	$\frac{X_{v-L.A.}}{X_{L.A.}} = 0,75$
Concentración de Sólidos Suspensos Totales en el Tanque de Aireación	$X_{L.A.}$ (mg/L)	$X_{L.A.} = X_{v-L.A.}/0,75$
Coefficiente de síntesis celular observado en el Tanque de Aireación.	$Y_{obs-L.A.}$ (kg SST TA/kg DBO)	$Y_{obs-L.A.} = \frac{Y_{celular-L.A.}}{(1 + k_d * \theta_{c-L.A.})}$

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 28 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de Lodos Activados (continua).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Producción de lodo volátil aerobio en el Tanque de Aireación.	$P_{Xv-L.A.}$ (kg SST TA/día)	$P_{Xv-L.A.} = Y_{obs-L.A} * Q_{med} * E_{L.A.} * DBO_{L.A.}^*$
Producción de lodo aerobio total en el Tanque de Aireación.	$P_{X-L.A.}$ (kg SST TA/día)	$P_{X-L.A.} = \frac{P_{Xv-L.A.}}{0,75}$
Razón de recirculación del Tanque de Aireación	$R_{L.A.}$ (adimensional)	$R_{L.A.} = \frac{X_{L.A.}}{(X_{R-L.A.} - X_{L.A.})}$
Volumen diario (o Caudal) de lodo excedente retornado al reactor UASB	$V_{lodo-R-L.A.}$ (m ³ /día)	$V_{lodo-R-L.A.} = \frac{X_{R-L.A.}}{P_{X-L.A.}}$
Carga media orgánica del lodo excedente en el reactor UASB	-	1 kg SSV TA/día = 1,5 kg DQO/día
Carga DQO del lodo aerobio excedente en el reactor UASB.	$DQO_{lodo-exc-L.A.}$ (kg DQO/día)	$DQO_{lodo-exc-L.A.} = 1,5 * (P_{X-L.A.} * 0,75)$
Consumo medio de oxígeno para demanda carbonácea	O_{2-DBO} (kg O ₂ /día)	$O_{2-DBO} = O_{2-req} * DBO_{afL-L.A.}$
Carga de nitrógeno disponible	$NTK_{disp-L.A.}$ kg N/día)	$NTK_{disp-L.A.} = NTK_{afL-L.A.} - (0,1 * N_{exc})$
Consumo medio de oxígeno para demanda nitrogenada	O_{2-NTK} (kg O ₂ /día)	$O_{2-NTK} = O_{2-reqNTK} * NTK_{disp-L.A.}$
Consumo medio total de oxígeno en el tanque de aireación	$O_{2-medio L.A.}$ (kg O ₂ /día)	$O_{2-medioL.A.} = O_{2-DBO} + O_{2-NTK}$
Consumo máximo de oxígeno en el tanque de aireación	$O_{2-maxL.A.}$ (kg O ₂ /día)	$O_{2-maxL.A.} = O_{2-medioL.A.} * R_{O2-L.A.}$
Consumo total de oxígeno en el tanque de aireación	$Consumo_{O2-L.A.}$ (kg O ₂ /día)	$Consumo_{O2-L.A.} = O_{2-maxL.A.} * F_{O2-L.A.}$
Potencia requerida para el Tanque de aireación	$Pot_{O2-L.A.}$ (kW)	$Pot_{O2-L.A.} = \frac{Consumo_{O2-L.A.}}{E_{O2-L.A.}}$
Área requerida por del decantador secundario	$Área_{dec-L.A.}$ (m ²)	$Área_{dec-L.A.} = \frac{Q_{med}}{q_{a-L.A.}}$
Tiempo de detención de hidráulica en el decantador secundario	$\theta_{h-dec-L.A.}$ (horas)	$\theta_{h-dec-L.A.} = \frac{V_{dec-L.A.}}{Q_{med}}$

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 28 - Fórmulas y adopciones para el dimensionamiento de Lodos Activados
(conclusión).

Item	Variable	Fórmula y/o valor adoptado
Producción de lodo aerobio en el reactor UASB	$P_{lodo-L.A.}$ (kg SST TA/día)	$P_{lodo-L.A.} = P_{X-L.A.} - (0,25 * P_{XV-L.A.})$
Producción total de lodo en el Sistema UASB-L.A.	$P_{lodo-UASB-L.A.}$ (kg SST TA/día)	$P_{lodo-UASB-L.A.} = P_{lodo-L.A.} + P_{lodo-L.A.}$
Volumen diario de lodo mixto (ANA+AE) excedente retirado del reactor UASB	$V_{lodo-UASB-L.A.}$ (m ³ /día)	$V_{lodo-UASB-L.A.} = \frac{P_{lodo-UASB-L.A.}}{\rho_{lodo-UASB-L.A.} * T_{lodo-UASB-L.A.}}$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

DBO : Concentración de DBO del afluente al sistema (mg/L)..

DQO : Concentración de DQO del afluente al sistema (mg/L)..

DQO : Concentración de NTK del afluente al sistema (mg/L)..

$DBO_{L.A.}^*$: Concentración de DBO afluente al tanque de aireación (mg/L). (efluente del UASB).

$DQO_{L.A.}^*$: Concentración de DQO afluente al tanque de aireación (mg/L). (efluente del UASB).

$NTK_{L.A.}^*$: Concentración de NTK afluente al tanque de aireación (mg/L). (efluente del UASB).

Q_{med} : Caudal medio para el proyecto (m³/día).

$DBO_{afl-L.A.}$: Carga de DBO afluente al tanque de aireación (kg DBO/día).

$DQO_{afl-L.A.}$: Carga de DQO afluente al tanque de aireación (kg DQO/día).

$NTK_{afl-L.A.}$: Carga de NTK afluente al tanque de aireación (kg NTK/día).

A/M : Relación Alimento/Microorganismos en el Tanque de Aireación (kg DBO/ kg SST. día).

$X_{v-L.A.}$: Concentración de Sólidos Suspensos Volátiles en el Tanque de Aireación (mg/L).

$V_{L.A.}$: Volumen requerido por el Tanque de Aireación (m³).

$h_{L.A.}$: Altura o profundidad del Tanque de Aireación (m).

$\text{Área}_{L.A.}$: Área requerida por el Tanque de Aireación (m²).

$\theta_{h-L.A.}$: Tiempo de detención de hidráulica del Tanque de Aireación (h).

$X_{L.A.}$: Concentración de Sólidos Suspensos Totales en el Tanque de Aireación (mg/L).

$Y_{\text{celular-L.A.}}$: Coeficiente de síntesis celular en el tanque de aireación (kg SST/kg DBO_{rem}).
$Y_{\text{obs-L.A.}}$: Coeficiente de síntesis celular observado en el tanque de aireación (kg SST/kg DBO_{rem}).
$P_{\text{Xv-L.A.}}$: Producción de lodo volátil aerobio en el tanque de aireación (kg SST/día).
$P_{\text{X-L.A.}}$: Producción de lodo aerobio en el tanque de aireación (kg SST TA/día).
$R_{\text{L.A.}}$: Razón de recirculación del Tanque de Aireación
$X_{\text{R-L.A.}}$: Concentración de SST retornado al reactor UASB del T. de Aireación (mg/L)
$V_{\text{lodo-R-L.A.}}$: Volumen diario de lodo excedente retornado al reactor UASB ($\text{m}^3/\text{día}$).
$DQO_{\text{lodo-exc-L.A.}}$: Carga DQO del lodo aerobio excedente en el reactor UASB (kg DQO/día).
$O_{2\text{-reqDBO}}$: Requisito medio de O_2 para demanda carbonácea (kg $\text{O}_2/\text{kg DQO}$).
$O_{2\text{-DBO}}$: Consumo medio de oxígeno para demanda carbonácea (kg $\text{O}_2/\text{día}$).
$O_{2\text{-reqNTK}}$: Requisito medio de O_2 para demanda nitrogenada (kg $\text{O}_2/\text{kg NTK}$).
$NTK_{\text{disp-L.A.}}$: Carga de nitrógeno disponible (kg N/día).
N_{exc}	: Carga de Nitrógeno del lodo de exceso (kg NTK/día).
$O_{2\text{-NTK}}$: Consumo medio de oxígeno para demanda nitrogenada (kg $\text{O}_2/\text{día}$).
$O_{2\text{-medio L.A.}}$: Consumo medio total de oxígeno en el tanque de aireación (kg $\text{O}_2/\text{día}$).
$O_{2\text{-maxL.A.}}$: Consumo máximo de oxígeno en el tanque de aireación (kg $\text{O}_2/\text{día}$).
$\text{Consumo}_{\text{O}_2\text{-L.A.}}$: Consumo total de oxígeno en el tanque de aireación (kg $\text{O}_2/\text{día}$).
$Pot_{\text{O}_2\text{-L.A.}}$: Potencia requerida para el Tanque de aireación (kW).
$q_{\text{a-L.A.}}$: Tasa de aplicación superficial del decantador secundario del Tanque de Aireación ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{día}$).
$TAS_{\text{L.A.}}$: Tasa de aplicación de sólidos del decantador secundario del Tanque de Aireación (kg SST/ $\text{m}^2.\text{día}$).
$\text{Área}_{\text{dec-L.A.}}$: Área requerida por del decantador secundario del tanque de aireación (m^2).
$h_{\text{dec-L.A.}}$: Altura o profundidad del decantador secundario del Tanque de Aireación (m^2).
$\theta_{\text{h-dec-L.A.}}$: Tiempo de detención de hidráulica en el decantador secundario (h).
$P_{\text{lodo-L.A.}}$: Producción de lodo aerobio en el reactor UASB (kg SST TA/día).
$P_{\text{lodo-UASB-L.A.}}$: Producción total de lodo mixto (anaerobio y aerobio) del Sistema UASB-L.A. (kg SST/día).
$\rho_{\text{lodo-FBP}}$: Densidad típica del lodo mixto (kg/m^3).
$T_{\text{lodo-FBP}}$: Tenor de sólidos presentes en el lodo mixto (%).
$V_{\text{lodo-UASB-L.A.}}$: Volumen diario (o caudal) de lodo para secado del sistema UASB-L.A. ($\text{m}^3/\text{día}$).

5. ALCANCE Y LIMITACIONES

El alcance de la evaluación de tecnologías, se limita solo a los tratamientos posteriores al tratamiento preliminar, este no está incluido en el estudio y por tanto, en el siguiente dimensionamiento, pero cabe resaltar la importancia del mismo. El tener un eficiente tratamiento preliminar (desarenado y remoción de sólidos gruesos y finos), es de suma importancia, ya que condiciona todo el tratamiento posterior y ayuda a conservar e incluso a alargar la vida útil de los equipamientos.

Así también, en la tecnología que incluye un reactor UASB con un filtro percolador, o la variante de reactor UASB seguido de un proceso de lodos activados, se debe tener en cuenta que ambas tecnologías deben prever un etapa de desinfección tanto por cloración u otra variante para el efluente tratado antes de su lanzamiento, de manera a tener una desinfección para el efluente. En este estudio no se hace referencia a los métodos de desinfección ni su dimensionamiento, de igual manera es de suma importancia ya que desinfectar el agua significa eliminar de ella microorganismos capaces de producir enfermedades.

En este estudio, no se abordó el aspecto económico de las tecnologías, basándose solamente en el dimensionamiento técnico, tampoco aborda ampliamente los requerimientos constructivos. Se debe tener en cuenta que este estudio tiene las limitaciones de cualquier estudio académico. De esta manera el evaluar las tecnologías que podría aplicarse a los municipios del Paraguay, se realizó de manera a tener una idea de qué tecnologías pueden aplicarse a dichos municipios, teniendo en cuenta la población existentes en cada uno de ellos.

