

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis de alternativas de tecnologías para el tratamiento de aguas
residuales ordinarias a implementarse en una torre de Módulos
Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) en la Ciudad de
Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Adriana Michelle Duque López para
optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil Ambiental

Guatemala,

2024

**Análisis de alternativas de tecnologías para el tratamiento de aguas
residuales ordinarias a implementarse en una torre de Módulos
Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) en la Ciudad de
Guatemala**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis de alternativas de tecnologías para el tratamiento de aguas
residuales ordinarias a implementarse en una torre de Módulos
Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) en la Ciudad de
Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Adriana Michelle Duque López para
optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería Civil Ambiental

Guatemala,

2024

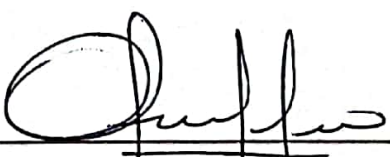
Vo.Bo.:

(f) 
Inga. Clara Maria Recinos Arenas

Tribunal Examinador:

(f) 
Inga. Clara Maria Recinos Arenas

(f) Mariafernanda Iriarte
Inga. Mariafernanda Iriarte Mazariegos

(f) 
Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos

Fecha de aprobación: Guatemala, 20 de Junio de 2024.

CONTENIDO

	Página
LISTA DE CUADROS	vi
LISTA DE GRÁFICOS	vii
RESUMEN	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. JUSTIFICACIÓN	2
III. OBJETIVOS	3
A Objetivo general	3
B Objetivos específicos	3
IV. MARCO TEÓRICO	4
A Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS)	4
I Caracterización de la torre de MUVIS	5
B Aguas residuales	6
I Aguas residuales de tipo ordinario	6
C Consecuencias del consumo de aguas residuales	6
D Consecuencias ambientales por descargas de aguas residuales a cuerpos de agua	7
E Características de aguas residuales	7
F Situación del saneamiento en Guatemala	7
G Normativa legal para tratamiento y saneamiento en Guatemala	7
1 Código de salud	7
2 Código civil	8
3 Ley de protección y mejoramiento del medio ambiente	8
4 Código municipal de Guatemala	8
5 Acuerdo Gubernativo No. 236-2006	8
6 Acuerdo Ministerial No. 105-2008	10
7 Acuerdo Ministerial No. 418-2013	10
8 Acuerdo Ministerial No. 8-2016	11
H Sistema de tratamiento de aguas residuales	11
1 Pre tratamiento	11
2 Primario	11
3 Secundario	11
4 Terciario	11
5 Lodos	11
I Tecnologías de tratamiento	12

1	Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) con un filtro biológico de flujo ascendente (BAF)	12
2	Lodos activados	13
3	Biorreactor de Membranas - MBR	15
V.	Resultados	17
VI.	Discusión	25
VII.	CONCLUSIONES	28
VIII.	RECOMENDACIONES	29
IX.	BIBLIOGRAFÍA	31
X.	APÉNDICES	33

LISTA DE CUADROS

Cuadro		Página
1	Demanda bioquímica de oxígeno para descargas al alcantarillado público	9
2	Parámetro de calidad asociado a la demanda bioquímica de oxígeno	9
3	Limites Máximos Permisibles	10
4	Dimensionamiento del pretratamiento	18
5	Afluente para todas las tecnologías	18
6	Resumen del diseño para la primera tecnología (RAFA)	19
7	Resumen del diseño la primera tecnología (BAF)	19
8	Efluente de la primera tecnología (RAFA+BAF)	19
9	Resumen del diseño de la segunda tecnología (lodos activados con pre- desnitrificación + sedimentador secundario)	20
10	Efluente de la segunda tecnología (lodos activados con pre-desnitrificación + sedi- mentador secundario)	20
11	Resumen del diseño de la tercera tecnología (MBR)	21
12	Efluente de la tecera tecnología (MBR)	21
13	Desinfección por cloración	21
14	Eficiencias de remoción de nutrientes, en porcentajes	22
15	Costos de construcción de la primera tecnología	22
16	Costos de construcción de la segunda tecnología	23
17	Costos de construcción de la tercera tecnología	23
18	Costos y frecuencia de extracción de lodos	24
19	Matriz de toma de decisiones	24

LISTA DE GRÁFICOS

Ilustración	Página
1 Déficit habitacional en Guatemala	4
2 Esquema de un Reactor de Flujo Ascendente RAFA	12
3 BAF con zona anóxica	13
4 Procesos típicos con diferentes tipos de reactores de lodos activados: a) diagrama del proceso y vista del reactor de flujo pistón, b) diagrama del proceso y vista del reactor de mezcla completa, y c) diagrama del proceso y vista del reactor de lote de secuenciación	13
5 Procesos principales para la remoción biológica de nitrógeno	14
6 Esquema de un biorreactor de membrana sumergida	15
7 Esquema de un biorreactor de membrana externa	16
8 Estimación del caudal con dotaciones dadas por EMPAGUA	17
9 Diagrama de flujo de la primera tecnología	17
10 Diagrama de flujo de la segunda tecnología	18
11 Diagrama de flujo de la tercera tecnología	18

RESUMEN

El presente trabajo de graduación cuenta con la información necesaria para determinar cual es la tecnología de tratamiento más adecuada para tratar las aguas residuales tipo ordinario de una torre de Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible o mayormente conocidos como MUVIS. Las tecnologías que se evalúan son Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) con un Biofiltro Aerobio de Flujo Ascendente (BAF), lodos activados con pre-desnitrificación y biofiltro de membranas (MBR). Se realiza una caracterización de que son los MUVIS, que es el tratamiento de agua, como se componen sus fases de tratamiento y una mejor explicación de las tres tecnologías escogidas. Los resultados que se obtienen tras el diseño de las tecnologías es que para la trampa de grasa se necesita un volumen de 0.456 metros cúbicos, para la canasta de cribado se necesita un volumen de 0.007 metros cúbicos, el RAFA necesita un volumen de 16.25 metros cúbicos, el BAF necesita un volumen de 5.46 metros cúbicos, el reactor biológico de los lodos activados necesita un volumen de 10.76 metros cúbicos, el MBR necesita un volumen de 4.5 metros cúbicos. La tecnología más económica de construcción es la tercera (MBR) y la más costosa la segunda (LODOS ACTIVADOS CON PRE-DESNITRIFICACIÓN + SEDIMENTADOR SECUNDARIO). La tecnología más económica de extracción de lodos es la primera (RAFA+BAF) y la más costosa la tercera (MBR). Las tres tecnologías caben dentro del área designada a la construcción de la PTAR. Se realizó una evaluación de porcentajes en una matriz de toma de decisiones para determinar la más adecuada, obteniendo como resultado que la segunda tecnología (LODOS ACTIVADOS CON PRE-DESNITRIFICACIÓN + SEDIMENTADOR SECUNDARIO) es la que debería de utilizarse en los MUVIS tras obtener un porcentaje de 85 por ciento sobre 100 por ciento tras evaluarse dentro de cinco criterios, costos de construcción, costos de extracción de lodos, eficiencia de remoción de nutrientes, si cabe o no dentro del espacio designado pra la PTAR y la facilidad de operación.

I. INTRODUCCIÓN

En el año 2019 se inicia el proyecto de los Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) con el objetivo de beneficiar a familias guatemaltecas que necesiten de un hogar digno. En el acuerdo comercial 10 del año 2019 se establecen ciertos criterios que hacen este tipo de proyectos más atractivos para que se deseen construir y apoyar a la población guatemalteca con déficit habitacional. En Guatemala no solamente se tiene crisis habitacional sino que se tiene crisis de saneamiento ya que solamente el 10 por ciento de las aguas que se recolectan en un alcantarillado tienen un tratamiento (Gobierno de Guatemala, S.F.). Eso despierta un interés de poder apoyar con estas dos crisis tras unir en el marco teórico la información sobre los MUVIS y las tecnologías de tratamiento, realizar un modelo 3D como guía en configuraciones de áreas y espacios según lo que se establece en el AC 10-2019 y el FHA, y realizar el diseño de las tecnologías de tratamiento, para que se tenga una noción de que tecnologías pueden utilizarse con este tipo de proyectos, pero también saber cual es la más adecuada que contribuirá con mejorar la calidad de aguas en el afluente tras tener el tratamiento. Al tener un agua tratada que llega al alcantarillado municipal que luego llega a un cuerpo de agua se está ayudando a que no se contamine el cuerpo de agua, ya que estos cuerpos de agua se utilizan por guatemaltecos como fuente hídrica e incluso como agua para consumo. El problema de ingerir agua sin tratamiento es que una persona puede llegar hasta fallecer si se enferma por el agua que está consumiendo. En este trabajo de graduación se utilizan los parámetros establecidos por el Acuerdo Gubernativo 236-2006 como criterios de disposición de aguas tratadas a colectores municipales. Se utilizan los libros de Metcalf y Eddy del año 2014 con el título *Basic Process Description. Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery* y el libro de los autores brasileños Sperling y Lemos en el año 2005 con el título *Biological Wastewater treatment in warm climate regions* como referencia de los diseños de las plantas de tratamiento y luego se analizan los resultados obtenidos para cada tecnología y en conjunto.

II. JUSTIFICACIÓN

Guatemala cuenta con diversos acuerdos ministeriales y leyes en los que buscan la correcta disposición de aguas residuales. Uno de ellos es el Acuerdo Gubernativo 236-2006, Reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y la disposición de lodos. En este acuerdo gubernativo se establecen los límites máximos permisibles de descarga a cuerpos receptores y a alcantarillado público. En este caso se estarán describiendo los valores de los límites máximos permisibles de descarga al alcantarillado público los cuales se encuentran en el capítulo IV, artículos 25, 26, 27 y 28 (Secretaría General de la Presidencia, [2006](#)).

En el mundo el agua residual que se vierte al medio ambiente es en un 80 por ciento sin haber recibido un tratamiento adecuado, del agua sin tratar podrían recuperarse diversos recursos como agua limpia, energía y nutrientes según el informe publicado por el Banco Mundial llamado Wastewater: From Waste to Resource que en español significa Aguas residuales: de residuo a recurso. Realizar inversiones eficientemente en aguas residuales y otras infraestructuras de saneamiento es importante para lograr beneficios en cuanto a la salud pública, mejorar el medio ambiente y tener una mejor calidad de vida. El 36 por ciento de la población vive en regiones en donde el agua es escasa, el tratamiento de agua para su reutilización es una de las soluciones para el problema de escasez y contaminación de agua. Cuando se da un tratamiento a las aguas estas pueden utilizarse para riego en lugar de usar agua dulce, también en procesos industriales o en fines recreativos. Así mismo, su tratamiento puede mantener el flujo ambiental y los productos que se derivan de su tratamiento pueden generar energía y nutrientes (Banco Mundial, [2020](#)).

A partir del 2019 se crea el Acuerdo COM. 10-2019, con una reforma en el año 2022 al Reglamento del Régimen Especial para el Desarrollo de Vivienda Prioritaria o también conocidos como Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS). El acuerdo y la reforma se realizan para favorecer la gestión y fomento de desarrollo económico a través de la construcción de proyectos habitacionales que estén dirigidos a familias priorizadas. Los proyectos de esta índole han incrementado por el apoyo a las familias y por los incentivos constructivos establecidos en el artículo 10: incentivos y acciones aplicables a proyectos de obra distintos a la vivienda prioritaria; y el artículo 10 Bis: Autorización de superar el índole de edificabilidad y altura ampliada (Municipalidad de Guatemala, [2022](#)). El objetivo es que se facilite la vivienda digna, asequible, cercana al transporte público y al empleo a familias que carecen de vivienda con escasos recursos. La vivienda que se promueve con el reglamento es de apartamentos de 2 y 3 dormitorios dentro de áreas privilegiadas según el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) Zonas Generales 3, 4 y 5. El precio no debe de superar los 91 salarios mínimos con ingresos de hasta 4 salarios mínimos mensuales por parte de los integrantes de la familia (Municipalidad de Guatemala, [2019](#)).

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Analizar las tecnologías de tratamiento de lodos activados con pre-desnitrificación, biorreactor de membranas (MBR) y Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) con un Biofiltro Aerobio de Flujo Ascendente (BAF), para determinar cuál es la más adecuada a utilizarse en el tratamiento de aguas ordinarias generadas por una torre de Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) en la Ciudad de Guatemala.

B. Objetivos específicos

- Realizar el diseño de tres plantas de tratamiento, una para cada tecnología.
- Estimar y comparar el costo de construcción y extracción de lodos para cada una de las plantas.
- Realizar una comparación de efectividad de remoción de contaminantes del agua residual ordinaria de los MUVIS con las tres tecnologías con base en la literatura.
- Realizar un análisis de las tres alternativas de tratamiento para la determinación de la tecnología más adecuada a utilizarse en la torre de MUVIS teniendo en consideración el costo de construcción, costo de extracción de lodos, mayor remoción de contaminantes, si cabe dentro del espacio designado y la facilidad de operación con una matriz de toma de decisiones.

IV. MARCO TEÓRICO

La ciudad de Guatemala se establece en el Valle de la Virgen o de la Ermita en el año 1776 el día 2 del mes de enero, en donde recibe el nombre de "La Nueva Guatemala de la Asunción." Se considera que ha sido un importante centro de poder y cohesión de la región (Instituto Guatemalteco de Turismo, [S.F.](#)). En el año 2018 se realizó el último censo del país, indicando que la ciudad de Guatemala cuenta con una población de 3,015,081 habitantes (Instituto Nacional de Estadística Guatemala, [2018](#)), que forma parte de más de la mitad de la población urbana del país (Naciones Unidas, [2021](#)). Para algunos habitantes de la ciudad de Guatemala existe déficit de vivienda, ya que la Cámara de la Construcción (CGC) y Anacovi anuncian en el año 2021 que existe un déficit de vivienda en Guatemala de 2.2 millones, esta cantidad incluye la falta de una unidad habitacional, contar con una pero en condiciones inadecuadas o que hagan falta servicios básicos (Bolaños, [2021](#)). Este problema lleva ya algunos años en el país incluyendo la capital de Guatemala.



Figura 1. Déficit habitacional en Guatemala

(Gándara, [2022](#)).

A. Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS)

Este proyecto se inició en el año 2019 buscando beneficiar a familiares guatemaltecos con ingresos menores a cuatro salarios mínimos que no cuentan con casa propia o que habitan en espacios que no cuentan con servicios básicos. Se conoce que 1.6 millones de familias viven en condiciones inadecuadas y otras carecen de hogar propio, el objetivo principal de los MUVIS es que más familias puedan acceder a una residencia propia y céntrica, reduciendo el tiempo y costo de transporte a

demás de mejorar la calidad de vida de quienes los adquieren (Pimentel, 2022).

Esta vivienda es de fácil accesibilidad económica y de alta calidad, construidas en áreas metropolitanas con ubicaciones que garantizan la cercanía al transporte público. Este proyecto está promovido por Cementos Progreso, el gobierno central, municipalidad capitalina, desarrolladores o inversionistas, el sistema financiero y constructores. El requisito para poder adquirir una vivienda es que no se cuente con una propiedad propia y que los ingresos sean menores o iguales a cuatro salarios mínimos (Pimentel, 2022).

Puede verse que en dos años, 2019 y 2021 se tuvo un incremento de 0.6 millones en el déficit habitacional, por lo que puede verse la necesidad de implementar nuevos proyectos de Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenibles, esta es la razón por la que se busca analizar las diferentes alternativas de tratamiento de aguas residuales en un MUVIS y no en algún otro proyecto constructivo.

1. Caracterización de la torre de MUVIS. El consejo de la municipal de la Ciudad de Guatemala publicó el Acuerdo Com-10-2019 el cual es el reglamento del régimen especial para el Desarrollo de Vivienda prioritaria. El Acuerdo cuenta con cuatro capítulos. El capítulo I son las disposiciones generales, el capítulo II son las disposiciones técnicas y procedimentales e incentivos, el capítulo III habla de los incentivos y finalmente el capítulo IV son las disposiciones finales. En el artículo 3 "Ámbito de aplicación" del capítulo I se encuentran el reglamento que se aplica a proyectos de viviendas con las características:

a. Que las unidades habitacionales se obtengan por familias guatemaltecas de escasos recursos que carezcan de bienes inmuebles y cuyos ingresos del núcleo familiar sean como máximo de cuatro salarios mínimos mensuales, solamente se puede adquirir una vez una vivienda prioritaria (Pimentel, 2022).

b. Proyectos de vivienda en tipología de edificios de apartamentos destinados y asequibles a las familias priorizadas en el reglamento (Pimentel, 2022).

c. Que las unidades sean adecuadas en su tamaño y precio para atender las características socio-económicas de las familias guatemaltecas que son prioritarias. Se deben diseñar las habitaciones con un máximo de dos personas por unidad, los que deben de estar separados del resto de los ambientes por muros estructurales de carga, tabiques y/o mobiliarios fijos (Pimentel, 2022). Además de estas características se deben seguir o cumplir con los siguientes parámetros:

1) Como mínimo el sesenta por ciento del total de las unidades habitacionales deberá contar con dos dormitorios donde se proyecte que puede ubicarse un tercer dormitorio y el área total de las habitaciones deberá ser igual o superior a cuarenta y seis metros cuadrados, se puede ubicar un dormitorio adicional a partir de un área de cincuenta y cinco metros cuadrados (Pimentel, 2022).

2) Como máximo el cuarenta por ciento del total de las unidades habitacionales podrá tener áreas desde los treinta y seis metros cuadrados hasta cuarenta y cinco metros cuadrados. Estas unidades deben contar con dos dormitorios (Pimentel, 2022).

3) Como máximo el diez por ciento del total de las unidades habitacionales podrá tener áreas desde los treinta metros cuadrados hasta treinta y cinco metros cuadrados debiendo contar con un dormitorio. El área mínima autorizable será de treinta metros cuadrados (Pimentel, 2022).

d. Todas las unidades habitacionales tienen que tener como mínimo un servicio sanitario completo, el cual comprende, una ducha, un inodoro y un lavamanos. Deben de estar equipados con artefactos ahorradores de consumo de agua. Tienen que tener también una sala, un comedor y una cocina. Puede ser un solo espacio que comprenda la sala, comedor y cocina pero debe tener un área mínima de once punto treinta y cinco metros cuadrados ($11.35m^2$), y que el lado mínimo sea de dos punto setenta metros (2.70 m), (Pimentel, 2022).

e. Las gradas de circulación de uso común del proyecto deberán tener un ancho mínimo de un metro veinte centímetros (1.20 m) por tramo y sus descansos respectivos (Pimentel, 2022).

f. Los proyectos deberán construirse en predios y/o superficies asignadas con zona general G5, G4, G3 y encontrarse a una distancia máxima de quinientos sesenta metros (560 m) de la red de transporte público autorizada por la Municipalidad de Guatemala y/o autoridad nacional competente (Pimentel, 2022).

Debido a que este trabajo de graduación está enfocado en evaluar distintas tecnologías de tratamiento para las aguas residuales de los Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible y que estos generan aguas residuales tipo ordinario se estarán evaluando las siguientes tecnologías: Reactor Aerobio de Flujo Ascendente (baja gama), lodos activados (gama media) y bioreactor de membranas - MBR (alta gama). Por lo que en las siguientes secciones se abarcarán algunos conceptos sobre las aguas residuales, características, códigos y acuerdos gubernativos, fases del tratamiento y por último una mayor descripción de las tecnologías previamente mencionadas.

B. Aguas residuales

Estas son aguas que contienen desechos sólidos o disueltos que contaminan ya que provienen de domicilios, industrias, ganadería, agricultura u otra actividad humana (Acción contra el hambre, 2017). El tratamiento de agua residuales es necesario para remover y reducir cargas contaminantes, además que las aguas residuales pueden ser fuente de nutrientes y de materiales que son recuperables (energía, abono, etc.) (Gobierno de la Ciudad de México., S.F.).

1. Aguas residuales de tipo ordinario. "Son aguas residuales generadas por las actividades domésticas, tales como uso en servicio sanitario, pilas, lavamanos, lavatrastos, lavado de ropa y otras similares, así como la mezcla de las mismas que se conduzcan a través de un alcantarillado"(Secretaría General de la Presidencia, 2006).

C. Consecuencias del consumo de aguas residuales

Se estima que anualmente se producen 380000 millones de metros cúbicos de agua no tratada a nivel mundial, causando 361000 muertes de niños y niñas menores de cinco años al año por consumo de estas aguas no tratadas. Consumir estas aguas hace que 1,800 millones de personas tengan riesgo de enfermarse de cólera polio o disentería. Al menos 502,000 muertes se producen por la diarrea generada por tomar agua que no es potable. Debido a la inaccesibilidad de agua potable se estima que mundialmente un niño muere cada 90 segundos (Acción contra el hambre, 2017).

D. Consecuencias ambientales por descargas de aguas residuales a cuerpos de agua

Descargar aguas residuales sin tratamiento provoca la contaminación de los cuerpos de agua las receptan. Esto provoca la contaminación reduciendo la calidad de las aguas superficiales y subterráneas. Esto pone en riesgo la salud de los consumidores y la integridad de los ecosistemas (Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2014).

E. Características de aguas residuales

Se han determinado diferentes parámetros para determinar las características de aguas residuales, siendo estos: temperatura, potencial de hidrógeno (pH), grasas y aceites, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), sólidos suspendidos totales, nitrógeno total, fósforo total, arsénico, cadmio, cianuros, cobre, cromo hexavalente, mercurio, níquel, plomo, zinc, coniformes fecales, color aparente, turbiedad, conductividad, salinidad, alcalinidad, acidez, grupo del azufre, cloruros, fluoruros, hierro, magnesio, sílice, sodio, potasio y corrosividad (Ministerio de Ambientes y Recursos Naturales, 2011; Muñoz, 2008)

F. Situación del saneamiento en Guatemala

En Guatemala puede observarse que en los departamentos con altos índices de pobreza el saneamiento es deficiente, mientras que los departamentos que cuentan con indicadores mayores la cobertura de saneamiento es mayor. Así mismo, se estima que el uso domestico de agua genera 668 millones de metros cúbicos de aguas residuales, en dónde solamente el 10 por ciento de las aguas residuales que se recolectan por medio de redes de alcantarillado es tratado. La cobertura nacional de alcantarillado es solamente del 38 por ciento, otro porcentaje de población utiliza letrina, pozo ciego, excusado lavable e inodoro conectado a fosa séptica (Gobierno de Guatemala, S.F.).

G. Normativa legal para tratamiento y saneamiento en Guatemala

1. Código de salud. En el capítulo IV "SALUD Y AMBIENTE" sección III se establece la eliminación y disposición de excretas y aguas residuales en dónde el artículo 96. Construcción de obras de tratamiento indica que es responsabilidad de las Municipalidades o de los usuarios construir obras para el tratamiento de aguas negras y servidas con el fin de evitar la contaminación de fuentes de agua, así mismo, indica que el Ministerio de Salud deberá brindar asistencia técnica en aspectos que se vinculen a la construcción, mantenimiento y funcionamiento de las obras de tratamiento (Congreso de la República de Guatemala, 1997).

Dentro del mismo capítulo, el artículo 97. "Descarga de aguas residuales" indica que queda prohibido la descarga de contaminantes de origen industrial, agroindustrial y utilizar aguas residuales que no se han tratado sin previo dictamen favorable del Ministerio de Salud, la Comisión Nacional del Medio Ambiente (CONAMA) y la autorización del Consejo Municipal de la jurisdicción o jurisdicción de municipalidades afectadas. También indica que está prohibido la descarga de aguas residuales no tratadas a cuerpos de agua como ríos, riachuelos, lagos, u otros ya sean superficiales o subterráneos (Congreso de la República de Guatemala, 1997).

2. Código civil. El artículo 479 indica las construcciones no permitidas. No se puede construir a menos de dos metros de distancia de una pared ajena o medianera, pozos, aljibes, letrinas, cloacas, acueductos, fraguas, chimeneas, hornos, depósitos de agua, establos ni depósitos de materias corrosivas, sin construir obras de resguardo necesarias y con sujeción a cuantas condiciones estén en los reglamentos de policía y de sanidad. Este artículo fue reformado por el artículo 16 del Decreto-Ley Número 218 (Sigüenza, 2010).

3. Ley de protección y mejoramiento del medio ambiente. Se establece en el capítulo II "DEL SISTEMA HIDRÍCO" que el Gobierno debe velar por el mantenimiento de la cantidad de agua para uso humano y actividades en donde el empleo de la mismas sea indispensable por lo que se establecieron reglamentos que corresponden a:

- 1) Evaluar la calidad del agua y si puede ser aprovechable por medio de análisis periódicos sobre sus características físicas, químicas y biológicas.
- 2) Ejercer control para no causar deterioro ambiental con el uso o aprovechamiento del agua.
- 3) Revisar permanentemente los sistemas que disponen aguas servidas o contaminadas para que estas cumplan con las normas de saneamiento ambiental e higiene y fijar los requisitos.
- 4) Determinar los casos de manera técnica en que debe producirse o permitirse el vertimiento de basuras, desechos, residuos o desperdicios a una fuente receptora considerando las normas de calidad de agua.
- 5) Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)
- 6) Demanda química de oxígeno (DQO)
- 7) Sólidos suspendidos totales
- 8) Nitrógeno total
- 9) Fósforo total
- 10) Arsénico
- 11) Cadmio

(Ministerio de Ambientes y Recursos Naturales, 2011).

4. Código municipal de Guatemala. En los artículos 68. Competencias propias del municipio, 142. Formulación y ejecución de planes y 147. Licencia o autorización municipal de urbanización, del Código Municipal de Guatemala, se establece que se debe de proporcionar y respetar los servicios de alcantarillado, drenajes generales y conexiones domiciliarias (Contraloría General de Cuentas Guatemala C.A., 2002).

5. Acuerdo Gubernativo No. 236-2006. El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales acuerda el Reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y la disposición de lodos.^{en} el Acuerdo Ministerial 236-2006. Del capítulo I al capítulo XII se habla de las disposiciones generales, definiciones, estudio técnico, caracterización, parámetros para aguas residuales y valores de descarga a cuerpos receptores, parámetros para aguas residuales y valores de descarga al alcantarillado público, parámetros de aguas para reuso, parámetros para lodos, seguimiento y evaluación,

prohibiciones y sanciones, disposiciones finales y las disposiciones transitorias (Secretaría General de la Presidencia, 2006).

En este acuerdo gubernativo se establecen los límites máximos permisibles de descarga a cuerpos receptores y a alcantarillado público. En este caso se estarán describiendo los valores de los límites máximos permisibles de descarga al alcantarillado público los cuales se encuentran en el capítulo IV, artículos 25, 26, 27 y 28 (Secretaría General de la Presidencia, 2006).

a. Capítulo 25. Parámetros. Los parámetros de medición para determinar las características de las aguas residuales vertidas al alcantarillado público son los siguientes: temperatura, potencial de hidrógeno (pH), grasas y aceites, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno (DBO) a los cinco días a veinte grados Celsius, demanda química de oxígeno (DQO), sólidos suspendidos totales, nitrógeno total, fósforo total, arsénico, cadmio, cianuros, cobre, cromo hexavalente, mercurio, níquel, plomo, zinc, coniformes fecales y color (Secretaría General de la Presidencia, 2006).

b. Capítulo 26. Modelo de reducción progresiva de cargas de demanda bioquímica de oxígeno para descargas al alcantarillado público. Se cuenta con cuatro etapas para poder llegar al cumplimiento óptimo dentro de este capítulo, sin embargo, se tomarán los datos de la última etapa siendo esta ya que es el valor al que se espera que todas las descargas lleguen.

Cuadro 1
Demanda bioquímica de oxígeno para descargas al alcantarillado público

	Etapas	Cuatro
	Fecha máxima de cumplimiento	02/05/2024
	Duración años	4
Carga (kg/día)	3000 < EG < 4000	4000 < EG < 7000
Reducción porcentual	40	60

(Secretaría General de la Presidencia, 2006)

* EG = carga del ente generador correspondiente, en kilogramos por día (kg/día).

c. Capítulo 27. Parámetro de calidad asociado de demanda bioquímica de oxígeno. Se debe de cumplir con el parámetro de calidad asociado de demanda bioquímica de oxígeno.

Cuadro 2
Parámetro de calidad asociado a la demanda bioquímica de oxígeno

		Fecha máxima de cumplimiento	02/05/2024
Parámetro	Dimensional	Valor inicial	Etapas cuatro
Demanda bioquímica de oxígeno	(mg/L)	3500	200

(Secretaría General de la Presidencia, 2006)

d. Capítulo 28. Límites máximos permisibles de descargas de aguas residuales al alcantarillado público. Nuevamente se tomarán los valores de la etapa cuatro para el siguiente cuadro.

Cuadro 3
Limites Máximos Permisibles

Parámetros	Dimensionales	Límites máximos permisibles
Temperatura	°C	< 40
Grasas y aceites	mg/L	60
Materia flotante	A/P	Ausente
Sólidos suspendidos	mg/L	200
Nitrógeno total	mg/L	40
Fósforo total	mg/L	10
Potencial de hidrógeno	Unidades de potencial de hidrógeno	6 a 9
Coliformes fecales	Número más probable en cien mililitros	< 1x10 ⁴
Arsénico	mg/L	0.1
Cadmio	mg/L	0.1
Cianuro total	mg/L	1
Cobre	mg/L	3
Cromo hexavalente	mg/L	0.1
Mercurio	mg/L	0.01
Níquel	mg/L	2
Plomo	mg/L	0.4
Zinc	mg/L	10
Color	Unidades platino cobalto	500

(Secretaría General de la Presidencia, 2006)

*°C = grados celcius. *A/P = Ausencia/Presencia. *mg/L = miligramos por litro.

6. Acuerdo Ministerial No. 105-2008. Este documento es un manual general del reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y de la disposición de lodos, en dónde el capítulo I es una guía para la preparación del estudio técnico. El estudio técnico es un instrumento que permite la aplicación de las disposiciones establecidas en el Reglamento de las Descargas y Reuso de Aguas Residuales y de la Disposición de Lodos publicado en el Acuerdo Gubernativo 236-2006, que permite a través del mismo evaluar el control y seguimiento del desempeño ambiental del ente generador y la persona que hace las descargas al alcantarillado público. Así mismo, permite conocer las condiciones actuales y las medidas a tomar en las próximas etapas para el seguimiento y control, siendo un elemento importante la caracterización de las aguas residuales y aguas de reuso. El capítulo II trata sobre la toma de muestras de aguas residuales, aguas para reuso y lodos. El capítulo III instruye sobre la medición de caudales. El capítulo IV habla sobre cálculo de cargas. La aplicación del modelo de reducción progresiva de cargas de demanda bioquímica de oxígeno se explica en el capítulo V. En el capítulo VI es de la deducción especial de valores en parámetros de demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos. Por último, las aplicaciones específicas para municipalidades o empresas encargadas del tratamiento de aguas residuales del alcantarillado público y las urbanizaciones existentes no conectadas al alcantarillado público se establecen en el capítulo VII (Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales, 2008).

7. Acuerdo Ministerial No. 418-2013. Los artículos I y II del Acuerdo Ministerial 418-2013 indican que se aprueba la Política Nacional del Sector de Agua Potable y Saneamiento que fue elaborada por el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, coordinados con las instituciones del sector de agua potable y saneamiento de Guatemala; y que corresponde al Ministerio de Salud

Pública y Asistencia Social, difundir, impulsar y dar seguimiento a la Política Nacional del Sector de Agua Potable y Saneamiento (Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, 2013).

8. Acuerdo Ministerial No. 8-2016. Este acuerdo es una "norma técnica que establece el procedimiento para emitir dictamen sanitario sobre proyectos de construcción, preparación y/o modificación de plantas de tratamiento de aguas residuales"(Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social, 2016).

H. Sistema de tratamiento de aguas residuales

El tratamiento de aguas residuales es un servicio en el que se separa la carga orgánica que contienen las aguas residuales, en donde se elimina al máximo la cantidad de residuos y contaminantes. El agua tratada tiene como beneficio adicional el agua potable al ser utilizada para riego (FONATUR Infraestructura, 2018). Es importante mencionar que existen niveles de tratamiento de aguas residuales y el grado o nivel de tratamiento que se requiere para un agua residual depende de los límites del vertido para el efluente (Ramalho, 2021). A continuación se describen los niveles de tratamiento que puede tener un sistema de tratamiento de aguas residuales.

1. Pre tratamiento. Tiene el objetivo de proteger las instalaciones al preparar o acondicionar las aguas residuales, dar el funcionamiento adecuado a las obras de tratamiento y eliminar o reducir condiciones indeseables tales como la eliminación de sólidos gruesos por rejillas o tamices, el desmenuzamiento de sólidos por trituradores, eliminación de arenas y gravas por los desarenadores, eliminar grasas y aceites con desengrasadores o trampas de grasa, y el control de olor y mejoramiento del comportamiento hidráulico por la preparación (Rojas, 2002).

2. Primario. Su objetivo es remover por medios físicos o mecánicos gran parte del material sedimentable o flotante. Este tratamiento también es capaz de remover entre el 25 por ciento al 40 por ciento de DBO y entre el 50 por ciento al 65 por ciento de los sólidos suspendidos. Algunos tipos son la sedimentación primaria, flotación, precipitación química, filtros gruesos, oxidación química, coagulación, floculación, sedimentación y filtración (Rojas, 2002).

3. Secundario. Este proceso tiene como objetivo reducir y/o convertir la materia finamente disuelta en sólidos sedimentables floculentos que puedan ser separados por sedimentación en tanques de decantación. La DBO se remueve entre el 85 por ciento y 95 por ciento. Este tratamiento se encuentra compuesto por filtración biológica, lodos activados, lagunas y otros (Rojas, 2002).

4. Terciario. Complementa los procesos anteriores para lograr efluentes más puros, con una carga contaminante menor y que pueda usarse como recarga de acuíferos, recreación, agua industrial, entre otros. Las sustancias que por lo general se remueven en este tratamiento son fosfatos y nitratos, huevos y quistes de parásitos, sustancias tóxicas, bacterias y virus, algas, radionuclidos, entre otros. El tratamiento está formado por procesos físicos, químicos y biológicos (Rojas, 2002).

5. Lodos. Antes de su disposición final deben de acondicionarse por el alto contenido de materia orgánica putrescible que no deben de ser dispuestos libremente. Típicamente se realizan los procesos de concentración siendo estos el espesamiento, digestión, acondicionamiento, deshidratación o secado, incineración y oxidación. Lo que busca el tratamiento es reducir apreciablemente el contenido de materia orgánica volátil, aumentar el contenido de sólidos fijos, reducir el contenido de humedad, drenaje de agua contenida en los lodos y reducir los gases contenidos en estos (Rojas, 2002).

I. Tecnologías de tratamiento

1. Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) con un filtro biológico de flujo ascendente (BAF). Los reactores anaerobios de flujo ascendente son de los más usados en países con temperatura cálida, ya sea como unidades individuales o con alguna forma de post tratamiento. En los RAFA la biomasa crece en el líquido y no en algún medio de crecimiento. Esta tecnología tiene dos principios fundamentales, el primero es que el sistema debe de tener la habilidad de generar una biomasa de alta actividad. La biomasa puede ser en forma de flocúlos o gránulos, el cultivo de un lodo anaerobio de buena calidad se logra a través de un cuidadoso proceso de activación en dónde se selecciona la biomasa por medio de un lavado dentro del sistema en donde solo queda dentro de este los lodos de mejor calidad que son los más pesados y no se escapan. El segundo principio fundamental de los procedimientos es la presencia dispositivo de separación de gases y sólidos, el cual se ubica en la parte superior del reactor. El objetivo principal de este dispositivo es la separación de los gases contenidos en la mezcla líquida, de modo que se crea una zona que favorece la sedimentación (Sperling & Lemos, 2005).