6. RESULTADO Y DISCUSIÓN

6.1. SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

6.1.1. Sistemas de lagunas de estabilización para 5.000 habitantes

En Paraguay casi el 50% de los municipios se encuentran dentro del Grupo 1, que representa a los municipios de hasta 15.000 habitantes. Lo que se trata de indicar en esta sección, son las nociones básicas que deben tenerse en cuenta para la puesta en marcha de un posible tratamiento de efluentes domésticos, para ciudades de hasta 15.000 habitantes.

De hecho que existe una zona de transición donde la cantidad de habitantes no es exactamente 15.000, para esos casos, los cuales suceden en todos los grupos, es que fue pensado la construcción modular.

Se proyectó de forma a evaluar los sistemas de lagunas de estabilización, uno con capacidad de tratar efluentes provenientes de una población de hasta 5.000 personas. Se aconseja que este sistema puede ser replicado hasta 4 módulos, atendiendo en total hasta una población de 20.000 personas.

A continuación se presenta los resultados obtenidos del proyecto de un sistema de lagunas para tratar efluentes de hasta 5.000 personas. Compuesta por una laguna anaerobia, como laguna primaria, una laguna facultativa como tratamiento secundario y una laguna de maduración con chicanas para la remoción de patógenos.

SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIA SEGUIDA DE LAGUNA FACULTATIVA CON LAGUNA DE MADURACIÓN

PARÁMETROS

Población atendida	5,000	habitantes
Caudal medio	864.80	m ³ /d
Temperatura	23.00	°C
Coliformes Termotolerantes en el Efluente Bruto	5E+07	NMP/100 mL
Concentración de DBO en el efluente Bruto	350.00	mg/L
Carga del afluente DBO	302.68	kg DBO/d

LAGUNAS ANAEROBIAS

Tasa de aplicación volumen	0.1	kg DBO/m ³ .día
Volumen Requerido	3026.8	m ³
Tiempo de detención resultante	3.50	día
Profundidad adoptada	4.5	m
Número de lagunas (módulos)	1	
Relación largo/ancho	1	
Área de cada la laguna anaerobia requerida	672.62	m ²
Área total de la laguna anaerobia requerida	672.62	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Ancho (B)	26	m
Largo (L)	26	m
Área de cada laguna resultante	676	m ²
Área total resultante	676	m ²
Eficiencia de remoción de DBO	50	%
Concentración de DBO efluente	175	mg/L
Acumulacion de lodo en la laguna anaerobia	200	m ³ /año
Espesura en 1 año	29.59	cm/año
Tiempo para limpieza	5.07	años

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	41.25	m
Largo (L)	41.25	m
Área en planta de cada módulo	1,701.56	m ²
Área total en planta	1,701.56	m ²
Volumen de cada módulo	3,231.84	m ³
Volumen total	3,231.84	m ³

LAGUNA FACULTATIVA

Carga del afluente a la laguna Facultativa DBO	151.34	kg DBO/día
Tasa de aplicación superficial	200	kg DBO/ha.día
Área requerida por cada laguna	7,567	m ²
Área total requerida adoptada	7,567	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.50	
Número de lagunas (módulos)	1.00	
Ancho(B)	56	m
Largo (L)	138	m
Área de cada laguna resultante	7728	m ²
Área de total resultante	7728	m ²
Profundidad adoptada	2	m
Volumen resultante	15,456.00	m ³
Tiempo de detención resultante	17.87	día
Coefficiente de remoción de DBO corregido (K) (Dispersión)	0.27	d ⁻¹
Estimativa da DBO soluble efluente (Modelo de Dispersión)	11.56	mg/L
Estimativa da DBO particulada efluente	28	mg DBO / L
DBO total efluente	39.56	mg/L
Eficiencia en remoción del DBO (ANA + FAC)	89.00	%
Acumulacion de lodo	150	m ³ /año
Espesura en 1 año	1.9	cm/año
Espesura en 20 años	38.8	cm

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	65.00	m
Largo (L)	147.00	m
Área en planta de cada módulo	9,555.00	m ²
Área total en planta	9,555.00	m ²
Volumen de cada módulo	15,465.39	m ³
Volumen total	15,465.39	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS FACULTATIVAS

Número de dispersión	0.40	
Coefficientes de remoción de coliformes termotolerantes	0.23	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.28	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	3.13x10 ⁶	NMP/100 ml
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas facultativas	94.0	%

LAGUNA DE MADURACIÓN CON CHICANAS

Tiempo de detención adoptado	12.0	dia
Volumen de la laguna	10,377.6	m ³
Profundidad adoptada	1.0	m
Área requerida por cada laguna	10,378.0	m ²
Número de chicanas	4.0	

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.5	
Número de lagunas (módulos)	1.0	
Largura (ancho) B	65.0	m
Comprimento (largo) L	162.0	m
La relación largo/ancho interna	62.3	
Ancho de cada trecho (Btre)	13.0	m

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	71.50	m
Largo (L)	168.50	m
Área en planta de cada módulo	12,047.75	m ²
Área total en planta	12,047.75	m ²
Volumen de cada módulo	10,531.15	m ³
Volumen total	10,531.15	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS MADURACIÓN

Número de dispersión	0.02	
Coefficientes de remoción de coliformes termotolerantes	0.5	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.7	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	2.43x10 ³	NMP/100 mL
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas de maduración	99.922	%
Eficiencia de lagunas facultativas + lagunas de maduración	99.995	%

SISTEMA DE LAGUNAS

Área total requerida	2.91	ha
Eficiencia en remoción del DBO TOTAL (%)	89.00	%
Eficiencia de remoción de patógenos	99.995	%

En este primer modelo de sistema de lagunas, se puede observar que los padrones de calidad impuestos fueron alcanzados. Se tiene un efluente final con una concentración de DBO de $\cong 40$ mg/L, para una eficiencia de remoción de DBO del 89% y una concentración de coliformes termotolerantes de $2,43 \times 10^3$ NMP/100 mL para una eficiencia de remoción de 99,995%.

En la laguna anaerobia, se adoptó una tasa de aplicación volumétrica de 0,1 kg DBO/m³.día lo que resultó en un volumen requerido de 3026,8 m³ y se adoptó una profundidad de 4,5 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 1701 m², la misma sería cuadrada con un lado de 41,25 m teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m, la relación de los taludes es de 2,5 de manera que en el fondo el lado es de 14,75 m, y a media altura 26 m.

La acumulación de lodo en la laguna anaerobia es de 29,59 cm por año, lo que requiere una limpieza de cada 5 años de manera a conservar la eficiencia.

En la laguna facultativa, se adoptó una tasa de aplicación superficial de 200 kg DBO/ha.día lo que resultó en un área requerida de 7567 m² y se adoptó una profundidad de 2 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 9555 m² y volumen total de 15465,39 m³, la misma sería rectangular con un largo de 147 m y ancho de 65 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. El tiempo de retención hidráulico resultante es de 17,87 días. La

acumulación de lodo en la laguna facultativa es de 1,9 cm por año. En la laguna facultativa, ya se tuvo una remoción de patógenos de 94% con una concentración del efluente de coliformes termotolerantes de $3,13 \times 10^6$ NMP/100 mL (afluente a la laguna de maduración).

En la laguna de maduración con chicanas se adoptó un tiempo de detención de 12 días, que resultó en un volumen requerido de $10377,6 \text{ m}^3$, además se adoptó una profundidad de 1 m. Además se adoptó 4 chicanas (5 trechos), cada trecho de 13 m de ancho y con una relación interna L/B_{trcho} de 62,3, lo que es deseable ya que se asemeja a un régimen hidráulico de flujo en pistón. Finalmente, se obtuvo un área en planta de $12.047,75 \text{ m}^2$ y volumen total de $10.531,15 \text{ m}^3$, la misma sería rectangular con un largo de 168,50 m y ancho de 71,50 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. En la laguna de maduración se obtuvo una remoción de patógenos de 99,922% con una concentración final del efluente de coliformes termotolerantes de $2,43 \times 10^3$ NMP/100 mL.

Cabe destacar que la manera en que se proyectó este sistema, fue teniendo en cuenta factores de seguridad bastante rigurosos con las constantes y variables adoptadas. Se puede decir que fue proyectada en forma conservadora, así que la eficiencia resultante del sistema de lagunas un vez puesta en marcha, podría ser mayor a 89% y 99,995% en remoción de DBO y patógenos respectivamente.

El área total necesaria para un módulo es de 2,91 hectáreas teniendo en cuenta las distancias entre lagunas, caminos y el tratamiento preliminar, esta área es la requerida para atender un caudal medio de $865,8 \text{ m}^3/\text{día}$ de una población de 5.000 habitantes. Este sistema puede ser aumentado hasta 4 módulos extendiendo hasta 20.000 personas la población atendida.

6.1.2. Sistemas de lagunas de estabilización para 15.000 habitantes

Este modelo está pensado en el Grupo 2, municipios con población entre 15.000 a 60.000 habitantes, el Grupo 2 representa un 38% de los municipios del Paraguay. Específicamente esta concepción se realizó en miras a municipios con población hasta 45.000 habitantes, esto significa que se puede extender hasta 3 módulos la construcción de este modelo.

A continuación se presenta los resultados obtenidos del proyecto de un sistema de lagunas para tratar efluentes de hasta 15.000 personas.

**SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIA SEGUIDA DE LAGUNA FACULTATIVA
CON LAGUNA DE MADURACIÓN**

PARÁMETROS

Población atendida	15,000	habitantes
Caudal medio	2,594.40	m ³ /d
Temperatura	23.00	°C
Coliformes Termotolerantes en el Efluente Bruto	5x10 ⁷	NMP/100ml
Concentración de DBO en el efluente Bruto	350.00	mg/L
Carga del afluente DBO	908.04	kg DBO/d

LAGUNAS ANAEROBIAS

Tasa de aplicación volumen	0.1	kg DBO/m ³ .día
Volumen Requerido	9080.4	m ³
Tiempo de detención resultante	3.50	día
Profundidad adoptada	4.5	m
Número de lagunas (módulos)	1	
Relación largo/ancho	1	
Área de cada la laguna anaerobia requerida	2,017.87	m ²
Área total de la laguna anaerobia requerida	2,017.87	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Ancho (B)	45	m
Largo (L)	45	m
Área de cada laguna resultante	2025	m ²
Área total resultante	2025	m ²
Eficiencia de remoción de DBO	50	%
Concentración de DBO efluente	175	mg/L
Acumulacion de lodo en la laguna anaerobia	600	m ³ /año
Espesura en 1 año	29.63	cm/año
Tiempo para limpieza	5.06	años

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	60.25	m
Largo (L)	60.25	m
Área en planta de cada módulo	3,630.06	m ²
Área total en planta	3,630.06	m ²
Volumen de cada módulo	9,302.34	m ³
Volumen total	9,302.34	m ³

LAGUNA FACULTATIVA

Carga del afluente a la laguna Facultativa DBO	454.02	kg DBO/día
Tasa de aplicación superficial	200	kg DBO/ha.día
Área requerida por cada laguna	22,701	m ²
Área total requerida adoptada	22,701	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.50	
Número de lagunas (módulos)	1.00	
Ancho(B)	96	m
Largo (L)	239	m
Área de cada laguna resultante	22944	m ²
Área de total resultante	22944	m ²
Profundidad adoptada	2	m
Volumen resultante	45,888.00	m ³
Tiempo de detención resultante	17.69	dia
Coefficiente de remoción de DBO corregido (K) (Dispersión)	0.27	d ⁻¹
Estimativa da DBO soluble efluente (Modelo de Dispersión)	11.78	mg/L
Estimativa da DBO particulada efluente	28	mg DBO / L
DBO total efluente	39.78	mg/L
Eficiencia en remoción del DBO (ANA + FAC)	89.00	%
Acumulacion de lodo	450	m ³ /año
Espesura en 1 año	2.0	cm/año
Espesura en 20 años	39.2	cm

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	105.00	m
Largo (L)	248.00	m
Área en planta de cada módulo	26,040.00	m ²
Área total en planta	26,040.00	m ²
Volumen de cada módulo	45,897.23	m ³
Volumen total	45,897.23	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS FACULTATIVAS

Número de dispersión	0.40	
Coefficientes de remoção de coliformes termotolerantes	0.23	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.28	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	3.19x10 ⁶	NMP/100 mL
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas facultativas	94.0	%

LAGUNA DE MADURACIÓN CON CHICANAS

Tiempo de detención adoptado	12.0	dia
Volumen de la laguna	31,132.8	m ³
Profundidad adoptada	1.0	m
Área requerida por cada laguna	31,133.0	m ²
Número de chicanas	4.0	

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.5	
Número de lagunas (módulos)	1.0	
Largura (ancho) B	112.0	m
Comprimento (largo) L	279.0	m
La relación largo/ancho interna	62.3	
Ancho de cada trecho (Btre)	22.4	m

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	118.50	m
Largo (L)	285.50	m
Área en planta de cada módulo	33,831.75	m ²
Área total en planta	33,831.75	m ²
Volumen de cada módulo	31,249.15	m ³
Volumen total	31,249.15	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS MADURACIÓN

Número de dispersión	0.02	
Coefficientes de remoção de coliformes termotolerantes	0.5	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.7	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	2.48x10 ³	NMP/100 mL
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas de maduración	99.922	%
Eficiencia de lagunas facultativas + lagunas de maduración	99.995	%

SISTEMA DE LAGUNAS

Área total requerida	7.94	ha
Eficiencia en remoción del DBO TOTAL (%)	89.00	%
Eficiencia de remoción de patógenos	99.995	%

El segundo modelo de sistema de lagunas, fue proyectado para atender una población de 15.000 habitantes. Se tiene un efluente final con una concentración de DBO de $\cong 40$ mg/L, para una eficiencia de remoción de DBO del 89% y una concentración de coliformes termotolerantes de $2,48 \times 10^3$ NMP/100 mL para una eficiencia de remoción de 99,995%. Se puede observar que los resultados son relativamente parecidos al modelo anterior, esto se debe a que la variable principal que es la población aumenta, pero a su vez las áreas también sufren un aumento lo que compensa el aumento poblacional.

En la laguna anaerobia, se adoptó también una tasa de aplicación volumétrica de 0,1 kg DBO/m³.día lo que resultó en un volumen requerido de 9.080,4 m³ y se adoptó una profundidad de 4,5 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 3.630,06 m², la misma sería

cuadrada con un lado de 60,25 m teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m, la relación de los taludes es de 2,5 de manera que en el fondo el lado es de 33,75 m, y a media altura 45 m. La acumulación de lodo en la laguna anaerobia es de 29,63 cm por año, lo que requiere una limpieza de cada 5 años de manera a conservar la eficiencia.

En la laguna facultativa, se adoptó una tasa de aplicación superficial de 200 kg DBO/ha.día lo que resultó en un área requerida de 22.701 m² y se adoptó una profundidad de 2 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 26.040 m² y volumen total de 45.897,23 m³, la misma sería rectangular con un largo de 248 m y ancho de 105 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. El tiempo de retención hidráulico resultante es de 17,69 días. La acumulación de lodo en la laguna facultativa es de 2 cm por año. En la laguna facultativa, ya se tuvo una remoción de patógenos de 94% con una concentración del efluente de coliformes termotolerantes de $3,19 \times 10^6$ MNP/100 mL (afluente a la laguna de maduración).

En la laguna de maduración con chicanas se adoptó un tiempo de detención de 12 días, que resultó en un volumen requerido de 31.132,8 m³, también se adoptó una profundidad de 1 m. Además se adoptó 4 chicanas (5 trechos), cada trecho de 22,4 m de ancho y con una relación interna L/B_{trcho} de 62,3, lo que es deseable ya que se asemeja a un régimen hidráulico de flujo en pistón. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 33.831,75 m² y volumen total de 31.249,15 m³, la misma sería rectangular con un largo de 285,50 m y ancho de 118,50 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. En la laguna de maduración se obtuvo una remoción de patógenos de 99,922% con una concentración final de coliformes termotolerantes en el efluente de $2,48 \times 10^3$ NMP/100 mL.

Se debe tener en cuenta que también este módulo sigue el patrón de dimensionamiento conservador, así que también la eficiencia resultante del sistema de lagunas un vez puesta en marcha, podría ser mayor a 89% y 99,995% en remoción de DBO y patógenos respectivamente. Otra ventaja de tener un dimensionamiento conservador o a favor de la seguridad es que puede absorber un pequeño aumento de población por encima de lo que fue proyectado.

El área total necesaria para un modelo es de 7,94 hectáreas, esta área es la requerida para atender un caudal medio de 2594,40 m³/día de una población de 15.000 habitantes. Este sistema puede ser aumentado hasta 3 módulos extendiendo hasta 45.000 personas la población atendida.

6.1.3. Sistemas de lagunas de estabilización para 25.000 habitantes

El tercer y último modelo del sistema de lagunas de estabilización también está pensado en los municipios que incluyen el Grupo 2, con diferencia, que este modelo puede atender a los municipios con población mayor a 45.000 habitantes con capacidad de extender hasta 75.000 habitantes. El tercer modelo es capaz de atender una población de 25.000 aconsejando su implementación hasta 3 unidades modulares.

A continuación se presenta los resultados obtenidos del proyecto de un sistema de lagunas para tratar efluentes de hasta 25.000 personas.

SISTEMA DE LAGUNAS ANAEROBIA SEGUIDA DE LAGUNA FACULTATIVA CON LAGUNA DE MADURACIÓN

PARÁMETROS

Población atendida	25,000	habitantes
Caudal medio	4,324.00	m ³ /d
Temperatura	23.00	°C
Coliformes termotolerantes en el Efluente Bruto	5x10 ⁷	NMP/100 mL
Concentración de DBO en el efluente Bruto	350.00	mg/L
Carga del afluente DBO	1513.4	kg DBO/d

LAGUNAS ANAEROBIAS

Tasa de aplicación volumen	0.1	kg DBO/m ³ .día
Volumen Requerido	15134	m ³
Tiempo de detención resultante	3.50	día
Profundidad adoptada	4.5	m
Número de lagunas (módulos)	1	
Relación largo/ancho	1	
Área de cada la laguna anaerobia requerida	3,363.11	m ²
Área total de la laguna anaerobia requerida	3,363.11	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Ancho (B)	58	m
Largo (L)	58	m
Área de cada laguna resultante	3364	m ²
Área total resultante	3364	m ²
Eficiencia de remoción de DBO	50	%
Concentración de DBO efluente	175	mg/L
Acumulacion de lodo en la laguna anaerobia	1000	m ³ /año
Espesura en 1 año	29.73	cm/año
Tiempo para limpieza	5.05	años

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	73.25	m
Largo (L)	73.25	m
Área en planta de cada módulo	5,365.56	m ²
Área total en planta	5,365.56	m ²
Volumen de cada módulo	15,327.84	m ³
Volumen total	15,327.84	m ³

LAGUNA FACULTATIVA

Carga del afluente a la laguna Facultativa DBO	756.7	kg DBO/día
Tasa de aplicación superficial	200	kg DBO/ha.día
Área requerida por cada laguna	37,835	m ²
Área total requerida adoptada	37,835	m ²

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.50	
Número de lagunas (módulos)	1.00	
Ancho(B)	124	m
Largo (L)	308	m
Área de cada laguna resultante	38192	m ²

Área de total resultante	38192	m ²
Profundidad adoptada	2	m
Volumen resultante	76,384.00	m ³
Tiempo de detención resultante	17.67	dia
Coefficiente de remoción de DBO corregido (K) (Dispersión)	0.27	d ⁻¹
Estimativa da DBO soluble efluente (Modelo de Dispersión)	11.81	mg/L
Estimativa da DBO particulada efluente	28	mg DBO / L
DBO total efluente	39.81	mg/L
Eficiencia en remoción del DBO (ANA + FAC)	89.00	%
Acumulacion de lodo	750	m ³ /año
Espesura en 1 año	2.0	cm/año
Espesura en 20 años	39.3	cm

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	133.00	m
Largo (L)	317.00	m
Área en planta de cada módulo	42,161.00	m ²
Área total en planta	42,161.00	m ²
Volumen de cada módulo	76,393.27	m ³
Volumen total	76,393.27	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS FACULTATIVAS

Número de dispersión	0.40	
Coefficientes de remoção de coliformes termotolerantes	0.23	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.28	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	3.20x10 ⁶	NMP/100 ml
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas facultativas	94.0	%

LAGUNA DE MADURACIÓN CON CHICANAS

Tiempo de detención adoptado	12.0	dia
Volumen de la laguna	51,888.0	m ³
Profundidad adoptada	1.0	m
Área requerida por cada laguna	51,888.0	m ²
Número de chicanas	4.0	

DIMENSIONES MEDIAS DE LA LÁMINA LÍQUIDA PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho	2.5	
Número de lagunas (módulos)	1.0	
Largura (ancho) B	145.0	m
Comprimento (largo) L	361.0	m
La relación largo/ancho interna	62.2	
Ancho de cada trecho (Btre)	29.0	m

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO (PLANTA)

Ancho (B)	151.50	m
Largo (L)	367.50	m
Área en planta de cada módulo	55,676.25	m ²
Área total en planta	55,676.25	m ²
Volumen de cada módulo	52,346.15	m ³
Volumen total	52,346.15	m ³

REMOCIÓN DE COLIFORMES EN LAS LAGUNAS MADURACIÓN

Número de dispersión	0.02	
Coefficientes de remoção de coliformes termotolerantes	0.5	d ⁻¹ (para 20°C)
Corrección de temperatura	0.7	d ⁻¹
Concentración de efluente de coliformes termotolerantes	2.49x10 ³	NMP/100 ml
Eficiencia de remoción de coliformes termotolerantes en las lagunas de maduración	99.922	%
Eficiencia de lagunas facultativas + lagunas de maduración	99.995	%

SISTEMA DE LAGUNAS

Área total requerida	12.90	ha
Eficiencia en remoción del DBO TOTAL (%)	89.00	%
Eficiencia de remoción de patógenos	99.995	%

El tercer modelo de sistema de lagunas, fue proyectado para atender una población de 25.000 habitantes. Se tiene un efluente final con una concentración de DBO de $\cong 40$ mg/L, para una eficiencia de remoción de DBO del 89% y una concentración de coliformes termotolerantes de $2,49 \times 10^3$ NMP/100 mL para una eficiencia de remoción de 99,995%.

En la laguna anaerobia, se adoptó también una tasa de aplicación volumétrica de 0,1 kg DBO/m³.día lo que resultó en un volumen requerido de 15.134 m³ y se adoptó una profundidad de 4,5 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 5.365,56 m², la misma sería cuadrada con un lado de 73,25 m teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m, la relación de los taludes es de 2,5 de manera que en el fondo el lado es de 46,75 m, y a media altura 58 m. La acumulación de lodo en la laguna anaerobia es de 29,73 cm por año, lo que requiere una limpieza de cada 5 años de manera a conservar la eficiencia.

En la laguna facultativa, se adoptó una tasa de aplicación superficial de 200 kg DBO/ha.día lo que resultó en un área requerida de 37.835 m² y se adoptó una profundidad de 2 m. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 42.161 m² y volumen total de 76.393,27 m³, la misma sería rectangular con un largo de 317 m y ancho de 133 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. El tiempo de retención hidráulico resultante es de 17,67 días. La acumulación de lodo en la laguna facultativa es de 2 cm por año. En la laguna facultativa, ya se tuvo una remoción de patógenos de 94% con una concentración de coliformes termotolerantes en el efluente de $3,2 \times 10^6$ NMP/100 mL (afluente a la laguna de maduración).