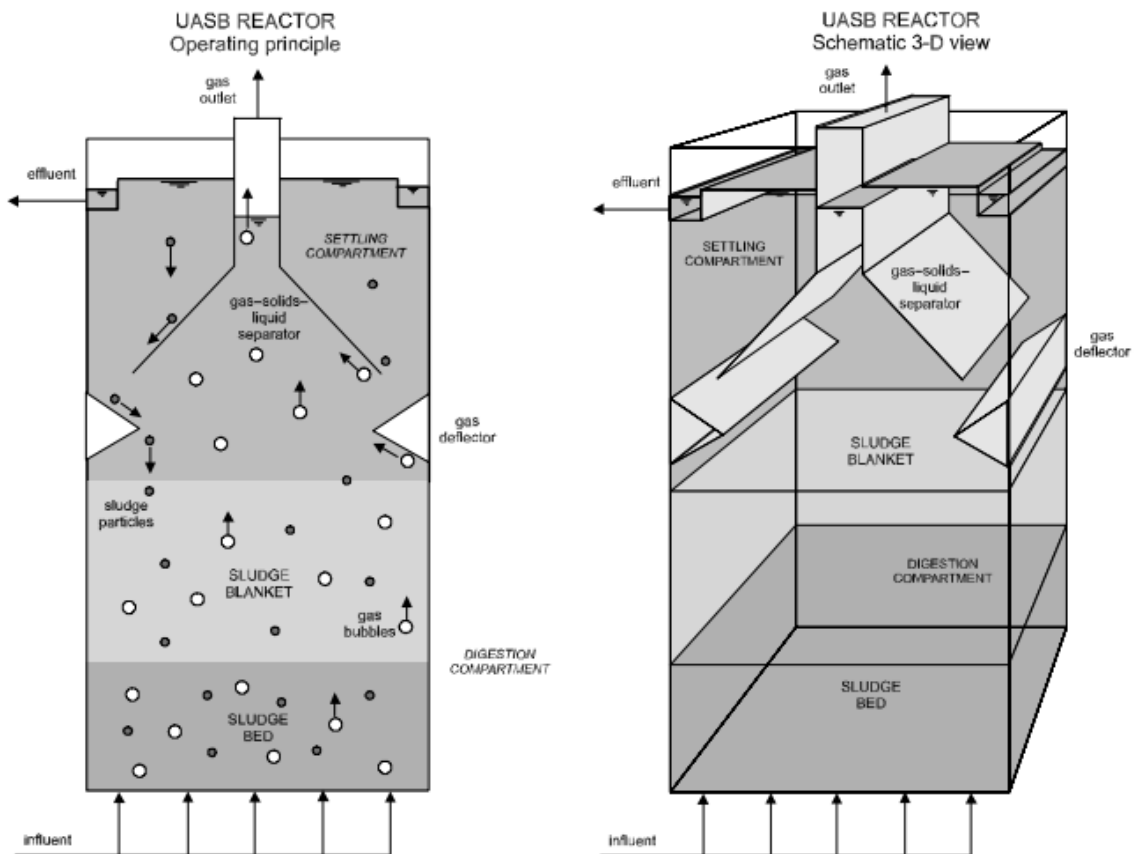


Figura 2. Esquema de un Reactor de Flujo Ascendente RAFA

(Sperling & Lemos, 2005).

Los biofiltros aerobios o conocido en ingles cómo biological aerated filter (BAF), son procesos de crecimientos adheridos aeróbicos sumergidos para tratar el agua. Un análisis de diseño de proceso BAF es un sistema de tratamiento de alta velocidad que emplea funciones duales de oxidación

biológica de DBO y/o amoníaco y eliminación física de partículas y sólidos coloidales mediante absorción y filtración (Metcalf & Eddy, 2014). Los BAF pueden modificarse para poder contar con una zona anóxica. Esta zona se puede crear introduciendo el agua residual en la parte inferior del filtro con un flujo ascendente y colocando el aparato de aireación arriba del afluente de agua para crear la zona anóxica por debajo de la bomba de aire y la zona aeróbica por encima de la bomba (Ha & Ong, 2007).

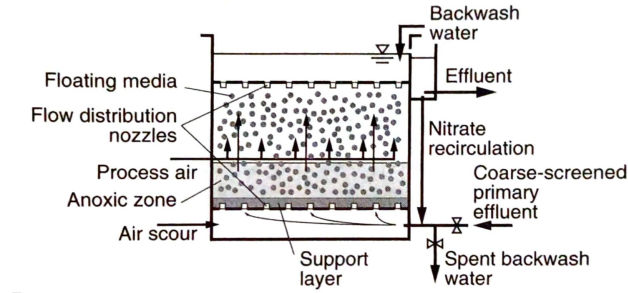


Figura 3. BAF con zona anóxica

(Metcalf & Eddy, 2014).

2. Lodos activados. El tratamiento por lodos activados consiste en cumplir con los componentes, un reactor en donde los microorganismos quedan suspendidos y aireados, una unidad de separación de sólidos y líquidos (generalmente es una unidad de sedimentación), y un sistema de reciclaje para retornar los sólidos removidos en la unidad de sedimentación al reactor. Estos componentes pueden ilustrarse en la siguiente figura (Metcalf & Eddy, 2014).

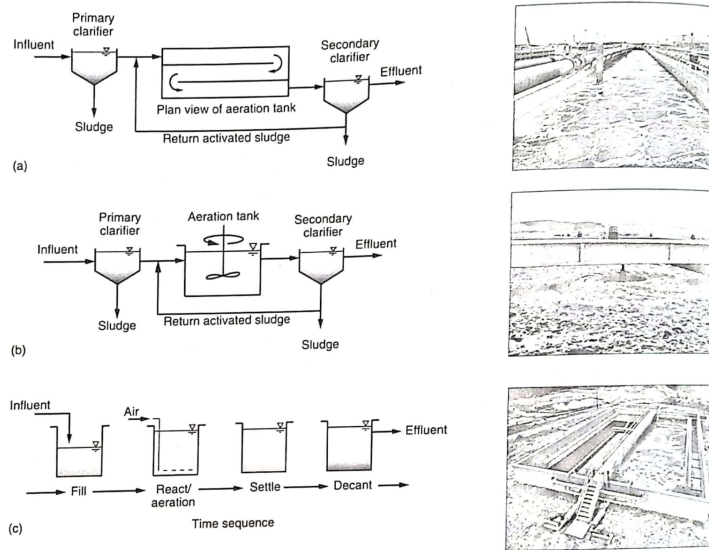


Figura 4. Procesos típicos con diferentes tipos de reactores de lodos activados: a) diagrama del proceso y vista del reactor de flujo pistón, b) diagrama del proceso y vista del reactor de mezcla completa, y c) diagrama del proceso y vista del reactor de lote de secuenciación

(Metcalf & Eddy, 2014).

Una importante característica de los lodos activados es la formación de sólidos feculentos sedimentables que pueden ser removidos por la gravedad en tanques de sedimentación. En muchos casos el proceso realizado por los lodos activados se trabaja en conjunto con tratamientos preliminares, primarios y post tratamientos como desinfección y posible filtración (Metcalf & Eddy, 2014). Existen diferentes variantes del sistema de lodos activados que pueden calificarse de la siguiente manera:

- a. Según la edad de los lodos: lodos activados convencionales y aeración extendida.
- b. Según el flujo: flujo continuo y flujo intermitente.
- c. Según los objetivos de tratamiento: remoción de carbono (DBO) y remoción de carbono y nutrientes (DBO, N, P).

La eliminación biológica de nutrientes -EBN- es un tema que está adquiriendo cada vez más importancia en el diseño de sistemas de lodos activados. La EBN se está utilizando de forma sistemática en nuevos proyectos y las plantas de tratamiento existentes se están adaptando para cumplir con esta función. Dependiendo de la configuración del sistema de lodos activados pueden ocurrir las siguientes remociones relacionadas al nitrógeno: nitrificación: oxidación del amoníaco a nitrito y luego a nitrato. Desnitrificación: conversión de nitrato en nitrógeno gaseoso (Sperling & Lemos, 2005).

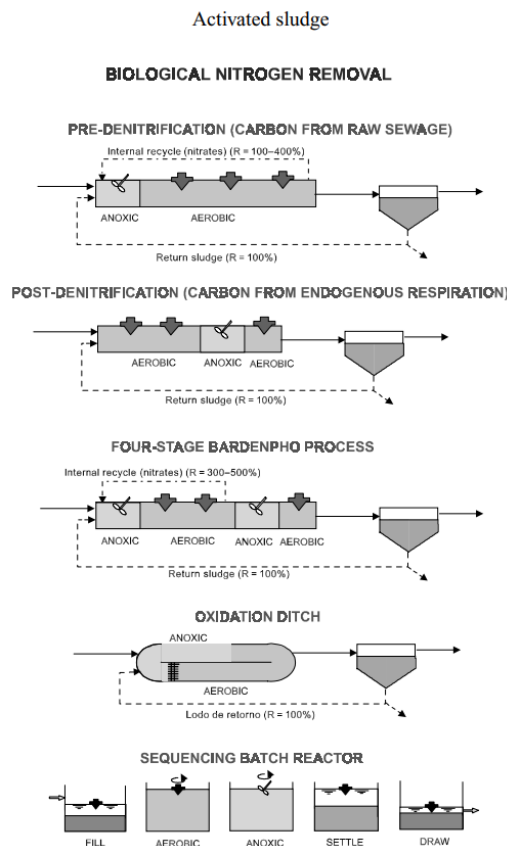


Figura 5. Procesos principales para la remoción biológica de nitrógeno

(Sperling & Lemos, 2005).

3. Biorreactor de Membranas - MBR. Los biorreactores de membrana combinan un proceso biológico de depuración con tecnología de membrana lo que permite conseguir un efluente de gran calidad, comparable con los procesos que se utilizan en un tratamiento terciario. Los tipos de membrana pueden ser de ultrafiltración y microfiltración, estos deben de cumplir con los siguientes requisitos: deben ser inertes y no biodegradables; deben ser fáciles de limpiar y de regenerar; deben ser resistentes a los agentes químicos, presiones y temperaturas elevadas; la distribución de los poros debe ser uniforme y contar con elevada porosidad; las membranas deben ser neutras o presentar carga negativa para evitar la abrosión de los microorganismos; deben ser duraderas y fáciles de sustituir (Osorio F. Torres J. and Sánchez M., 2010).

Existen dos procesos diferenciados dependiendo de la disposición de la membrana, si el módulo de membrana se encuentra en el interior del reactor biológico son biorreactores de membrana sumergidos, pero si la membrana se encuentra en el exterior son biorreactores de membrana externos. En los biorreactores de membrana sumergida, la membrana se encuentra situada en el mismo reactor biológico, se encuentra en contacto directo con el licor de mezcla. La fuerza impulsora a través de la membrana es alcanzada presurizando el biorreactor o creando presión negativa en el lado filtrado de la membrana. La limpieza de la membrana puede realizarse a través de frecuentes contralavados con aire y agua tratada, algunas veces mediante contralavados con o sin soluciones químicas. La mayoría de las veces se coloca un difusor de aire justo debajo del módulo de la membrana para suministrar el aire necesario para homogeneizar el contenido del tanque, para el proceso biológico y para la apropiada limpieza de la membrana, un esquema puede verse en la Figura 7 (Osorio F. Torres J. and Sánchez M., 2010).

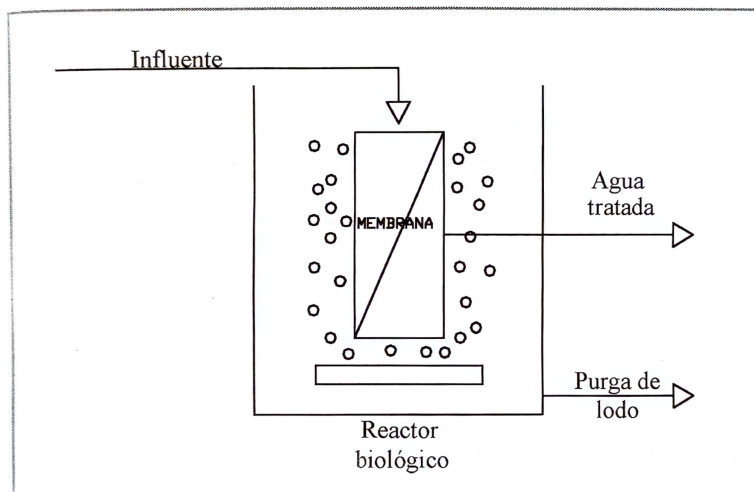


Figura 3.8. Esquema biorreactor de membrana sumergida.

Figura 6. Esquema de un biorreactor de membrana sumergida

(Osorio F. Torres J. and Sánchez M., 2010)

La configuración del biorreactor de membrana con recirculación o membrana externa implica que el licor de mezcla es bombeado desde el biorreactor hasta la unidad de membrana que se dispone externamente al reactor biológico. La fuerza impulsora es la presión generada por la alta velocidad del flujo a través de la superficie de la membrana. Luego de esto se hará una recirculación al reactor biológico del fango ya concentrado. En la figura 8 se puede ver un esquema de esta configuración (Osorio F. Torres J. and Sánchez M., 2010).

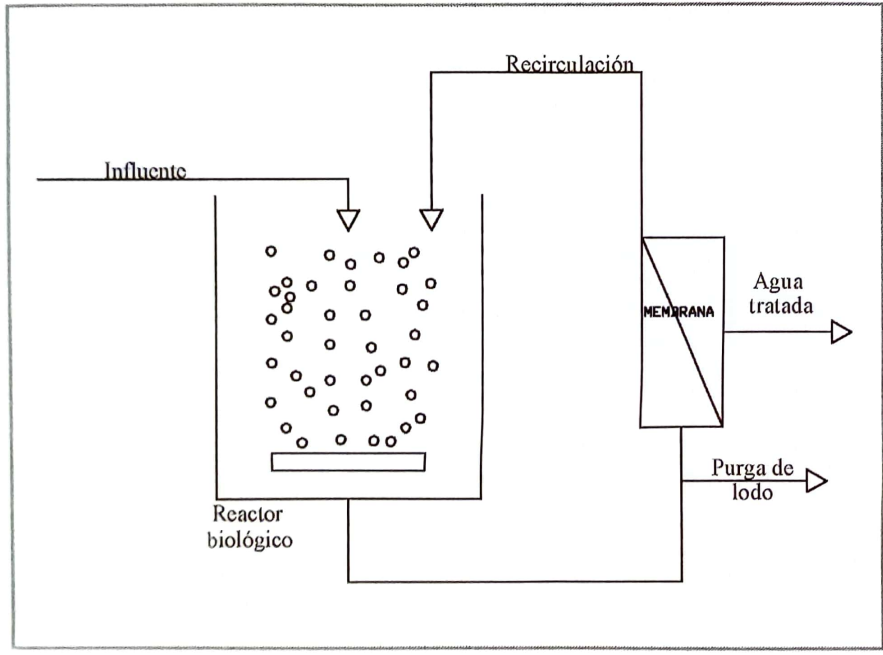


Figura 7. Esquema de un biorreactor de membrana externa

Figura 3.9. Esquema biorreactor de membrana con recirculación externa.

(Osorio F. Torres J. and Sánchez M., 2010).

V. Resultados

Se realizó la estimación del caudal tras el diseño del modelo 3D de la torre de MUVIS obteniendo un caudal de 48,600 L/día como se puede ver en la siguiente figura.

Dotaciones recomendadas según EMPAGUA

CAPITULO 7

DOTACIONES RECOMENDADAS

Tipo	Factor
Habitacional o multifamiliar	
• Residenciales (>700 m ²)	1 dormitorio = 500 L / apartamento / día
• Urbanizaciones	2 dormitorios = 850 L / apartamento / día
• Apartamentos o vivienda multifamiliar (200 L/hab/día)	3 dormitorios = 1200 L / apartamento / día
	4 dormitorios = 1350 L / apartamento / día
• Visitantes	25 litros / visitante / día
• Dotación por habitante	200 litros / persona / día
• Áreas comunes o amenities	3 litros / m ² / día

(EMPAGUA, 2020)

Cálculo de caudal para los Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible

	3 habitaciones	2 habitaciones	Caudal 3 hab (L/día)	Caudal 2 hab (L/día)	Caudal total (L/día)
Nivel 1	2	2	2400	1700	4100
Nivel 2	6	2	7200	1700	8900
Nivel 3	6	2	7200	1700	8900
Nivel 4	6	2	7200	1700	8900
Nivel 5	6	2	7200	1700	8900
Nivel 6	6	2	7200	1700	8900
Total de habitaciones por separado	32	12		Total (L/día)	48600
	Total habitaciones	44			

(Elaboración propia)

Figura 8. Estimación del caudal con dotaciones dadas por EMPAGUA

Los diagramas de flujo de las tecnologías se presentan en las siguientes figuras.



Figura 9. Diagrama de flujo de la primera tecnología

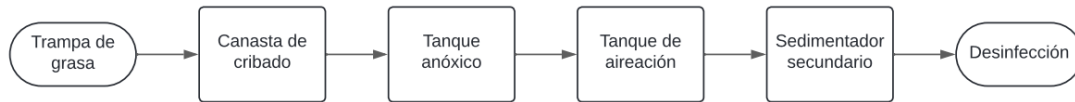


Figura 10. Diagrama de flujo de la segunda tecnología



Figura 11. Diagrama de flujo de la tercera tecnología

Tras realizar los cálculos del pretratamiento se obtuvieron los siguientes resultados en el dimensionamiento.

Cuadro 4
Dimensionamiento del pretratamiento

	Trampa de grasa	Canasta de cribado
Volumen	0.456 m ³	0.007 m ³
Área	0.57 m ²	0.019 m ³
Espacio entre barras		12.5 mm

Pueden observarse en el cuadro, el volumen y área de la trampa de grasa y de la canasta de cribado. En el caso de la canasta de cribado también puede observarse el espacio entre las barras.

En las tres tecnologías se utilizaron los mismos caudales y concentraciones que pueden verse en el siguiente cuadro.

Cuadro 5
Afluente para todas las tecnologías

Afluente	Características	Elemento	Valor	Unidades
Aguas residuales Sin tratamiento	Caudal	Promedio	0.51	L/s
		Máximo	1.01	L/s
		Mínimo	0.25	L/s
Características Físico-químicas	Concentración	DBO5	300	mg/L
		TSS	350	mg/L
		NT	45	mg/L
		PT	7	mg/L

Se obtuvieron los siguientes resultados para la primera tecnología de tratamiento: reactor anaerobio de flujo ascendente como tratamiento secundario (RAFA) y un biofiltro aerobio con flujo ascendente como tratamiento terciario (BAF).

Cuadro 6
Resumen del diseño para la primera tecnología (RAFA)

	Características	Valor	Unidad
Dimensiones	Volumen	16.25	m ³
	Largo	1.9	m
	Ancho	1.9	m
	Alto	4.5	m
	TRH	8.91	horas
	Producción de metano	4.72	m ³ /day
	Producción de biogás	6.29	m ³ /day
	Producción de lodos	0.12	m ³ /day
Bomba de agua	flujo ascendente	0.5	HP

*TRH: tiempo de retención hidráulico

Cuadro 7
Resumen del diseño la primera tecnología (BAF)

Características	Valor	Unidad
Altura fase anóxica	2.2	m
Altura fase arobica	3.8	m
Diámetro	1.1	m
TRH	3.2	horas
Recirculación de nitrógeno	300	Por ciento
Bomba de aireación	0.5	HP
Bomba de agua	0.5	HP

*TRH: tiempo de retención hidráulico

Cuadro 8
Efluente de la primera tecnología (RAFA+BAF)

Concentración	DBO5	70.35	mg/L
	TSS	138.67	mg/L
	NT	9.45	mg/L
	PT	7	mg/L

En los cuadros presentados anteriormente sobre el diseño del RAFA+BAF, se muestra el resumen del diseño de la tecnología 1. En los anexos se muestra el procedimiento completo de los cálculos.

Se obtuvieron los siguientes resultados para la segunda tecnología de tratamiento: lodos activados con pre-desnitrificación + sedimentador secundario.

Cuadro 9

Resumen del diseño de la segunda tecnología (lodos activados con pre-desnitrificación + sedimentador secundario)

	Características	Valor	Unidad
	Edad de los lodos	6.49	días
	MLVSS adoptado	3000	mg/L
	MLVSS resultante	3869.10	mg/L
Dimensiones	Volumen	10.79	m ³
Reactor	Largo	2.08	m
Total	Ancho	2.08	m
	Alto	2.5	m
	TRH	5.92	horas
	Relación de retorno de lodos	100	por ciento
Aireación	Cantidad de aire Requerido teórico	0.03	m ³ /day
	Cantidad de aire requerido actual	0.021	m ³ /day
	Cantidad de aire requerido FS	0.041	m ³ /day
	Requerimiento de energía	1.801	HP
	Energía instalada	2	HP
Exceso de lodos,	MLSS	3896.104	mg/L
Remoción desde el reactor	Caudal de remoción	0.648	m ³ /day
Dimensiones	Volumen	7.26	m ³
Clarificador	Largo	2.2	m
Secundario	Ancho	1.1	m
	Alto	3	m
	TRH	3.98	horas

*TRH: tiempo de retención hidráulico *FS: factor de seguridad

Cuadro 10

Efluente de la segunda tecnología (lodos activados con pre-desnitrificación + sedimentador secundario)

Concentración	DBO5	100	mg/L
	TSS	45.5	mg/L
	NT	3.46	mg/L
	PT	7	mg/L

En los cuadros presentados anteriormente sobre el diseño de los lodos activados con pre-desnitrificación + sedimentador secundario se muestra el resumen del diseño de la tecnología 2. En los anexos se muestra el procedimiento completo de los cálculos.

Se obtuvieron los siguientes resultados para la tercera tecnología de tratamiento: bioreactor de membranas.

Cuadro 11
Resumen del diseño de la tercera tecnología (MBR)

	Características	Valor	Unidad
	TRS	10	días
	MLSS	12000	mg/L
	MLVSS	9500	mg/L
Dimensiones	Volumen	3.78	m ³
Pre-aireación	TRH	2.07	horas
Dimensiones	Volumen	0.72	m ³
Membranas	TRH	0.4	horas
Dimensiones	Volumen	4.5	m ³
Tanque	Largo	1.5	m
Aeróbico	Ancho	1.5	m
	Alto	2	m
	TRH	2.47	horas
Aireación	Oxígeno pre-aireación	49.95	kg/day
	Oxígeno membranas	31.47	kg/day
	Req. energía pre-aieación	0.92	HP
	Energía instalada	1	HP
	Req. energía membranas	0.58	HP
	Energía instalada	1	HP
	Producción de lodos	1.13	m ³ /day

*TRH: tiempo de retención hidráulico

Cuadro 12
Efluente de la tercera tecnología (MBR)

Concentración	DBO5	28.64	mg/L
	TSS	30	mg/L
	NT	3.6	mg/L
	PT	7	mg/L

En los cuadros presentados anteriormente sobre el diseño del bioreactor de membranas se muestra el resumen del diseño de la tecnología 3. En los anexos se muestra el procedimiento completo de los cálculos.

Para el tanque de desinfección se obtuvieron los siguientes resultados.

Cuadro 13
Desinfección por cloración

	Tanque de contacto
Volumen	0.61 m ³
Área	1.23 m ²
Alto	0.5 m
Ancho	0.35 m
Velocidad	3.5 m/min

En el cuadro presentado anteriormente se mostró el resumen de los cálculos para el dimensionamiento del tanque con cloro para desinfección. El resumen de las eficiencias de remoción de nutrientes por tecnología se puede observar en el siguiente cuadro.

Cuadro 14
Eficiencias de remoción de nutrientes, en porcentajes

	TEC. 1	TEC. 2	TEC. 3
DBO5	68.38	66.67	90.45
TSS	76.55	87	91.43
NT	79	80	91.99
PT	0	0	0

*TEC. 1: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente + Biofiltro de flujo Ascendente. *TEC. 2: Lodos activados con pre-desnitrificación + Sedimentador secundario. *TEC. 3: Biorreactor de membranas.

Los resultados de los costos de construcción, costos y frecuencia de extracción de lodos se muestran a continuación. Para realizar esta estimación se tomó el volumen de remoción de suelo, metros cuadrados de construcción por unidad de tratamiento, bombas por utilizarse, tecnologías a utilizarse, con los costos obtenidos de una de la cotización para la construcción de una planta de tratamiento en un proyecto de apartamentos pero los volúmenes y áreas de los planos que pueden verse en anexos para que en conjunto se pudiera ver el costo de construcción.

Cuadro 15
Costos de construcción de la primera tecnología

	Pretratamiento	TEC. 1	Cloración
Volumen de excavación (m3)	1.8	43.6	2
Costo unitario (m3)	Q 182.4	Q182.40	Q182.4
Costo volumen total (m3)	Q335.25	Q 7952.09	360.42
Volumen de extracción (m3)	1.8	43.6	2
Costo unitario (m3)	Q140.94	Q140.94	Q140.94
Costo volumen total (m3)	Q259.05	Q 6,144.56	Q278.50
Bomba de agua		Q30,000	
Bomba de aire / compresor		Q20,000	
Metros cuadrados de construcción (m2)	10	95.1	12.1
Costo unitario (m2)	Q1,470.72	Q1470.72	Q1470.72
Costo volumen total (m2)	Q14,663.08	Q139,858.12	Q17,736.88
Metros cuadrados impermeabilizables (m2)	10	95.1	12.1
Costo unitario (m2)	153.11	Q153.11	Q153.11
Costo volumen total (m2)	Q1,526.51	Q14,560	Q1,846.51
Bomba de cloro			Q5,000
Tubería e instalaciones hidráulicas	Q26,052.10		
Instalaciones	Q38,026.05		
TOTAL	Q324,599.11		

*TEC. 1: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente + Biofiltro de flujo Ascendente.

Cuadro 16
Costos de construcción de la segunda tecnología

	Pretratamiento	TEC. 2	Cloración
Volumen de excavación (m3)	1.5	40.5	2
Costo unitario (m3)	Q 182.4	Q182.40	Q182.4
Costo volumen total (m3)	Q271.96	Q 7389.57	360.42
Volumen de extracción (m3)	1.5	40.5	2
Costo unitario (m3)	Q140.94	Q140.94	Q140.94
Costo volumen total (m3)	Q210.14	Q 5,709.90	Q278.50
Bomba de agua		Q15,000	
Bomba de aire / compresor		Q55,000	
Metros cuadrados de construcción (m2)	6.9	91.6	12.1
Costo unitario (m2)	Q1,470.72	Q1470.72	Q1470.72
Costo volumen total (m2)	Q10,192.09	Q134,747.37	Q17,736.88
Metros cuadrados impermeabilizables (m2)	6.9	91.6	12.1
Costo unitario (m2)	153.11	Q153.11	Q153.11
Costo volumen total (m2)	Q1,061.05	Q14,027.94	Q1,846.51
Bomba de cloro			Q5,000
Tubería e instalaciones hidráulicas	Q26,883.23		
Instalaciones	Q48,441.62		
TOTAL	Q344,157.18		

*TEC. 2: Lodos activados con pre-desnitrificación + Sedimentador secundario.

Cuadro 17
Costos de construcción de la tercera tecnología

	Pretratamiento	TEC. 3	Cloración
Volumen de excavación (m3)	1.5	16.1	2
Costo unitario (m3)	Q 182.4	Q182.40	Q182.4
Costo volumen total (m3)	Q271.96	Q 2,936.64	360.42
Volumen de extracción (m3)	1.5	16.1	2
Costo unitario (m3)	Q140.94	Q140.94	Q140.94
Costo volumen total (m3)	Q210.14	Q 2,269.13	Q278.50
Bomba de agua		Q15,000	
Bomba de aire / compresor		Q50,000	
Metros cuadrados de construcción (m2)	6.9	37.5	12.1
Costo unitario (m2)	Q1,470.72	Q1470.72	Q1470.72
Costo volumen total (m2)	Q10,192.09	Q55,093.17	Q17,736.88
Metros cuadrados impermeabilizables (m2)	6.9	37.5	12.1
Costo unitario (m2)	153.11	Q153.11	Q153.11
Costo volumen total (m2)	Q1,061.05	Q5,735.50	Q1,846.51
Bomba de cloro			Q5,000
Membrana		Q85,000	
Tuberías e instalaciones hidráulicas	Q10,064.20		
Instalaciones	Q45,149.60		
TOTAL	Q323,440.80		

*TEC. 3: Biorreactor de membranas.

Los costos de extracción de lodos y frecuencia se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 18
Costos y frecuencia de extracción de lodos

	TEC.1	TEC. 2	TEC. 3
Frecuencia de extracción	90 días	30 días	30 días
Costo	Q2,700	Q4,860	Q8,482.5
Costo mensual	Q900	Q4,860	Q8,482.5

*TEC. 1: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente + Filtro de flujo Ascendente. *TEC. 2: Lodos activados con predesnitrificación + Sedimentador secundario. *TEC. 3: Biorreactor de membrana.

Para poder determinar cuál tecnología es la más recomendada se realizó matriz de toma de decisiones para compararlas, este cuadro se presenta a continuación. La mejor de las tres tecnologías tendrá un mayor puntaje más cercano a 100, cada criterio le corresponde un valor del 20 por ciento ya que al ser 5 al sumarlo da un total de 100. La tecnología que mejor cumplía el criterio se le asignó el porcentaje completo (20 por ciento), luego a la siguiente se le restaba 5 por ciento y la última el 10 por ciento, obteniendo porcentajes del 20, 15 y 10 por ciento dependiendo de que tan bien cumplían el criterio. El único criterio diferente es el primero en el cual el primero tenía el porcentaje completo que es 20 por ciento, el segundo se le restó 2 por ciento obteniendo 18 por ciento y el tercero que es el que menos cumplía el criterio se le restó el 3 por ciento obteniendo el 15 por ciento ya que los costos de construcción eran muy similares.

Cuadro 19
Matriz de toma de decisiones

Criterio	TEC. 1	TEC. 2	TEC. 3
Costos de construcción	18	15	20
Costos de extracción de lodos	20	15	10
Mayor remoción de nutrientes	10	15	20
Cabe dentro del espacio designado	20	20	20
Facilidad de operación	15	20	10
TOTAL (porcentaje)	83	85	80

*TEC. 1: Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente + Filtro de flujo Ascendente. *TEC. 2: Lodos activados con predesnitrificación + Sedimentador secundario. *TEC. 3: Biorreactor de membrana.

En la antepenúltima fila del cuadro puede observarse que los 3 tienen la misma calificación ya que todas caben dentro del área designada dentro de la torre de MUVIS, esta área se puede ver en los planos que están en anexos.

VI. Discusión

El objetivo general del presente trabajo de graduación es analizar las tecnologías de tratamiento "lodos activados con pre-desnitrificación", "bioreactor de membrana reactor anaerobio de flujo ascendente con un biofiltro aerobio de flujo ascendente", para determinar cuál es la más adecuada a utilizarse en el tratamiento de aguas ordinarias generadas por una torre de Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible (MUVIS) en la ciudad de Guatemala. Estas tecnologías se escogieron ya que se tomaron en consideración todos los aspectos descritos en el Acuerdo com.10-2019, además de que las únicas excavaciones que se realizarían son las de la planta de tratamiento y cimentaciones, por que tenían que ser tecnologías que pudieran estar bajo la losa de piso enterradas y con las que se pudiera acceder con una manguera a hacer el mantenimiento. Debido a que las tres tecnologías pueden construirse bajo tierra y no necesitan de aireación natural se seleccionaron. También fueron seleccionadas ya que una es de baja gama, otra es de gama normal y otra es de alta gama como se explica en el marco teórico. La torre de MUVIS fue diseñada conforme a los parámetros establecidos en el concurso BIMjr de Mixto Listo ya que fueron parámetros abiertos a todo el público. El factor de retorno utilizado en las memorias de cálculo para saber las dimensiones de las tecnologías y sus eficiencias fue del 90 por ciento ya que al ser una torre de MUVIS el agua que retornaría a la tubería después de usarse sería la mayoría ya que no hay muchos lugares en los que se pueda utilizar el agua de forma diferente y sin retorno a la tubería.

Luego de seleccionar las tecnologías con las que se estaría evaluando el caudal de diseño, se realizó el modelado de los MUVIS con el fin de obtener la cantidad de habitaciones por apartamentos y su distribución ya que con las habitaciones se calculó el caudal que llega a las plantas tomando las dotaciones recomendadas por EMPAGUA y el factor de retorno del 90 por ciento. Esto era de suma importancia ya que al no tener el caudal exacto para este tipo de construcción podrían haberse tenido dimensionamientos distorsionados al diseñar las tecnologías. Además, los renders mostrados en anexos dan una mejor visualización de como sería la torre de MUVIS, al igual que al modelar el edificio se determinó cual sería el área destinada en el primer nivel para colocar la planta de tratamiento. Se encuentra en el primer nivel ya que es donde se puede excavar para poder colocar la planta bajo tierra, pero también porque se puede realizar el acceso de la manguera realizará la extracción de los lodos según el tiempo mostrado en el cuadro 18. El área designada para la PTAR fue la de un MUVIS con 3 habitaciones con 50.59 m² de área para poder ubicar todas las partes del tratamiento, tal como se muestra en el dibujo 8 de los anexos, en el área llamada PTAR, bodega, cuarto de máquinas. En los anexos después de las memorias de cálculo se pueden ver los dibujos de cada parte de las tecnologías y luego a partir del dibujo 8 de los planos puede verse como quedan las tecnologías dentro del área designada. Primero se encuentra la tecnología 1 en el dibujo 8, la tecnología 2 en el dibujo 9 y la tecnología 3 en el dibujo 10, en donde puede observarse que todas caben en el área designada e incluso queda espacio libre al rededor de la PTAR.

El Cuadro 4 muestra los resultados del dimensionamiento del pretratamiento, para realizar este dimensionamiento se tomó el 30 por ciento del caudal promedio ya que este sería el caudal que se estima que provendría de las cocinas que es donde se puede obtener el aceite y grasas que se tratarán en la trampa de grasa. Por el volumen del caudal se realizó una canasta de cribado en lugar de una sección con rejillas, ya que la canasta de cribado puede colocarse justo antes de que el agua caiga en el tanque anóxico en el MBR y lodos activados. Para el RAFA se realizó una distribución distinta ya que el agua llega desde una tubería en la que no se puede colocar la canasta de cribado, así que esta canasta se encuentra antes de la trampa de grasa como puede verse en los planos en los anexos y en los diagramas de flujo en las figuras 9, 10 y 11 que se encuentran en los resultados.

En el Cuadro 5 puede observarse el afluente que tienen todas las tecnologías ya que se tomó de Sperling y Lemos (2005) las características físico-químicas del agua cruda en países en desarrollo, todas tienen las mismas concentraciones para poder comparar posteriormente el efluente y ver las eficiencias de remoción de nutrientes en todas las tecnologías. En los cuadros 6 al 8 pueden verse el resumen de diseño de la primera tecnología, los cuadros 6 y 7 muestran los dimensionamientos del RAFA y el BAF, estos se utilizaron para realizar los dibujos de los planos para corroborar que se puedan construir y quepan dentro del área destinada para la PTAR. Debido a que el reactor anaerobio de flujo ascendente no cuenta con la capacidad de remover el nitrógeno sino que solo metería orgánica y sólidos suspendidos, se buscó una alternativa que lograra removerlos. La configuración más común para los RAFA es colocar un filtro percolador que remueva estos nutrientes, pero por no tener la posibilidad de que se tenga aireación natural se encontró que los biofiltros de aireación con flujo ascendente tienen la capacidad de remover el nitrógeno. Por lo que para el diseño del BAF se tomó el artículo científico (Ha & Ong, 2007) como referencia para el dimensionamiento del volumen, área anóxica y área aeróbica. Se tomó el porcentaje de recirculación de 300 por ciento ya que con esta recirculación y un tiempo de retención hidráulico de 3 horas se podía obtener una remoción de nitrógeno del 79 por ciento. Dando como resultado el efluente mostrado en el Cuadro 8.

En los cuadros 9 y 10 se pueden observar los resultados del diseño de lodos activados, para poder remover el nitrógeno se colocó el tanque anóxico antes del tanque de aireación para que no se tuviera que crear otro tanque de aireación después del tanque anóxico. Esta tecnología es la que genera una cantidad intermedia de producción de lodos biológicos en comparación de las otras dos ya que el RAFA+BAF es la que menos genera y el MBR es la que más lodos biológicos genera. En el Cuadro 9 se muestran las dimensiones del reactor y del clarificador secundario, las cuales se obtuvieron con las concentraciones del Cuadro 5. En el Cuadro 10 están los resultados del efluente tras tener una reducción en nutrientes y materia orgánica por el tratamiento de la tecnología 2. El MBR es una configuración de lodos activados, solo que en lugar de tener un sedimentador secundario tiene membranas de microfiltración o ultrafiltración. Esto lo que genera es que se utilice menos espacio en la PTAR, pero si se necesita de personal más capacitado para poder manejarlo. Los resultados del MBR pueden observarse en los cuadros 11 y 12. Las dimensiones del biorreactor de membrana se encuentran en el Cuadro 11 y en las concentraciones del efluente se pueden ver en el Cuadro 12.

La comparación de la eficiencia de remoción de nutrientes se puede ver en el Cuadro 14. Es posible observar que la tecnología que cuenta con una mayor eficiencia de remoción es la tecnología tercera obteniendo eficiencias mayores del 90 por ciento, sin embargo, por ser una tecnología de alta gama se necesitan especialistas para poder operarla de manera correcta y que se logren alcanzar esos porcentajes de remoción, pero por ser de alta gama y poder remover muy bien los nutrientes y materia orgánica el agua que llega al drenaje municipal es la más limpia. Los lodos activados tienen una mayor remoción que el RAFA, aunque podría llegar a ser más eficiente que los resultados obtenidos para la remoción ya que dependerá del criterio utilizado por parte del diseñador la concentración del efluente. En este caso por las concentraciones seleccionadas en el diseño se obtuvieron porcentajes de 67,87 Y 80 por ciento en la remoción de DBO₅, TSS, y NT, pero si se hubiera seleccionado una concentración menor probablemente se tendría una mayor remoción de nutrientes e incluso hubieran podido ser iguales los porcentajes de remoción que los de la tecnología 3. Solo que sería de comprobar que al realizar una configuración con una mayor remoción aún quepa dentro del área destinada para la PTAR. La tecnología 1 es la que menos pudo remover, esto podría deberse a que es la única tecnología anaerobia, aunque el BAF si tiene una parte aerobia y anóxica para remoción de nitrógeno, pero lo más que podría llegar a remover del nitrógeno es 79 por ciento que es la cantidad

seleccionada y para lo que se diseñó el tratamiento terciario. Estos resultados se obtuvieron para poder comparar las tecnologías en el Cuadro 19 que es una matriz de toma de decisiones.

Los costos de las tecnologías se dividieron en 2, los costos de mantenimiento y los costos de construcción. En los cuadros 15, 16 y 17 se pueden observar los costos de construcción de las tecnologías, el tanque de cloración es el mismo para las 3 tecnologías por lo que las tres tienen el mismo costo en esa sección, el pre tratamiento es diferente para la tecnología 1 a diferencia de las tecnologías 2 y 3 como se explicó anteriormente. Esto hace que varíe un poco en cuando al volumen y metros cuadrados construidos ya que se debe agregar una caja con la canasta de cribado antes de llegar a la trampa de grasa, también pueden observarse los costos de construcción de las tecnologías como tal. Así que el costo total de construcción se divide en pretratamiento + tecnología + desinfección por cloración. Puede observarse que la segunda tecnología es la más costosa porque necesita de tanques más grandes, la primera tecnología es la segunda más costosa y la tercera es la más económica aunque solo se diferencian estas dos últimas por Q1,000 aproximadamente. Esta diferencia mínima es la que da a lugar una ponderación diferente en la matriz de decisiones ya que en lugar de tomar el mismo criterio de reducir 5 por ciento solamente se redujo un 2 por ciento en diferencia de la tecnología con más porcentaje. Luego en el cuadro 18 se encuentran los costos y frecuencia de extracción de lodos en donde puede observarse que la primera tecnología es la más económica y con una menor frecuencia de extracción obteniendo un costo mensual de Q900, los segunda tecnología tienen la misma frecuencia de extracción de lodos que la tercera aunque su costo de extracción es menor porque se deben de retirar menos lodos biológicos. La segunda tecnología tiene un costo mensual de Q4,860 con una frecuencia de extracción mensual y la tercera un costo de Q8,482.5 con la misma frecuencia.

Finalmente, en el Cuadro 19 puede observarse la matriz de toma de decisiones en el que se toman cinco criterios con un valor de 20 por ciento cada una para que la suma de un total de 100 por ciento. Los criterios tomados en consideración son: los costos de construcción, costos de extracción de lodos, la tecnología que lleva un agua más limpia al drenaje municipal que sería la mayor remoción de nutrientes, si cabe o no dentro del espacio designado para las PTAR y la facilidad de operación. La tecnología que cumplía mejor con el criterio es la que tiene mayor porcentaje obteniendo el total del 20 por ciento, luego la siguiente que cumple mejor el criterio tiene 5 por ciento menos por lo que obtiene 15 por ciento y la última obtiene 10 por ciento menos obteniendo un porcentaje del 10 por ciento. Sin embargo, en el primer criterio que es el de los costos de construcción se optó por reducir solamente el 2 por ciento para la segunda tecnología que cumplía el criterio y 3 por ciento para la tercera tecnología ya que la diferencia en costos era muy pequeña, pero se colocó esta reducción para poder tener aun una diferencia entre los porcentajes y que se pudiera establecer cual es la mejor tecnología tras realizar la suma de los porcentajes de los cinco criterios. Tras realizar las ponderaciones como se explicó anteriormente la tecnología que obtuvo un porcentaje menor fue la tercer tecnología (MBR) obteniendo un 80 por ciento. La primer tecnología (RAFA+BAF) fue la que obtuvo un porcentaje intermedio siendo de 83 por ciento. La tecnología que es más adecuada para una torre de Modulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible es la segunda tecnología (LODOS ACTIVADOS CON PRE-DESNITRIFICACIÓN + BIOFILTRO DE FLUJO ASCENDENTE) obteniendo el mayor porcentaje siendo este de 85 por ciento.

VII. CONCLUSIONES

Las tres tecnologías caben dentro del espacio destinado para la construcción de la PTAR.

La tecnología más económica de construir es la tercera obteniendo un costo de Q323,440.80, comparado con el costo de la primera siendo de Q324,599.11 y de la segunda con un costo de Q344,157.18.

La tecnología más económica de extracción de lodos biológicos es la primera con un costo mensual de Q900, luego es la segunda con un costo mensual de extracción de Q4,860 y por último la tercera con un costo de extracción de Q8,482.5.

La tecnología que remueve más contaminantes teniendo un agua más limpia en el afluente es la tercera (MBR) tras tener eficiencias de remoción mayores del 90 por ciento.

La tecnología más adecuada según la matriz de toma de decisiones es la segunda (LODOS ACTIVADOS CON PRE-DESNITRIFICACIÓN Y SEDIMENTADOR SECUNDARIO) al obtener un porcentaje del 85 de 100 por ciento.

VIII. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar el diseño estructural de la planta de tratamiento para tener una cuantificación acertada de los materiales para encontrar el costo verdadero.

Se recomienda realizar la evaluación en una tipología habitacional diferente (condominio, colonias, o incluso apartamentos con más metros cuadrados en sus espacios) para conocer si sigue siendo la tecnología más adecuada para el MUVIS en estas tipologías habitacionales y conocer si se puede estandarizar la tecnología más adecuada.

Se recomienda realizar la evaluación de estas tres tecnologías con una configuración diferente de la torre de MUVIS en otro terreno o en otra zona del POT para conocer si sigue siendo la tecnología recomendada la más adecuada para ese MUVIS y llegar a conclusiones más certeras por diferentes iteraciones.

Se recomienda realizar el diseño estructural de la torre de MUVIS para confirmar el ancho de las paredes y el área estimada para confirmar que esa es la cantidad MUVIS que pueden distribuirse y que la cantidad de personas estimadas para el caudal sea correcta.

Se recomienda considerar las cimentaciones para confirmar que las tres tecnologías caben dentro del área asignada a la PTAR.

Se recomienda realizar el diseño de drenajes para confirmar la profundidad de ingreso y salida de la PTAR.

Se recomienda evaluar alguna otra tecnología que se considere apropiada.

Se recomienda la tecnología de lodos activados con pre-desnitrificación y tanque de sedimentación porque es con la tecnología que ganó además de ser una de las tecnologías más utilizadas en Guatemala, tiene también la ventaja de que no genera metano lo que puede causar muy mal olor si no se le da un buen manejo.

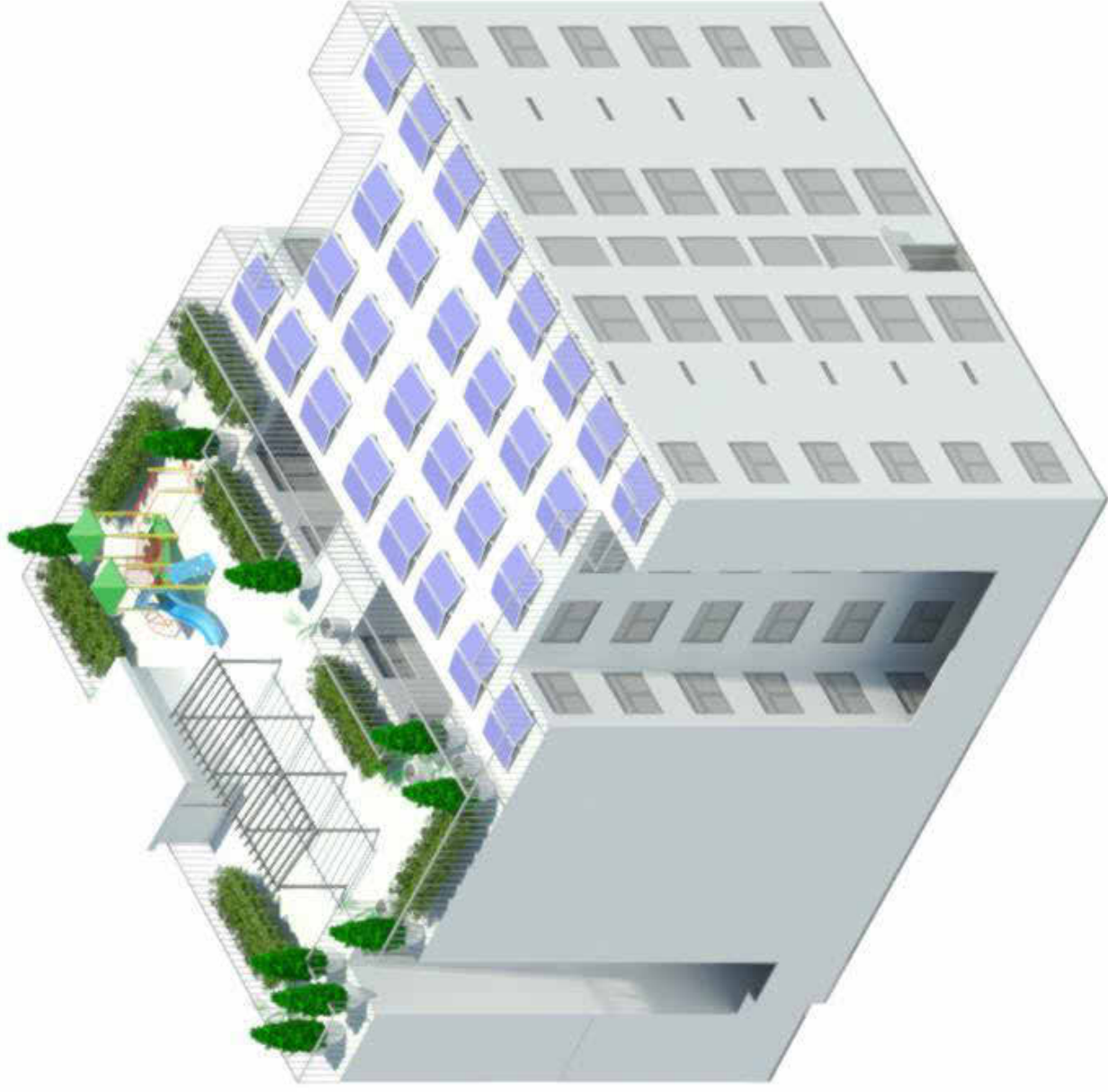
Se recomienda evaluar el diseñar las PTAR para el reuso de agua ya sea para los MUVIS o algún otro reuso que pueda tener el agua.

IX. BIBLIOGRAFÍA

- Acción contra el hambre. (2017). *Aguas residuales: ¿qué son y cómo afectan a los refugiados*. <https://www.-accioncontraelhambre.org/es/que-son-aguas-residuales-y-como-afectan-a-los-refugiados>
- Banco Mundial. (2020). *El agua residual puede generar beneficios para la gente, el medambiente y las economías, según el Banco Mundial*. <https://www.bancomundial.org/es/news/press-release/2020/03/19/wastewater-a-resource-that-can-pay-dividends-for-people-the-environment-and-economies-says-world-bank#:~:text=E2809CUna20vez20tratadas220las20aguas,pueden20generar20energC3ADa20y20nutrientesE2809D>
- Bolaños, R. (2021). *Falta de vivienda y unidades sin servicios básicos empujan déficit habitacional a 2.2 millones*. <https://www.prensalibre.com/economia/falta-de-vivienda-y-unidades-sin-servicios-basicos-empujan-deficit-habitacional-a-2-2-millones-segun-la-camara-de-la-construccion/>
- Congreso de la República de Guatemala. (1997). *Decreto número 90-97 Código de Salud*. http://www.cicad.oas.org/fortalecimiento_institucional/legislations/pdf/gt/decreto_congresional_90-97.pdf
- Contraloría General de Cuentas Guatemala C.A. (2002). *Código Municipal*. <https://www.contraloria.gob.gt/wp-content/uploads/2018/02/12-CODIGO-MUNICIPAL.pdf>
- FONATUR Infraestructura. (2018). *Tratamiento de Aguas Residuales*. <https://www.gob.mx/fmt/acciones-y-programas/tratamiento-de-aguas-residuales-162692>
- Gándara, N. (2022). *El déficit de vivienda en Guatemala asciende a 2 millones ¿Cuál es la solución?* <https://www.bloomberglinea.com/2022/09/30/el-deficit-de-vivienda-en-guatemala-asciende-a-2-millones-cual-es-la-solucion/>
- Gobierno de Guatemala. (S.F.). *Política nacional del sector de agua potable y saneamiento*. http://www.segeplan.gob.gt/downloads/clearinghouse/politicas_publicas/Salud/Politica_Nacional_del_Sector_de_Agua_Potable_y_Saneamient.pdf
- Gobierno de la Ciudad de México. (S.F.). *Agua residual*. <http://www.sadsma.cdmx.gob.mx:9000/datos/glosario-definicion/Agua20residual>
- Ha, J. & Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. *Water Science Technology*, 55(1), 9-17.
- Instituto Guatemalteco de Turismo. (S.F.). *Ruta histórica de la Ciudad de Guatemala*. <https://inguat.gob.gt/servicios/al-turista/ruta-ciudad-guatemala.html>
- Instituto Nacional de Estadística Guatemala. (2018). *Resultados departamento de Guatemala*. <https://www.censopoblacion.gt/mapas>
- Metcalf & Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*.
- Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. (2008). *Acuerdo Ministerial número 105-2008*. <https://www.vestex.com.gt/uploads/medioambiente/regulaciones/Manual-General-del-RARL.pdf>
- Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales. (2011). *Acuerdo Gubernativo No. 12-2011*. https://www.amsclae.gob.gt/wp-content/uploads/2013/08/ag_12_2011_regaguasresiduales.pdf

- Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. (2013). *Acuerdo Ministerial número 418-2013*. <http://ecursos.segeplan.gob.gt/CAPP/documentos/4/AG2041820201320P20Nacional20Sector20Agua20Potable20y2020Saneamiento.pdf>
- Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social. (2016). *Acuerdo Ministerial número 8-2016*. https://issuu.com/juanpablovallesolares/docs/acuerdo_ministerial_8-2016.__planta
- Municipalidad de Guatemala. (2019). *Reglamento facilitará construcción de vivienda prioritaria en la Ciudad*. <https://www.muniguate.com/blog/2019/05/30/reglamento-construccion-vivienda-prioritaria/>
- Municipalidad de Guatemala. (2022). *Reformas al Reglamento del Régimen Especial para el Desarrollo de Vivienda Prioritaria*. <https://www.muniguate.com/concejo-municipal/wp-content/uploads/sites/14/2022/05/12-Reformas-Reglamento-Regimen-Especial-Para-Desarrollo-Vivienda-Prioritaria.pdf>
- Muñoz, A. (2008). *Caracterización y tratamiento de aguas residuales*.
- Naciones Unidas. (2021). *Guatemala: población y desarrollo, un diagnóstico sociodemográfico*. <https://www.cepal.org/es/publicaciones/7156-guatemala-poblacion-desarrollo-un-diagnostico-sociodemografico#:~:text=El%2048%25%20de%20la%20poblaci%C3%B3n,la%20poblaci%C3%B3n%20urbana%20del%20pa%C3%ADs>.
- Osorio F. Torres J. and Sánchez M. (2010). *Biorreactores de Membrana. Tratamiento de Aguas para la Eliminación de Microorganismos y Agentes Contaminantes. Aplicación de procesos industriales a la reutilización de aguas residuales*, 42-45.
- Pimentel, R. (2022). *Promueven modelo de vivienda sostenible*. <https://dca.gob.gt/noticias-guatemala-diario-centro-america/promueven-modelo-de-vivienda-sostenible/#:~:text=El20Modelo20Urbano20de20Vivienda,no20cuentan20con20servicios20bC3AIsicos>.
- Ramalho, R. (2021). *Niveles de tratamiento de aguas residuales y normas de calidad de las aguas. Tratamiento de Aguas Residuales*, 8.
- Rojas, R. (2002). *Sistemas de tratamiento de aguas residuales*. <https://docplayer.es/11882686-Conferencia-sistemas-de-tratamiento-de-aguas-residuales.html>
- Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2014). *Aguas residuales*. https://apps1.semarnat.gob.mx:8443/dgeia/informe_resumen14/06_agua/6_2_3.html#:~:text=La20descarga20de20aguas20residuales,la20integridad20de20los20ecosistemas.
- Secretaría General de la Presidencia. (2006). *Reglamento de las descargas y reuso de aguas residuales y la disposición de lodos*. <https://www.ecosistemas.com.gt/wp-content/uploads/2015/07/07-Acuerdo-gubernativo-236-2006-Reglamento-descargas-y-reuso.pdf>
- Sigüenza, G. (2010). *Código Civil. Decreto-Ley Número 106*. <https://www.patzun.gob.gt/portal/images/imweb/docspdf/Tu20Municipalidad/Lsgislacion/codigo20civil.pdf>
- Sperling, M. & Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*.

X. APÉNDICES



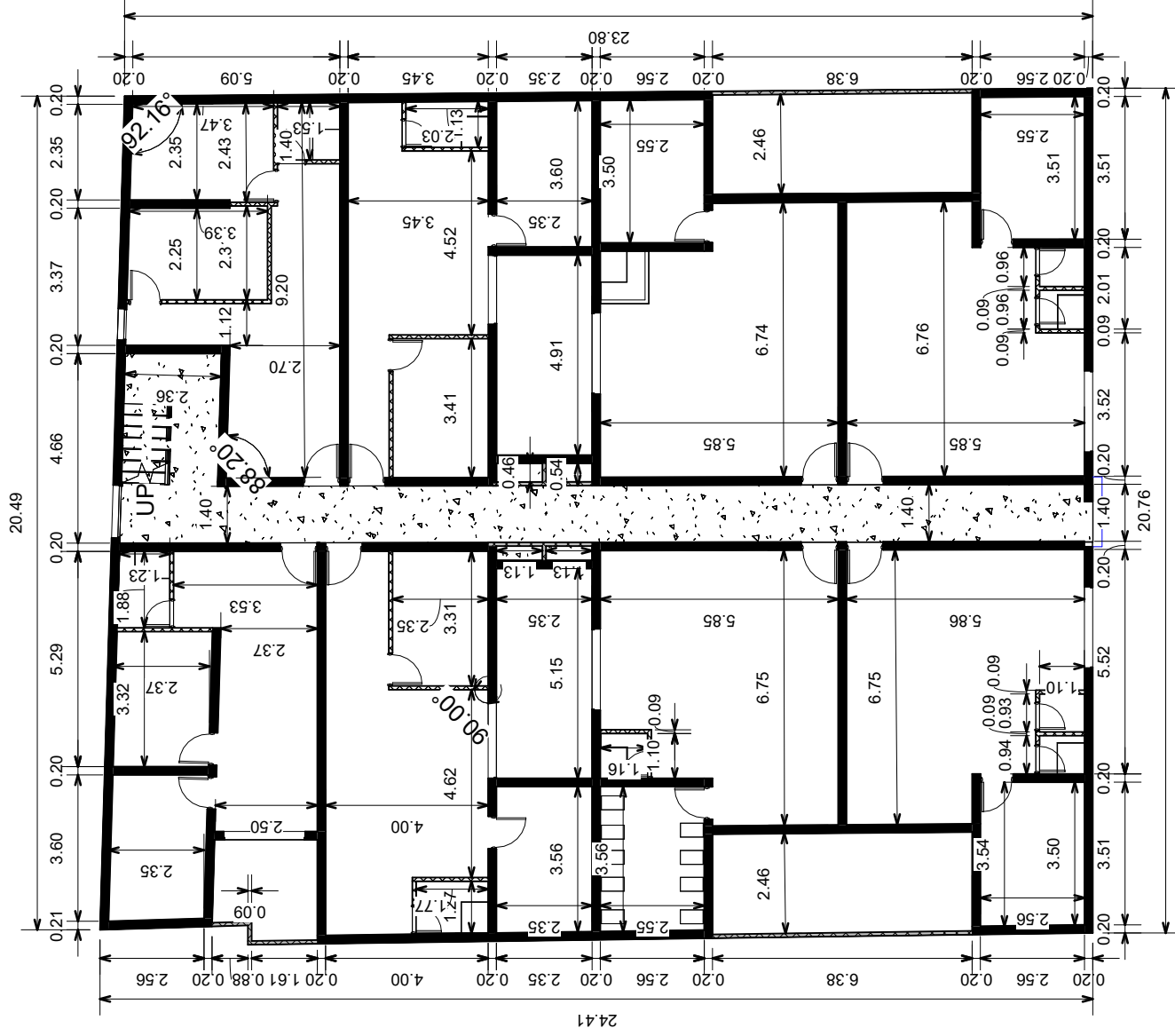
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: ISOMÉTRICO 3D
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 1
DIBUJO NÚMERO: 01

ISOMÉTRICO 3D

1

1 : 1

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: NIVEL 1 ACOTADO	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 04/21/24	ESC. 1 : 165	DIBUJO NÚMERO: 02
---	--	--	------------------------	---------------------	-----------------------------

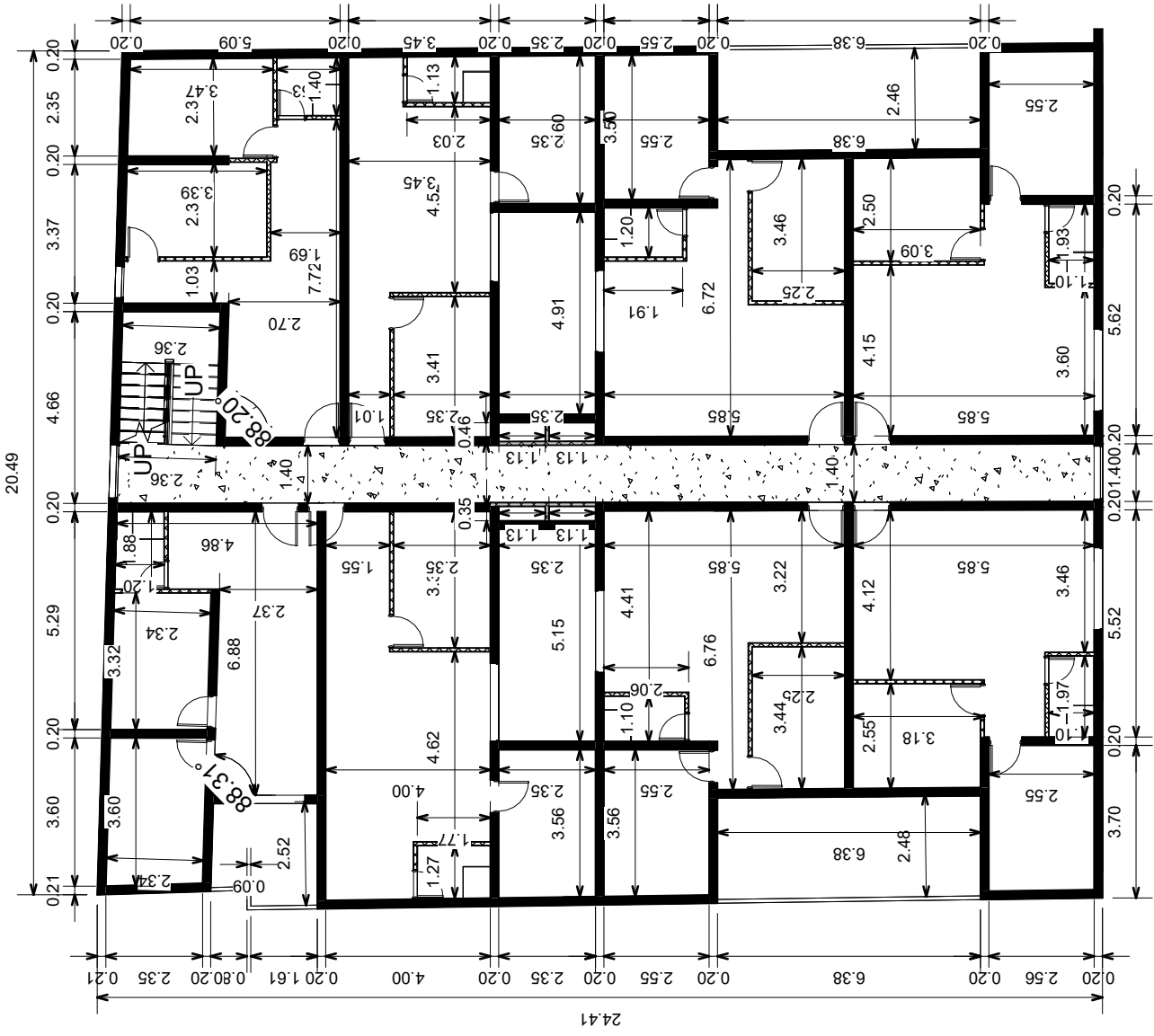


NIVEL 1 ACOTADO

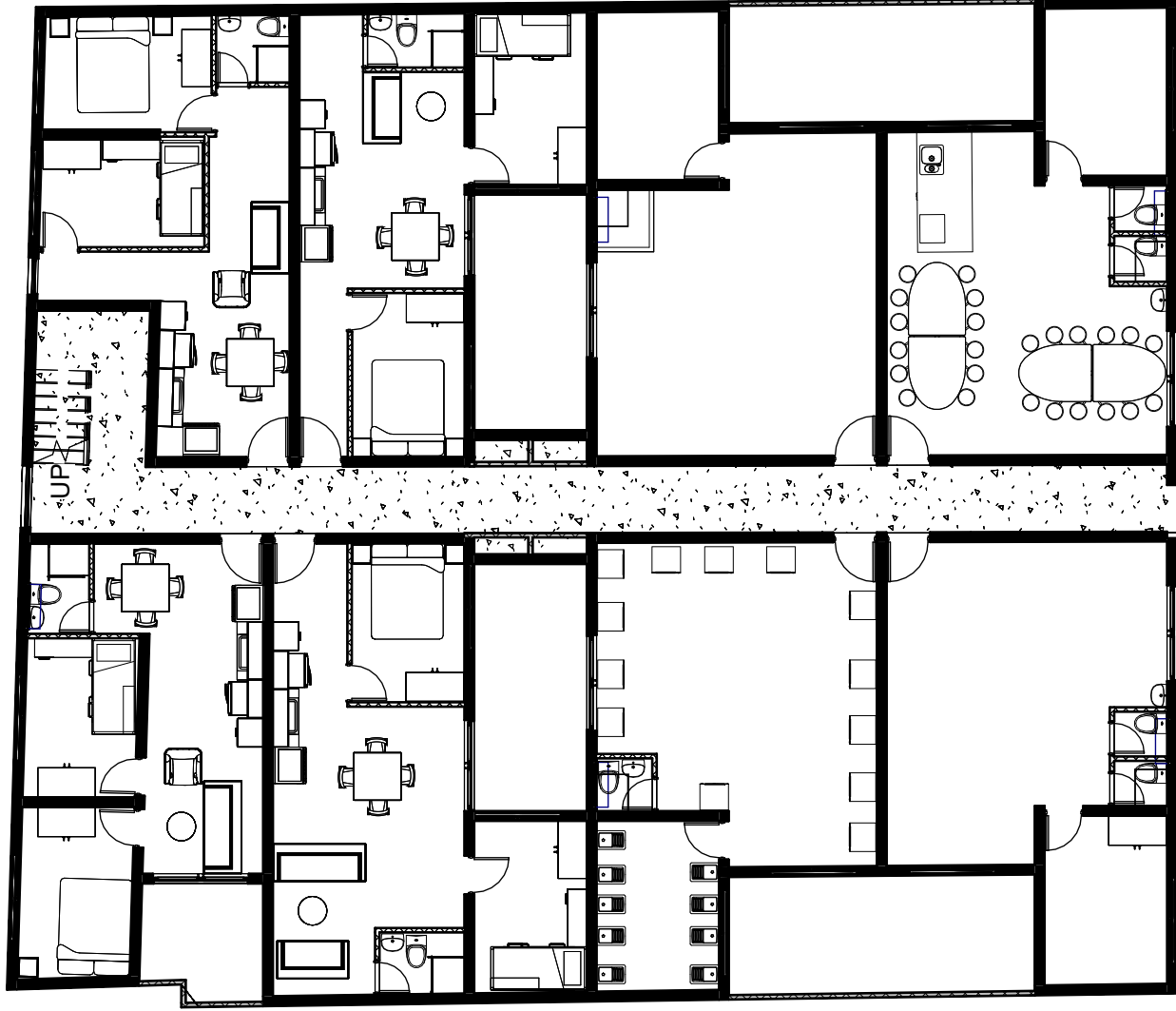
1

1 : 165

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: PLANTA TÍPICA ACOTADA NIVEL 2 - NIVEL 6	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 04/21/24	ESC. 1 : 165	DIBUJO NÚMERO: 03
---	--	--	------------------------	---------------------	-----------------------------



PLANTA TÍPICA ACOTADA



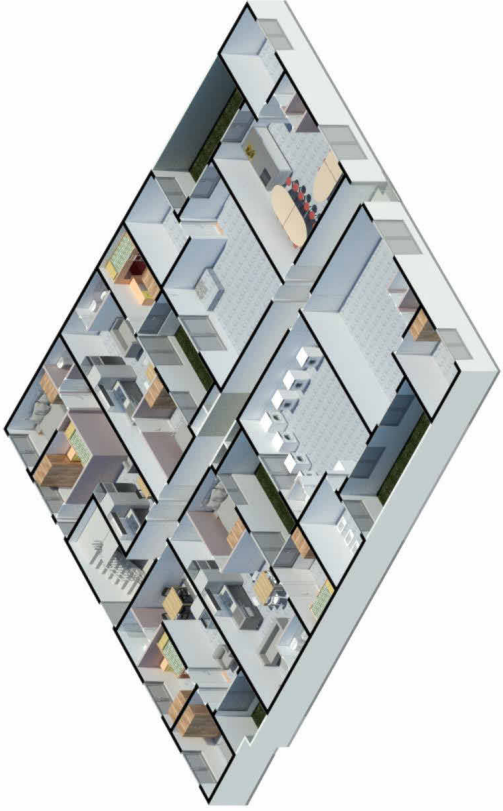
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: NIVEL 1 ARQUITECTÓNICO
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 150
DIBUJO NÚMERO: 04

NIVEL 1
1 ARQUITECTÓNICO
1 : 150

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: PLANTA TÍPICA ARQUITECTÓNICA	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 04/21/24	ESC. 1 : 150	DIBUJO NÚMERO: 05
------------------------------------	--	---	-----------------	--------------	----------------------



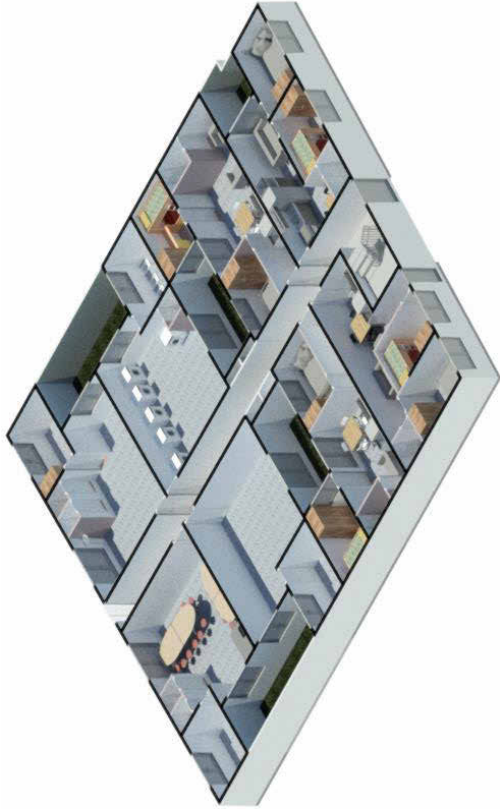
1 PLANTA TÍPICA
ARQUITECTÓNICO
1 : 150



NIVEL 1 ISOMÉTRICO 1

1

1 : 1



NIVEL 1 ISOMÉTRICO 2

2

1 : 1



NIVEL 1 PLANTA

3

1 : 1

PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
VISTAS 3D NIVEL 1

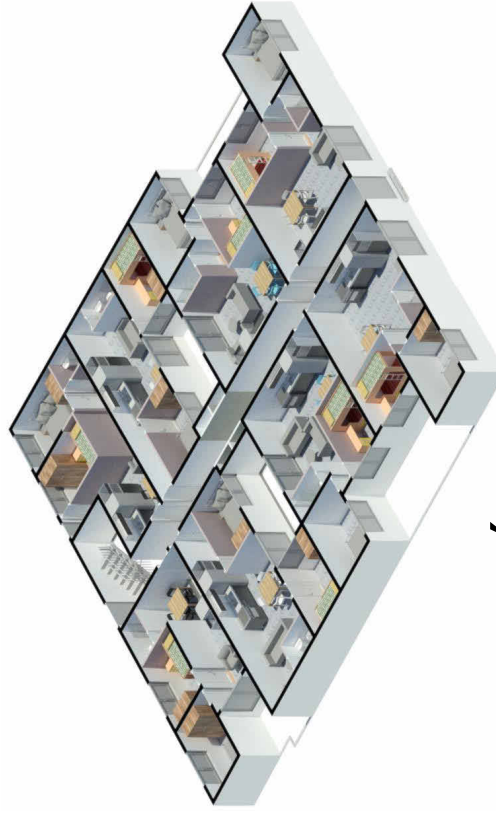
NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 04/21/24

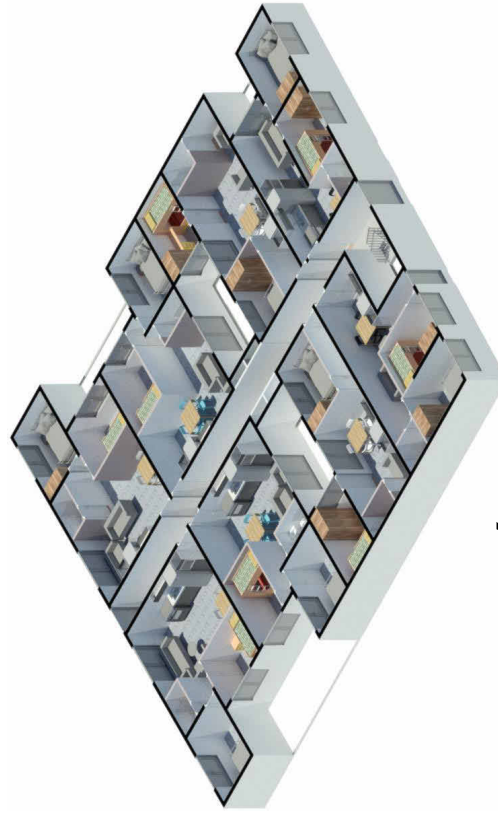
ESC. 1 : 1

DIBUJO NÚMERO:

06



1 NIVEL TÍPICO
ISOMÉTRICO 1
1:1



2 NIVEL TÍPICO
ISOMÉTRICO 2
1:1



3 NIVEL TÍPICO PLANTA
1:1

PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

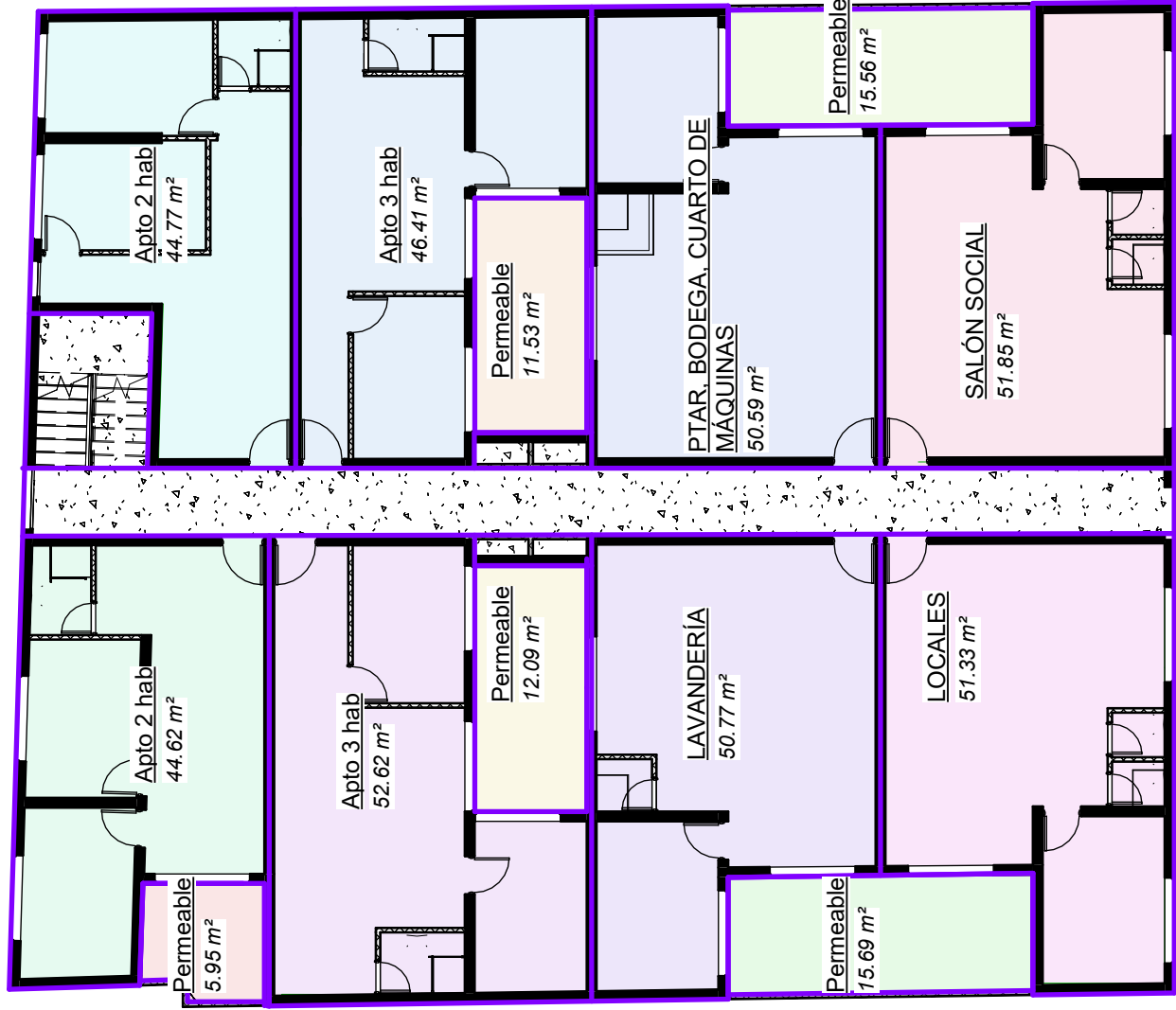
TÍTULO DEL DIBUJO:
VISTAS 3D NIVEL
TÍPICO

NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 04/21/24

ESC. 1 : 1

DIBUJO NÚMERO:
07

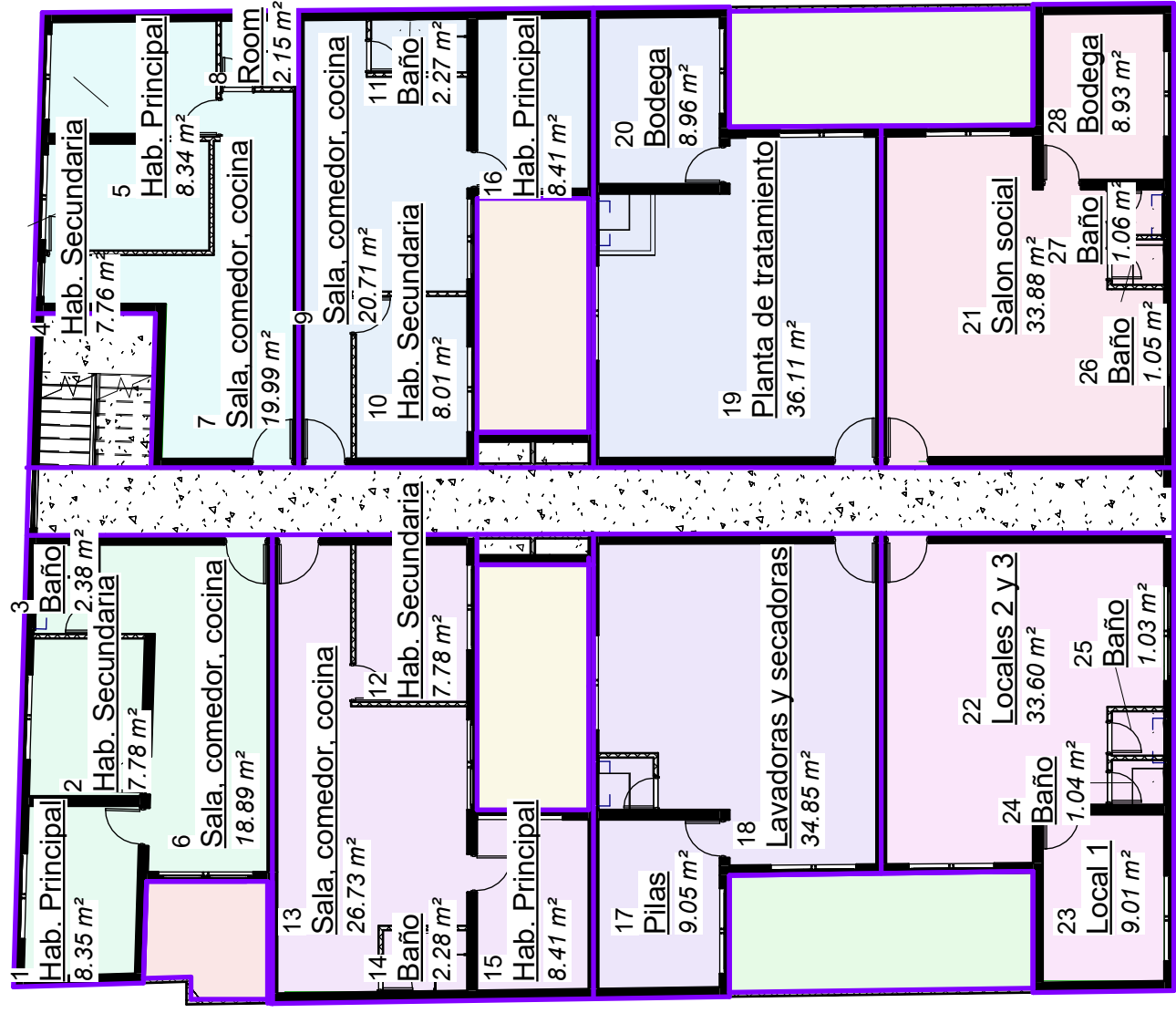


PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: ÁREAS Y DISTRIBUCIÓN N1
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 150
DIBUJO NÚMERO: 08

NIVEL 1 ÁREAS

1

1 : 150



NIVEL 1 HABITACIONES

1

1 : 145

PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
HABITACIONES N1

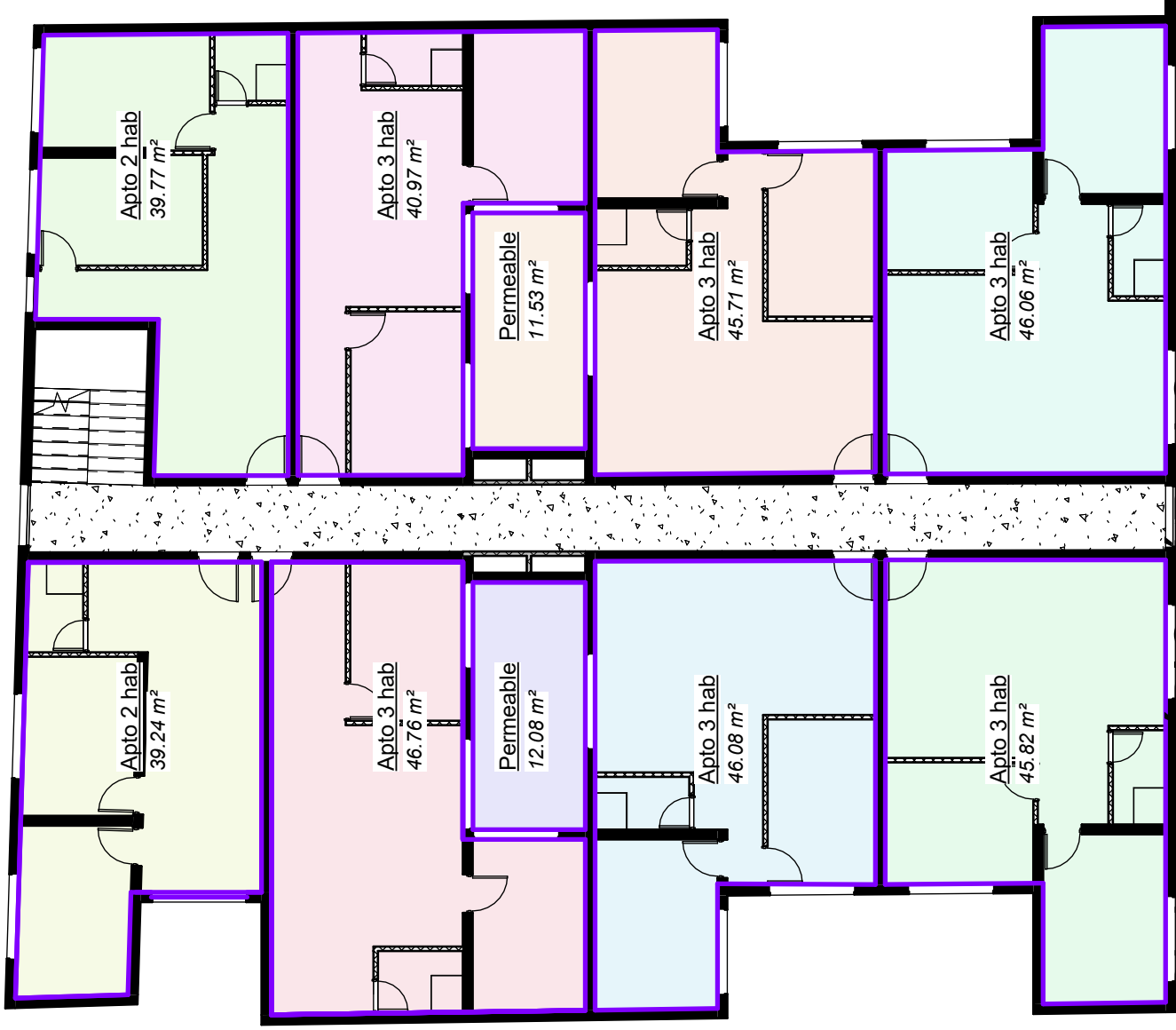
NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 04/21/24

ESC. 1 : 145

DIBUJO NÚMERO:

09

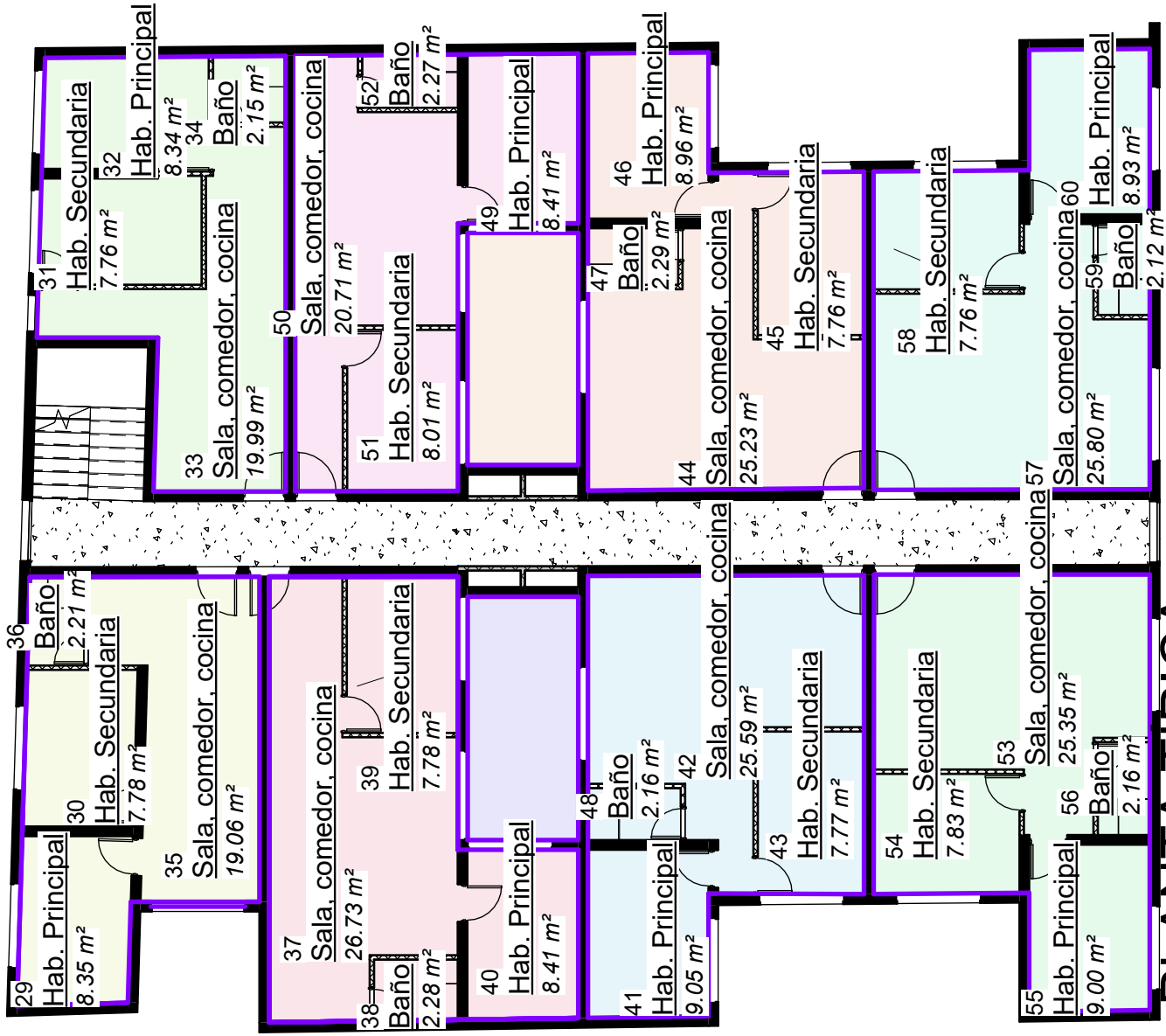


PLANTA TÍPICA ÁREAS

1

1 : 140

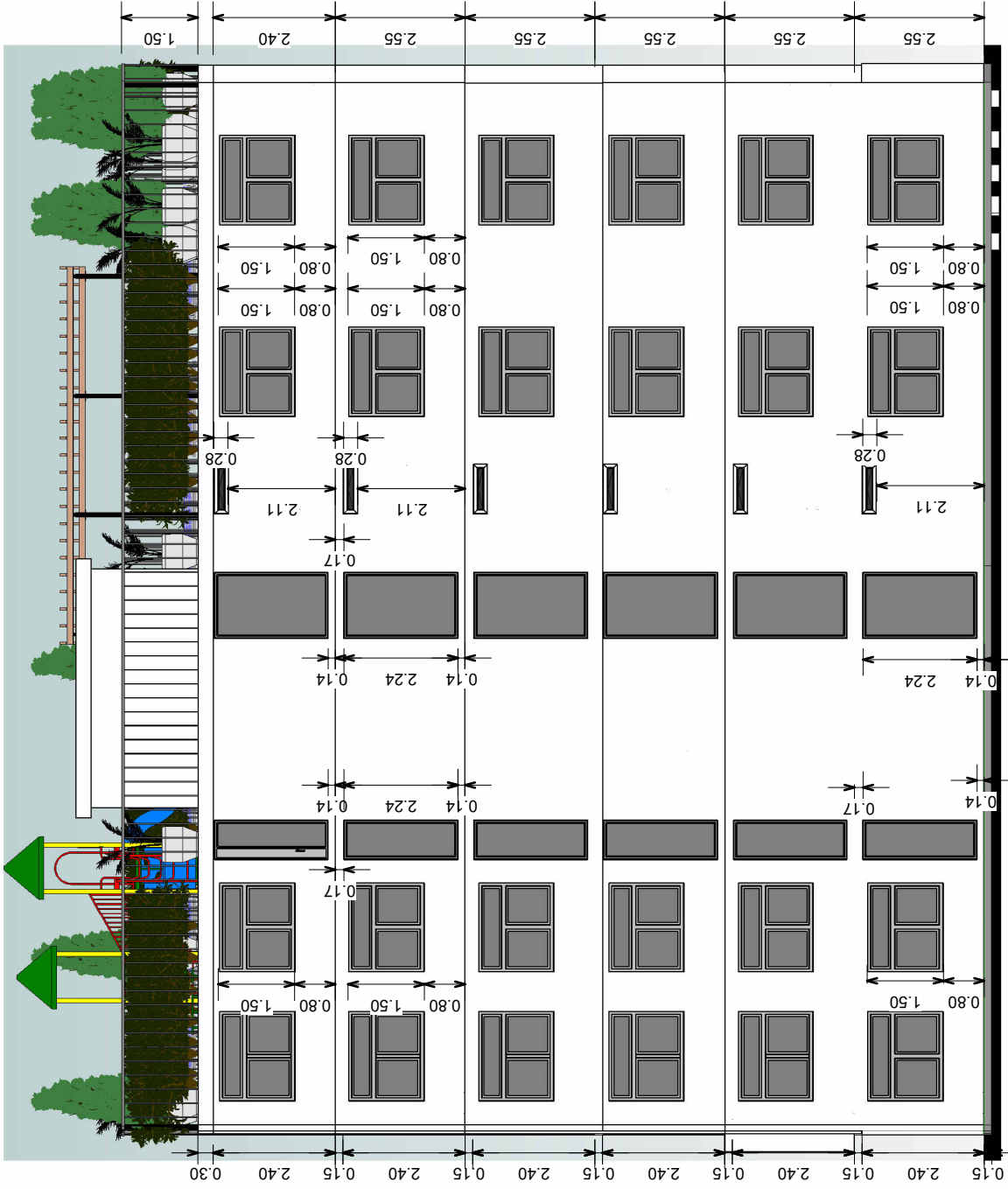
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: ÁREAS Y DISTRIBUCIÓN NT
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 140
DIBUJO NÚMERO: 10



1
PLANTA TÍPICA
HABITACIONES
1 : 140

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: HABITACIONES NT
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 140
DIBUJO NÚMERO: 11

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: ELEVACIÓN NORTE	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 04/21/24	ESC. 1 : 130	DIBUJO NÚMERO: 12
---	--	--	------------------------	---------------------	-----------------------------



NORTE

1

1 : 130

PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
ELEVACIÓN SUR

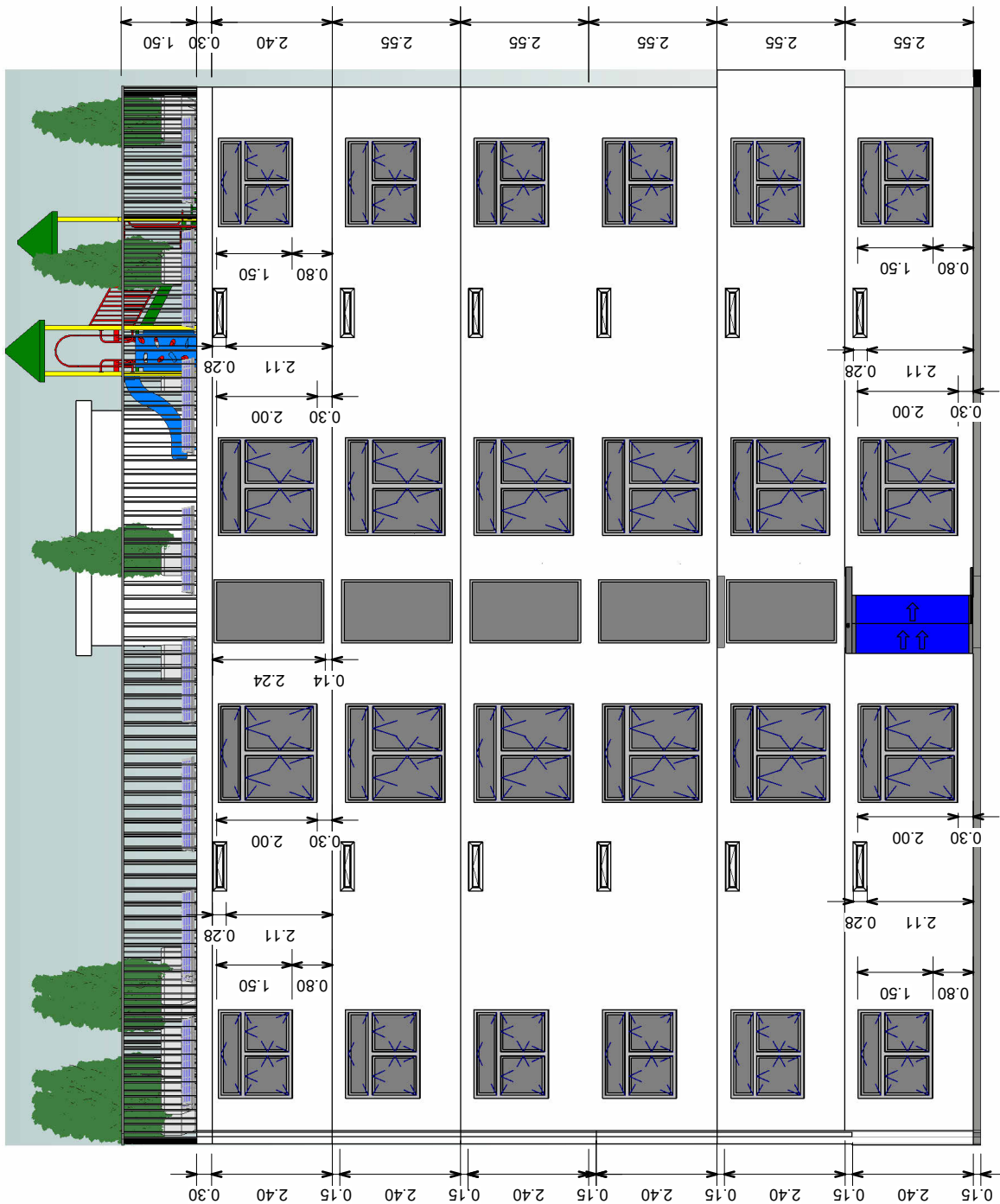
NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 04/21/24

ESC. 1 : 130

DIBUJO NÚMERO:

13

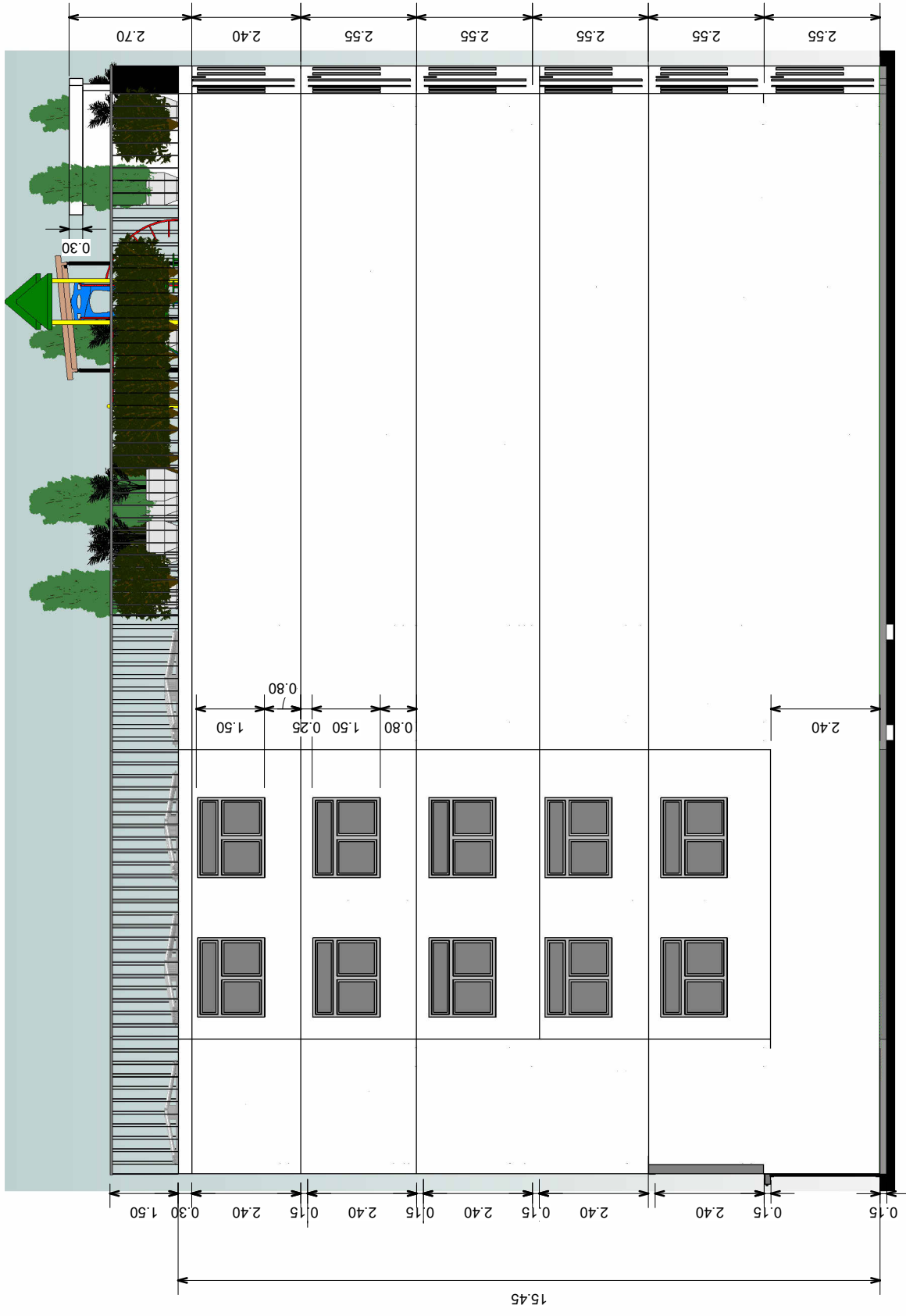


SUR

1

1 : 130

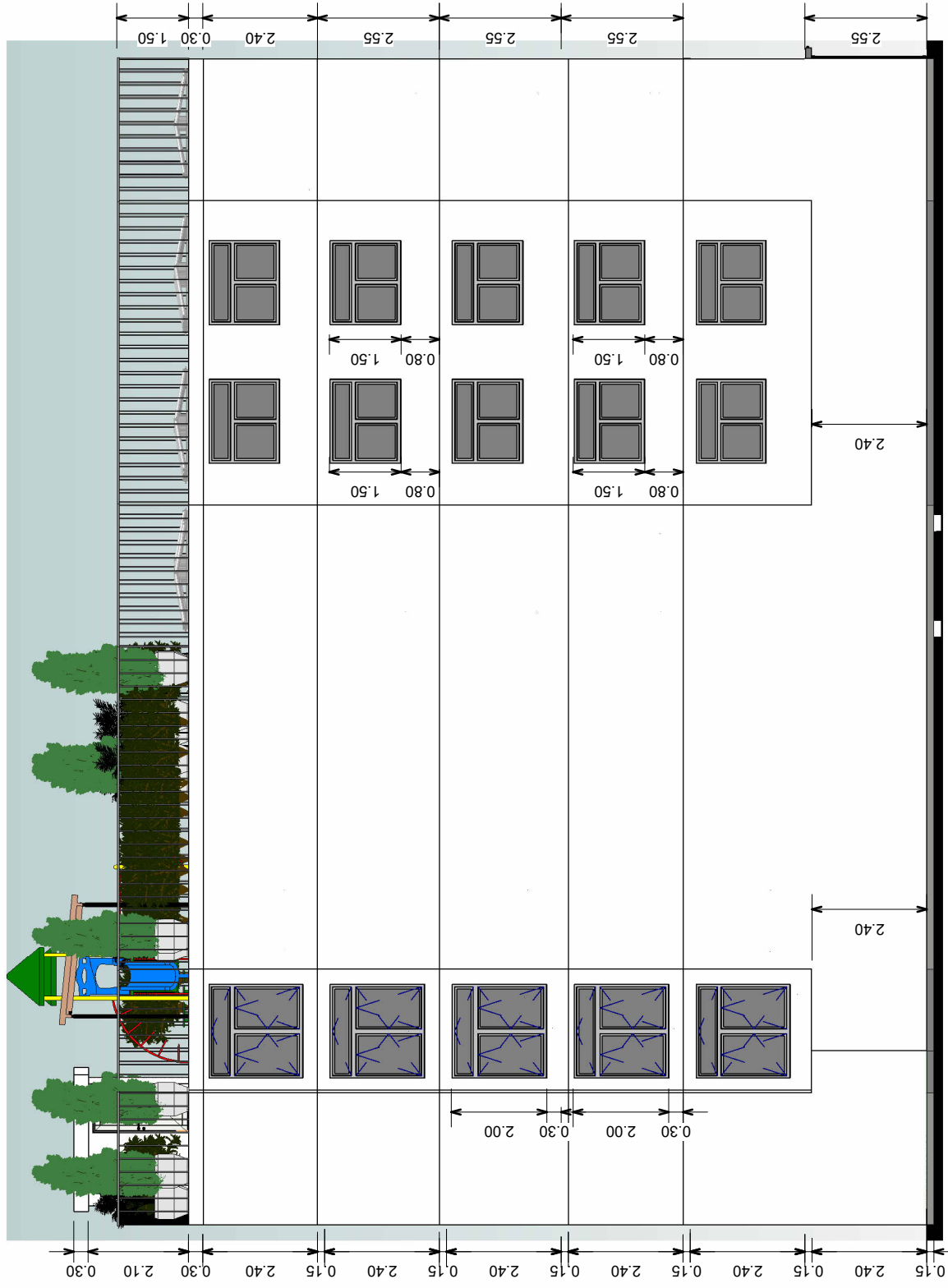
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: ELEVACIÓN ESTE
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 130
DIBUJO NÚMERO: 14



ESTE
1 : 130

1

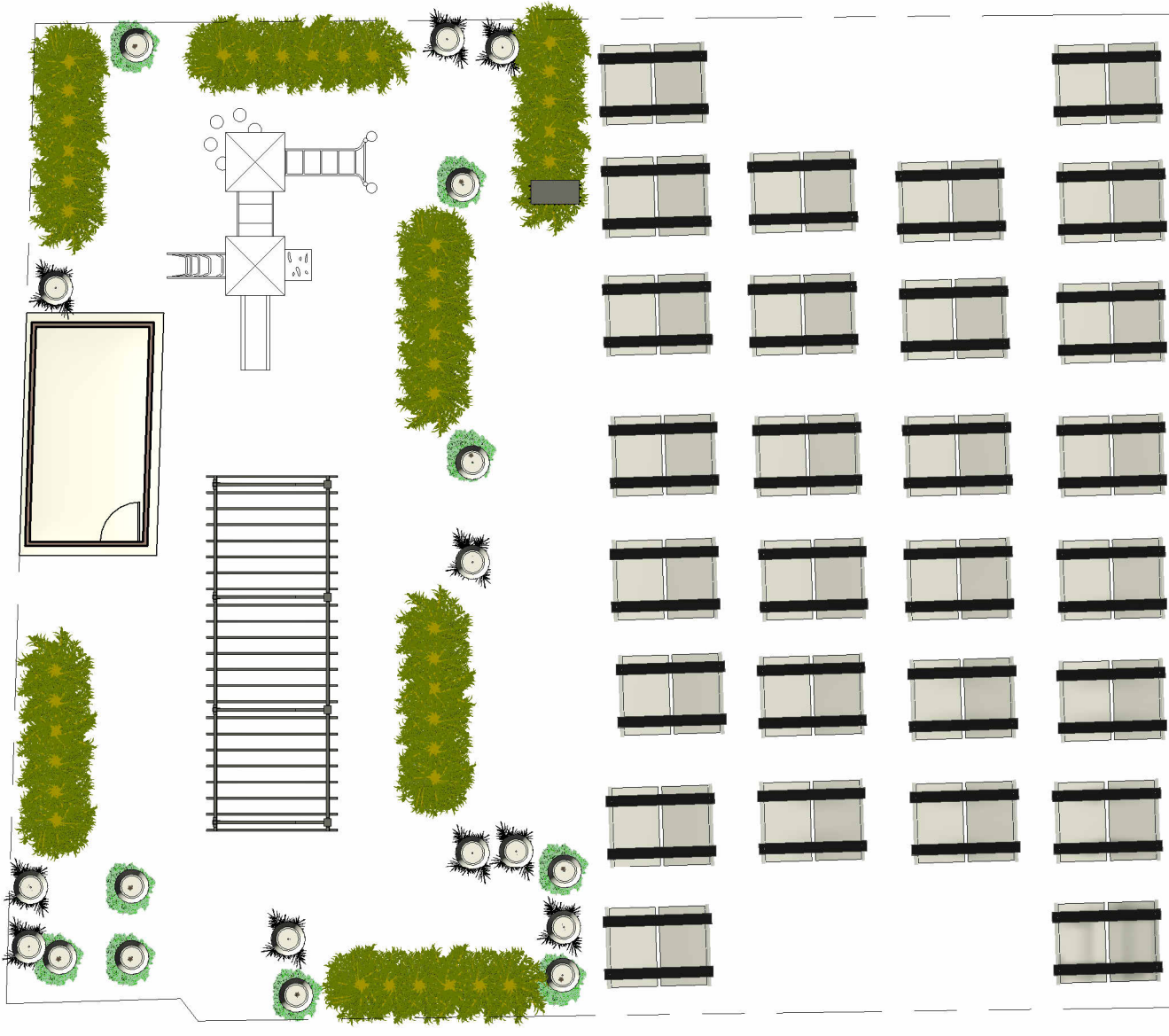
PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: ELEVACIÓN OESTE
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 130
DIBUJO NÚMERO: 15



OESTE

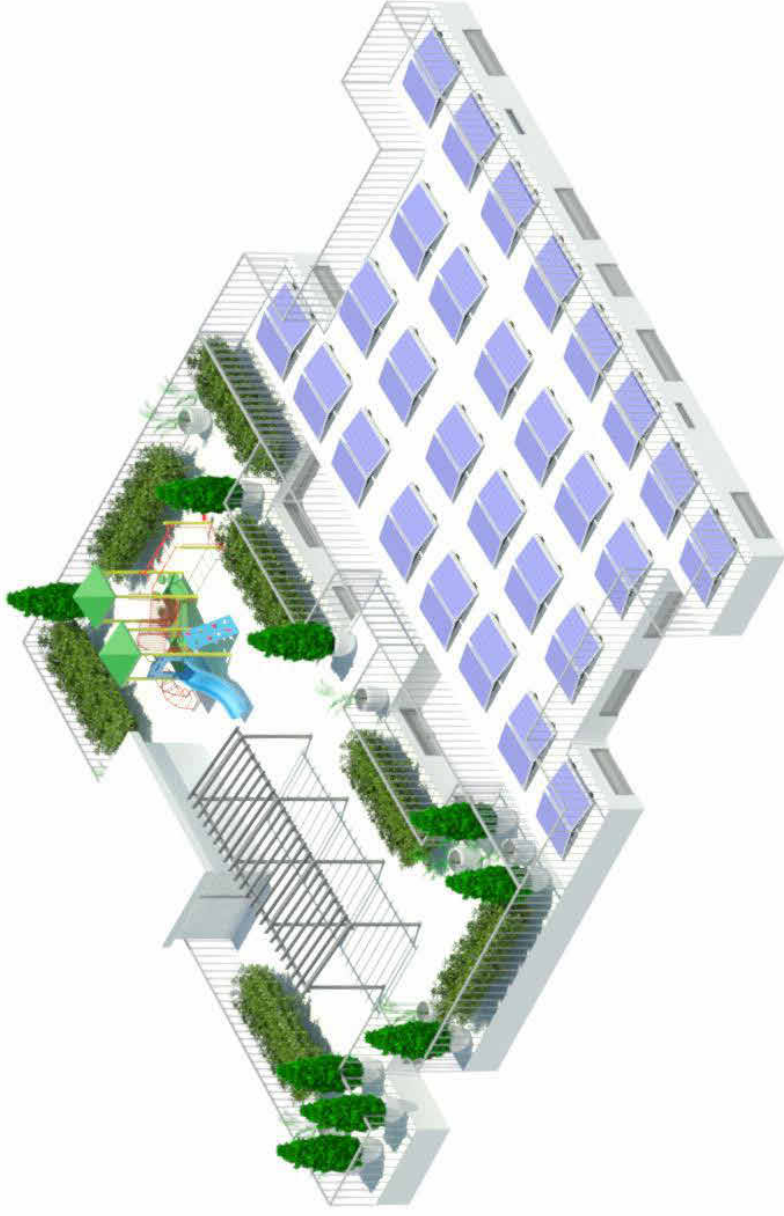
1

1 : 130



PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN
TÍTULO DEL DIBUJO: TERRAZA
NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ
FECHA: 04/21/24
ESC. 1 : 140
DIBUJO NÚMERO: 16

TERRAZA



ISOMÉTRICO TERRAZA

1

1 : 1

PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
ISOMÉTRICO
TERRAZA

NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 04/21/24

ESC. 1 : 1

DIBUJO NÚMERO:

17

PRETRATAMIENTO

Dotaciones recomendadas según EMPAGUA

CAPITULO 7

DOTACIONES RECOMENDADAS

Tipo	Factor
Habitacional o multifamiliar	
<ul style="list-style-type: none"> Residenciales (>700 m²) Urbanizaciones Apartamentos o vivienda multifamiliar (200 L/hab/día) 	1 dormitorio = 500 L / apartamento / día 2 dormitorios = 850 L / apartamento / día 3 dormitorios = 1200 L / apartamento / día 4 dormitorios = 1350 L / apartamento / día
<ul style="list-style-type: none"> Visitantes 	25 litros / visitante / día
<ul style="list-style-type: none"> Dotación por habitante 	200 litros / persona / día
<ul style="list-style-type: none"> Áreas comunes o amenities 	3 litros / m ² / día

(EMPAGUA, 2020)

Cálculo de caudal para los Módulos Urbanos de Vivienda Integrada Sostenible

	3 habitaciones	2 habitaciones	Caudal 3 hab (L/día)	Caudal 2 hab (L/día)	Caudal total (L/día)
Nivel 1	2	2	2400	1700	4100
Nivel 2	6	2	7200	1700	8900
Nivel 3	6	2	7200	1700	8900
Nivel 4	6	2	7200	1700	8900
Nivel 5	6	2	7200	1700	8900
Nivel 6	6	2	7200	1700	8900
Total de habitaciones por separado	32	12		Total (L/día)	48600
	Total habitaciones	44			

(Elaboración propia)

Factores de diseño

$f.r. := 0.90$ $f.q.max := 2$ $f.q.min := 0.5$ Asumido.