En la laguna de maduración con chicanas se adoptó un tiempo de detención de 12 días, que resultó en un volumen requerido de 51.888 m³, además se adoptó una profundidad de 1 m. Además se adoptó 4 chicanas (5 trechos), cada trecho de 29 m de ancho y con una relación interna L/B_{trcho} de 62,2, lo que es deseable ya que se asemeja a un régimen hidráulico de flujo en pistón. Finalmente, se obtuvo un área en planta de 55.676,25 m² y volumen total de 52.346,15 m³, la misma sería rectangular con un largo de 367,50 m y ancho de 151,50 m, teniendo en cuenta una borda libre de 0,8 m. En la laguna de maduración se obtuvo una

remoción de patógenos de 99,922% con una concentración final de coliformes termotolerantes en el efluente de $2,49 \times 10^3$ NMP/100 mL.

La eficiencia resultante del sistema de lagunas un vez puesta en marcha, podría ser mayor a 89% y 99,995% en remoción de DBO y patógenos respectivamente, ya que el dimensionamiento fue hecho a favor de la seguridad, además esto podría favorecer a absorber un pequeño aumento de población por encima de lo que fue proyectado.

El área total necesaria para un módulo es de 12,90 hectáreas, esta área es la requerida para atender un caudal medio de 4324 m³/día de una población de 25.000 habitantes. Este sistema puede ser aumentado hasta 3 módulos extendiendo hasta 75.000 personas la población atendida.

Desde el punto de vista del autor, los municipios con poblaciones un poco superior o un poco inferior de la población atendida por un modelo o por otro, debe ser estudiada más a fondo y de forma puntual, ya que depende de muchos factores para poder decidir cuál de los modelos adoptar.

Uno de los factores principales a estudiar es el crecimiento poblacional, ya que en algunos lugares puede ser más beneficioso proyectar para una población más alta, por que la ciudad presenta características de crecimiento alto y la misma se encuentra en un proceso de desarrollo alto, en cambio también existen ciudades ya desarrolladas donde la población no aumentará de forma explosiva en los siguientes años.

De hecho que todo el estudio está basado en las poblaciones de los municipios de final de plano (2038), de igual manera para asegurar una mayor vida útil de los modelos propuestos se debe tener en cuenta lo antes mencionado.

De manera a esclarecer un poco mejor el punto expuesto, si se cuenta con un municipio de 42.000 habitantes (2038) debe analizarse si es más beneficioso adoptar 3 módulos de 15.000 o si el crecimiento registrado tanto de la población como del municipio en sí, requieren adoptar dos módulos de 25.000. Esto debe ser analizado con todas las variables que requieran de un estudio más profundo y puntual, de manera a poder aumentar la vida útil sin tener que modificar de tecnología, para no alejarse de una de las fortalezas del sistema de lagunas de estabilización, su simplicidad.

6.2. SISTEMA DE REACTOR UASB CON FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR DE BAJA TASA

6.2.1. Sistema de Reactor UASB con Filtro Biológico Percolador de baja tasa para 60.000 habitantes

La segunda tecnología evaluada es un sistema compuesto por un reactor anaerobio UASB y un filtro biológico percolador de baja tasa, destinado a tratar poblaciones mayores, puntualmente en franjas de población de 60.000 habitantes hasta 180.000 habitantes, correspondientes al Grupo 3, se aconseja la construcción modular hasta 3 módulos.

A continuación se presenta los resultados obtenidos de la proyección de un sistema de reactor UASB + Filtro Biológico Percolador (FBP) de baja tasa, para tratar efluentes de hasta 60.000 personas.

SISTEMA DE REACTOR ANAEROBIO UASB CON FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR DE BAJA TASA

PARÁMETROS

Población atendida	60,000	habitantes
Caudal medio	10,378	m ³ /día
Temperatura	23	grados
Concentración de DBO en el efluente Bruto	350	mg/L
Concentración de DQO en el efluente Bruto	700	mg/L
Eficiencia DBO UASB (esperada)	60	%
Eficiencia DQO UASB (esperada)	60	%

Carga del afluente - Sustrato

Carga de DBO afluente al reactor UASB	3632.16	kg DBO/día
Carga de DQO afluente al reactor UASB	7264.32	kg DQO/día

REACTOR ANAEROBIO UASB

Tiempo de detención hidráulica	12.00	horas
Volumen requerido por el reactor UASB	5.188,80	m ³
Número de módulos	2.00	unidades

Volumen por módulo	2,524.40	m ³
Altura efectiva del reactor	5.00	m
Área requerida de cada módulo del reactor UASB	518.88	m ²

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho del reactor	1.5	
Ancho (B)	19	m
Largo (L)	28	m
Área de cada módulo resultante	532	m ²
Área total resultante del reactor UASB	1,064	m ²
Volumen total resultante del reactor UASB	5,320	m ³

SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DEL ESGOTO AFLUENTE

Diámetro del tubo de distribución adoptado	75	mm
Área transversal del tubo	0.0044	m ²
Área de influencia adoptada	2.5	m ²
Número de tubos por módulo	213	unidades
Velocidad de escurrimiento en el tubo	0.06	m/s

SISTEMA DE DIGESTIÓN DE LODO

Velocidad ascensional en la cámara de digestión para Q _{med}	0.41	m/h
Velocidad ascensional en la cámara de digestión para Q _{max}	0.71	m/h

SISTEMA DE DECANTACIÓN

Ancho adoptado del colector de gas	0.40	m
Ancho del compartimiento de decantación	3	m
Número de compartimiento por módulo	9	comp.
Área superficial de cada compartimiento de decantación	57.00	m ²
Área de decantación por módulo	513.00	m ²
Velocidad ascensional en el compartimiento de decantación	0.42	m/h

PRODUCCIÓN DE LODO

Coefficiente de síntesis celular en el Reactor UASB	0.28	kg SST/kg DBO
Producción de lodo producido en el reactor UASB	1,017	kg SST/día
Tenor de sólidos admitido	4	%
Densidad típica	1020	kg/m ³
Volumen diario de lodo generado	24.93	m ³ /día
Volumen de lodo secado al 20% de sólidos	4.99	m ³ /día

PRODUCCIÓN DE GAS

Producción de gas adoptado	280	L _{CH₄} /kg DQO _{rem}
Carga de DQO removida	2,179.30	kg DQO/día
Volumen resultante de Metano	610.20	m ³ /día
Porcentaje de Metano en el Biogás	70	%
Volumen de Biogás	872	m ³ /día
Volumen total de Biogás (corrección por presión y temperatura)	931.15	m ³ /día

ÁREA TOTAL REQUERIDA POR EL REACTOR UASB

Área requerida por el sistema del reactor UASB	1489.6.4	m ²
--	----------	----------------

Concentración afluyente al Filtro Percolador del Sustrato (SALIDA UASB)

Concentración de DBO afluyente al Filtro Percolador	140.00	mg/L
Concentración de DQO afluyente al Filtro Percolador	280.00	mg/L

Carga afluyente al Filtro Percolador del Sustrato (SALIDA UASB)

Carga de DBO afluyente al Filtro Percolador	1452.86	kgDBO/d
Carga de DQO afluyente al Filtro Percolador	2905.73	kgDQO/d

FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR

Carga orgánica volumétrica adoptada	0.27	kg DBO/m ³ .día
Volumen requerido por el Filtro Percolador	5380.98	m ³
Profundidad adoptada para el Filtro Percolador	2.00	m
Área requerido del Filtro Percolador	2690.5	m ²

Verificación de la tasa de aplicación hidráulica superficial	3.86	m ³ /m ² .dia
--	------	-------------------------------------

DIMENSIONAMIENTO DEL FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR

Número de módulos	2	unidades
Diámetro del Filtro Percolador	42	m
Área resultante de cada módulo del Filtro Percolador	1385.44	m ²
Área total resultante del Filtro Percolador	2,770.88	m ²
Volumen total resultante del Filtro Percolador	5,541.77	m ³

EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE DBO EN EL FILTRO PERCOLADOR

Razón de recirculación	0	
Factor de recirculación	1	
Eficiencia de remoción de DBO en el Filtro Percolador	81.51	%
Concentración de DBO del efluente del Filtro Percolador	25.9	mg/L

PRODUCCIÓN DE LODO DEL FILTRO PERCOLADOR

Coefficiente de síntesis celular en el Filtro Percolador	0.75	kg SST/kg DBO _{rem}
Carga de DBO removida en el Filtro Percolador	1,184.2	kg DBO _{rem} /dia
Producción de lodo producido en el Filtro Percolador	888.2	kg SST /dia
Producción de lodo volátil en el Filtro Percolador	666.14	kg SSV /dia
Tenor de sólidos admitido	1	%
Densidad típica	1002.00	kg/m ³
Volumen diario de lodo generado en el Filtro Percolador	88.6	m ³ /día

DOSIFICACIÓN DEL CAUDAL EN EL FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR

Número de brazos del distribuidor	2.0	brazos
Caudal de dosificación cm/paso del brazo distribuidor	7.3	cm/paso
Velocidad de rotación	0.44	rpm

DECANTADOR SECUNDARIO

Tasa de aplicación superficial del decantador secundario	16	m ³ /m ² .dia
Área requerida del decantador secundario	648.60	m ²
Número de módulos	2.00	unidades
Área requerida de cada módulo	324.30	m ²

DIMENSIONAMIENTO DEL DECANTADOR SECUNDARIO

Diámetro del decantador secundario	21	m
Área resultante de cada módulo del decantador secundario	346.36	m ²
Área total resultante del decantador secundario	692.7	m ²
Profundidad adoptada para el decantador secundario	3.5	m
Verificación de la tasa de aplicación superficial para Q _{max}	26.07	m ³ /m ² .dia

LODO AEROBIO RETORNADO DEL DECANTADOR AL REACTOR UASB

Producción de lodo aerobio retornado al reactor UASB	888.2	kg SST / dia
Tenor de sólidos admitido	1	%
Densidad típica	1002	kg /m ³
Volumen diario de lodo aerobio retornado al reactor UASB	88.6	m ³ /dia

LODO DE DESCARTE EN EL REACTOR UASB

Producción de lodo anaerobio en el reactor UASB	1017.00	kg SST /dia
Fracción volátil degrada del lodo aerobio en el reactor UASB	133.23	kg SSV/dia
Producción de lodo anaerobio en el reactor UASB	754.96	kg SST / dia
Producción total de lodo mixto en el reactor UASB	1771.96	kg SST / dia
Tenor de sólidos admitido	4	%
Densidad típica	1020	kg/m ³
Volumen diario de lodo mixto de descarte	43.43	m ³ /dia
Volumen diario de lodo mixto secado al 20% de sólidos	8.69	m ³ /dia

SISTEMA UASB CON FILTRO PERCOLADOR

Área total requerida	6,338.65	m ²
Eficiencia total en remoción del DBO _{soluble} (%)	93.00	%

En este caso, el modelo se basa en un reactor UASB como un tratamiento anaerobio, y una filtro percolador, como un tratamiento aerobio, fue proyectado para atender una población de 60.000 habitantes. Se tiene un efluente final con una concentración de DBO_{soluble} de 25,9 mg/L, para una eficiencia de remoción de DBO_{soluble} del 93%, en el caso de tener en cuenta la DBO_{particulada}, la eficiencia en remoción de DBO TOTAL sería del 89%, teniendo en cuenta que la concentración de salida de DBO_{particulada} es 15,64 mg/L.

En el reactor UASB, se adoptó también un tiempo de detención hidráulico de 12 horas, lo que resultó en un volumen requerido de 5.188 m³ y se adoptó una altura de 5 m. Finalmente, se obtuvo dos módulos iguales, cada uno un área de 532 m², cada módulo del reactor sería rectangular con un largo de 28 metros y un ancho de 19 metros. Para la distribución del afluente dentro del reactor deben ser puesto 426 tubos de distribución, 213 para cada módulo dispuestos de manera a que cada tubo tenga un área de influencia de 2,5 m². Se cuenta con 18 compartimentos de decantación, 9 compartimentos para cada módulo, a su vez cada compartimiento de decantación tiene un ancho de 3 metros, el colector de gas debe tener 0,4 metros de ancho.