Dotación

$$Dot := 48600 \frac{L}{day}$$

Diseños con base en:

Recinos, C. (2023). *Tratamiento preliminar*. Guatemala, Guatemala. Universidad del Valle de Guatemala.
 Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Caudal promedio

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 0.5063 \frac{L}{s}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 43740 \frac{L}{day}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 30.38 \frac{L}{min}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 1822.5 \frac{L}{hr}$$

Caudal máximo

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = 0.001 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = (3.65 \cdot 10^3) \frac{L}{hr}$$

Caudal mínimo

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 0.2531 \frac{L}{s}$$

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 911.25 \frac{L}{hr}$$

Trampa de grasa

Tiempo de retención hidráulico

$$TRH := 25 \text{ min}$$

Volumen

$$V := (30\% \cdot Q_{max}) \cdot TRH = 0.456 \text{ m}^3$$

Área

$$H := 0.8 \text{ m} \quad \text{Profundidad}$$

$$A := \frac{V}{H} = 0.57 \text{ m}^2$$

Trampa de sólidos: canasta de cribado

Espacio entre barras

$$12.5 \text{ mm} \quad \text{Seleccionado.}$$

Caudal por día

$$Q_{max} := Q_{max} \cdot \text{day} = 87.48 \text{ m}^3$$

Diseños con base en:

Recinos, C. (2023). *Tratamiento preliminar*. Guatemala, Guatemala. Universidad del Valle de Guatemala.
Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Volumen de la canasta

$$V := 87.48 \text{ m}^3 \cdot \frac{75 \text{ L}}{1000 \text{ m}^3} = 6.561 \text{ L}$$

$$V = 0.007 \text{ m}^3$$

Área

$$H := 0.35 \text{ m} \quad \text{Profundidad}$$

$$A := \frac{V}{H} = 0.019 \text{ m}^2$$

Dimensiones

Forma cuadrada

$$A = a \cdot a \quad \text{área} = \text{largo} \times \text{ancho}$$

$$A = a^2 \quad a := \sqrt{A} = 0.137 \text{ m} \quad a := 0.2 \text{ m}$$

$$A := a^2 = 0.04 \text{ m}^2$$

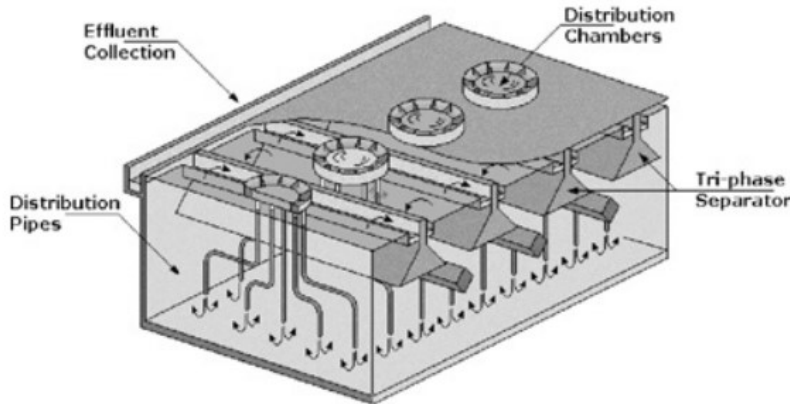
Diseños con base en:

Recinos, C. (2023). *Tratamiento preliminar*. Guatemala, Guatemala. Universidad del Valle de Guatemala.

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) y Biofiltro Aerobio de Flujo Ascendente (Up flow BAF)

Esquema del sistema que se estará diseñando



Características físico-químicas de las aguas residuales crudas en los países en desarrollo

Table 2.24. Physical-chemical characteristics of raw domestic sewage in developing countries

Parameter	Per capita load (g/inhab.d)		Concentration (mg/L, except pH)	
	Range	Typical	Range	Typical
<i>TOTAL SOLIDS</i>	120–220	180	700–1350	1100
<i>Suspended</i>	35–70	60	200–450	350
• <i>Fixed</i>	7–14	10	40–100	80
• <i>Volatile</i>	25–60	50	165–350	320
<i>Dissolved</i>	85–150	120	500–900	700
• <i>Fixed</i>	50–90	70	300–550	400
• <i>Volatile</i>	35–60	50	200–350	300
<i>Settleable</i>	–	–	10–20	15
<i>ORGANIC MATTER</i>				
<i>BOD₅</i>	40–60	50	250–400	300
<i>COD</i>	80–120	100	450–800	600
<i>BOD ultimate</i>	60–90	75	350–600	450
<i>TOTAL NITROGEN</i>	6.0–10.0	8.0	35–60	45
<i>Organic nitrogen</i>	2.5–4.0	3.5	15–25	20
<i>Ammonia</i>	3.5–6.0	4.5	20–35	25
<i>Nitrite</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
<i>Nitrate</i>	0.0–0.3	≈ 0	0–2	≈ 0
<i>PHOSPHORUS</i>				
<i>Organic phosphorus</i>	0.7–2.5	1.0	4–15	7
<i>Inorganic phosphorus</i>	0.7–1.0	0.3	1–6	2
<i>pH</i>	0.5–1.5	0.7	3–9	5
<i>ALKALINITY</i>	–	–	6.7–8.0	7.0
<i>HEAVY METALS</i>	20–40	30	100–250	200
<i>TOXIC ORGANICS</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Concentraciones en el afluente

$$DQO := 600 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad TSS := 350 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 0.35 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad PT := 7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{pH} := 7$$

$$DBO_5 := 300 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad NT := 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad T := 23 \text{ }^\circ\text{C} \quad TKN_{\text{concentración}} := NT = 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Factores de diseño

$$f.r. := 0.90 \quad f.q.max := 2 \quad f.q.min := 0.5 \quad \text{Seleccionado.}$$

Dotación

$$Dot := 48600 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

Caudal promedio

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 0.51 \frac{\text{L}}{\text{s}} \quad Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 43740 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 30.38 \frac{\text{L}}{\text{min}} \quad Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 1822.5 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal máximo

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = 1.01 \frac{\text{L}}{\text{s}} \quad Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = (3.65 \cdot 10^3) \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal mínimo

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 0.25 \frac{\text{L}}{\text{s}} \quad Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 911.25 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Cargas en el afluente

$$DQO_{carga} := Q_{prom} \cdot DQO = 26.24 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad TSS_{carga} := Q_{prom} \cdot TSS = 15.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$DBO_{5carga} := Q_{prom} \cdot DBO_5 = 13.12 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad PT_{carga} := Q_{prom} \cdot PT = 0.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$TKN_{carga} := Q_{prom} \cdot NT = 1.97 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Parámetros y coeficientes

$Y := 0.18$ kg TSS / kg DQOapp. Coeficiente de rendimiento de sólidos.

$Y_{obs} := 0.21$ kg DQO lodos / kg DQOapp. Coeficiente de rendimiento de sólidos, en términos de DQO.

$C := 4\%$ Concentración esperada del lodo de descarga.

$\gamma := 1020 \frac{kg}{m^3}$ Densidad del lodo.

Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente

Cálculo de la carga de DQO promedio en el afluente

$$DQO_{carga} = 26.244 \frac{kg}{day}$$

Tiempo de retención hidráulico

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$$TRH := 8 \text{ hr}$$

Volumen del reactor

$$V := Q_{prom} \cdot TRH = 14.58 \text{ m}^3 \quad V := 15 \text{ m}^3$$

Altura del reactor

$$H := 4.5 \text{ m} \quad \text{Seleccionado.}$$

Área del reactor

$$A := \frac{V}{H} = 3.333 \text{ m}^2$$

$$a := \sqrt{A} = 1.83 \text{ m} \quad a := 1.9 \text{ m} \quad \text{Ancho, reactor cuadrado}$$

$$A := a^2 = 3.61 \text{ m}^2$$

$$V := A \cdot H = 16.245 \text{ m}^3$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Tiempo de retención hidráulico corregido

$$TRH := \frac{V}{Q_{prom}} = 8.914 \text{ hr}$$

Se encuentra dentro del rango para el caudal promedio, 6 a 9 horas.

$$TRH_{Q_{max}} := \frac{V}{Q_{max}} = 4.457 \text{ hr}$$

Se encuentra dentro del rango para el caudal máximo, 4 a 6 horas.

Verificación de las cargas aplicadas

$$VHL := \frac{Q_{prom}}{V} = 2.693 \frac{m^3}{m^3 \cdot day}$$

Carga orgánica volumétrica.

$$L_v := \frac{DQO_{carga}}{V} = 1.616 \frac{kg}{m^3 \cdot day}$$

Verificación de las velocidades de flujo ascendente

$$Vel_{prom} := \frac{Q_{prom}}{A} = 0.505 \frac{m}{hr}$$

Se encuentra dentro del rango para el caudal promedio, 0.5 a 0.7 m/hr.

$$Vel_{max} := \frac{Q_{max}}{A} = 1.01 \frac{m}{hr}$$

Se encuentra dentro del rango para el caudal máximo, <0.9 a 1.1 m/hr.

Sistema de distribución de aguas residuales afluentes

Número de tubos de distribución.

$$Ad := 0.9 \text{ m}^2$$

Área de influencia por tubo de distribución.

$$Nd := \frac{A}{Ad} = 4$$

Se colocarán 4.

$$Nd := 4$$

Estimación de la eficiencia de eliminación de DQO del sistema

$$TRH = 8.914 \text{ hr} \quad 8.914^{-0.35} = 0.465$$

$$E_{DQO} := 100 \cdot (1 - 0.68 \cdot 0.465) = 68.38 \quad E_{DQO} := 68.38\%$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Estimación de la eficiencia de eliminación de DBO del sistema

$$TRH = 8.914 \text{ hr} \quad 8.914^{-0.50} = 0.335$$

$$E_{DBO_5} := 100 \cdot (1 - 0.70 \cdot 0.335) = 76.55 \quad E_{DBO_5} := 76.55\%$$

Estimación de la eficiencia de eliminación de TSS del sistema

$$TRH = 8.914 \text{ hr} \quad 8.914^{-0.24} = 0.592$$

$$E_{TSS} := 102 \cdot 0.592 = 60.384 \quad E_{TSS} := 60.38\%$$

Estimación de concentraciones en el efluente final

$$C_{DQO_S} := DQO - (DQO \cdot E_{DQO}) = 189.72 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$C_{DBO_5_S} := DBO_5 - (DBO_5 \cdot E_{DBO_5}) = 70.35 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{DBO_5_S} < 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 27, ETAPA 4)}$$

$$C_{TSS_S} := TSS - (TSS \cdot E_{TSS}) = 138.67 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{TSS_S} < 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

Producción de metano

$$DQO_{CH_4} := Q_{prom} \cdot ((DQO - C_{DQO_S}) - Y_{obs} \cdot DQO) = 12.434 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$Kt := \frac{1 \text{ atm} \cdot \left(\frac{64 \text{ gm}}{1 \text{ mol}}\right)}{\left(0.08206 \cdot \frac{\text{atm} \cdot \text{L}}{\text{mol} \cdot \text{K}}\right) \cdot (273 + 23) \cdot K} = 2.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$Q_{CH_4} := \frac{DQO_{CH_4}}{Kt} = 4.719 \frac{\text{m}^3}{\text{day}}$$

Producción de biogás

$$P := 75\% \quad \text{Porcentaje del contenido de metano que se convierte a biogás.}$$

$$Q_g := \frac{Q_{CH_4}}{P} = 6.292 \frac{\text{m}^3}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Dimensionamiento de los colectores de gas

$N := 1$	Número de colectores de gas.
$L := a = 1.9 \text{ m}$	Largo de cada colector.
$L_t := N \cdot L = 1.9 \text{ m}$	Largo total del colector de gas.
$W_g := 0.10 \text{ m}$	Ancho de la parte alta del colector de gas.
$A_g := L_t \cdot W_g = 0.19 \text{ m}^2$	Área total del colector de gas en su parte superior.

Verificación de la tasa de liberación de biogás en los colectores de gas.

$$k_g := \frac{Q_g}{A_g} = 1.38 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}} \quad 1 \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}} < k_g < 5 \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}} = 5 \quad \text{Se encuentra dentro de los valores recomendados}$$

Dimensiones finales del colector de gas.

$L_t = 1.9 \text{ m}$	Largo total del colector de gas.
$W_g = 0.1 \text{ m}$	Ancho de la parte alta del colector de gas.

Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador

$N_{as} := 2$	Número de aberturas simples, a la par de las paredes.
$L := a = 1.9 \text{ m}$	Largo de cada apertura.
$L_t := L \cdot N_{as} = 3.8 \text{ m}$	Largo equivalente de las aberturas simples.
$W_a := 0.40 \text{ m}$	Ancho de cada apertura.
$A_t := L_t \cdot W_a = 1.52 \text{ m}^2$	Área total de las aberturas.

Verificación de las velocidades a través de las aberturas.

$$V_{aprom} := \frac{Q_{prom}}{A_t} = 1.199 \frac{\text{m}}{\text{hr}} \quad V_{aprom} < 2.3 \cdot \frac{\text{m}}{\text{hr}} = 5.255 \quad \text{Se encuentra dentro de los valores recomendados}$$
$$V_{amax} := \frac{Q_{max}}{A_t} = 2.398 \frac{\text{m}}{\text{hr}} \quad V_{amax} < 4.2 \cdot \frac{\text{m}}{\text{hr}} = 16.8 \quad \text{Se encuentra dentro de los valores recomendados}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA
Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Dimensiones finales de las aberturas.

$L_t = 3.8 \text{ m}$ Largo equivalente de las aberturas simples.

$W_a = 0.4 \text{ m}$ Ancho de cada apertura.

Dimensionamiento del compartimento de sedimentación

$N := 2$ Número de colectores de sedimentación.

$L_s := a = 1.9 \text{ m}$ Largo de cada colector.

$L_t := N \cdot L_s = 3.8 \text{ m}$ Largo total del colector.

$W_g := W_g + 0.15 \text{ m} = 0.25 \text{ m}$ Ancho de cada colector de gas teniendo en cuenta el espesor de la pared.

$W_s := \frac{a}{N} = 0.95 \text{ m}$ Ancho de cada compartimento de sedimentación.

$W_e := 0.6 \text{ m}$ Ancho efectivo del sedimentador

$A_s := L_t \cdot W_e = 2.28 \text{ m}^2$ Área total del sedimentador

Verificación de los índices de carga superficial de los sedimentadores.

$V_{s\text{prom}} := \frac{Q_{\text{prom}}}{A_s} = 0.799 \frac{\text{m}}{\text{hr}}$ $0.6 \frac{\text{m}}{\text{hr}} < V_{s\text{prom}} < 0.8 \cdot \frac{\text{m}}{\text{hr}} = 1$ Se encuentra dentro de los valores recomendados

$V_{s\text{max}} := \frac{Q_{\text{max}}}{A_s} = 1.599 \frac{\text{m}}{\text{hr}}$ $V_{s\text{max}} < 1.2 \cdot \frac{\text{m}}{\text{hr}} = 0$ Se encuentra dentro de los valores recomendados

Dimensiones finales de los compartimientos del sedimentador.

$L_t = 3.8 \text{ m}$ Largo total del colector.

$W_e = 0.6 \text{ m}$ Ancho efectivo del sedimentador

Evaluación de la producción de lodos

$P_s := Y \cdot DQO_{\text{carga}} = 4.724 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$

$V_s := \frac{P_s}{\gamma \cdot C} = 0.116 \frac{\text{m}^3}{\text{day}}$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Energía de la bomba de agua

$$\Delta H := 50\% H = 2.25 \text{ m} \quad \text{Pérdida de carga.}$$

$$C := H + \Delta H = 6.75 \text{ m} \quad \text{Cabeza}$$

$$\eta := 0.6 \quad \text{Eficiencia del motor y del soplador.}$$

$$Q_{prom} = 0.506 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$\rho := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densidad del líquido.}$$

$$P := \frac{Q_{prom} \cdot \rho \cdot g \cdot C}{\eta} = 0.075 \text{ hp}$$

Energía suministrada

$$P := 0.5 \text{ hp}$$

Muestreo de lodos

$$\phi := 4 \text{ in} = 0.102 \text{ m} \quad \text{Diámetro del tubo de extracción de lodos}$$

$$P_1 := 15 \text{ cm} \quad \text{Punto 1}$$

$$P_2 := P_1 + \phi + 15 \text{ cm} = 40.16 \text{ cm} \quad \text{Punto 2}$$

$$P_3 := P_2 + \phi + 15 \text{ cm} = 65.32 \text{ cm} \quad \text{Punto 3}$$

$$P_4 := P_3 + \phi + 15 \text{ cm} = 90.48 \text{ cm} \quad \text{Punto 4}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Biofiltro Aerobio de Flujo Ascendente (Up flow BAF)

Concentraciones en el afluente del BAF provenientes del efluente del RAFA

$$DQO_{carga} := 205.224 \frac{mg}{L}$$

$$TSS_{carga} := 127.232 \frac{mg}{L}$$

$$DBO_{5carga} := 78.54 \frac{mg}{L}$$

$$PT_{carga} := 7 \frac{mg}{L}$$

$$TKN_{carga} := 45 \frac{mg}{L}$$

BAF con flujo ascendente

Tiempo de retención hidráulico

$$TRH := 3 \text{ hr}$$

Volumen

$$V := Q_{prom} \cdot TRH = 5.468 \text{ m}^3$$

$$H := 6 \text{ m}$$

$$A := \frac{V}{H} = 0.911 \text{ m}^2$$

$$d := A = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \xrightarrow{\text{solve, } d} \left[\begin{array}{l} -1.2732395447351626862 \cdot (0.71569407639592468574 \cdot \text{m}^2)^{0.5} \\ 1.2732395447351626862 \cdot (0.71569407639592468574 \cdot \text{m}^2)^{0.5} \end{array} \right]$$

$$d = \left[\begin{array}{l} -1.077 \\ 1.077 \end{array} \right] \text{ m} \quad d := 1.1 \text{ m}$$

Área y volumen real

$$A := \frac{\pi}{4} \cdot d^2 = 0.95 \text{ m}^2$$

$$V := H \cdot A = 5.702 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención hidráulico real

$$TRH := \frac{V}{Q_{prom}} = 3.129 \text{ hr}$$

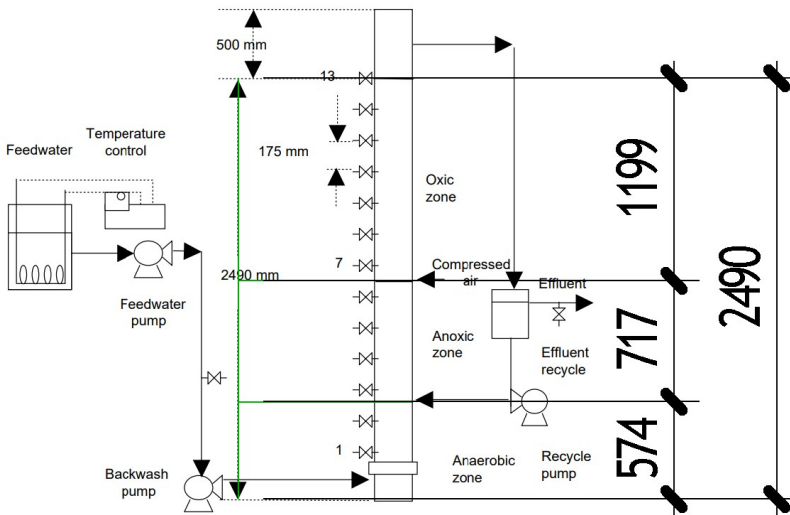
Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Datos del artículo científico



$$L := 2490 \text{ mm} \quad L_{anoxic} := 717 \text{ mm} \quad L_{oxic} := 1199 \text{ mm} \quad L_2 := 574 \text{ mm}$$

$$R_1 := \frac{L_{anoxic}}{L} = 28.795\% \quad R_2 := \frac{L_{oxic}}{L} = 48.153\% \quad R_3 := \frac{L_2}{L} = 23.052\%$$

$$R_1 + R_2 + R_3 = 100\%$$

$$\text{Corrección}_1 := \frac{R_1 + R_2}{R_1} = \frac{100\%}{x} \xrightarrow{\text{solve, } x} 0.37421711899791227097$$

$$\text{Corrección}_1 = 37.422\%$$

$$\text{Corrección}_2 := \frac{R_1 + R_2}{R_2} = \frac{100\%}{x} \xrightarrow{\text{solve, } x} 0.62578288100208772903$$

$$\text{Corrección}_2 = 62.578\%$$

$$\text{Corrección}_1 + \text{Corrección}_2 = 100\%$$

Altura anóxica

$$H_{anóxica} := H \cdot \text{Corrección}_1 = 2.2 \text{ m}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

Altura aeróbica

$$H_{aeróbica} := H \cdot \text{Corrección}_2 = 3.8 \text{ m}$$

Recirculación del 300%.

Aireación por difusores de aire

Requerimiento de energía

$$\eta := 0.6 \quad \text{Eficiencia del motor y del soplador.}$$

$$C_L := 2.0 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{OD promedio.}$$

$$H = 6 \text{ m} \quad \text{Profundidad del líquido del tanque.}$$

$$d := 2.2 \text{ m} \quad \text{El punto de liberación de aire para los difusores por encima del fondo del tanque.}$$

$$D_f := H - d = 3.8 \text{ m} \quad \text{Profundidad de difusor}$$

$$\rho := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Densidad del líquido.}$$

$$R_{aire} := 2500 \frac{\text{mL}}{\text{min}} \quad \text{Se tomó la misma relación de aire que en el artículo científico.}$$

$$P := \frac{R_{aire} \cdot \rho \cdot g \cdot D_f}{\eta} = 0.003 \text{ hp}$$

Energía suministrada

$$P := 0.5 \text{ hp}$$

Eficiencia de remoción del nitrógeno en el BAF

$$E_{NO_3} := 79\% \quad \text{Eficiencia igual que en artículo científico con una recirculación del 300% y un tiempo de retención hidráulico de 3 horas.}$$

Resultados comparados con el AG 236-2006

$$E_{PT} := 0\% \quad \text{Eficiencia de remoción del fósforo total.}$$

$$C_{DBO_5_S} := DBO_5 - (DBO_5 \cdot E_{DBO_5}) = 70.35 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{DBO_5_S} < 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 27, ETAPA 4)}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

$$C_{TSS_S} := TSS - (TSS \cdot E_{TSS}) = 138.67 \frac{mg}{L} \quad C_{TSS_S} < 200 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{NT_S} := NT - (NT \cdot E_{NO_3}) = 9.45 \frac{mg}{L} \quad C_{NT_S} < 40 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{PT_S} := PT - (PT \cdot E_{PT}) = 7 \frac{mg}{L} \quad C_{PT_S} < 10 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

Resumen del diseño

Afluente				
Afluente	Características	Elemento	Valor	Unidades
Aguas residuales sin tratamiento	Caudal	Promedio	0.51	L/s
		Máximo	1.01	L/s
		Mínimo	0.25	Ls
Características fisico-químicas	Concentración	DBO5	300	mg/L
		TSS	350	mg/L
		NT	45	mg/L
		PT	7	mg/L
Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente				
	Características	Valor	Unidad	
Dimensiones	Volumen	16.25	m ³	
	Largo	1.9	m	
	Ancho	1.9	m	
	Profundidad	4.5	m	
	Tiempo de retención hidráulico	8.91	hr	
	Producción de metano	4.72	m ³ /day	
	Producción de biogas	6.29	m ³ /day	
Separador de 3 fases	Largo del colector de gas	1.9	m	
	Ancho del colector de gas	0.1	m	
	Largo de las aberturas	3.8	m	
	Ancho de las aberturas	0.4	m	
	Largo del sedimentador	3.8	m	
	Ancho del sedimentador	0.6	m	

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

	Producción de lodos	0.12	m ³ /day	
Bomba de agua	Flujo Ascendente	0.5	hp	
Up flow BAF				
Características	Valor	Unidad		
Altura fase anóxica	2.2	m		
Altura fase aerobia	3.8	m		
Diamétero	1.1	m		
Tiempo de retención hidráulico	3.2	hr		
Recirculación de nitrógeno	300	%		
Bomba de aireación	0.5	hp		
Efluente				
Concentración	DBO5	70.35	mg/L	
	TSS	138.67	mg/L	
	NT	9.45	mg/L	
	PT	7	mg/L	
Eficiencia de remoción de los lodos				
	DBO5	68.38%		
	TSS	76.55%		
	NT	79%		
	PT	0%		

Diseño con base en:

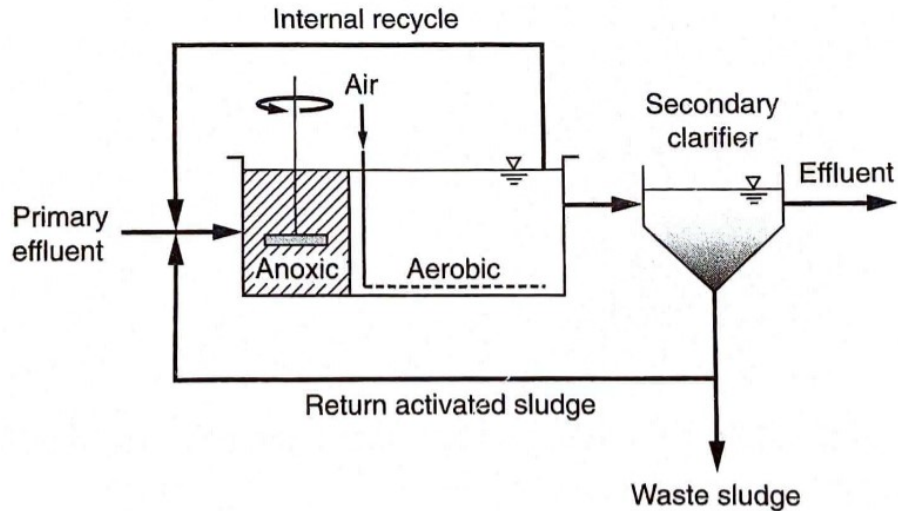
Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Ha, J. y Ong, S. (2007). *Nitrification and denitrification in partially aerated biological aerated filter (BAF) with dual size sand media*. 55(1), 9-17. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

https://www.researchgate.net/publication/6500661_Nitrification_and_denitrification_in_partially_aerated_biological_aerated_filter_BAF_with_dual_size_sand_media

LODOS ACTIVADOS

Esquema del sistema que se estará diseñando



(Metcalf y Eddy, 2014)

Características físico-químicas de las aguas residuales crudas en los países en desarrollo

Table 2.24. Physical–chemical characteristics of raw domestic sewage in developing countries

Parameter	Per capita load (g/inhab.d)		Concentration (mg/L, except pH)	
	Range	Typical	Range	Typical
<i>TOTAL SOLIDS</i>	120–220	180	700–1350	1100
<i>Suspended</i>	35–70	60	200–450	350
• <i>Fixed</i>	7–14	10	40–100	80
• <i>Volatile</i>	25–60	50	165–350	320
<i>Dissolved</i>	85–150	120	500–900	700
• <i>Fixed</i>	50–90	70	300–550	400
• <i>Volatile</i>	35–60	50	200–350	300
<i>Settleable</i>	–	–	10–20	15
<i>ORGANIC MATTER</i>				
<i>BOD₅</i>	40–60	50	250–400	300
<i>COD</i>	80–120	100	450–800	600
<i>BOD ultimate</i>	60–90	75	350–600	450
<i>TOTAL NITROGEN</i>	6.0–10.0	8.0	35–60	45
<i>Organic nitrogen</i>	2.5–4.0	3.5	15–25	20
<i>Ammonia</i>	3.5–6.0	4.5	20–35	25
<i>Nitrite</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
<i>Nitrate</i>	0.0–0.3	≈ 0	0–2	≈ 0
<i>PHOSPHORUS</i>	0.7–2.5	1.0	4–15	7
<i>Organic phosphorus</i>	0.7–1.0	0.3	1–6	2
<i>Inorganic phosphorus</i>	0.5–1.5	0.7	3–9	5
<i>pH</i>	–	–	6.7–8.0	7.0
<i>ALKALINITY</i>	20–40	30	100–250	200
<i>HEAVY METALS</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
<i>TOXIC ORGANICS</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Concentraciones en el afluente

$$\text{DQO} := 600 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{TSS} := 350 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{PT} := 7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{pH} := 7$$

$$\text{DBO}_5 := 300 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{NT} := 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{T} := 23 \text{ }^\circ\text{C} \quad \text{TKN}_{\text{concentración}} := \text{NT} = 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Factores de diseño

$$\text{f.r.} := 0.90 \quad \text{f.q.max} := 2 \quad \text{f.q.min} := 0.5 \quad \text{Seleccionado.}$$

Dotación

$$\text{Dot} := 48600 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

Caudal promedio

$$\text{Q}_{\text{prom}} := \text{Dot} \cdot \text{f.r.} = 0.51 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$\text{Q}_{\text{prom}} := \text{Dot} \cdot \text{f.r.} = 43740 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

$$\text{Q}_{\text{prom}} := \text{Dot} \cdot \text{f.r.} = 30.38 \frac{\text{L}}{\text{min}}$$

$$\text{Q}_{\text{prom}} := \text{Dot} \cdot \text{f.r.} = 1822.5 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal máximo

$$\text{Q}_{\text{max}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{f.q.max} = 1.01 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$\text{Q}_{\text{max}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{f.q.max} = (3.65 \cdot 10^3) \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal mínimo

$$\text{Q}_{\text{min}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{f.q.min} = 0.25 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$\text{Q}_{\text{min}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{f.q.min} = 911.25 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Cargas en el afluente

$$\text{DQO}_{\text{carga}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{DQO} = 26.24 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{TSS}_{\text{carga}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{TSS} = 15.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{DBO}_{5\text{carga}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{DBO}_5 = 13.12 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{PT}_{\text{carga}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{PT} = 0.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{TKN}_{\text{carga}} := \text{Q}_{\text{prom}} \cdot \text{NT} = 1.97 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Características deseadas en el efluente

Se seleccionaron estas características ya que se buscó que fueran menores a las indicadas en la etapa 4 del AG 236-2006 para cumplir con la etapa más crítica.

$$\text{DBO}_{5\text{efluente}} := 100 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{TSS}_{\text{efluente}} := 100 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{TKN}_{\text{efluente}} := 15 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Parámetros y coeficientes

Parámetros cinéticos y estequiométricos.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$$Y := 0.6 \quad \text{gVSS / gDBO5. Coeficiente de rendimiento (producción celular).}$$

$$K_d := \frac{0.08}{\text{day}} \quad \text{gVSS / gVSS*día. Coeficiente de respiración endógena a 20 °C.}$$

$$\theta_{Kd} := 1.07 \quad \text{Corrección de temperatura para Kd.}$$

$$O_2\text{-SS}_b := 1.42 \quad \text{g DBOu / gSSb. Oxígeno por cada sólido biodegradable destruido.}$$

$$\text{DBO}_u\text{-DBO}_5 := 1.46 \quad \text{Relación DBOu / DBO5.}$$

Relación entre sólidos.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

Aguas negras:

$$\text{SS}_b\text{-VSS} := 0.60 \quad \text{gSSb / gVSS. SS biodegradables / VSS en las aguas residuales crudas.}$$

$$\text{VSS-SS} := 0.80 \quad \text{gVSS / g SS. VSS / SS cuando se generan sólidos.}$$

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

Sólidos biológicos a generar:

$$\text{SS}_b\text{-SS} := 0.80 \quad \text{gSSb / g SS. SS biodegradables / SS en las aguas residuales crudas.}$$

Después de un tiempo igual a la edad del lodo:

$$\text{VSS-SS} := 0.77 \quad \text{gVSS / g SS. VSS / SS en las aguas residuales crudas.}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Coefficientes de aireación.

$C_s := 9.02 \frac{mg}{L}$ Concentración de saturación de oxígeno en agua limpia a 20 °C.

$\alpha := 0.7$ Difusores de aire. Valores varían entre 0.6 - 1.2.

$\beta := 0.9$ Valores varían entre 0.7 - 0.98.

$\theta_{KL} := 1.024$ Corrección de la temperatura operacional para KL

Diseño para los lodos activados con nitrificación y pre-desnitrificación

Parámetros de diseño.

Reactor.

$\theta_C := 6 \text{ day}$ Edad de los lodos.

$MLVSS := 3000 \frac{mg}{L}$ $X_V := MLVSS = 3000 \frac{mg}{L}$ Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.

$R := 1$ Relación de retorno de lodos

Sistema de aeración.

$C_L := 2.0 \frac{mg}{L}$ OD promedio.

$EO_2 := 0.15$ Eficiencia de transferencia de O2 con difusores de aire.

$\eta := 0.6$ Eficiencia del motor y del soplador.

Coefficientes de nitrificación.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$\mu_{max} := \frac{0.5}{day}$ Máxima tasa de crecimiento (20 °C).

$K_N := 0.7 \frac{gm}{m^3}$ Coeficiente de media saturación del amonio.

$K_O := 0.8 \frac{gm}{m^3}$ Coeficiente de media saturación del oxígeno.

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$Y_N := 0.08$	Coefficiente de rendimiento para nitrificadores.
$T_{\mu_{\max}} := 1.1$	Coefficiente de temperatura para μ_{\max} .
$O_{2N} := 4.57$	Demanda de oxígeno para la nitrificación.
$A := 7.1$	Consumo de alcalinidad.

Coefficientes de desnitrificación.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$T_{DN} := \frac{0.08}{\text{day}}$	Tasa de desnitrificación en la zona pre-anóxica (20 °C).
-------------------------------------	--

$\theta_{DR} := 1.09$	Coefficiente de temperatura para la tasa de desnitrificación.
-----------------------	---

$O_{2DN} := 2.85$	Producción de oxígeno para desnitrificación..
-------------------	---

$FA := 0.12$	Fracción de amoníaco en el exceso de lodo.
--------------	--

Reactor.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$F_{RPA} := 25\%$	Fracción del reactor como zona pre-anóxica.
-------------------	---

$F_{RA} := 75\%$	Fracción del reactor como zona aerobia.
------------------	---

$R := 70\%$	Relación entre la tasa de eliminación de DBO en condiciones anóxicas y aeróbicas.
-------------	---

$SRR := 100\%$	Relación de tasa de recirculación de los lodos.
----------------	---

$RRI := 300\%$	Relación de recirculación interna del agua con nitrato.
----------------	---

Tanque de sedimentación secundario.

Se tomaron los valores para los coeficientes entre bueno y pobre para el rango de sedimentabilidad.

$v_o := 7.40 \frac{m}{hr}$

$K := 0.59 \frac{m^3}{kg}$

$m := 7.34$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$n := 0.71$$

Reactor aerobio

DBO soluble del efluente final

Concentración de SS en el efluente.

$$\text{TSS}_{\text{efluente}} = 100 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Concentración de VSS en el efluente.

$$\text{VSS}_{\text{SS}} := 0.80 \quad \text{gVSS / g SS. VSS / SS cuando se generan sólidos.}$$

$$\text{VSS}_{\text{efluente}} := \text{VSS}_{\text{SS}} \cdot \text{TSS}_{\text{efluente}} = 80 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$f_b := 0.8 \quad \text{Seleccionado.}$$

$$f_b := \frac{f_{b'}}{1 + (1 - f_{b'}) \cdot K_d \cdot \theta_C} = 0.73$$

Concentración de sólidos biodegradables en el efluente.

$$\text{SB}_{\text{efluente}} := f_b \cdot \text{VSS}_{\text{efluente}} = 58.394 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

DBO5 particulada en el efluente.

$$\text{DBO}_{5\text{part}} := \frac{\text{O}_2\text{-SS}_b \cdot \text{SB}_{\text{efluente}}}{\text{DBO}_{\text{u}} - \text{DBO}_5} = 56.794 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

DBO soluble máxima a obtener.

$$\text{DBO}_{5\text{sol}} := \text{DBO}_{5\text{efluente}} - \text{DBO}_{5\text{part}} = 43.206 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Eficiencia del sistema en la remoción de DBO5

$$E_{\text{DBO}_5} := \frac{\text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5\text{efluente}}}{\text{DBO}_5} = 66.67\%$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Carga de DBO5 eliminada en la etapa biológica

$$S_r := Q_{\text{prom}} \cdot (\text{DBO}_5 - \text{DBO}_{5\text{sol}}) = 11.232 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Distribución de sólidos en el tratamiento

Sólidos entrantes.

Sólidos suspendidos totales.

$$P_x := \text{TSS}_{\text{carga}} = 15.309 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos suspendidos volátiles.

$\text{VSS}_{\text{SS}} := 0.80$ gVSS / g SS. VSS / SS cuando se generan sólidos.

$$P_{\text{xv}} := \text{VSS}_{\text{SS}} \cdot P_x = 12.247 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos volátiles biodegradables.

$\text{SS}_{\text{b-VSS}} := 0.60$ gSSb / gVSS. SS biodegradables / VSS en las aguas residuales crudas.

$$P_{\text{xb}} := \text{SS}_{\text{b-VSS}} \cdot P_{\text{xv}} = 7.348 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos volátiles no biodegradables.

$$P_{\text{xnb}} := P_{\text{xv}} - P_{\text{xb}} = 4.899 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos suspendidos inorgánicos (no volátiles).

$$P_{\text{xi}} := P_x - P_{\text{xv}} = 3.062 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos biológicos generados en el reactor.

Sólidos suspendidos volátiles producidos.

$Y := 0.6$ gVSS / gDBO5. Coeficiente de rendimiento (producción celular).

$$PP_{\text{xv}} := Y \cdot S_r = 6.739 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Sólidos suspendidos totales producidos.

VSS_SS := 0.80 gVSS / g SS. VSS / SS cuando se generan sólidos.

$$PP_x := \frac{PP_{xv}}{VSS_SS} = 8.424 \frac{kg}{day}$$

Sólidos suspendidos inorgánicos producidos.

$$PP_{xi} := PP_x - PP_{xv} = 1.685 \frac{kg}{day}$$

Sólidos suspendidos biodegradables producidos.

$$PP_{xb} := f_b \cdot PP_{xv} = 4.919 \frac{kg}{day}$$

Sólidos suspendidos no biodegradables producidos.

$$PP_{xnb} := PP_{xv} - PP_{xb} = 1.82 \frac{kg}{day}$$

Sólidos en suspensión biodegradables destruidos en la respiración endógena.

$$K_d := \frac{0.08}{day} \quad gVSS / gVSS \cdot día. \text{ Coeficiente de respiración endógena a } 20 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

$\theta_C := 6 \text{ day}$ Edad de los lodos.

$f_b = 0.73$ Concentración de VSS en el efluente.

$$DP_{xb} := \frac{PP_{xb} \cdot K_d \cdot \theta_C}{1 + f_b \cdot K_d \cdot \theta_C} = 1.749 \frac{kg}{day}$$

Restos de sólidos en suspensión biodegradables (producción neta).

$$P_{xbneta} := PP_{xb} - DP_{xb} = 3.171 \frac{kg}{day}$$

Restos de sólidos volátiles en suspensión (producción neta).

$$P_{xvneta} := P_{xbneta} - PP_{xnb} = 1.351 \frac{kg}{day}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Sólidos biológicos generados en el reactor.

Sólidos suspendidos inorgánicos (no volátiles).

$$P_{xi} := P_{xi} + PP_{xi} = 4.747 \frac{kg}{day}$$

Sólidos volátiles no biodegradables.

$$P_{xnb} := P_{xnb} + PP_{xnb} = 6.719 \frac{kg}{day}$$

Sólidos volátiles biodegradables.

$$P_{xb} := P_{xb} + PP_{xb} = 12.268 \frac{kg}{day}$$

Sólidos suspendidos volátiles.

$$P_{xv} := P_{xnb} + P_{xb} = 18.987 \frac{kg}{day}$$

Sólidos suspendidos totales.

$$P_x := P_{xv} + P_{xi} = 23.733 \frac{kg}{day}$$

Volumen del reactor

$Y := 0.6$ gVSS / gDBO5. Coeficiente de rendimiento (producción celular).

$\theta_C := 6$ day Edad de los lodos.

$S_r = 11.232 \frac{kg}{day}$ Carga de DBO5 eliminada en la etapa biológica

$f_b = 0.73$ Concentración de VSS en el efluente.

$K_d := \frac{0.08}{day}$ gVSS /gVSS*día. Coeficiente de respiración endógena a 20 °C.

$X_V := MLVSS = 3000 \frac{mg}{L}$ Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.

$$V := \frac{Y \cdot \theta_C \cdot S_r}{X_V \cdot (1 + f_b \cdot K_d \cdot \theta_C)} = 9.98 m^3$$

$H := 2.5$ m altura

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$A := \frac{V}{H} = 3.993 \text{ m}^2$$

$$a := \sqrt{A} = 2 \text{ m} \quad \text{ancho, reactor cuadrado}$$

Tiempo de retención hidráulica.

$$\text{TRH} := \frac{V}{Q_{\text{prom}}} = 5.477 \text{ hr}$$

Tasa de utilización del sustrato.

$$S_r = 11.232 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad \text{Carga de DBO5 eliminada en la etapa biológica}$$

$$X_V := \text{MLVSS} = 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.}$$

$$U := \frac{S_r}{X_V \cdot V} = 0.375 \frac{1}{\text{day}}$$

Relación F/M.

$$X_V := \text{MLVSS} = 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.}$$

$$F_M := \frac{\text{DBO}_{5\text{carga}}}{X_V \cdot V} = 0.438 \frac{1}{\text{day}}$$

Remoción de exceso de lodos

Sólidos suspendidos totales.

$$P_x := P_{xv} + P_{xi} = 23.733 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos suspendidos en el efluente.

$$P_{\text{efl}} := \text{TSS}_{\text{efluente}} \cdot Q_{\text{prom}} = 4.374 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Sólidos suspendidos removidos del sistema.

$$\text{SS}_{\text{rem}} := P_x - P_{\text{efl}} = 19.359 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Eficiencia del sistema en la remoción de TSS

$$E_{\text{TSS}} := \frac{\text{TSS} - \text{TSS}_{\text{efluente}}}{\text{TSS}} = 71.43\%$$

Remoción directa desde el reactor

$$\text{MLVSS} := 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.}$$

$$\text{VSS}_{\text{SS}} := 0.77 \quad \text{gVSS / g SS. VSS / SS en las aguas residuales crudas.}$$

$$\text{MLSS} := \frac{\text{MLVSS}}{\text{VSS}_{\text{SS}}} = 3896.104 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad X_r := 10000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{RASS}$$

$$Q_{\text{ex}} := \frac{V \cdot \text{MLSS}}{\theta_c \cdot X_r} = 0.648 \frac{\text{m}^3}{\text{day}}$$

Requerimiento de oxígeno

Requerimientos de O2 en el campo

$$a' := \text{DBO}_u - \text{DBO}_5 - \text{O}_2\text{SS}_b \cdot Y = 0.608$$

$$b' := \text{O}_2\text{SS}_b \cdot f_b \cdot K_d = 0.083 \frac{1}{\text{day}}$$

Demanda para síntesis.

$$\text{Síntesis} := a' \cdot S_r = 6.829 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Demanda para respiración endógena.

$$\text{Endógena} := b' \cdot X_v \cdot V = 2.483 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Demanda para nitrificación.

$$\text{Nit} := 4.95 \frac{\text{kg}}{\text{day}} = 4.95 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad \text{Cálculo más adelante}$$

$$\text{RO}_{\text{prom}} := \text{Síntesis} + \text{Endógena} + \text{Nit} = 14.262 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$\text{OTR}_{\text{campo}} := \left(\frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{prom}}} \right) \cdot \text{RO}_{\text{prom}} = 28.524 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Corrección para las condiciones estándar

$$f_H := 1 - \left(\frac{1700}{9450} \right) = 0.82 \quad \text{Factor de corrección de } C_s \text{ por la altitud}$$

$$C_s := 9.02 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Concentración de saturación de oxígeno en agua limpia a } 20 \text{ }^\circ\text{C}.$$

$$\alpha := 0.7 \quad \text{Difusores de aire. Valores varían entre 0.6 - 1.2.}$$

$$\beta := 0.9 \quad \text{Valores varían entre 0.7 - 0.98.}$$

$$\theta_{\text{KL}} := 1.024 \quad \text{Corrección de la temperatura operacional para KL}$$

$$\text{OTR}_{\text{estándar}} := \frac{\text{OTR}_{\text{campo}}}{\frac{\beta \cdot f_H \cdot C_s - C_L}{C_s} \cdot \alpha \cdot \theta_{\text{KL}}^{(23-20)}} = 73.495 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Nitrificación y desnitrificación

Volumen del reactor

$$F_{\text{RPA}} := 25\% \quad \text{Fracción del reactor como zona pre-anóxica.}$$

$$F_{\text{RA}} := 75\% \quad \text{Fracción del reactor como zona aerobia.}$$

$$V_{\text{TOT}} := V \cdot \frac{(F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})}{(0.7 \cdot F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})} = 10.791 \text{ m}^3$$

Volumen para las zonas anóxica y aerobia.

$$V_{\text{anox}} := F_{\text{RPA}} \cdot V_{\text{TOT}} = 2.698 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{aer}} := F_{\text{RA}} \cdot V_{\text{TOT}} = 8.093 \text{ m}^3$$

$$H = 2.5 \text{ m} \quad \text{altura}$$

$$A_{\text{TOT}} := \frac{V_{\text{TOT}}}{H} = 4.316 \text{ m}^2$$

$$a_{\text{TOT}} := \sqrt{A_{\text{TOT}}} = 2.08 \text{ m} \quad \text{ancho, reactor cuadrado}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$V_{\text{anox}} := F_{\text{RPA}} \cdot V_{\text{TOT}} = 2.698 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{aer}} := F_{\text{RA}} \cdot V_{\text{TOT}} = 8.093 \text{ m}^3$$

$$A_{\text{anox}} := \frac{V_{\text{anox}}}{H} = 1.079 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{aer}} := \frac{V_{\text{aer}}}{H} = 3.237 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{anox}} := \frac{A_{\text{anox}}}{a_{\text{TOT}}} = 0.519 \text{ m}$$

$$L_{\text{aer}} := \frac{A_{\text{aer}}}{a_{\text{TOT}}} = 1.558 \text{ m}$$

$$A_{\text{anos}} := L_{\text{anox}} \cdot a_{\text{TOT}} = 1.079 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{aer}} := L_{\text{aer}} \cdot a_{\text{TOT}} = 3.237 \text{ m}^2$$

Tiempo de retención hidráulico.

$$\text{TRH}_{\text{TOT}} := \frac{V_{\text{TOT}}}{Q_{\text{prom}}} = 0.247 \text{ day} \quad \text{TRH}_{\text{TOT}} = 5.921 \text{ hr}$$

$$t_{\text{anox}} := F_{\text{RPA}} \cdot \text{TRH}_{\text{TOT}} = 1.48 \text{ hr}$$

$$t_{\text{aer}} := F_{\text{RA}} \cdot \text{TRH}_{\text{TOT}} = 4.441 \text{ hr}$$

Edad de los lodos con el factor de corrección.

$$\theta_{\text{C}} := 6 \text{ day} \cdot \frac{(F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})}{(0.7 \cdot F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})} = 6.486 \text{ day}$$

$$\theta_{\text{aer}} := (6 \text{ day} \cdot 75\%) \cdot \frac{(F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})}{(0.7 \cdot F_{\text{RPA}} + F_{\text{RA}})} = 4.865 \text{ day}$$

Cálculo de la tasa de crecimiento de las bacterias nitrificantes

Efecto de la concentración de amoníaco en el reactor.

$$\text{NH}_{4\text{P}} := 2 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Concentración deseada en el efluente.}$$

$$K_{\text{N}} := 0.7 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3} \quad \text{Coeficiente de media saturación del amonio.}$$

$$\mu_{\text{NH}_4} := \mu_{\text{max}} \cdot \left(\frac{\text{NH}_{4\text{P}}}{K_{\text{N}} + \text{NH}_{4\text{P}}} \right) = 0.37 \frac{1}{\text{day}} \quad \mu_{\text{max1}} := \frac{\mu_{\text{NH}_4}}{\mu_{\text{max}}} = 0.741$$

Efecto de la concentración de oxígeno disuelto en el reactor.

$$K_{\text{O}} := 0.8 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3} \quad \text{Coeficiente de media saturación del oxígeno.}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$C_L := 2.0 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{OD promedio.}$$

$$\mu_{\text{OD}} := \mu_{\text{max}} \cdot \left(\frac{C_L}{K_O + C_L} \right) = 0.357 \frac{1}{\text{day}}$$

$$\mu_{\text{max2}} := \frac{\mu_{\text{OD}}}{\mu_{\text{max}}} = 0.714$$

Efecto del pH en el reactor.

$$\mu_{\text{pH}} := \mu_{\text{max}} \cdot (1 - 0.83 \cdot (7.2 - \text{pH})) = 0.417 \frac{1}{\text{day}}$$

$$\mu_{\text{max3}} := \frac{\mu_{\text{pH}}}{\mu_{\text{max}}} = 0.834$$

Efecto de la temperatura en el reactor.

$$\mu_T := \mu_{\text{max}} \cdot \theta_{\text{KL}}^{(23 - 20)} = 0.537 \frac{1}{\text{day}}$$

$$\mu_{\text{max4}} := \frac{\mu_T}{\mu_{\text{max}}} = 1.074$$

Integración de los efectos de las condiciones medioambientales.

$$\mu := \mu_{\text{max1}} \cdot \mu_{\text{max2}} \cdot \mu_{\text{max3}} \cdot \mu_{\text{max4}} = 0.474$$

Crecimiento de bacterias nitrificantes.

$$\mu_N := \mu \cdot \mu_{\text{max}} = 0.237 \frac{1}{\text{day}}$$

Edad mínima aeróbica del lodo requerida para la nitrificación total

$$\theta := \frac{1}{\mu_N} = 4.221 \text{ day} \quad \theta < \theta_{\text{aer}} = 1$$

Cálculo de la fracción de nitrificadores en los sólidos volátiles en suspensión del licor de mezcla

Producción neta de sólidos biológicos en el reactor.

$$PP_{\text{xv}} = 6.739 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Carga de amoníaco por oxidar.

$$\text{TKN}_{\text{afluente}} := \text{TKN}_{\text{carga}} = 1.968 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{TKN}_{\text{efluente}} := Q_{\text{prom}} \cdot \text{TKN}_{\text{efluente}} = 0.656 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{FA} := 0.12 \quad \text{Fracción de amoníaco en el exceso de lodo.}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$\text{TKN}_{\text{exceso}} := \text{FA} \cdot \text{PP}_{\text{xv}} = 0.809 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{TKN}_{\text{oxidado}} := \text{TKN}_{\text{afuente}} - \text{TKN}_{\text{efluente}} - \text{TKN}_{\text{exceso}} = 0.503 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Producción de bacterias nitrificantes.

$$\text{P}_{\text{XN}} := \text{Y}_{\text{N}} \cdot \text{TKN}_{\text{oxidado}} = 0.04 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Relación f_N.

$$f_{\text{N}} := \frac{\text{P}_{\text{XN}}}{\text{PP}_{\text{xv}}} = 0.006 \quad f_{\text{N}} = 0.6\% \quad \text{Las bacterias nitrificantes representan el 0.6\% de la biomasa (MLVSS).}$$

Requerimientos de oxígeno para la nitrificación

$$\text{O}_{2\text{req}} := 4.57 \cdot \text{TKN}_{\text{oxidado}} = 2.301 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Cálculo de la tasa de nitrificación

$$\text{Y}_{\text{N}} := 0.08 \quad \text{Coeficiente de rendimiento para nitrificadores.}$$

$$\text{X}_{\text{V}} := \text{MLVSS} = 3000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Sólidos suspendidos volátiles en la mezcla de licor.}$$

$$\Delta \text{TKN}_{\Delta \text{T}} := f_{\text{N}} \cdot \frac{\text{X}_{\text{V}} \cdot \mu_{\text{N}}}{\text{Y}_{\text{N}}} = 53.096 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3 \cdot \text{day}}$$

La carga TKN que puede oxidarse es:

$$\text{L}_{\text{TKN}} := \text{V}_{\text{aer}} \cdot \Delta \text{TKN}_{\Delta \text{T}} = 0.43 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Cálculo de la concentración del efluente de amoníaco

$$\text{TKN}_{\text{efluente}} := \text{TKN}_{\text{afuente}} - \text{TKN}_{\text{exceso}} - \text{TKN}_{\text{oxidado}} = 0.656 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{TKN}_{\text{e}} := \frac{\text{TKN}_{\text{efluente}}}{\text{Q}_{\text{prom}}} = 15 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{NH}_4 := \text{TKN}_{\text{e}} = 15 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Eficiencia de la remoción del amoníaco

$$\text{TKN}_{\text{o}} := \text{TKN}_{\text{concentración}} = 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$E_{\text{NH}_4} := \frac{(\text{TKN}_o - \text{TKN}_e)}{\text{TKN}_o} = 66.67\%$$

Masa de VSS en la zona pre-anóxica

$$V_{\text{anox}} = 2.698 \text{ m}^3$$

$$\text{VSS}_{\text{ANZ}} := V_{\text{anox}} \cdot X_V = 8.093 \text{ kg}$$

Recirculación de nitratos a la zona anóxica

$$R_{\text{TOT}} := \text{SRR} + \text{RRI} = 4$$

Tasa de desnitrificación específica

$$\text{SDR} := \frac{0.08}{\text{day}} \quad \theta_{\text{KL}} = 1.024$$

Corrección por temperatura.

$$\text{SDR}_T := \text{SDR} \cdot \theta_{\text{KL}}^{23-20} = 0.086 \frac{1}{\text{day}}$$

Cargas de nitrato

$$\text{TKN}_{\text{oxidado}} = 0.503 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$\text{SRR} := 100\%$ Relación de tasa de recirculación de los lodos.

$\text{RRI} := 300\%$ Relación de recirculación interna del agua con nitrato.

$$\text{NO}_{3\text{recirculado1}} := \text{TKN}_{\text{oxidado}} \cdot \frac{\text{SRR}}{R_{\text{TOT}} + 1} = 0.101 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{NO}_{3\text{recirculado2}} := \text{TKN}_{\text{oxidado}} \cdot \frac{\text{RRI}}{R_{\text{TOT}} + 1} = 0.302 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{NO}_{3\text{recirculado}} := \text{NO}_{3\text{recirculado1}} + \text{NO}_{3\text{recirculado2}} = 0.403 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$\text{NO}_{3\text{red}} := \text{SDR} \cdot \text{VSS}_{\text{ANZ}} = 0.647 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Carga de nitrato a ser verdaderamente reducido, ya que 0.403 kg/d es menor a 0.647 kg/d. Si $\text{NO}_{3\text{red}}$ hubiera sido menor que $\text{NO}_{3\text{recirculado}}$ se hubiera usado ese valor.

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$$\text{NO}_{3\text{efluente}} := \text{TKN}_{\text{oxidado}} - \text{NO}_{3\text{recirculado}} = 0.101 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Concentración de nitrato efluente

$$\text{NO}_{3\text{ef}} := \frac{\text{NO}_{3\text{efluente}}}{Q_{\text{prom}}} = 2.302 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Eficiencia de remoción de nitrógeno

$$E_{\text{NO}_3} := \frac{(\text{TKN}_{\text{oxidado}} - \text{NO}_{3\text{efluente}})}{\text{TKN}_{\text{oxidado}}} = 80\%$$

Resumen de las concentraciones de nitrógeno

Afluente.

$$\text{TKN}_{\text{concentración}} = 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Efluente.

$$\text{NH}_4 = 15 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$\text{NO}_{3\text{ef}} = 2.302 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$\text{NT} := \text{NH}_4 + \text{NO}_{3\text{ef}} = 17.302 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Resumen de las eficiencias de remoción

$$E_{\text{NH}_4} = 66.67\%$$

$$E_{\text{NO}_3} = 80\%$$

$$E_{\text{T}} := E_{\text{NH}_4} + E_{\text{NO}_3} = 146.67\%$$

Aireación por difusores de aire

Cantidad de aire requerido teórico

$$\text{GS}_a := 1.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Gravedad específica para el aire con una altitud de 0m y una temperatura de 20 °C.}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

$f_{O_2} := 0.23$ g O₂ / g aire. Fracción de oxígeno por peso del aire

$$R_{\text{aire_teorico}} := \frac{\text{OTR}_{\text{estándar}}}{GS_a \cdot f_{O_2}} = 0.003 \frac{m^3}{s}$$

Cantidad de aire requerido actual

$EO_2 := 0.15$ Eficiencia de transferencia de O₂ con difusores de aire.

$$R_{\text{aire_actual}} := \frac{R_{\text{aire_teorico}}}{EO_2} = 0.021 \frac{m^3}{s}$$

Cantidad de aire que se usará con factor de seguridad

$FS := 2$ Factor de seguridad para el dimensionamiento de los sopladores

$$R_{\text{aire}} := R_{\text{aire_actual}} \cdot FS = 0.041 \frac{m^3}{s}$$

Requerimiento de energía

$\eta := 0.6$ Eficiencia del motor y del soplador.

$C_L := 2.0 \frac{mg}{L}$ OD promedio.

$H = 2.5 \text{ m}$ Profundidad del líquido del tanque.

$d := 0.5 \text{ m}$ El punto de liberación de aire para los difusores por encima del fondo del tanque.

$D_f := H - d = 2 \text{ m}$ Profundidad de difusor

$\rho := 1000 \frac{kg}{m^3}$ Densidad del líquido.

$$P := \frac{R_{\text{aire}} \cdot \rho \cdot g \cdot D_f}{\eta} = 1.801 \text{ hp}$$

Energía instalada

$P := 2 \text{ hp}$

Eficiencia de oxigenación resultante

$$EO := \frac{\text{OTR}_{\text{estándar}} \cdot FS}{P} = 4.107 \frac{kg}{kW \cdot hr}$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Sedimentador secundario

Área de superficie basado en la tasa de carga hidráulica

$$\text{HLR}_{\text{prom}} := 0.90 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}}$$

$$\text{HLR}_{\text{max}} := 1.9 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}}$$

$$A_{\text{prom}} := \frac{Q_{\text{prom}}}{\text{HLR}_{\text{prom}}} = 2.025 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{max}} := \frac{Q_{\text{max}}}{\text{HLR}_{\text{max}}} = 1.918 \text{ m}^2$$

Área de superficie basado en la tasa de carga de sólidos

$$\text{MLVSS} = 3000 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3}$$

$$\text{SLR}_{\text{prom}} := 5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}}$$

$$\text{SLR} := 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2 \cdot \text{hr}}$$

$$Q_r := \text{SRR} \cdot Q_{\text{prom}} = 1822.5 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

$$A_{\text{prom2}} := (Q_{\text{prom}} + Q_r) \cdot \frac{\text{MLVSS}}{\text{SLR}} = 1.094 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{max2}} := (Q_{\text{max}} + Q_r) \cdot \frac{\text{MLVSS}}{\text{SLR}} = 1.64 \text{ m}^2$$

$$A := \max(A_{\text{prom}}, A_{\text{prom2}}, A_{\text{max}}, A_{\text{max2}}) = 2.025 \text{ m}^2 \quad A := 2.25 \text{ m}^2$$

$$H_{\text{sedimentador}} := 3 \text{ m} \quad \text{Altura sedimentador secundario}$$

Dimensiones

Forma rectangular Relación largo: ancho 2:1

$$A = L \cdot a \quad \text{área} = \text{largo} \times \text{ancho}$$

$$L = 2 \cdot a$$

$$A = 2 \cdot a^2$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{2}} = 1.061 \text{ m} \quad a := 1.1 \text{ m} \quad L := 2 \cdot a = 2.2 \text{ m} \quad A := L \cdot a = 2.42 \text{ m}^2$$

Volumen real

$$V := A \cdot H_{\text{sedimentador}} = 7.26 \text{ m}^3$$

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

Tiempo de retención hidráulico real

$$TRH := \frac{V}{Q_{prom}} = 239.012 \text{ min}$$

Eficiencia de remoción de los lodos

$$E_{DBO_5} = 66.67\%$$

$$E_{NO_3} = 80\%$$

$$E_{TSS} := 87\%$$

$$E_{PT} := 0\%$$

Resultados comparados con el AG 236-2006

$$C_{DBO_5_S} := DBO_5 - (DBO_5 \cdot E_{DBO_5}) = 100 \frac{mg}{L} \quad C_{DBO_5_S} < 200 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 27, ETAPA 4)}$$

$$C_{TSS_S} := TSS - (TSS \cdot E_{TSS}) = 45.5 \frac{mg}{L} \quad C_{TSS_S} < 200 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{NT_S} := NT - (NT \cdot E_{NO_3}) = 3.46 \frac{mg}{L} \quad C_{NT_S} < 40 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{PT_S} := PT - (PT \cdot E_{PT}) = 7 \frac{mg}{L} \quad C_{PT_S} < 10 \frac{mg}{L} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

Resumen del diseño

Afluente				
Afluente	Características	Elemento	Valor	Unidades
Aguas residuales sin tratamiento	Caudal	Promedio	0.51	L/s
		Máximo	1.01	L/s
		Mínimo	0.25	L/s
Características físico-químicas	Concentración	DBO5	300	mg/L
		TSS	350	mg/L
		NT	45	mg/L
		PT	7	mg/L
Reactor biológico				
	Características	Valor	Unidad	
	Edad de los lodos	6.49	días	
	MLVSS adoptado	3000.00	mg/L	
	MLVSS resultante	3896.10	mg/L	
Dimensiones reactor biológico	Volumen	10.79	m ³	
	Largo	2.08	m	
	Ancho	2.08	m	
	Profundidad	2.50	m	
	Tiempo de retención hidráulico	5.92	hr	

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

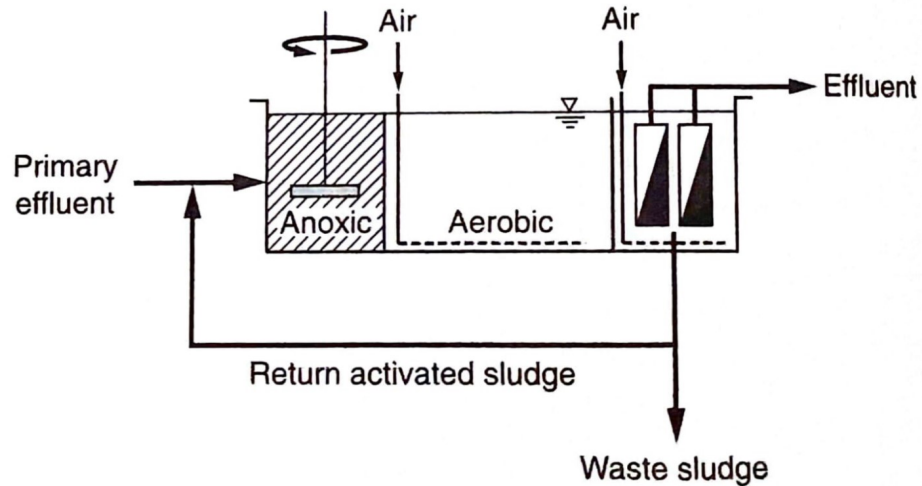
Dimensiones tanque anóxico	Volumen	2.70	m ³
	Largo	0.52	m
	Ancho	2.08	m
	Profundidad	2.50	m
	Tiempo de retención hidráulico	1.48	hr
Dimensiones tanque aeróbico	Volumen	8.09	m ³
	Largo	1.56	m
	Ancho	2.08	m
	Profundidad	2.50	m
	Tiempo de retención hidráulico	4.44	hr
	Relación de retorno de los lodos	100	%
Aireación	Cantidad de aire requerido teórico	0.003	m ³ /s
	Cantidad de aire requerido actual	0.021	m ³ /s
	Cantidad de aire que se usará con factor de seguridad	0.041	m ³ /s
	Requerimiento de energía	1.801	hp
	Energía instalada	2	hp
Exceso de lodos, remoción desde el reactor	Concentración (MLSS)	3896.104	mg/L
	Caudal de remoción	4.969	m ³ /day
Dimensiones clarificador secundario	Cantidad	1	
	Volumen	7.26	m
	Largo	2.2	m
	Ancho	1.1	m
	Profundidad	3	m ³
	Tiempo de retención hidráulico	239.012	min
	Tiempo de retención hidráulico	3.984	hr
Efluente			
Concentración	DBO ₅	100	mg/L
	TSS	45.5	mg/L
	NT	3.46	mg/L
	PT	7	mg/L
Eficiencia de remoción de los lodos			
	DBO ₅	66.67%	
	TSS	87%	
	NT	80%	
	PT	0%	

Diseño con base en:

Sperling, M. y Lemos, C. (2005). *Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions*. London, United Kingdom. IWA

BIOREACTOR DE MEMBRANA (MBR)

Esquema del sistema que se estará diseñando



(Metcalf y Eddy, 2014)

Características físico-químicas de las aguas residuales crudas en los países en desarrollo

Table 2.24. Physical-chemical characteristics of raw domestic sewage in developing countries

Parameter	Per capita load (g/inhab.d)		Concentration (mg/L, except pH)	
	Range	Typical	Range	Typical
<i>TOTAL SOLIDS</i>	120–220	180	700–1350	1100
<i>Suspended</i>	35–70	60	200–450	350
• <i>Fixed</i>	7–14	10	40–100	80
• <i>Volatile</i>	25–60	50	165–350	320
<i>Dissolved</i>	85–150	120	500–900	700
• <i>Fixed</i>	50–90	70	300–550	400
• <i>Volatile</i>	35–60	50	200–350	300
<i>Settleable</i>	–	–	10–20	15
<i>ORGANIC MATTER</i>				
<i>BOD₅</i>	40–60	50	250–400	300
<i>COD</i>	80–120	100	450–800	600
<i>BOD ultimate</i>	60–90	75	350–600	450
<i>TOTAL NITROGEN</i>	6.0–10.0	8.0	35–60	45
<i>Organic nitrogen</i>	2.5–4.0	3.5	15–25	20
<i>Ammonia</i>	3.5–6.0	4.5	20–35	25
<i>Nitrite</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
<i>Nitrate</i>	0.0–0.3	≈ 0	0–2	≈ 0
<i>PHOSPHORUS</i>				
<i>Organic phosphorus</i>	0.7–1.0	0.3	1–6	2
<i>Inorganic phosphorus</i>	0.5–1.5	0.7	3–9	5
<i>pH</i>	–	–	6.7–8.0	7.0
<i>ALKALINITY</i>	20–40	30	100–250	200
<i>HEAVY METALS</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0
<i>TOXIC ORGANICS</i>	≈ 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0

(Sperling y Lemos, 2005)

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Concentraciones en el afluente

$$DQO := 600 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad TSS := 350 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad PT := 7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad pH := 7 \quad VSS := 320 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$DBO_5 := 300 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad NT := 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad T := 23 \text{ }^\circ\text{C} \quad TKN_{\text{concentración}} := NT = 45 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Factores de diseño

$$f.r. := 0.90 \quad f.q.max := 2 \quad f.q.min := 0.5 \quad \text{Asumido.}$$

Dotación

$$Dot := 48600 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

Caudal promedio

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 0.51 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 43740 \frac{\text{L}}{\text{day}}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 30.38 \frac{\text{L}}{\text{min}}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 1822.5 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal máximo

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = 1.01 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = (3.65 \cdot 10^3) \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Caudal mínimo

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 0.25 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 911.25 \frac{\text{L}}{\text{hr}}$$

Cargas en el afluente

$$DQO_{carga} := Q_{prom} \cdot DQO = 26.24 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$TSS_{carga} := Q_{prom} \cdot TSS = 15.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$DBO_{5carga} := Q_{prom} \cdot DBO_5 = 13.12 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$PT_{carga} := Q_{prom} \cdot PT = 0.31 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$TKN_{carga} := Q_{prom} \cdot NT = 1.97 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Parámetros y coeficientes

Condiciones de diseño

$$MLSS := 12000 \frac{gm}{m^3} = 12000 \frac{mg}{L} \quad \text{MLSS del tanque.}$$

$$MLVSS := 9500 \frac{gm}{m^3} = 9500 \frac{mg}{L} \quad \text{MLVSS del tanque.}$$

$$TRS := 10 \text{ day} \quad \text{Tiempo aeróbico de retención de sólidos.}$$

$$DQO_DBO := 1.6 \quad \text{Relación bDQO/DBO.}$$

Suposiciones

$$RAS := 6 \quad \text{Relación de reciclaje.}$$

$$FM := 25 \frac{L}{m^2 \cdot hr} \quad \text{Flujo de membrana.}$$

$$RV := 0.01 \frac{m^3}{m^2} \quad \text{Relación entre el volumen del tanque de membrana y el área de la membrana.}$$

$$\alpha_{bf} := 0.35 \quad \text{Alfa de aireación de burbuja fina.}$$

$$\alpha_{bg} := 0.50 \quad \text{Alfa de aireación de burbuja gruesa.}$$

$$EF_f := 35\% \quad \text{Eficiencia de transferencia de O2 de agua limpia de burbujas finas.}$$

$$EF_g := 35\% \quad \text{Eficiencia de transferencia de O2 de agua limpia de burbujas gruesas.}$$

$$OD := 2 \frac{gm}{m^3} \quad \text{Oxígeno disuelto en depósito de aireación.}$$

Factores de remoción de DBO5

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$$PTKN := 1.5 \quad \text{Carga TKN de pico promedio}$$

$$\alpha := \frac{0.7}{\text{day}} \quad \text{Factor de aireación para remoción de DBO}$$

$$Y_H := 0.45 \quad \text{g VSS / g BDQO}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$K_s := 8 \frac{mg}{L} \quad \text{Coeficiente de oxidación de DQO.}$$

$$f_d := 0.15 \quad \text{Coeficiente de oxidación de DQO.}$$

Factores de nitrificación

Coeficientes cinéticos de diseño de lodos activados para DBO eliminación y nitrificación a 20°C.

$$\beta := 0.95 \quad \text{Factor de aireación.}$$

$$F := 0.90 \quad \text{Factor de aireación.}$$

$$\mu_{maxAOB} := \frac{0.90}{day} \quad \text{g VSS/ g VSS*day}$$

$$b_{AOB} := \frac{0.17}{day} \quad \text{g VSS/ g VSS*day}$$

$$K_{NH_4} := 0.50 \frac{gm}{m^3}$$

$$K_{oAOB} := 0.50 \frac{gm}{m^3}$$

$$Y_n := 0.15 \quad \text{g VSS / g BDQO}$$

Biorreactor de membranas

Desarrollo de las características de las aguas residuales necesarias para el diseño

DQO biodegradable.

$$DQO_DBO := 1.6 \quad \text{Relación bDQO/DBO}$$

$$bDQO := DQO_DBO \cdot DBO_5 = 480 \frac{mg}{L}$$

DQO no biodegradable.

$$nb := DQO - bDQO = 120 \frac{mg}{L}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

DQO soluble no biodegradable en el efluente.