Para obtener la producción de lodo anaerobio en el reactor UASB se adoptó un coeficiente de síntesis celular de 0,28 kg SST/kg DBO_{afuente}, para lo cual se obtuvo un volumen diario de lodo de 24,93 m³/día con un tenor de sólidos de 4%. El volumen de gas producido en el reactor UASB es de 931 m³/día, de una forma media, sería 15,5 litros por habitante por día, la producción de gas per cápita. Para llegar a este resultado se adoptó que por cada kilo de DQO removido, se producen 280 litros de metano, a su vez se adoptó que el porcentaje de metano presente en el biogás es de 70%.

En el reactor UASB se tiene una remoción de materia carbonácea del 60%, por consiguiente el efluente sale con una concentración de DBO de 140 mg/L y una DQO de 280 mg/L, el mismo será el afluente del filtro biológico percolador.

Para el dimensionamiento del FBP, se adoptó una carga orgánica volumétrica de 0,27 kg DBO/m³.día, con lo que se obtuvo un volumen requerido de 5380,98 m³, se adoptó una

profundidad de 2 metros. Finalmente, se determinó la construcción modular, con 2 módulos circulares, cada uno con un diámetro de 42 metros, obteniéndose un área resultante de 2770 m² y un volumen total de 5.541,77 m³.

La tasa de aplicación hidráulica superficial resultante del dimensionamiento del FBP es de 3,86 m³/m².día, calculada esta variable, se adoptó 2 brazos distribuidores con un paso de 7,3 cm/paso, con lo que se pudo definir una velocidad de rotación igual a 0,44 rpm para la dosificación del caudal afluyente al filtro biológico percolador.

Con respecto a la producción de lodo en FBP, se adopta un coeficiente de síntesis celular de 0,75 kilogramos de sólidos suspensos totales por cada kilogramos de DBO removido, lo que resultó en una producción de lodo aerobio de 88,6 m³/día.

Para el dimensionamiento del decantador secundario, se adopta una tasa de escurrimiento superficial de 16 m³/m².día, donde también se adoptan dos módulos circulares, cada uno con un diámetro de 21 metros y una profundidad de 3,5 metros.

El lodo aerobio producido en el FBP, que paso por el decantador secundario, se retorna al reactor UASB para su degradación, digestión y adensamiento, he ahí una de las grandes ventajas de tener un reactor anaerobio antes de un proceso aerobio. Se debe tener en cuenta que el lodo retornado al reactor UASB sufre una disminución, por que el 20% de la fracción volátil del lodo aerobio es degradada. Finalmente se tiene un lodo mixto total de 1771.96 kilogramos de sólidos suspensos totales por día, con una densidad típica de 1020 kg/m³ y un tenor de sólidos de 4%, lo que resulta en un volumen 43,43 m³/día de lodo que debe ser enviado para su deshidratación. De manera complementaria, se calculó el volumen del lodo después de un proceso de desaguamiento, que bien podría ser una centrífuga, o un filtro prensa o camas de secado, se adopta como objetivo un tenor de sólidos del 20%, lo que reduce el volumen del lodo mixto a ser dispuesto a 8,69 m³/día.

De forma complementaria, cabe destacar que una de las desventajas de los filtros biológicos percoladores de baja tasa, es la aparición de moscas y otros insectos. Este hecho puede ser evitado, con una recirculación intermitente del efluente clarificado, puede ser recirculado como una medida operacional para evitar la aparición de moscas y malos olores, a su vez esta medida también puede servir como un proceso de limpieza. Como esta medida es netamente operacional y es hecha solo cuando es necesario (no es continua), no afecta el dimensionamiento del filtro, ni su funcionamiento, por ese motivo no requiere una salvedad

especial para el caudal recirculado, ya que sería casi despreciable con respecto al caudal que llega al filtro.

Finalmente se obtiene un sistema de tratamiento de efluentes domésticos con una eficiencia de 93% en remoción carbonácea, que requiere un área de 6.338 metros cuadrados.

El sistema de tratamiento de efluentes domésticos compuesto por un reactor UASB y un filtro percolador de baja tasa, es bastante confiable y no requiere un área excesiva.

6.3. SISTEMA DE REACTOR UASB CON LODOS ACTIVADOS

6.3.1. Sistema de Reactor UASB con Lodos Activados para 250.000 habitantes

Los lodos activados son uno de los tratamientos más utilizados en todo el mundo para el tratamiento de efluentes domésticos. En 1914, fue descubierto en Inglaterra por los ingenieros Edward Arden y William T. Lockett. Ampliamente difundido en todo el mundo, tanto el proceso de lodos activados convencional como sus variantes. El sistema que se presenta a continuación es uno compuesto por un reactor UASB seguido de un proceso de lodos activados. El mismo está proyectado para 250.000 personas, cabe destacar que este modelo puede atender a los municipios del Grupo 4, este sistema puede construirse de forma espejada hasta 4 módulos más, pudiendo llegar a atender a 1.000.000 de habitantes.

A continuación se presenta los resultados obtenidos de la proyección de un sistema de reactor UASB + Lodos Activados, para tratar efluentes de hasta 250.000 personas.

SISTEMA DE REACTOR ANAEROBIO UASB CON LODOS ACTIVADOS

PARÁMETROS

Población atendida	250,000	habitantes
Caudal medio	43,240	m ³ /d
Temperatura	23	grados
Concentración de DBO en el efluente Bruto	350	mg/L
Concentración de DQO en el efluente Bruto	700	mg/L
Concentración de NTK en el efluente Bruto	50	mg/L
Eficiencia del reactor anaerobio UASB (remoción DBO)	60	%
Eficiencia del reactor anaerobio UASB (remoción DQO)	60	%
Eficiencia del reactor anaerobio UASB (remoción NTK)	10	%
Eficiencia del lodos activados (remoción DBO)	95	%
Eficiencia del lodos activados (remoción DQO)	95	%
Eficiencia de la nitrificación en lodos activados	100	%

Carga del afluente - Sustrato

Carga de DBO afluente al reactor UASB	15134	kgDBO/día
Carga de DQO afluente al reactor UASB	30268	kgDQO/dia
Carga de NTK afluente al reactor UASB	2162	kgNTK/dia

REACTOR ANAEROBIO UASB

Tiempo de detención hidráulica	12	horas
Volumen requerido por el reactor UASB	21,620	m ³
Número de módulos	2.00	unidades
Volumen por módulo	10,810.	m ³
Altura efectiva del reactor	5.00	m
Área requerida de cada módulo del reactor UASB	2,162	m ²

DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS PARA CADA MÓDULO

Relación largo/ancho del reactor	1.5	
Ancho (B)	38	m
Largo (L)	57	m
Área de cada módulo resultante	2,166	m ²
Área total resultante del reactor UASB	4,332	m ²
Volumen total resultante del reactor UASB	21,660	m ³

SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DEL ESGOTO AFLUENTE

Diámetro del tubo de distribución adoptado	75	mm
Área transversal del tubo	0.0044	m ²
Área de influencia adoptada	2.5	m ²
Número de tubos por módulo	867	unidades
Velocidad de escurrimiento en el tubo	0.07	m/s

SISTEMA DE DIGESTIÓN DE LODO

Velocidad ascensional en la cámara de digestión para Q _{med}	0.42	m/h
Velocidad ascensional en la cámara de digestión para Q _{max}	0.72	m/h

SISTEMA DE DECANTACIÓN

Ancho adoptado del colector de gas	0.40	m
Ancho del compartimiento de decantación	3	m
Número de compartimiento por módulo	17	compartimientos
Área superficial de cada compartimiento de decantación	114.00	m ²
Área de decantación por módulo	1,938.00	m ²
Velocidad ascensional en el compartimiento de decantación	0.46	m/h

PRODUCCIÓN DE LODO

Coefficiente de síntesis celular en el Reactor UASB	0.28	kg SST/kg DBO
Producción de lodo en el reactor UASB	4,238	kg SST /día
Tenor de sólidos admitido	4	%
Densidad típica	1020	kg/m ³
Volumen diario de lodo generado	103.86	m ³ /día
Volumen de lodo secado al 20% de sólidos	20.77	m ³ /día

PRODUCCIÓN DE GAS

Producción de gas adoptado	280	L _{CH4} /kgDQO _{remov}
Carga de DQO removida	18,160.80	kg DQO/día
Volumen resultante de Metano	5,085.02	m ³ /día
Porcentaje de Metano en el Biogás	70	%
Volumen de Biogás	7,264	m ³ /día
Volumen total de Biogás (corrección por presión y temperatura)	7,759.60	m ³ /día

ÁREA TOTAL REQUERIDA POR EL REACTOR UASB

Área requerida por el sistema del reactor UASB	6064,8	m ²
--	--------	----------------

Concentración afluente al tanque de aireación del Sustrato (SALIDA UASB)

Concentración de DBO afluente al Tanque de Aireación	140.00	mg/L
Concentración de DQO afluente al Tanque de Aireación	280.00	mg/L
Concentración de NTK afluente al Tanque de Aireación	45.00	mg/L

Carga afluente al tanque de aireación del Sustrato (SALIDA UASB)

Carga de DBO afluente al Tanque de Aireación	6053.60	kgDBO/d
Carga de DQO afluente al Tanque de Aireación	12107.20	kgDQO/d
Carga de NTK afluente al Tanque de Aireación	1945.80	kgNTK/d

LODOS ACTIVADOS

Tiempo de detención hidráulico adoptado	16	horas
Volumen requerido por el Tanque de Aireación	28,827	m ³
Tiempo de detención celular	16	días
Coefficiente de síntesis celular en el Tanque de Aireación	0.6	kg SSV/ kg DBO apl
Tasa de respiración endógena (carbonácea)	0.06	d ⁻¹
Concentración de SSV en el tanque de aireación	977.14	mg/L
Masa de SSV en el tanque de aireación	29,501	kg SSV
Relación A/M en el tanque de aireación	0.20	kgDBO /kg SSV.dia

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE AIREACIÓN

Número de módulos	2	módulos
Relación Largo/Ancho	1.55	
Profundidad adoptada para el Tanque de Aireación	3.5	m
Ancho (B)	52.00	m
Largo (L)	80.00	m
Área resultante de cada módulo del Tanque de Aireación	4160	m ²
Área total resultante del Tanque de Aireación	8,320.00	m ²
Volumen total resultante del Tanque de Aireación	29,120.00	m ³
Relación de SSV/SST	0.75	
Concentración de SST en el tanque de Aireación	1302,85	mg/L

ESTIMATIVA DE PRODUCCIÓN Y REMOCIÓN DE LODO EXCEDENTE

Coefficiente de síntesis celular del lodo excedente adoptado	0.6	kg SSV/ kg DBO apl.
Tasa de respiración endógena del lodo excedente	0.06	d ⁻¹
Tiempo de detención celular	16	días
Coefficiente de síntesis celular del lodo excedente observado	0.31	kg SSV/ kg DBO apl.
Producción de lodo volátil (SSV)	1,760.50	kg SSV / dia
Producción total de lodo (SST)	2,347.31	kg SST / dia

CONCENTRACIÓN DEL LODO DE RECIRCULACIÓN

Concentración de lodo en el tanque de aireación	1302.86	mg SST/L
Concentración del lodo de recirculación	8,000.0	mg SST/L
Razón de recirculación (dec. secundario al T.A.)	0.19	
Caudal de lodo retornado al tanque de aireación	8411.9	m ³ /d
Caudal de lodo excedente retornado al reactor UASB	293.4	m ³ /d
Carga de DQO retornado al reactor UASB (del lodo excedente)	2,640.7	kg DQO/día

CONSUMO DE OXÍGENO

Requisito medio de O ₂ para demanda carbonácea	0.90	kgO ₂ /kgDBO
Consumo medio de O ₂ para demanda carbonácea	5,448.24	kg O ₂ /día
Carga de nitrógeno aplicada al tanque de aireación	1,945.80	kg NTK/día
Carga de nitrógeno del lodo excedente (carga de SSV)	1,760.50	kg SSV/día
Carga de nitrógeno disponible	1,769.75	kg N / día
Consumo medio de O ₂ para demandas nitrogenada	8,140.86	kg O ₂ /día
Consumo medio total de O ₂	13,589.10	kg O ₂ / día
Relación de consumo máximo/consumo medio	1.3	
Consumo máximo de O ₂	17,665.80	kg O ₂ /día
Factor de corrección consumo O ₂ padrón /consumo O ₂ campo	1.60	
Consumo de O ₂ total (corregido)	28,265.32	kg O ₂ /día
	1,177.72	kg O ₂ / hora

POTENCIA REQUERIDA POR LOS AIREADORES

Tipo de aireador adoptado	MECÁNICO SUPERFICIAL	
Eficiencia total de oxigenación padrón adoptada	1.00	kg O ₂ /kWh
Potencia requerida por los aireadores mecánicos	1178	kW
	1602	CV
Potencia adoptada para aireador (comercial)	60	CV

Número total de aireadores	32	unidades
Número de aireadores por módulo	16	unidades
Potencia instalada	1920	CV
	1412	kW
Potencia consumida por año	10,316,84	kWh/año
Potencia consumida por año per cápita	41.27	kWh/hab.año
Densidad de potencia	48,48	W/m ³

DECANTADOR SECUNDARIO

Tasa de aplicación superficial del decantador secundario	16	m ³ /m ² .dia
Tasa de aplicación de sólidos	120.00	kg SST/m ² .dia
Área requerida del decantador secundario	2,702.50	m ²
Número de módulos	2.00	unidades
Área requerida de cada módulo	1351.25	m ²

DIMENSIONAMIENTO DEL DECANTADOR SECUNDARIO

Diámetro del decantador secundario	42	m
Área resultante de cada módulo del decantador secundario	1,385.44	m ²
Área total resultante del decantador secundario	2,770.9	m ²
Profundidad adoptada para el decantador secundario	3.5	m
Volumen resultante para cada módulo del decantador secundario	4,849.05	m ³
Volumen total resultante del decantador secundario	9698.10	m ³
Tiempo de detención hidráulico en el decantador secundario	5.4	horas

TRATAMIENTO DE LODO

Remoción de sólidos suspendidos volátiles aerobios en el UASB	25	%
Producción de lodo aerobio total	1907	kg SST/dia
Producción de lodo anaerobio total	4237.52	kg SST / dia

LODO DE DESCARTE EN EL REACTOR UASB

Producción total de lodo mixto en el reactor UASB	6144.71	kg SST /día
Tenor de sólidos	4	%
Densidad típica	1020	kg/m ³
Volumen diario de lodo mixto de descarte	150.61	m ³ /día
Volumen diario de lodo mixto secado al 20% de sólidos	24.10	m ³ /día

SISTEMA UASB CON LODOS ACTIVADOS

Área total requerida	21,592.04	m ²
Concentración de DBO _{soluble} efluente al proceso de L.A.	7	mg/L
Concentración de DQO _{soluble} efluente al proceso de L.A.	14	mg/L
Eficiencia total en remoción del DBO (%)	98	%

El modelo presentado se basa en un reactor UASB como un tratamiento anaerobio, y un proceso de lodos activados, como un tratamiento aerobio, fue proyectado para atender una población de 250.000 habitantes. Se tiene un efluente final con una concentración de DBO_{soluble} de 7 mg/L, para una eficiencia de remoción de DBO_{soluble} del 98%, en el caso de tener en cuenta la DBO_{particulada}, la eficiencia en remoción de DBO TOTAL sería del 93%, teniendo en cuenta que la concentración de salida de DBO_{particulada} es 15,64 mg/L.

En el reactor UASB, se adoptó también un tiempo de detención hidráulico de 12 horas, lo que resultó en un volumen requerido de 21.620, m³ y se adoptó una altura de 5 m. Finalmente, se obtuvo dos módulos iguales, cada uno un área de 2166 m², cada módulo del reactor sería rectangular con largo de 57 metros y un ancho de 38 metros. Para la distribución del afluente dentro del reactor deben ser puesto 1734 tubos de distribución, 867 para cada módulo dispuestos de manera a que cada tubo tenga un área de influencia de 2,5 m². Se cuenta con 34 compartimentos de decantación, 17 compartimentos para cada módulo, a su vez cada compartimento de decantación tiene un ancho de 3 metros y el colector de gas debe tener 0,4 metros de ancho. De manera operacional, para poder controlar tanto el proceso de distribución como para mantenimiento (en el caso de obstrucción), se puede dividir a su vez cada módulo, en células.

Para obtener la producción de lodo anaerobio en el reactor UASB se adoptó un coeficiente de síntesis celular de $0,28 \text{ kg SST/kg DBO}_{\text{apli}}$ para lo cual se obtuvo un volumen diario de lodo de $103,86 \text{ m}^3/\text{día}$ con un tenor de sólidos de 4%. El volumen de gas producido en el reactor UASB es de $7.759 \text{ m}^3/\text{día}$. Para llegar a este resultado se adoptó que por cada kilo de DBO removido, se producen 280 litros de metano, a su vez se adoptó que el porcentaje de metano presente en el biogás es de 70%. En el reactor UASB se tiene una remoción de materia carbonácea del 60%, por consiguiente el efluente sale con una concentración de DBO de 140 mg/L , el mismo será el afluente al tanque de aireación. La carga que llega a los lodos activados, tanto en términos de DBO, DQO y NTK, son 6053, 12107 y 1945 kg/día respectivamente.

En el tanque de aireación se adopta un tiempo de detención hidráulica de 16 horas y un tiempo de detención celular (edad del lodo) de 16 días, se determinó un volumen necesario de 28.827 m^3 , la concentración de SSV en el tanque de aireación fue de 977 mg/L y se verificó la relación alimento/microorganismos la cual resultó en $0,20 \text{ kgDBO/kg SSV TA.día}$. El dimensionamiento del tanque de aireación fue realizado en dos módulos iguales rectangulares, donde la altura adoptada fue de 3,5 m, lo que resultó en que cada módulo tenga 80 m de largo y 52 de ancho, el área resultante de cada módulo fue de 4160 m^2 , y el área total y volumen total resultante es de 8.320 m^2 y 29.120 m^3 respectivamente. Finalmente asumiendo una relación SSV/SST igual a 0,75, se obtuvo una concentración de sólidos suspensos totales en el tanque de aireación de $1302,85 \text{ mg/L}$.

Para estimar la producción de lodo excedente, primeramente se adoptó un coeficiente de síntesis celular de 0,6 kilogramos de sólidos suspensos volátiles por cada kilogramo de DBO aplicado en el tanque de aireación, con el cual se calculó el coeficiente de síntesis celular observado, el cual resultó ser de $0,31 \text{ kg SSV/kg DBO}$ aplicada, además se adoptó una tasa respiración endógena de $0,06 \text{ d}^{-1}$, con estas adopciones la producción de lodo volátil y lodo total, calculados resultaron en 1760 kg SSV/día y 2347 kg SST/día respectivamente. Se debe tener en cuenta que del decantador secundario se obtienen dos tipos de recirculaciones, uno que retorna al tanque de aireación (lodo de recirculación), y otro que es retornado al reactor anaerobio UASB (lodo excedente). Debido a que ambos lodos son retirados del decantador secundario, tienen la misma concentración, la cual se adoptó en 8000 mg SST/L , con lo que se determinó la razón de recirculación (Q_r/Q) que resultó en 0,19. El caudal de

lodo recirculado al tanque de aireación es de 8412 m³/día y el caudal de lodo excedente que retorna al reactor UASB es de 293,4 m³/día, este caudal es muy pequeño, con respecto al caudal que llega al reactor UASB (0,67% del caudal de llegada), por ende el impacto hidráulico del lodo de retorno es despreciable.

Para el sistema de aireación, se eligieron aireadores mecánicos superficiales, la razón de esta elección, simplemente se basa en la facilidad de uso, operación, representación local y capacidad de mantenimiento. La demanda carbonácea exige un requisito medio de 0,9 kg O₂/kg DBO, lo que resultó en un consumo medio para la demanda carbonácea fue de 5.448 kg O₂/día. Con respecto a la demanda nitrogenada, primeramente se calculó la carga de nitrógeno disponible, la cual fue de 1.769 kg N/día, de esta manera el consumo medio para la demanda nitrogenada fue de 8.140,86 kg O₂/día. Para obtener el consumo total de oxígeno, primeramente se adoptó una relación de consumo máximo/consumo medio igual a 1,3 y un factor de corrección de consumo padrón/campo igual a 1,6. De esta manera el consumo total de O₂ es de 28.265 kg O₂/día, o sea 1.177 kg O₂/hora. La potencia requerida por los aireadores es de 1178 kW, donde se adoptaron 32 aireadores distribuidos en 16 aireadores para cada módulo, cada aireador de 60 CV de potencia, lo que se traduciría en 1412 kW de potencia instalada. La potencia consumida total anual es de 10.316.84 kWh, teniendo un consumo de 41,27 kWh/año por habitante. De manera complementaria e indicativa, se calculó la densidad de potencia, la cual fue de 48,48 W/m³.

Con respecto a decantador secundario, fue adoptado una tasa de aplicación superficial de 16 m³/m².día y una tasa de aplicación de sólidos de 120 kg SST/m².día. El área requerida inicial por el decantador secundario fue de 2.702 m². Se adoptaron dos módulos con un diámetro de 42 m y una altura de 3,5 m para cada uno. El área resultante de cada módulo es de 1385 m², obteniéndose un área total resultante de 2.770 m² con un volumen total de 9.698 m³. De manera complementaria, el tiempo de detención hidráulico en el decantador secundario es de 5,4 horas.

Con respecto al lodo generado en el retornado al reactor UASB del proceso de lodos activados y el lodo generado en el reactor UASB, se debe realizar un tratamiento de desaguamiento y secado en el caso que sea posible, realmente es un gran beneficio realizar este tratamiento al lodo, ya que el volumen de lodo a ser dispuesto es mucho menor. Con respecto al lodo aerobio retornado al reactor UASB, el mismo sufre una degradación del 25%

de los sólidos suspensos volátiles, lo que resultó en 1907 kg SST/día a ser descartado, junto con el lodo generado en el reactor UASB, el cual es 4237 kg SST/día, en total se obtiene un volumen diario de lodo mixto a ser dispuesto de 150,61 m³/día, este lodo presenta un tenor de sólidos del 4%. En el caso de ser secado solo hasta el 20% de sólidos, se obtiene un volumen de 24,10 m³/día, ósea se obtiene 84% menos de lo que se tenía inicialmente.

Finalmente se obtiene un sistema de tratamiento de efluentes que puede tratar 43.240 m³/día, equivalente a 250.000 personas, compuesto por un reactor anaerobio UASB seguido de un proceso de lodos activados, que requiere un total de 21.592 m², donde se obtiene un efluente final con una concentración de $DBO_{soluble}$ y de $DQO_{soluble}$ igual a 7 mg/L y 14 mg/L respectivamente, lo que se traduce en 98% de eficiencia en remoción de DBO y DQO, con una eficiencia de 100% de nitrificación. En el caso de tener en cuenta la concentración del efluente final y la eficiencia de remoción de la DBO_{TOTAL} , se tiene un concentración de 22,64 mg/L de DBO_{TOTAL} , con una eficiencia del 93%.

7. CONCLUSIÓN

En el Paraguay, existe el gran desafío de dar mayor alcance al saneamiento básico, focalizando los esfuerzos en el tratamiento de aguas residuales, con el objetivo de evaluar tecnologías de tratamiento de aguas cloacales para municipios de distintas poblaciones y concientizar de la importancia de saneamiento básico, se realizó este estudio donde se verificaron las tecnologías seleccionadas para cada grupo de poblaciones las cuales son las presentadas en el Cuadro 29.