44% del DQO es soluble y 50% del BDO es soluble.

$$sDQO := 44\% \cdot DQO = 264 \frac{mg}{L}$$

$$sDBO_5 := 50\% \cdot DBO_5 = 150 \frac{mg}{L}$$

$DQO_DBO = 1.6$ Relación bDQO/DBO

$$nbsDQO_e := sDQO - (DQO_DBO \cdot sDBO_5) = 24 \frac{mg}{L}$$

VSS no biodegradables.

DQO no biodegradable particulado.

$$bDQO = 480 \frac{mg}{L} \quad \text{DQO biodegradable.}$$

$$nbpDQO := DQO - bDQO - nbsDQO_e = 96 \frac{mg}{L}$$

VSS generados por el DQO.

$$sDQO = 264 \frac{mg}{L} \quad \text{DQO soluble}$$

$$VSS_{DQO} := \frac{DQO - sDQO}{VSS} = 1.05$$

VSS no biodegradables.

$$nbpDQO = 96 \frac{mg}{L} \quad \text{DQO no biodegradable particulado.}$$

$$nbVSS := \frac{nbpDQO}{VSS_{DQO}} = 91.429 \frac{mg}{L}$$

iTSS. Sólidos suspendidos totales inertes

$$iTSS := TSS - VSS = 30 \frac{mg}{L} \quad \text{TSS en el efluente.}$$

DBO en el efluente.

$$DBO_e := 3 \frac{mg}{L} \quad \text{Valor asumido, rango entre 2 - 10 mg/L}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$\frac{DBO_5}{VSS} = 0.938 \quad \frac{VSS}{TSS} = 0.914$$

$$DBO_{5\text{efluente}} := DBO_e + 0.935 \cdot 0.914 \cdot iTSS = 28.638 \frac{mg}{L}$$

Determinación de la tasa de crecimiento específica para las bacterias oxidantes del amoníaco

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$$\theta := 1.072 \quad \text{Coeficiente de corrección para } \mu_{maxAOB}$$

$$\theta_b := 1.029 \quad \text{Coeficiente de corrección para } b_{AOB}$$

$$\boxed{\mu_{maxAOB}} := \mu_{maxAOB} \cdot \theta^{(23-20)} = 1.109 \frac{1}{day} \quad \text{Corrección por temperatura.}$$

$$\boxed{b_{AOB}} := b_{AOB} \cdot \theta_b^{(23-20)} = 0.185 \frac{1}{day} \quad \text{Corrección por temperatura.}$$

$$S_{NH_4} := 0.50 \frac{gm}{m^3}$$

$$K_{NH_4} = 0.5 \frac{gm}{m^3}$$

$$OD = 2 \frac{gm}{m^3} \quad \text{Oxígeno disuelto en deposito de aireación}$$

$$\mu_{AOB} := \mu_{maxAOB} \cdot \left(\frac{S_{NH_4}}{S_{NH_4} + K_{NH_4}} \right) \cdot \left(\frac{OD}{OD + K_{oAOB}} \right) = 0.443 \frac{1}{day}$$

Determinación del tiempo de retención de sólidos teórico y de diseño

Tiempo de retención de solidos teórico.

$$\boxed{TRS} := \frac{1}{\mu_{AOB}} = 2.255 \text{ day}$$

Tiempo de retención de solidos de diseño.

$$PTKN = 1.5 \quad \text{Carga TKN de pico promedio}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$\boxed{TRS} := PTKN \cdot TRS = 3.382 \text{ day}$$

Determinación de la producción de biomasa

$$P_{X_{bioVSS}} = \frac{Q \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{f_d \cdot b_H \cdot Q \cdot Y_H \cdot (S_o - S) \cdot TRS}{1 + b_H \cdot TRS} + \frac{Q \cdot Y_n \cdot (NO_x)}{1 + b_{AOB} \cdot (TRS)}$$

$$S_o := bDQO = 480 \frac{mg}{L}$$

Calibración de coeficientes.

Se tomaron los valores típicos de los coeficientes.

$$b_H := \frac{0.12}{day}$$

$$\mu_{max} := \frac{6.0}{day}$$

$$\theta_{bHT} := 1.04 \quad \text{Coeficiente de corrección para } b_H$$

$$\theta_{\mu_{max}} := 1.07 \quad \text{Coeficiente de corrección para } \mu_{max}$$

$$\boxed{b_H} := b_H \cdot \theta_{bHT}^{(23-20)} = 0.135 \frac{1}{day}$$

$$\boxed{\mu_{max}} := \mu_{max} \cdot \theta_{\mu_{max}}^{(23-20)} = 7.35 \frac{1}{day}$$

$$K_s = 8 \frac{mg}{L} \quad \text{Coeficiente de oxidación de DQO.}$$

Concentración de sustrato.

$$S := \frac{K_s \cdot (1 + b_H \cdot TRS)}{(TRS \cdot (\mu_{max} - b_H) - 1)} = 0.498 \frac{mg}{L}$$

Estimación de NOx.

$$NO_x := 80\% \cdot TKN_{concentración} = 36 \frac{mg}{L}$$

$$Y_H = 0.45 \quad \text{g VSS / g bDQO.}$$

$$\boxed{Y_n} := 0.15 \quad \text{g VSS / g bDQO.}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$S_o = 480 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{bDQO, DQO biodegradable.}$$

$$f_d = 0.15 \quad \text{Coeficiente de oxidación de DQO.}$$

$$P_{X_{\text{bioVSS}}} := \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{f_d \cdot b_H \cdot Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S) \cdot TRS}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_n \cdot (NO_x)}{1 + b_{AOB} \cdot (TRS)}$$

$$P_{X_{\text{bioVSS}}} = 7.069 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad P_{X_{\text{bioVSS_volumen}}} := \frac{P_{X_{\text{bioVSS}}}}{Q_{\text{prom}}} = 161.607 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Determinación de la cantidad de nitrógeno oxidado a nitrato

$$Ne := 0.50 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3} \quad \text{Nitrificación con una concentración de NH}_4\text{-N efluente de 0,50 g/m}^3$$

$$[NO_x] := TKN_{\text{concentración}} - Ne - \frac{0.12 \cdot P_{X_{\text{bioVSS}}}}{Q_{\text{prom}}} = 25.107 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Segunda iteración de la producción de biomasa

$$[P_{X_{\text{bioVSS}}}] := \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{f_d \cdot b_H \cdot Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S) \cdot TRS}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_n \cdot (NO_x)}{1 + b_{AOB} \cdot (TRS)}$$

$$P_{X_{\text{bioVSS}}} = 7.025 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Segunda iteración de la cantidad de nitrógeno oxidado a nitrato

$$[Ne] := 0.50 \frac{\text{gm}}{\text{m}^3} \quad \text{Nitrificación con una concentración de NH}_4\text{-N efluente de 0,50 g/m}^3$$

$$[NO_x] := TKN_{\text{concentración}} - Ne - \frac{0.12 \cdot P_{X_{\text{bioVSS}}}}{Q_{\text{prom}}} = 25.228 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Tercera iteración de la producción de biomasa

$$[P_{X_{\text{bioVSS}}}] := \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{f_d \cdot b_H \cdot Q_{\text{prom}} \cdot Y_H \cdot (S_o - S) \cdot TRS}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{Q_{\text{prom}} \cdot Y_n \cdot (NO_x)}{1 + b_{AOB} \cdot (TRS)}$$

$$P_{X_{\text{bioVSS}}} = 7.025 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Tercera iteración de la cantidad de nitrógeno oxidado a nitrato

$$N_e := 0.50 \frac{gm}{m^3} \quad \text{Nitrificación con una concentración de NH}_4\text{-N efluente de } 0,50 \text{ g/m}^3$$

$$NO_x := TKN_{\text{concentración}} - N_e - \frac{0.12 \cdot P_{X_{bioVSS}}}{Q_{prom}} = 25.226 \frac{mg}{L}$$

Segunda y tercera iteración muy cercanas, por lo que el valor de $NO_x = 25.23 \text{ mg/L}$.

Producción de lodos en función de las características de las aguas residuales

$$P_{xTSS} := \frac{P_{X_{bioVSS}}}{0.85} + Q_{prom} \cdot nbVSS + Q_{prom} \cdot iTSS = 13.576 \frac{kg}{day}$$

$$P_{xTSS_volumen} := \frac{P_{xTSS}}{MLSS} = 1.131 \frac{m^3}{day}$$

Determinación del área de superficie de la membrana

$$FM = 25 \frac{L}{m^2 \cdot hr} \quad \text{Flujo de membrana}$$

$$A := \frac{Q_{prom}}{FM} = 72.9 \text{ m}^2$$

Determinación del volumen del tanque de separación de membrana

$$RV = 0.01 \frac{m^3}{m^2} \quad \text{Relación entre el volumen del tanque de membrana y el área de la membrana}$$

$$V_m := RV \cdot A = 0.729 \text{ m}^3$$

Tiempo de retención hidráulico.

$$TRH_m := \frac{V_m}{Q_{prom}} = 0.4 \text{ hr}$$

Estableciendo un equilibrio de masa MLSS alrededor del tanque pre-anóxico, ignorando la producción incremental de sólidos

$$RAS = 6 \quad \text{Relación de reciclaje}$$

$$MLSS = 12000 \frac{mg}{L} \quad \text{MLSS del tanque.}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$Q_{prom} \cdot 0 + RAS \cdot Q_{prom} \cdot MLSS = (Q_{prom} + RAS \cdot Q_{prom}) X_{NOx}$$

$$X_{NOx} := \frac{RAS}{RAS + 1} \cdot MLSS = 10285.714 \frac{gm}{m^3}$$

$$X_{preanóxico} := X_{NOx} = 10285.714 \frac{gm}{m^3}$$

Determinación del volumen del tanque de pre-aireación y concentración de biomasa activa

Volumen del tanque.

$$X_{preanóxico} \cdot V_{preanóxico} + MLSS \cdot V_m = P_{xTSS} \cdot TRS$$

$$V_{pre} := \frac{(P_{xTSS} \cdot TRS - MLSS \cdot V_m)}{X_{preanóxico}} = 3.614 m^3$$

Tiempo de retención hidráulico.

$$TRH_{aer} := \frac{V_{pre}}{Q_{prom}} = 1.983 hr$$

Concentración de biomasa en el tanque de pre-aireación.

$$Y_H := 0.45 \quad \text{g VSS / g BDQO}$$

$$b_H = 0.135 \frac{1}{day} \quad \text{Coeficiente.}$$

$$S = 0.498 \frac{mg}{L} \quad \text{Concentración de sustrato.}$$

$$S_o = 480 \frac{mg}{L} \quad \text{bDQO, DQO biodegradable.}$$

$$P_{xb} := \frac{Q_{prom} \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} = 6.48 \frac{kg}{day}$$

$$X_b := \frac{P_{xb}}{P_{xTSS}} = 0.477$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$V_{NOXb} := X_b \cdot X_{prean\acute{o}xico} = 4909.202 \frac{gm}{m^3}$$

Determinación de la concentración de NO₃-N en el efluente

$$Q(NO_x) = N_e \cdot (Q + IR \cdot Q + R \cdot Q) \quad IR := 0 \quad R := 6$$

$$N_e := \frac{NO_x}{1 + 0 + 6} = 3.604 \frac{mg}{L}$$

Determinación de la cantidad de NO₃-N alimentada al tanque anóxico

$$N_e = 3.604 \frac{mg}{L} \quad \text{Concentración de NO}_3\text{-N en el efluente.}$$

$$NO_{xan\acute{o}xico} := N_e \cdot Q_{prom} \cdot 6 = 0.946 \frac{kg}{day}$$

Determinación del tamaño de la zona anóxica

$$V_m = 0.729 m^3 \quad \text{Volumen del tanque de separación de membrana.}$$

$$V_{pre} = 3.614 m^3 \quad \text{Volumen del tanque de pre-aireación}$$

$$V_{NOx} := 0.25 \cdot (V_{pre} + V_m) = 1.086 m^3$$

Cálculo F/M_o

$$F_{M_b} := \frac{Q_{prom} \cdot S_o}{V_{NOx} \cdot V_{NOXb}} = 3.939 \frac{1}{day} \quad \text{Relación basada en la concentración de biomasa activa, g DBO/g de biomasa * día.}$$

Determinación de SDNR₂₀ "Specific Denitrification Rate" con una temperatura de 20 °C

$$b_o := \frac{0.235}{day} \quad b_1 := \frac{0.141}{day} \quad \text{Coeficientes para el diseño de lodos/clarificador}$$

$$SDNR_{20} := (b_o + b_1 \cdot (\ln(4.924))) = 0.46 \frac{1}{day} \quad \text{g NO}_3\text{-N/g MLVSS * day.}$$

$$\theta := 1.026 \quad \text{Coeficiente de corrección de temperatura}$$

$$SDNR_{12} := b_o \cdot \theta^{(23-20)} = 0.254 \frac{1}{day} \quad \text{g NO}_3\text{-N/g MLVSS * day.}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Ajuste de SDNR20

$$SDNR_{20} := SDNR_{12} - \frac{0.029}{\text{day}} \cdot \ln(4.924) - \frac{0.012}{\text{day}} = 0.196 \frac{1}{\text{day}} \quad \text{g NO}_3\text{-N/g MLVSS} \cdot \text{day}.$$

Determinando el total de SDNR basado en MLVSS

BVCF

$$SDNR := SDNR_{20} \cdot \left(\frac{V_{NOXb}}{\frac{6}{7} \cdot MLVSS} \right) = 0.118 \frac{1}{\text{day}} \quad \text{g NO}_3\text{-N/g MLVSS} \cdot \text{day}.$$

Determinación de la remoción de NOx del tanque anóxico

$$V_{NOXb} = 4.909 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Concentración de biomasa en el tanque de pre-aireación.}$$

$$V_{NOx} = 1.086 \text{ m}^3 \quad \text{Tamaño de la zona anóxica.}$$

$$NO_X := V_{NOx} \cdot SDNR_{20} \cdot V_{NOXb} = 1.042 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$NO_X > NO_{x\text{anóxico}} = 1 \quad \text{Está bien el tamaño del tanque}$$

Cálculo de la demanda de oxígeno con el nitrato utilizado para la eliminación de DBO del afluente

$$Y_H = 0.45 \quad \text{g VSS / g bDQO.}$$

$$Y_n := 0.15 \quad \text{g VSS / g bDQO.}$$

$$S_o = 480 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{bDQO, DQO biodegradable.}$$

$$f_d = 0.15 \quad \text{Coeficiente de oxidación de DQO.}$$

$$P_{XbioVSS2} := \frac{Q_{prom} \cdot Y_H \cdot (S_o - S)}{1 + b_H \cdot (TRS)} + \frac{f_d \cdot b_H \cdot Q_{prom} \cdot Y_H \cdot (S_o - S) \cdot TRS}{1 + b_H \cdot (TRS)}$$

$$P_{XbioVSS2} = 6.923 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

$$R_o := Q_{prom} \cdot (S_o - S) - 1.42 \cdot P_{XbioVSS2} + 4.57 \cdot Q_{prom} \cdot NO_x = 16.185 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad \text{Demanda de oxígeno}$$

$$OC := 2.86 \cdot (NO_x - N_e) \cdot Q_{prom} = 2.705 \frac{\text{kg}}{\text{day}} \quad \text{Crédito de oxígeno}$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Oxígeno neto recibido.

$$R_o := R_o - OC = 13.48 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

El requerimiento de oxígeno puede reducirse 16.713%.

Diseño del sistema de transferencia de oxígeno del aireador.

$$P_a := 10.33 \text{ m} \quad \text{Presión estándar al nivel del mar}$$

$$C_{s20} := 9.09 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad \text{Oxígeno disuelto saturado a nivel de mar}$$

$$d_e := 0.40 \quad \text{Factor de corrección}$$

$$H := 2.5 \text{ m} \quad \text{Profundidad del líquido del tanque}$$

$$D_f := H - 0.5 \text{ m} = 2 \text{ m} \quad \text{Profundidad de difusor}$$

$$C_{20} := C_{s20} \cdot \left(1 + d_e \cdot \left(\frac{D_f}{P_a} \right) \right) = 9.794 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Volumen del tanque de membranas y el tanque de pre-aeración.

$$V_{TOT} := V_m + V_{pre} = 4.343 \text{ m}^3 \quad TRH_{TOT} := \frac{V_{TOT}}{Q_{prom}} = 2.383 \text{ hr}$$

Área

$$H := 2 \text{ m} \quad \text{Altura.}$$

$$A := \frac{V_{TOT}}{H} = 2.171 \text{ m}^2 \quad \text{Área.}$$

$$a := \sqrt{A} = 1.474 \text{ m} \quad a := 1.5 \text{ m} \quad A := a^2 = 2.25 \text{ m}^2 \quad \text{Reactor cuadrado.}$$

Volumen del tanque anóxico, membranas y el tanque de pre-aeración corregido.

$$V_{TOT} := A \cdot H = 4.5 \text{ m}^3$$

$$V_m := 16\% \cdot V_{TOT} = 0.7 \text{ m}^3 \quad V_m := 0.7 \text{ m}^3 \quad V_{aer} := V_{TOT} - V_m - V_{NOx} = 2.7 \text{ m}^3$$

$$V_{NOx} := 25\% \cdot V_{TOT} = 1.1 \text{ m}^3 \quad V_{NOx} := 1.1 \text{ m}^3 \quad V_{aer} := 2.7 \text{ m}^3$$

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$A_m := \frac{V_m}{H} = 0.35 \text{ m}^2 \quad L_m := \frac{A_m}{a} = 0.2 \text{ m}$$

$$A_{aer} := \frac{V_{aer}}{H} = 1.35 \text{ m}^2 \quad L_{aer} := \frac{A_{aer}}{a} = 0.9 \text{ m}$$

$$A_{NOx} := \frac{V_{NOx}}{H} = 0.55 \text{ m}^2 \quad L_{NOx} := \frac{A_{NOx}}{a} = 0.4 \text{ m}$$

Tiempo de retención hidráulico

$$TRH_m := \frac{V_m}{Q_{prom}} = 0.38 \text{ hr} \quad TRH_{aer} := \frac{V_{aer}}{Q_{prom}} = 1.48 \text{ hr} \quad TRH_{TOT} := \frac{V_{TOT}}{Q_{prom}} = 2.47 \text{ hr}$$

Demanda de oxígeno en el tanque de pre-aeración.

$$R_{opr} := 90\% R_o = 12.132 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Demanda de oxígeno en el tanque de membranas.

$$R_{om} := 10\% R_o = 1.348 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Presión relativa en la altura en la elevación del sitio.

$$P_b/P_a := e^{\left(\frac{9.81 \cdot 28.97 \cdot (1700 - 0)}{8314 \cdot (273.15 + 23)} \right)} = 0.822$$

Diseño de la tasa de oxígeno necesaria para el tanque de pre-aireación

$$C_{st} := 10.78 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$SOTR_{pre} = \left(\frac{R_{opr}}{\alpha_{bf} \cdot F} \right) \cdot \left(\frac{C_{20}}{\beta \cdot \frac{C_{st}}{C_{s20}} \cdot P_b/P_a \cdot C_{20} - OD} \right) \cdot (1.024^{(20-23)})$$

$$SOTR_{pre} := \left(\frac{R_{opr}}{0.35 \cdot 0.90} \right) \cdot \left(\frac{9.618}{0.95 \cdot \frac{10.78}{9.09} \cdot 0.822 \cdot 9.618 - 2} \right) \cdot (1.024^{(20-23)}) = 49.946 \frac{\text{kg}}{\text{day}}$$

Diseño de la tasa de oxígeno necesaria para el tanque de membranas

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

$$C_{st} := 10.78 \frac{mg}{L}$$

$$SOTR_{pm} = \left(\frac{R_{opr}}{\alpha_{bg} \cdot F} \right) \cdot \left(\frac{C_{20}}{\beta \cdot \frac{C_{st}}{C_{s20}} \cdot P_b \cdot P_a \cdot C_{20} - OD} \right) \cdot (1.024^{(20-23)})$$

$$SOTR_{pm} := \left(\frac{R_{opr}}{0.50 \cdot 1} \right) \cdot \left(\frac{9.618}{0.95 \cdot \frac{10.78}{9.09} \cdot 0.822 \cdot 9.618 - 2} \right) \cdot (1.024^{(20-23)}) = 31.466 \frac{kg}{day}$$

Aireación por difusores de aire tanque de pre-aireación

Cantidad de aire requerido teórico

$$GS_a := 1.2 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Gravedad específica para el aire con una altitud de 0m y una temperatura de 20 °C.}$$

$$f_{o_2} := 0.23 \quad \text{g O}_2 / \text{g aire. Fracción de oxígeno por peso del aire}$$

$$R_{aire_teorico} := \frac{SOTR_{pre}}{GS_a \cdot f_{o_2}} = 0.002 \frac{m^3}{s}$$

Cantidad de aire requerido actual

$$EO_2 := 0.15 \quad \text{Eficiencia de transferencia de O}_2 \text{ con difusores de aire.}$$

$$R_{aire_actual} := \frac{R_{aire_teorico}}{EO_2} = 0.014 \frac{m^3}{s}$$

Cantidad de aire que se usará con factor de seguridad

$$FS := 2 \quad \text{Factor de seguridad para el dimensionamiento de los sopladores}$$

$$R_{aire} := R_{aire_actual} \cdot FS = 0.028 \frac{m^3}{s}$$

Requerimiento de energía

$$\eta := 0.6 \quad \text{Eficiencia del motor y del soplador.}$$

$$C_L := 2.0 \frac{mg}{L} \quad \text{OD promedio.}$$

$$H = 2 \text{ m} \quad \text{Profundidad del líquido del tanque.}$$

$d := 0.5 \text{ m}$ El punto de liberación de aire para los difusores por encima del fondo del tanque.

$D_f := H - d = 1.5 \text{ m}$ Profundidad de difusor

$\rho := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ Densidad del líquido.

$$P := \frac{R_{\text{aire}} \cdot \rho \cdot g \cdot D_f}{\eta} = 0.918 \text{ hp}$$

Energía instalada

$$P := 1 \text{ hp}$$

Aireación por difusores de aire tanque de membranas

Cantidad de aire requerido teórico

$GS_a := 1.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ Gravedad específica para el aire con una altitud de 0m y una temperatura de 20 °C.

$f_{o_2} := 0.23$ g O₂ / g aire. Fracción de oxígeno por peso del aire

$$R_{\text{aire_teorico}} := \frac{SOTR_{pm}}{GS_a \cdot f_{o_2}} = 0.001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cantidad de aire requerido actual

$EO_2 := 0.15$ Eficiencia de transferencia de O₂ con difusores de aire.

$$R_{\text{aire_actual}} := \frac{R_{\text{aire_teorico}}}{EO_2} = 0.009 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cantidad de aire que se usará con factor de seguridad

$FS := 2$ Factor de seguridad para el dimensionamiento de los sopladores

$$R_{\text{aire}} := R_{\text{aire_actual}} \cdot FS = 0.018 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Requerimiento de energía

$\eta := 0.6$ Eficiencia del motor y del soplador.

$C_L := 2.0 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$ OD promedio.

$H = 2 \text{ m}$ Profundidad del líquido del tanque.

$d := 0.5 \text{ m}$ El punto de liberación de aire para los difusores por encima del fondo del tanque.

$D_f := H - d = 1.5 \text{ m}$ Profundidad de difusor

$\rho := 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ Densidad del líquido.

Energía instalada

$$P := \frac{R_{\text{aire}} \cdot \rho \cdot g \cdot D_f}{\eta} = 0.578 \text{ hp}$$

$$P := 1 \text{ hp}$$

Eficiencia de remoción de nutrientes

$$E_{DBO_5} := \frac{DBO_5 - DBO_{5\text{efluente}}}{DBO_5} = 90.45\%$$

$$E_{TSS} := \frac{TSS - iTSS}{TSS} = 91.43\%$$

$$E_{NO_3} := \frac{NT - N_e}{NT} = 91.99\%$$

$$E_{PT} := 0\%$$

Resultados comparados con el AG 236-2006

$$C_{DBO_5,S} := DBO_5 - (DBO_5 \cdot E_{DBO_5}) = 28.638 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{DBO_5,S} < 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 27, ETAPA 4)}$$

$$C_{TSS,S} := TSS - (TSS \cdot E_{TSS}) = 30 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{TSS,S} < 200 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{NT,S} := NT - (NT \cdot E_{NO_3}) = 3.604 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{NT,S} < 40 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

$$C_{PT,S} := PT - (PT \cdot E_{PT}) = 7 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \quad C_{PT,S} < 10 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \quad \text{Si cumple. (ART. 28, ETAPA 4)}$$

Resumen del diseño

Afluente				
Afluente	Características	Elemento	Valor	Unidades
Aguas residuales sin tratamiento	Caudal	Promedio	0.51	L/s
		Máximo	1.01	L/s
		Mínimo	0.25	Ls
		DBO5	300	mg/L

Diseño con base en:

Metcalf y Eddy. (2014). *Wastewater Engineering. Treatment and Resource Recovery*. New York, United States. McGraw Hill.

Características físico-químicas	Concentración	TSS	350	mg/L
		NT	45	mg/L
		PT	7	mg/L
Reactor biológico				
	Características	Valor	Unidad	
	TRS	10	días	
	MLSS	12000	mg/L	
	MLVSS	9500	mg/L	
Dimensiones pre-aireación	Volumen	3.78	m ³	
	Tiempo de retención hidráulico	2.07	hr	
Dimensiones membranas	Volumen	0.72	m ³	
	Tiempo de retención hidráulico	0.4	hr	
Dimensiones totales	Volumen	4.5	m ³	
	Largo	1.5	m	
	Ancho	1.5	m	
	Alto	2	m	
	Tiempo de retención hidráulico	2.47	m	
	Oxígeno necesario para el tan que de pre-aireación	49.95	kg/day	
	Oxígeno necesario para el tan que de membranas	31.47	kg/day	
	Requerimiento de energía para el tan que de pre-aireación	0.92	hp	
	Energía instalada	1	hp	
	Requerimiento de energía para el tan que de membranas	0.58	hp	
	Energía instalada	1	hp	
	Producción de lodos en función de las características de las aguas residuales	1.131	m ³ /day	
Efluente				
Concentración	DBO ₅	28.64	mg/L	
	TSS	30	mg/L	
	NT	3.604	mg/L	
	PT	7	mg/L	

Eficiencia de remoción de los lodos			
DBO5	90.45%		
TSS	91.43%		
NT	91.99%		
PT	0.00%		

CLORACIÓN

Factores de diseño

$$f.r. := 0.90 \quad f.q.max := 2 \quad f.q.min := 0.5 \quad \text{Asumido.}$$

Dotación

$$Dot := 48600 \frac{L}{day}$$

Caudal promedio

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 0.5063 \frac{L}{s}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 43740 \frac{L}{day}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 30.38 \frac{L}{min}$$

$$Q_{prom} := Dot \cdot f.r. = 1822.5 \frac{L}{hr}$$

Caudal máximo

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = 1.0125 \frac{L}{s}$$

$$Q_{max} := Q_{prom} \cdot f.q.max = (3.65 \cdot 10^3) \frac{L}{hr}$$

Caudal mínimo

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 0.2531 \frac{L}{s}$$

$$Q_{min} := Q_{prom} \cdot f.q.min = 911.25 \frac{L}{hr}$$

Volumen y área estimada

$$V := Q_{prom} \cdot 20 \text{ min} = 0.608 \text{ m}^3$$

$$\bar{H} := 0.5 \text{ m}$$

$$\bar{A} := \frac{V}{H} = 1.215 \text{ m}^2$$

$$A = a \cdot a \quad L = 10 a$$

$$a := \sqrt{\frac{A}{10}} = 0.349 \text{ m} \quad \bar{a} := 0.35 \text{ m} \quad L := 10 \cdot a = 3.5 \text{ m}$$

Volumen y área real

$$\bar{A} := a \cdot L = 1.225 \text{ m}^2$$

$$\bar{V} := A \cdot H = 0.613 \text{ m}^3$$

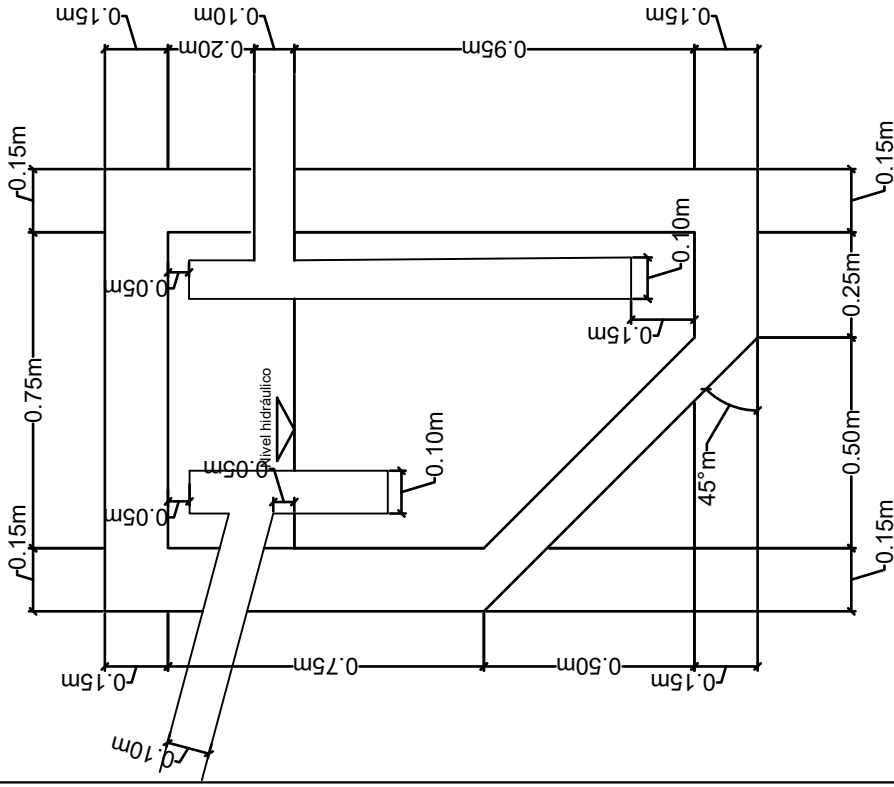
Tiempo de retención hidráulico real

$$TRH := \frac{V}{Q_{prom}} = 20.165 \text{ min}$$

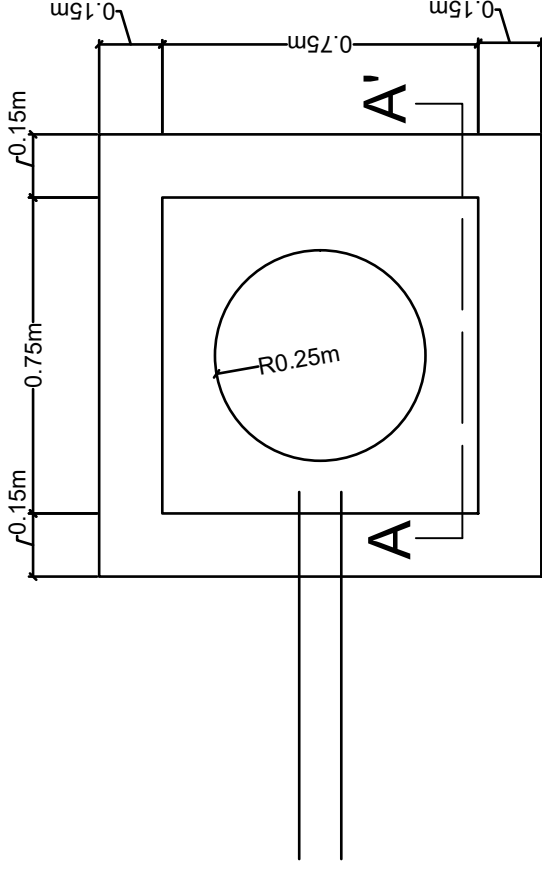
Velocidad

$$v := \frac{Q_{prom}}{a \cdot (50\% H)} = 0.347 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

Trampa de grasa Corte A-A'



Trampa de grasa Vista en planta



PROYECTO:

TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:

PRETRATAMIENTO
PARA LOS LODOS
ACTIVADOS Y MBR

NOMBRE:

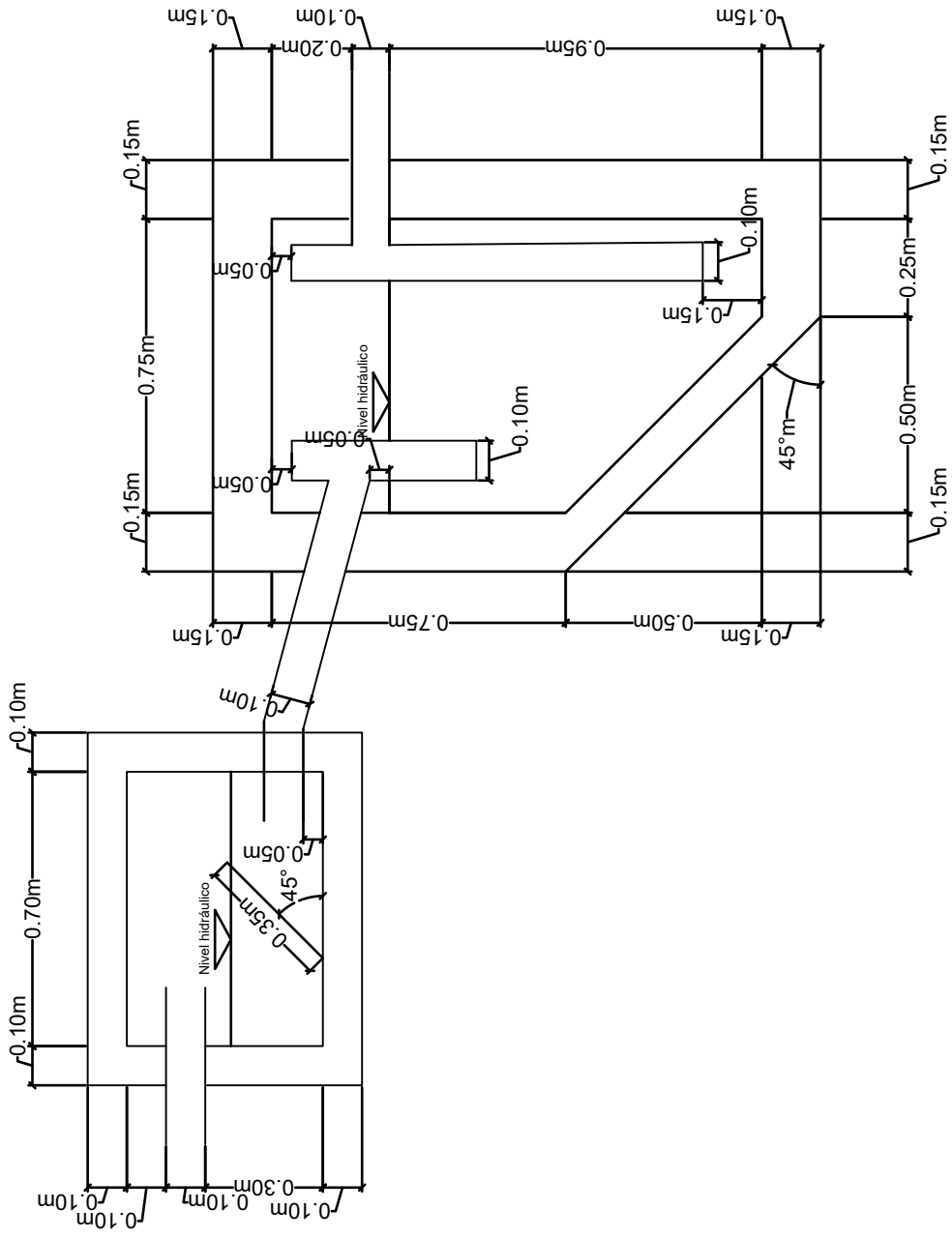
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

DIBUJO NÚMERO:

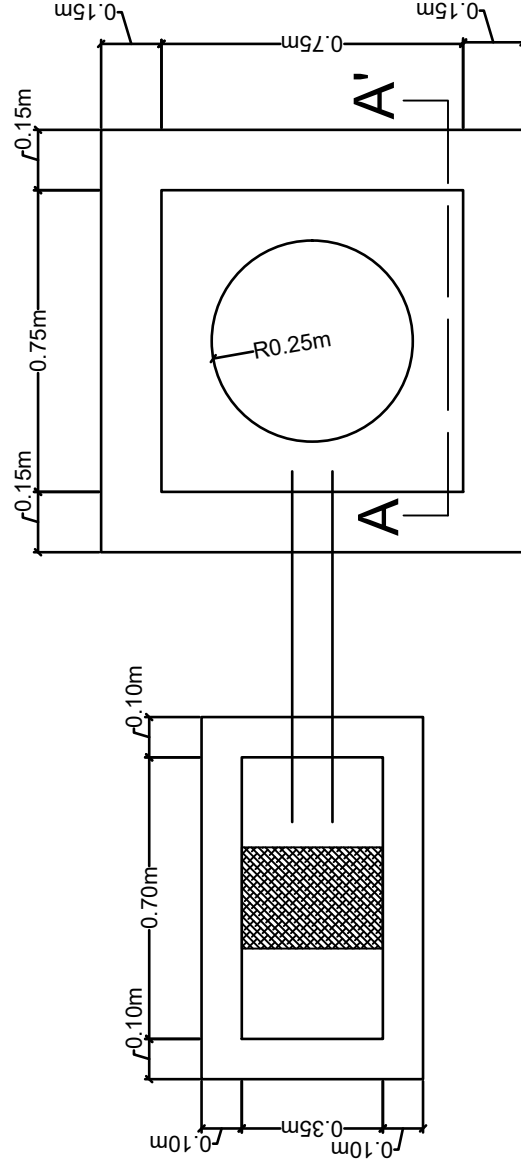
01

Trampa de grasa Corte A-A'



PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: PRETRATAMIENTO PARA EL RAFA	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 25/04/2024	DIBUJO NÚMERO: 01/02
---	--	--	--------------------------	--------------------------------

Trampa de grasa Vista en planta



PROYECTO:
TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
PRETRATAMIENTO
PARA EL RAFA

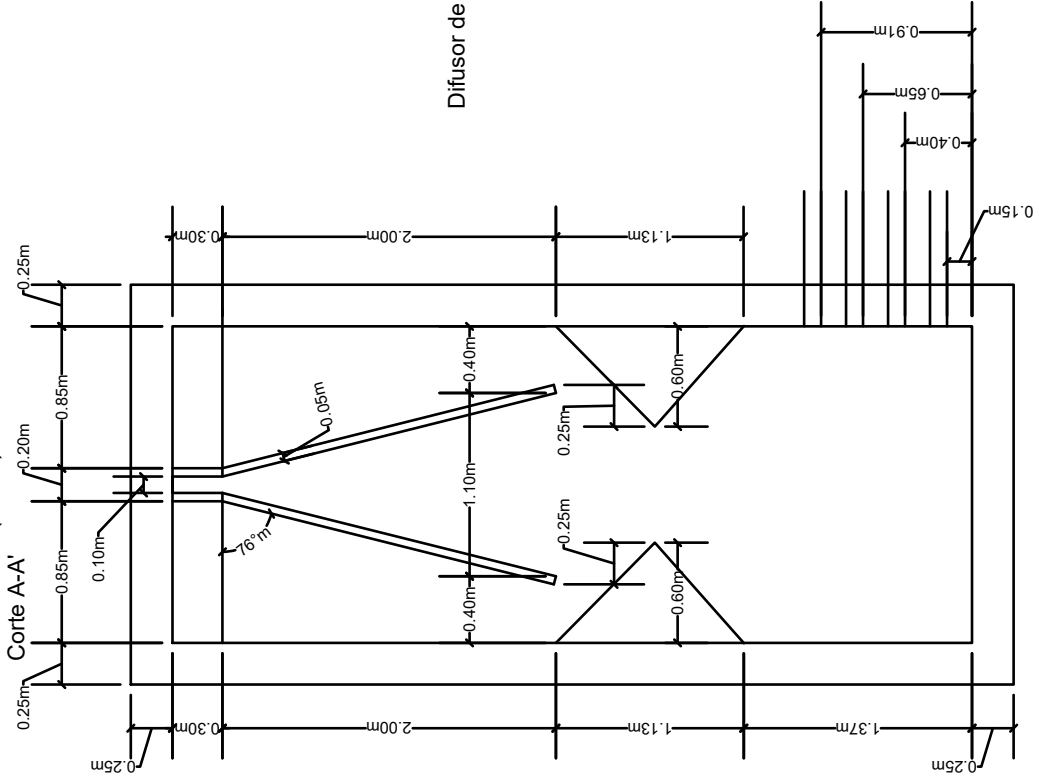
NOMBRE:
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

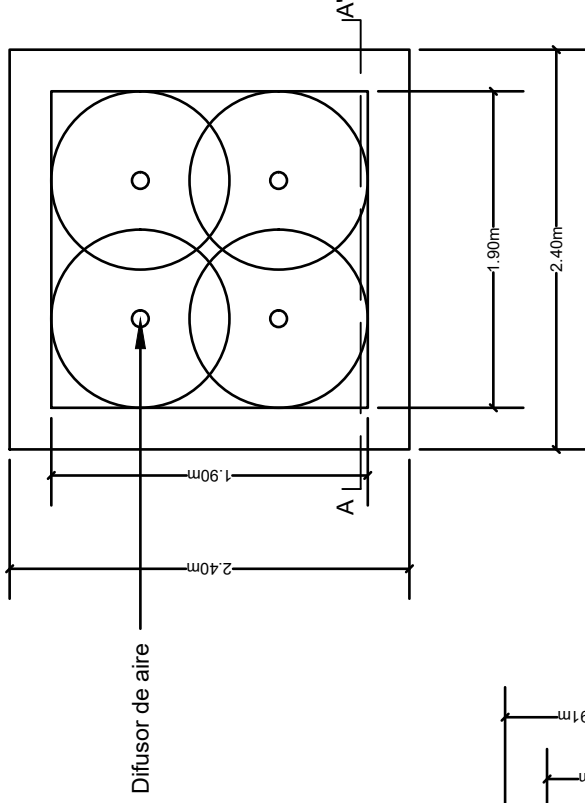
DIBUJO NÚMERO:

02/02

Reactor Anearobio de Flujo Ascendente (RAFA)

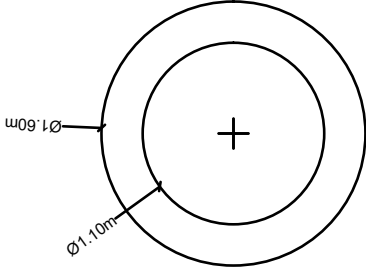


Reactor Anearobio de Flujo Ascendente (RAFA)
Vista en planta

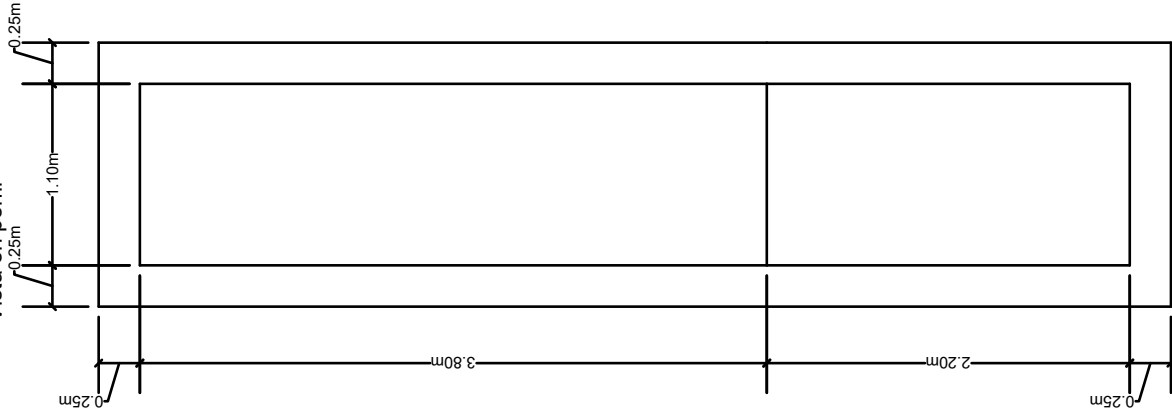


PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 25/04/2024
		DIBUJO NÚMERO: 03	

Biofiltro aerobio de flujo
ascendente
Vista en planta



Biofiltro aerobio de flujo
ascendente
Vista en perfil



PROYECTO:

TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:

BIOFILTRO AEROBIO
DE FLUJO
ASCENDENTE

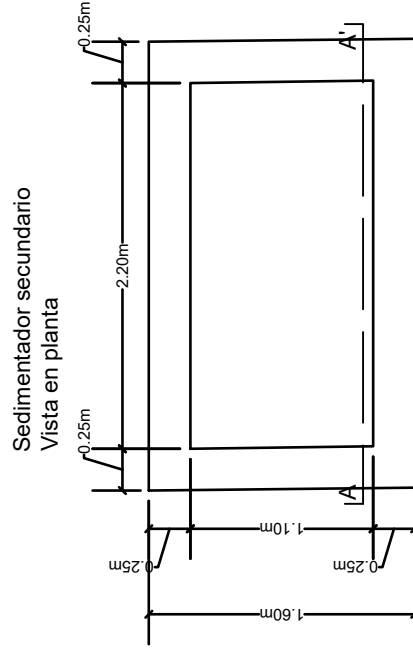
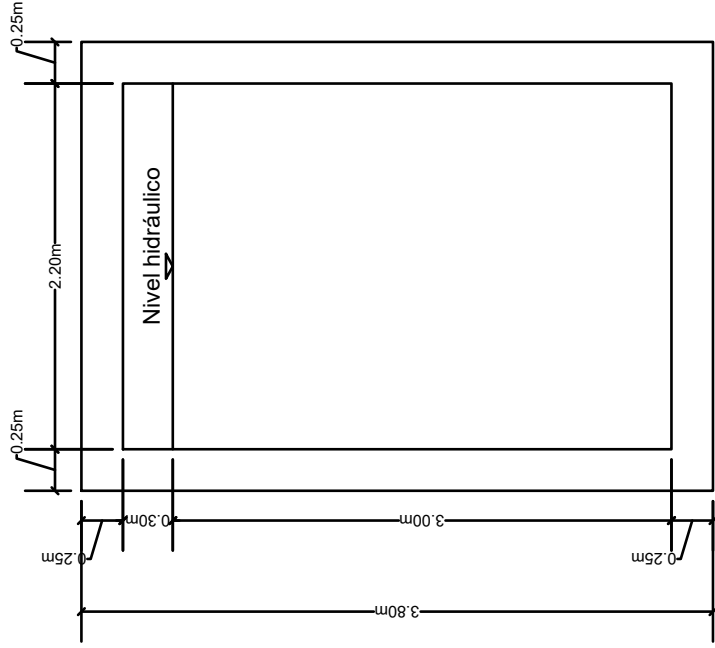
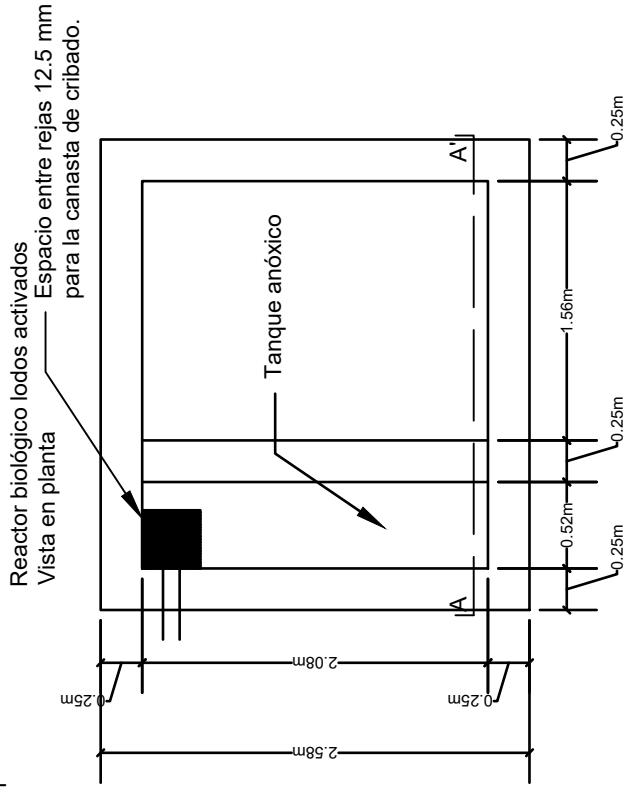
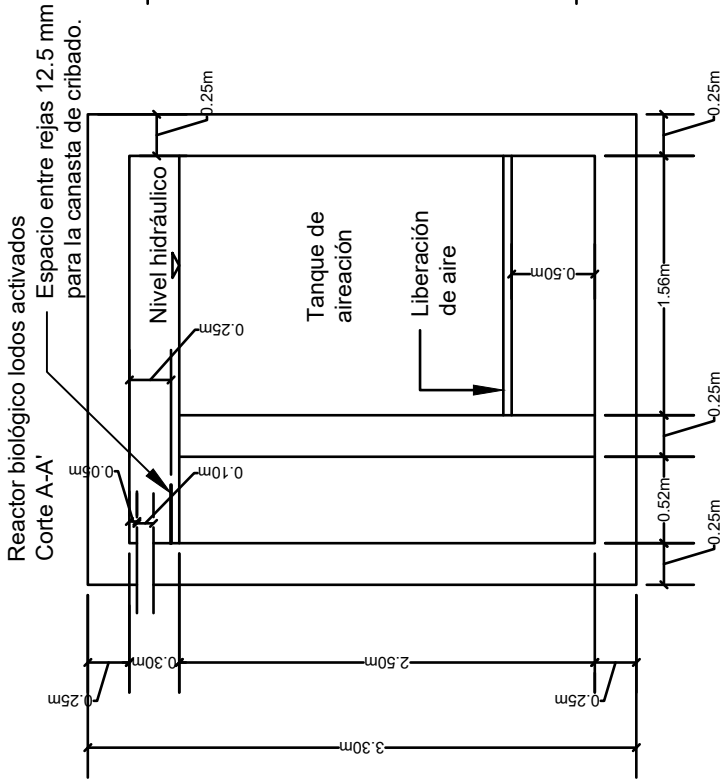
NOMBRE:

ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

DIBUJO NÚMERO:

04



Sedimentador secundario
Corte A-A'

PROYECTO:

TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:

LODOS ACTIVADOS Y
SEDIMENTADOR
SECUNDARIO

NOMBRE:

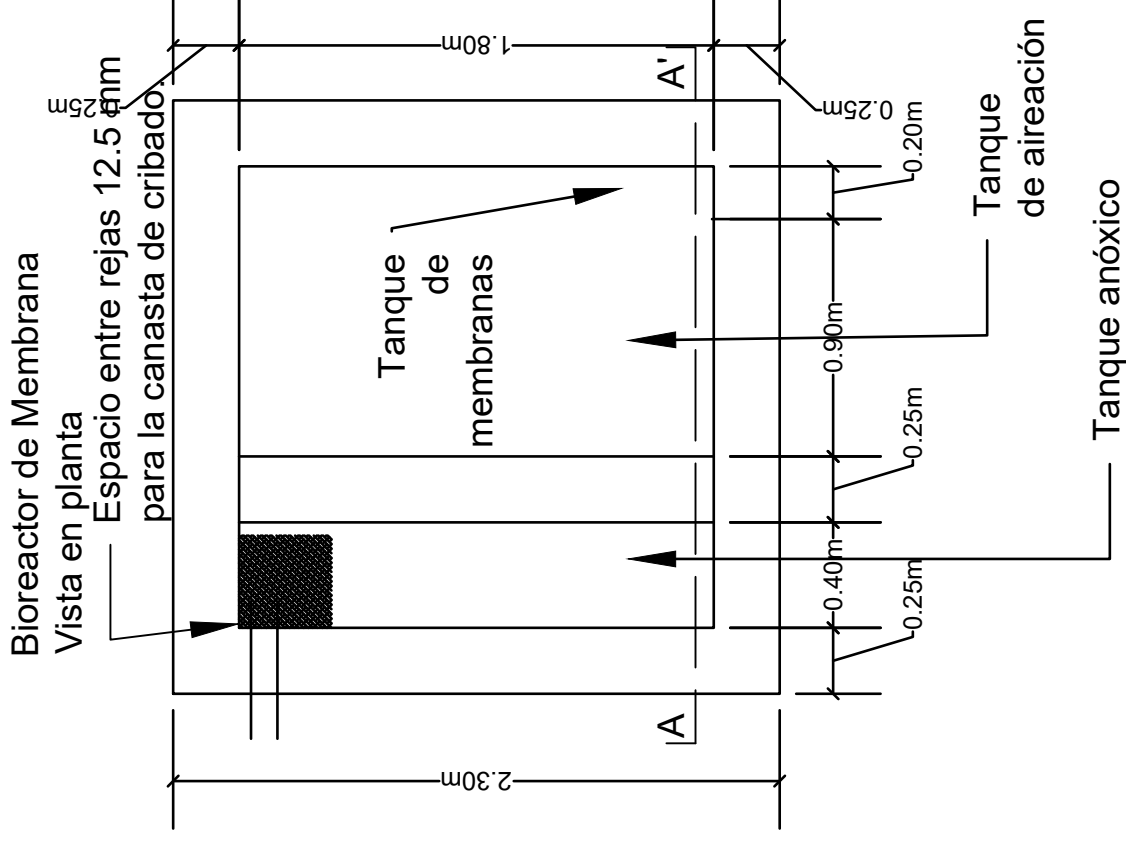
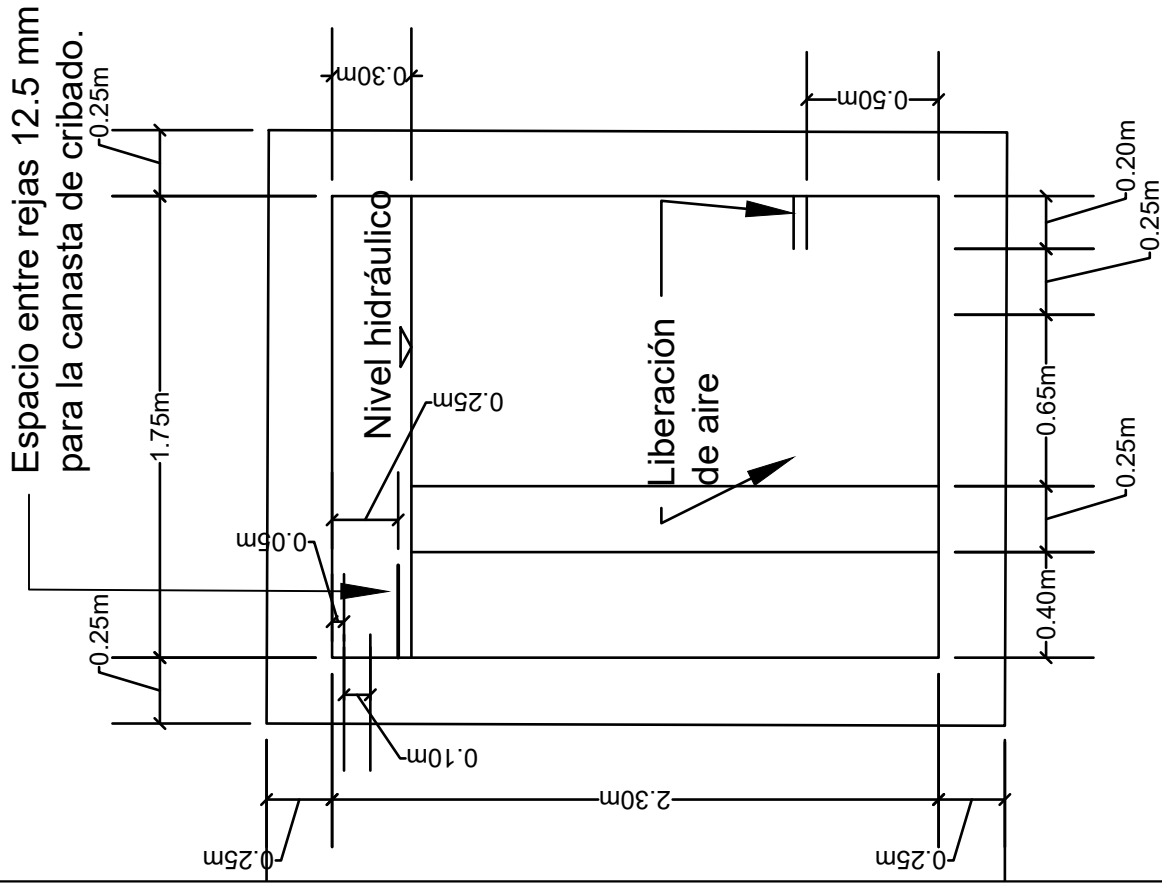
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

DIBUJO NÚMERO:

05

Bioreactor de Membrana Corte A-A'



PROYECTO:

TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
BIOREACTOR DE
MEMBRANAS MBR

NOMBRE:

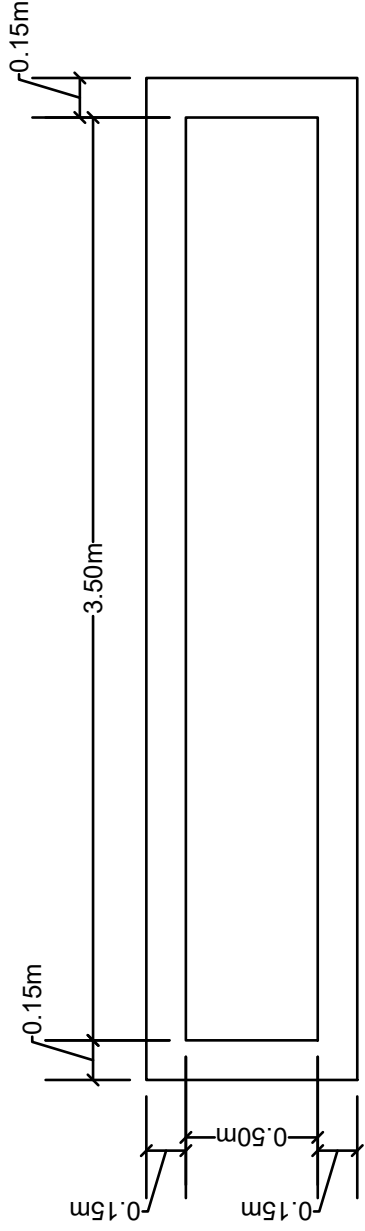
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

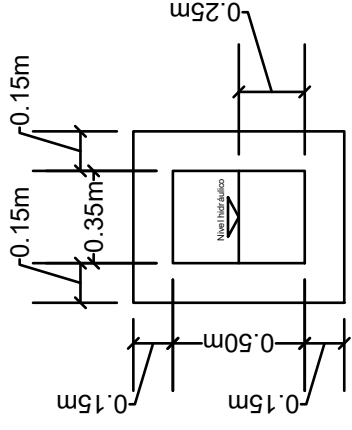
DIBUJO NÚMERO:

06

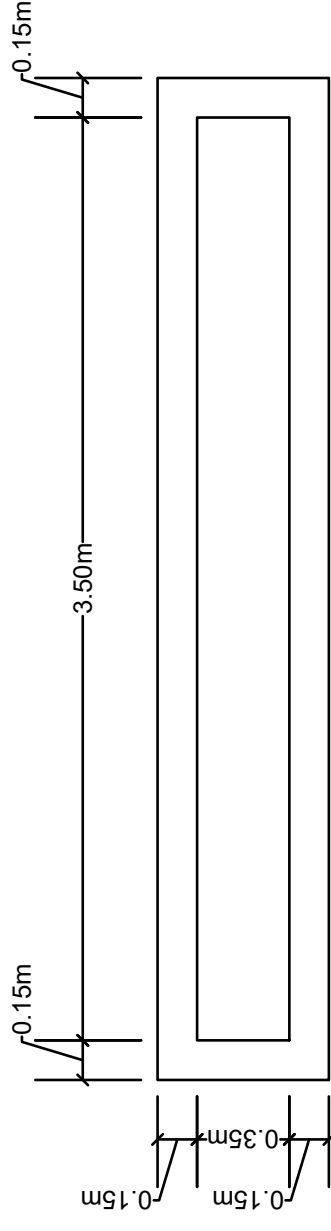
Desinfección con cloro
Vista en lateral



Desinfección con cloro
Vista en lateral



Desinfección con cloro
Vista en planta



PROYECTO:

TRABAJO DE
GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:
DESINFECCIÓN CON
CLORO

NOMBRE:

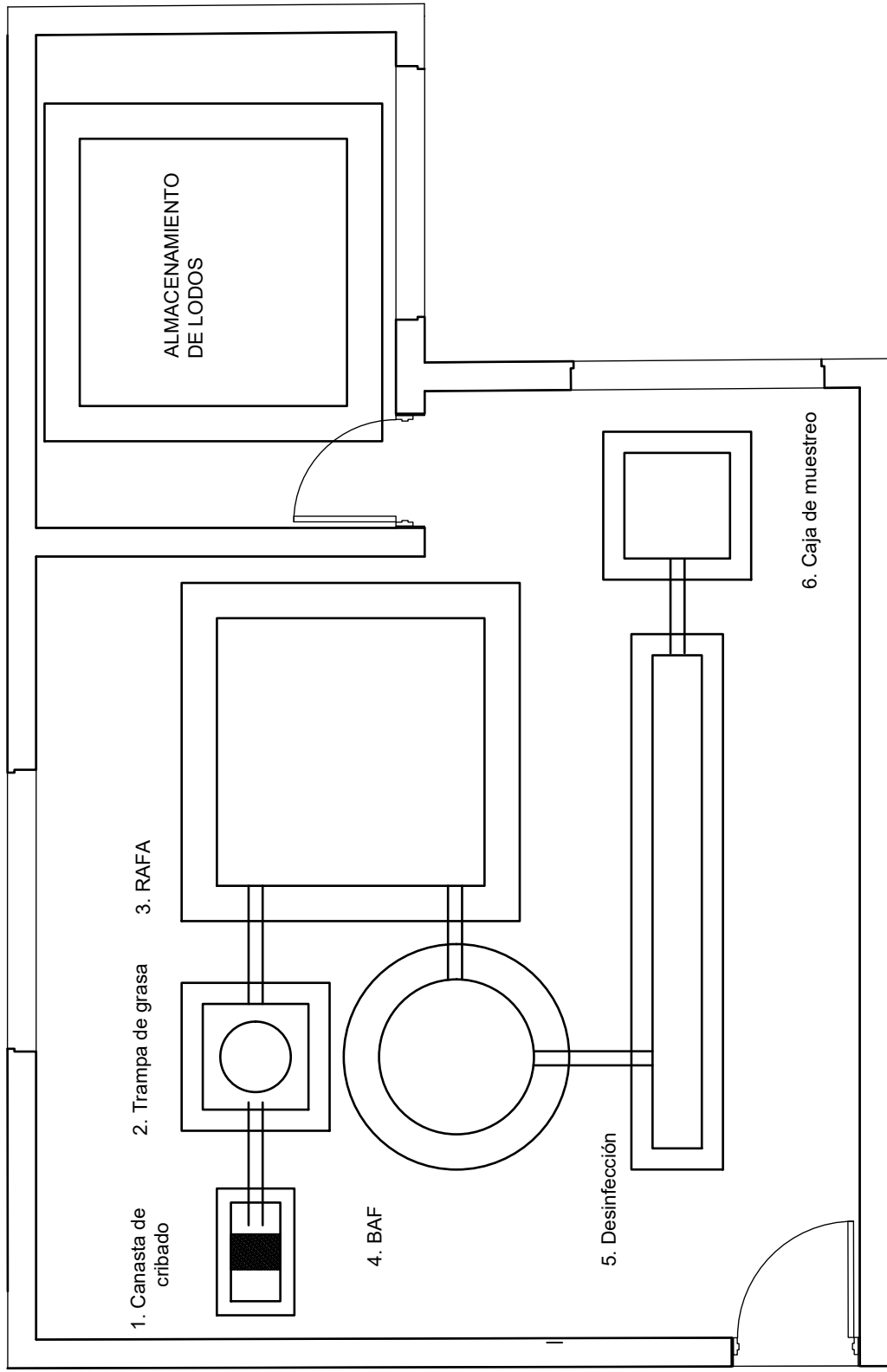
ADRIANA
MICHELLE DUQUE
LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

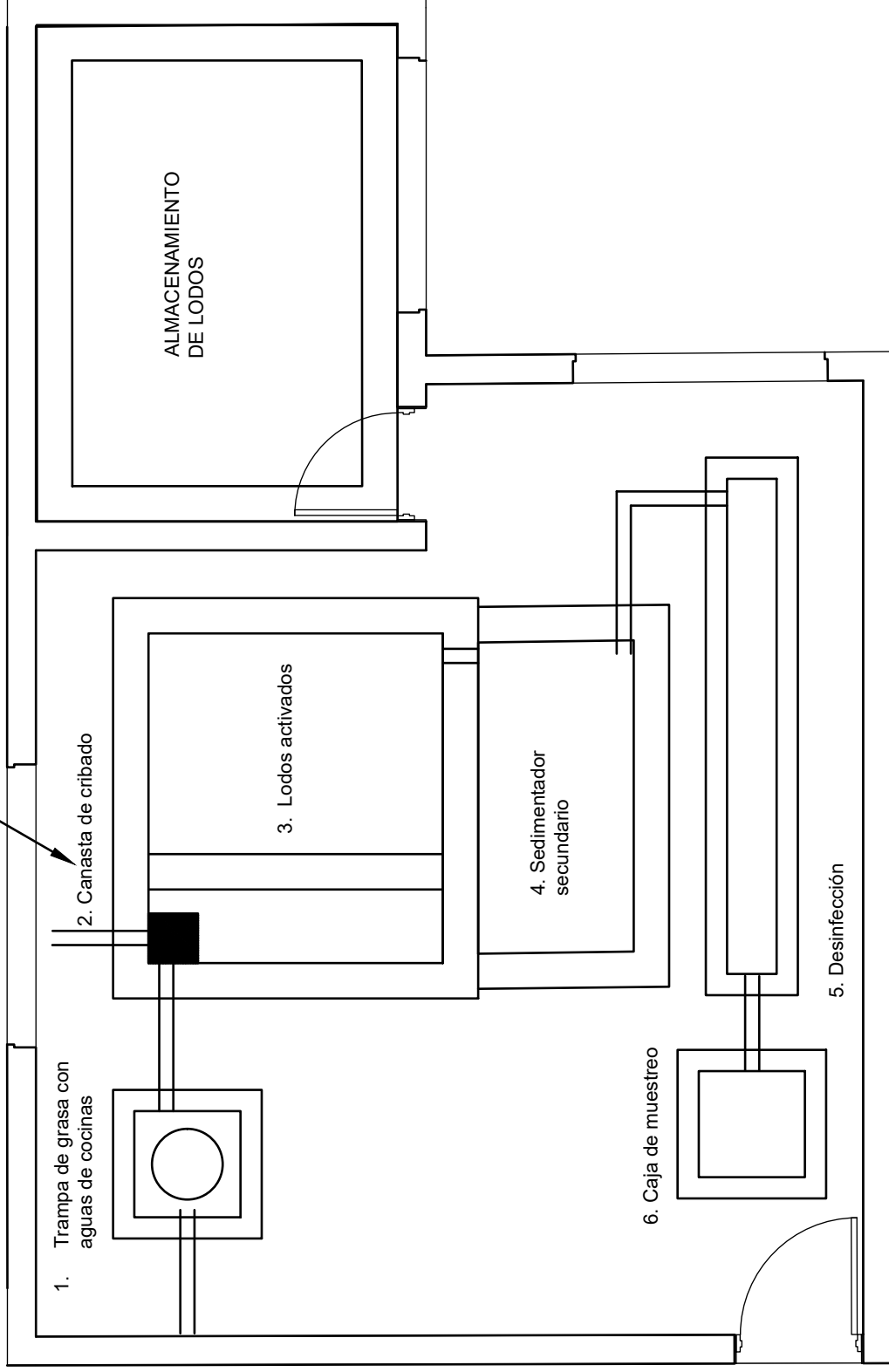
DIBUJO NÚMERO:

07

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: ORGANIZACIÓN DE TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO 1	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 25/04/2024	DIBUJO NÚMERO: 08
------------------------------------	---	---	-------------------	----------------------



Todas las aguas negras y grises que no son de cocina



PROYECTO:

TRABAJO DE GRADUACIÓN

TÍTULO DEL DIBUJO:

ORGANIZACIÓN DE TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO 2

NOMBRE:

ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ

FECHA: 25/04/2024

DIBUJO NÚMERO:

09

PROYECTO: TRABAJO DE GRADUACIÓN	TÍTULO DEL DIBUJO: ORGANIZACIÓN DE TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO 3	NOMBRE: ADRIANA MICHELLE DUQUE LÓPEZ	FECHA: 25/04/2024	DIBUJO NÚMERO: 10
---	--	--	--------------------------	-----------------------------