Cuadro 29 - Tecnologías evaluadas para cada grupo de poblaciones

Grupo	Población Atendida	Tecnología Evaluada
Grupo 1	Hasta 15.000 habitantes	Lagunas de Estabilización
Grupo 2	Desde 15.000 a 60.000 habitantes	Lagunas de Estabilización
Grupo 3	Desde 60.000 a 180.000 habitantes	Reactor anaerobio UASB con filtro percolador de baja tasa.
Grupo 4	Mayor a 220.000 habitantes	Reactor UASB con proceso de lodos activados con nitrificación

Fuente: Elaboración propia

Dentro del marco de dar mayor alcance al tratamiento de efluentes domésticos, uno de los retos es el enfrentar las distintas necesidades que poseen los municipios, tanto variaciones en población, como en el contexto social y económico.

Muchos municipios no cuentan con el personal capacitado para operar y mantener una planta de tratamiento con equipamientos de alta tecnología, por el simple razón que no hay personal capacitado, así también, eso se traslada al país en sí, donde existen tecnologías que no puede ser aplicadas en el Paraguay por el mismo motivo, no hay personal capacitado para su mantenimiento, o simplemente no existen empresas representantes de esas tecnologías en el país. Por ese motivo, uno de los pilares básicos de este estudio, es la simplicidad del tratamiento, tanto en su construcción como en su operación y mantenimiento.

Uno de los aspectos que cabe resaltar de la elección de las tecnologías mencionadas, es que éstas pueden ser aplicadas en el Paraguay, dado el contexto tanto del país como de las poblaciones atendidas.

Enfocándonos en la primera tecnología, las lagunas de estabilización, estas han sido implementadas con mucho éxito en varios países tropicales con climas y contexto socioeconómico parecido al Paraguay. Las lagunas de estabilización, tienen un alto requerimiento de tierra, pero así también, poseen una simplicidad en operación y mantenimiento con requerimientos energéticos casi nulas. Para atender las poblaciones de los primeros grupos (Grupo 1 y Grupo 2), se tiene solo variantes de requerimiento de tierra para un mismo proceso, compuestos por una laguna anaerobia, una laguna facultativa y una laguna de maduración.

Se debe tener en cuenta que para el dimensionamiento, se realizó 3 modelos de sistemas de lagunas de estabilización, estos modelos atienden a una población de 5.000, 15.000 y 25.000 habitantes respectivamente. Estos modelos pueden ser espejados, construyendolos en módulos, de manera a atender a una población mayor, teniendo en cuenta la población del municipio para el final del plano (año 2038). A continuación se presenta el Cuadro 30, que muestra un comparativo entre los sistemas de lagunas de estabilización dimensionadas.

Cuadro 30 - Comparación de las lagunas de estabilización dimensionadas

Población Atendida	Área requerida por módulo (ha)	Eficiencia en remoción de DBO (%)	Eficiencia en remoción de patógenos (%)	Cantidad de módulos
Modelo 5.000 habitantes	2.91	89.00	99.995	Hasta 4 módulos
Modelo 15.000 habitantes	7.94	89.00	99.995	Hasta 3 módulos
Modelo 25.000 habitantes	12,90	89.00	99.995	Hasta 3 módulos

Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, los modelos pueden ser proyectados en varios módulos de construcción, atendiendo a una mayor población, o de igual manera, estos módulos pueden ser partes de distintas etapas de construcción para de una misma estación de tratamiento de efluentes.

La construcción modular fue fijada en 4 módulos para el modelo de 5.000 habitantes, y 3 módulos para los modelos de 15.000 y 25.000 habitantes. Estas limitaciones fueron fijadas, por que de esta manera se puede obtener sistemas eficientes, tanto en requerimientos de área, para no obtener sistemas con requerimientos de áreas exageradamente elevadas, y también porque si un municipio tiene condiciones de crecimiento y si el mismo no puede ser absorbido por la construcción de un módulo más, debe ser repensado de manera que desde un inicio se construya un modelo capaz de atender a una población mayor. Cabe resaltar que en estos casos es indispensable una investigación exhaustiva sobre el municipio en cuestión, de manera a prever ese crecimiento. Si tomamos como ejemplo al municipio de Salto de Guairá con una población para el 2038 de 44.721 habitantes, en el caso hipotético que la investigación realizada, da indicios de un crecimiento demográfico mucho más de lo previsto inicialmente, se podría pensar en implementar 2 módulos del modelo de 25.000 habitantes, en vez de optar por 3 módulos de 15.000 habitantes.

Como se ha mencionado anteriormente, los requerimientos de tierra para los sistemas de lagunas estabilización si bien son altos, pero estos requerimientos son compensados con la simplicidad de operación y mantenimiento.

La eficiencia en remoción de DBO es de 89% y de 99,995% para la remoción de patógenos, para todos los modelos, de esta manera se obtiene un sistema robusto, muy confiable y simple. A partir de esto, se puede concluir que las lagunas de estabilización como tratamiento de efluentes domésticos, para municipios hasta 60.000 habitantes, es una tecnología que cumple con las expectativas de remoción de DBO y patógenos.

Para atender las necesidades del Grupo 3, el cual incluye a los municipios con una población entre 60.000 y 180.000 habitantes, se dimensionó un sistema compuesto por un reactor anaerobio UASB y un filtro percolador de baja tasa. Se presenta el Cuadro 31 con los requerimientos y las eficiencia resultantes del dimensionamiento de este modelo de sistema de tratamiento de efluentes.

Cuadro 31 - Sistema de tratamiento de efluentes reactor UASB + FBP de baja tasa.

Población Atendida	Área requerida (m²)	Eficiencia en remoción de DBO_{soluble} (%)	Eficiencia en remoción de DBO_{TOTAL} (%)	Cantidad de módulos
Modelo 60.000 habitantes	6.338	93	89	Hasta 3 módulos

Fuente: Elaboración propia

En este sistema se tiene un proceso anaerobio, el cual es el reactor anaerobio UASB y un proceso aerobio, el cual es el Filtro Biológico Percolador, como se puede observar los requerimientos de tierra son mucho más bajos que en el sistema de lagunas de estabilización. Se debe tener en cuenta que dentro de la configuración de proceso anaerobio-aerobio, este sistema, es uno de los que tiene menor requerimiento energético, esta configuración de UASB+FBP cumple con la simplicidad buscada, teniendo en cuenta la población atendida, si bien es necesario aclarar que al aumentar la población, los requerimientos para los sistemas de tratamiento de efluentes también aumentan, por ende también aumenta la necesidad de imprimir un poco más de velocidad al tratamientos de efluentes domésticos.

Cabe resaltar que el sistema dimensionado, ya está compuesto por 2 células tanto para el reactor UASB como para el FBP. A su vez se recomienda extender la construcción del sistema completo hasta 3 módulos espejados, de manera a llegar a las 180.000 personas atendidas. Se puede concluir que la conjunción de un reactor UASB y un Filtro Percolador de baja tasa, es una alternativa válida para el tratamiento de efluentes de una ciudad de 60.000 habitantes o más, ya que alcanza una eficiencia bastante elevada, teniendo en cuenta que el consumo de energía es casi nulo y por sobre todo, la operación de este sistema es bastante simple.

En el caso de los municipios del Grupo 4, si bien el concepto de simplicidad cambia de una manera un poco radical, ya que la tecnología evaluada es un sistema compuesto por un reactor UASB seguido de un proceso de lodos activados con nitrificación. Comparando con las tecnologías vistas, el grado de complejidad de la combinación de estos dos tipos de tratamientos, es bastante elevado, pero se debe tener en cuenta, que el Grupo 4, son

municipios con poblaciones mayores a 220.000 habitantes, de forma referencial, el caudal de llegada sería de 500 litros/segundo, ahí radica la sustancial diferencia entre los requerimientos de municipios con diferentes poblaciones. De igual manera, esta configuración de UASB+L.A. tiene cierto grado de simplicidad, en comparación con tratamiento de alta tecnologías, como por ejemplo son las membranas de filtración, además los costos constructivos y operacionales, son bastante menores.

Este sistema de tratamiento de efluentes, es bastante difundido en todo el mundo, teniendo un desempeño óptimo en localidades semejantes al Paraguay, se presenta en el Cuadro 32 la eficiencia de remoción de DBO y el requerimiento de área por este sistema.

Cuadro 32 - Sistema de tratamiento de efluentes reactor UASB + Lodos Activados

Población Atendida	Área requerida (m²)	Eficiencia en remoción de DBO_{soluble} (%)	Eficiencia en remoción de DBO_{TOTAL} (%)	Cantidad de módulos
Modelo 250.000 habitantes	21.592	98	93	Hasta 4 módulos

Fuente: Elaboración propia

En este estudio, el mencionado sistema fue aplicado a las grandes ciudades del Paraguay, los requerimientos de tierra son considerables pero no llegan a ser muy elevados en comparación con las lagunas de estabilización. Si tomamos el caso de Asunción que cuenta con más de 500.000 habitantes, necesitaría por lo menos dos módulos del sistema UASB+L.A., de esta manera la estación de tratamiento de efluentes proyectada puede alcanzar un número de hasta 4 módulos, atendiendo así al menos a 1.000.000 de personas. El sistema UASB+L.A. es bastante confiable, con resultados óptimos, atendiendo padrones de lanzamiento bastante rigurosos, en este caso se dimensionó también con nitrificación de manera a disminuir aún más el impacto del lanzamiento del efluente tratado. Está demás decir que esta tecnología, es una de las mejores alternativas a la hora de proyectar un tratamiento de efluentes para un municipio con 250.000 habitantes o más.

Para obtener una visión general de las tecnologías estudiadas, se presenta el Cuadro 33 donde se muestran los requerimientos de área y las eficiencias.

Cuadro 33 - Comparación de las tecnologías evaluadas

Tecnología Evaluada	Población Atendida	Área requerida por módulo (m²)	Eficiencia en remoción de DBO (%)	Eficiencia en remoción de Coliformes Termotolerantes (%)	Cantidad de módulos
Lagunas de Estabilización	Modelo 5.000 habitantes	29.100	89	99,995	Hasta 4 módulos
	Modelo 15.000 habitantes	79.400	89	99,995	Hasta 3 módulos
	Modelo 25.000 habitantes	129.000	89	99,995	Hasta 3 módulos
Reactor UASB + Filtro Percolador	Modelo 60.000 habitantes	6.338	89	-	Hasta 3 módulos
Reactor UASB + Lodos Activados	Modelo 250.000 habitantes	21.592	93	-	Hasta 4 módulos

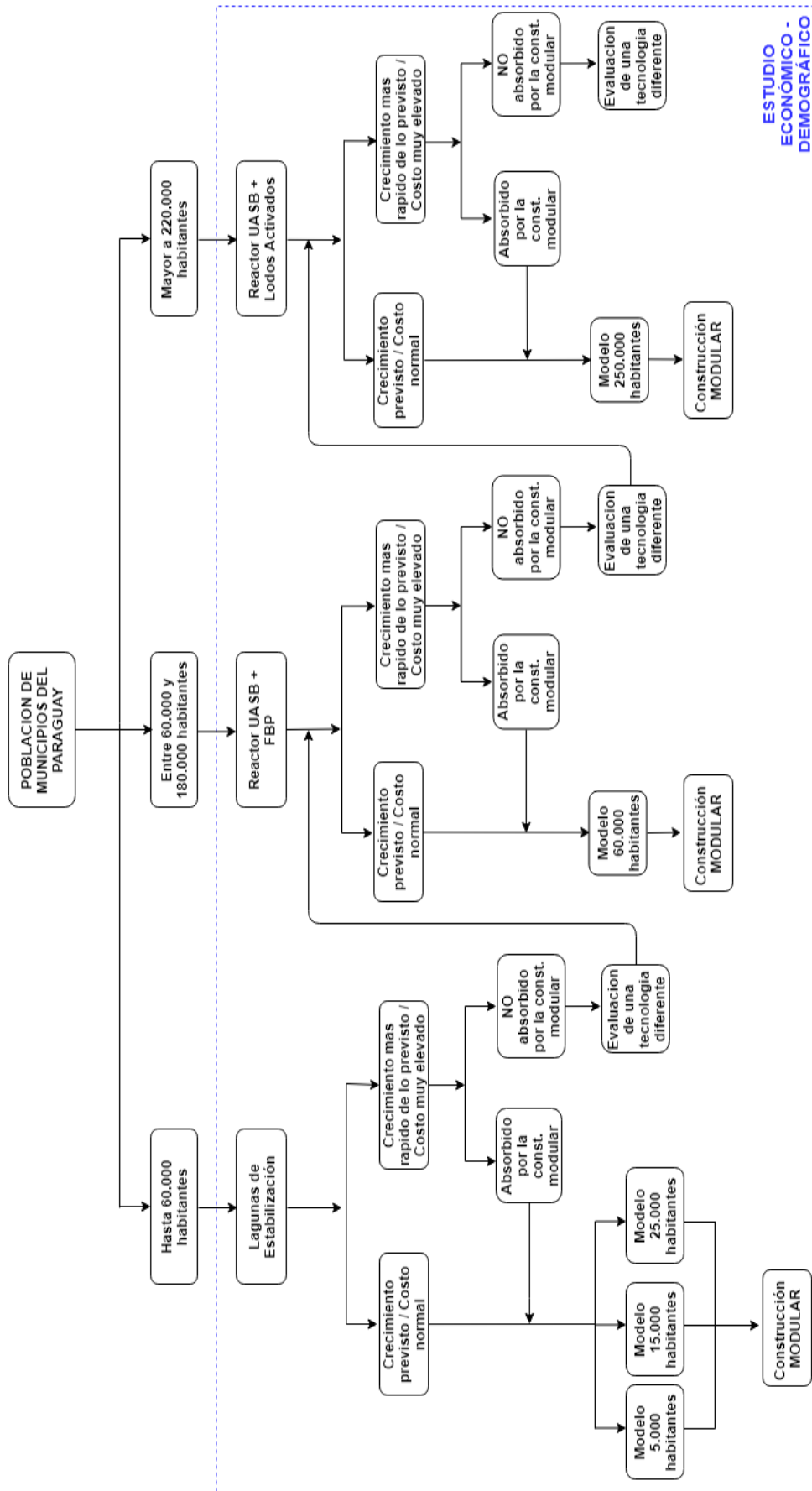
Fuente: Elaboración propia

A medida de que se aumenta los requerimientos del municipio, aumenta la complejidad del tratamiento, paradójicamente, el área requerida disminuye, de igual manera la simplicidad buscada dentro de este estudio, pudo ser alcanzada, siempre teniendo en cuenta la cantidad de población atendida. Cabe destacar que las dos últimas tecnologías no presentan una eficiencia de remoción de patógenos, porque tanto la variante UASB+FBP como UASB+L.A. debe tener un etapa de desinfección post-tratamiento.

Para la elección de las tecnologías, siempre se recomienda realizar una investigación profunda acerca el municipio en la cual se va a instalar la ETE, tanto en el aspecto demográfico y social, como en el aspecto económico y técnico. Se debe entender que ninguna tecnología es la mejor opción en todos los aspectos, se debe sopesar las ventajas y desventajas de cada tecnología, así mismo el tener un abanico de opciones es la mejor manera de poder tomar la mejor decisión para la comunidad que se desea atender.

Uno de los desafíos en la toma de decisión, son los municipios con poblaciones cerca o exactamente en las fronteras entre un grupo y otro. Ya que en estos casos resulta más complejo decidir si la decisión acertada es implementar un sistema con una construcción modular, o simplemente es pasar a otra tecnología. Con miras a esos posibles inconvenientes, se decidió realizar un flujograma (Figura 22), donde se plantean ciertas indicaciones para la toma de decisiones, así mismo cabe resaltar que este flujograma está sumamente sustentado en las investigaciones tanto demográficas, como económicas que deben ser realizadas.

Figura 22: Flujoograma indicativo de elección de tecnologías para distintas poblaciones



Fuente: Elaboración propia

Lo que se logra al construir este flujograma es destacar que una tecnología nunca va a ser la única opción, que se deben barajar distintas opciones, y lo más importante es basar las decisiones en estudios e investigaciones. Se puede concluir que las tecnologías estudiadas y evaluadas, son válidas para los municipios del Paraguay, teniendo como una de las metas principales, la simplicidad del sistema.

Uno de los objetivos generales de este estudio, es el concientizar de la importancia del tratamiento de efluentes domésticos en el Paraguay. Se debe tener en cuenta que los efluentes no tratados lanzados a los cuerpos hídricos, a parte de tener un impacto negativo ambientalmente hablando, expone a la comunidad a enfermedades vehiculizadas por el agua. Al hablar sobre tratamiento de efluentes, no solo se habla de parámetros de calidad, o padrones de lanzamientos, sino de la salud de una comunidad, la cual debe ser tomada con todos recaudos necesarios, desde el punto de vista de autor, la motivación principal a la hora de pensar en implementar un tratamiento de efluentes, o simplemente a la hora de pensar en saneamiento básico, debe ser el cuidado de las personas, ya que al cuidar de la salud de la población, a parte de estar mejorando el sistema de tratamiento de efluentes, estamos mejorando significativamente la calidad de vida de todos los habitantes de una ciudad.

Este estudio, con la evaluación de las tecnologías, hace un hincapié en que el tratamiento de efluentes no es un proceso imposible de ser implementado a gran escala en el Paraguay, es obvio que hay tecnologías que no se adaptan aún a nuestra realidad, pero se tiene opciones aplicables, simples y con resultados muy positivos que pueden ser implementados, tanto las lagunas de estabilización, la variante de reactor UASB con Filtro Percolador o Lodos activados, son tecnologías implementables, de manera a enfrentar y resolver los desafíos que se tiene en el saneamiento básico en el Paraguay, puntualmente en el tratamiento de efluentes domésticos.

8. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- A SILVA, S; OLIVEIRA, R. **Polishing waste stabilization ponds effluents using simple rock filters.** In: IAWQ INTERNATIONAL SPECIALIST CONFERENCE AND WORKSHOP, WASTE STABILIZATION PONDS TECHNOLOGY AND APPLICATIONS, 3, Paraíba, 1995.
- ABDEL-RAZIK, M.H. **Dynamic modelling of facultative waste stabilization ponds.** 1991. 304 f. Tese (pHD) - Curso de Civil Engineering, Department Of Civil Engineering, Imperial College Of Science, Technology And Medicine. University Of London, London, 1991.
- AGUNWAMBA, J.C. et al. **Prediction of the dispersion number in waste stabilization ponds.** Water Research, Elsevier Ltd, Vol 26, p 85, 1992.
- ALCARRIA, M. **Evaluación Tecnológica de la Aplicación de Reactores Biológicos de Membranas en Procesos de Tratamiento de Aguas Residuales.** Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña, 2005. 81 p.
- ALEM SOBRINHO, Pedro et al. **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por lodos ativados.** Rio de Janeiro: Programa de Pesquisas em Saneamento Básico - Prosab, 2001. 40 p.
- ALEM SOBRINHO, Pedro et al. **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme.** Rio de Janeiro: Programa de Pesquisas em Saneamento Básico - Prosab, 2001. 82 p.
- ARCEIVALA, S. J. **Waste water treatment and disposal.** New York: Marcel Dekker, 1981. 892 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 570: Projeto de estações de tratamento de esgotos.** Rio de Janeiro, 1989. 45 p.
- BANCO MUNDIAL. **Population growth (annual %).** 2018. Disponible en: <<https://datos.bancomundial.org/indicador/SP.POP.GROW>>. Acesso en: 18 ago. 2018.
- CHERNICHARO, C. **Reactores Anaerobios.** 2. ed ampliada e atualizada. Belo Horizonte: DESA – UFMG, 2016, v. 5, 379 p.
- CORTÉS, Facundo; TREVIÑO, Alejandro; TOMASINI, Ana Cecilia. **Dimensionamiento de lagunas de estabilización.** Jiutepec: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 2017. 128 p.

- DAGA, Equipment for the environment. Decantadores. 2017. Disponible en: <<http://www.dagaequipment.com/products/puentes/puente-decantador---circular.html>>. Acesso en: 24 out. 2018.
- JORDÃO, Eduardo P.; PESSÔA, Constantino A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 6. ed. Rio de Janeiro: Abes, 2011. 968 p.
- MARA, D; PEARSON, H. **Design manual for waste stabilization ponds in Mediterranean countries**. Leeds, UK: Lagoon Technology International, 1998.
- MARA, D. **Design Manual for Waste Stabilization Ponds in India**. Leeds, UK: Lagoon Technology International, 1997.
- MENDONÇA, S. R. **Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: novos conceitos**. CIPBrasil. Catalogação na fonte. Sindicato nacional dos editores de livros, Rio de Janeiro, 1990. 388p.
- METCALF & EDDY. **Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos**. 5. ed. New York: Amgh Editora Ltda., 2016. 1980 p.
- METCALF & EDDY. **Wastewater engineering - treatment, disposal and reuse**. 2. ed. New York: Amgh Editora Ltda., 1977. 1334 p.
- MID, Red Tecnológica. **Lagunaje Volumen 6**. 2017. Disponible em: <<https://sistemamid.com/preview/lagunaje-v6-pdf>>. Acesso em: 23 out. 2018.
- PARAGUAY. DIRECCIÓN GENERAL DE ESTADÍSTICA ENCUESTAS Y CENSOS. **Proyección de la Población por Sexo y Edad, según Departamento, 2000-2025**. Revisión 2015. Asunción: DGEEC, 2015. 276 p.
- PAREDES, R. Anteproyecto de una planta de tratamiento de efluentes en una refinería de petróleo en el costa central del Perú. 2006. 166 p. TCC (Graduação) - Curso de Ingeniería Química, Escuela de Ingeniería Química, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, 2006.
- POLPRASERT, C & BHATTARAI, K. **Dispersion model for waste stabilization ponds**. Journal of Environmental Engineering, A.S.C.E. Vol.111 , p 45, 1985.
- SILVA, S. A.; MARA, D. **Tratamentos biológicos de águas residuárias: lagoas de estabilização**. Rio de Janeiro: Abes, 1979. 140 p.

- Sustainable Sanitation and Water Management. **Anaerobic upflow reactor**. 2017. Disponible en: <https://sswm.info/sites/default/files/toolbox/GATES_GTZ%202001a%20UASB%202001b.jpg>. Acesso en: 21 out. 2018.
- TILLEY, E, et al. **Compendium of Sanitation Systems and Technologies**. 2. ed. Duebendorf: Swiss Federal Institute Of Aquatic Science And Technology, 2014. 180 p.
- VIDAL, W; UEHARA, M. **Operações e manutenção de Lagoas anaeróbias e facultativas**. São Paulo: Cetesb, 1989. 89 p.
- VIDAL, W. **Aperfeiçoamentos hidraulicos no projeto de lagoas de estabilização, visando redução da area de tratamento: uma aplicação practica**. São Paulo: Cetesb, 1983. 37 p, 1983.
- VON SPERLING, Marcos. **Lagoas de estabilização**. 2. ed. Belo Horizonte: Desa-ufmg, 2000. 134 p. 3 v. (Princípios do tratamento biológico de águas Residuárias).
- WALDRON, Ashley. **Filtro percolador pulverización de aguas residuales para el tratamiento de aguas residuales en la planta**. 2018. Disponible en: <https://es.123rf.com/photo_46262242_trickling-filter-spraying-wastewater-for-treatment-at-sewage-plant.html>. Acesso en: 24 nov. 2018.
- YÁNEZ, F. **Lagunas de estabilización. Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento**. Cuenca: Empresa Pública Municipal de Teléfonos, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca, 1993. 421 p.

9. ANEXOS