

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE QUÍMICA  
CARRERA DE INGENIERÍA AMBIENTAL

Proyecto Final de Graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería  
Ambiental

**“Diseño de una planta de Lodos Aerobios Granulares para el tratamiento de las aguas  
residuales de la urbanización André Challé, Trinidad de Moravia, Costa Rica”**

María Jesús Peralta Brenes

CARTAGO, noviembre, 2022

**TEC** | Tecnológico  
de Costa Rica

**ingeniería**  
ambiental



Esta obra está bajo una licencia de Creative Commons Reconocimiento 4.0 Internacional.

**“Diseño de una planta de Lodos Aerobios Granulares para el tratamiento de las aguas residuales de la urbanización André Challé, Trinidad de Moravia, Costa Rica”**

Informe presentado a la Escuela de Química del Instituto Tecnológico de Costa Rica como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Ambiental con el grado de licenciatura

**Miembros del tribunal**

---

**Dra.ir. Mary Luz Barrios Hernández**  
**Directora**

---

**Escriba aquí el grado académico y nombre**  
**Lector 1**

---

**Escriba aquí el grado académico y nombre**  
**Lector 2**

---

**Dra.ir. Mary Luz Barrios Hernández**  
**Coordinadora COTRAFIG**

---

**MGA. Ricardo Coy Herrera**  
**Director Escuela de Química**

---

**M.Sc. Diana Zambrano Piamba**  
**Coordinadora Carrera de Ingeniería Ambiental**

## AGRADECIMIENTOS

- Instituto Tecnológico de Costa Rica* Por ser fuente de conocimiento para la elaboración de mi tesis y mi formación profesional.
- Dra.ir. Mary Luz Barrios Hernández* Por compartir su conocimiento conmigo y guiarme en todo el proceso.
- Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados* Por acoger este proyecto y ser mi guía técnica en el proceso.
- Colaboradores* Pool Barquero, Andrés Lazo, María Alejandra González y operadores de las PTAR visitadas, por su tiempo y ayuda en el desarrollo de mi tesis.
- Mi mamá Marianella y mi papá Leslie* Por regalarme mis estudios y su apoyo incondicional, sin eso no lo hubiera logrado.
- Alejandro Quirós Ivankovich* Por su disposición de ayudarme con todo su amor y paciencia, cada vez que lo necesité y hasta más.
- Valeria Peralta Brenes* Por ser mi fuente de amor más pura e incondicional, y mi apoyo emocional sin falta.
- Amigas y compañeras del ITCR* Karina, Sharon y Aslhy, por hacer de mi vida universitaria más bonita.
- Familia y amistades* Por hacer de este proceso más bonito y llevadero.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>RESUMEN</b>	<b>vii</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>viii</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Objetivo general</b>	<b>3</b>
1.1.1 Objetivos específicos	3
<b>REVISIÓN DE LITERATURA</b>	<b>4</b>
<b>1.2 Generalidades de las tecnologías de tratamiento</b>	<b>4</b>
<b>1.3 El nitrógeno y fósforo como parámetros de calidad del agua residual</b>	<b>5</b>
1.3.1 Remoción de nitrógeno y fósforo en el agua residual	5
<b>1.4 Legislación nacional e internacional</b>	<b>6</b>
<b>1.5 Historia de LAG</b>	<b>8</b>
<b>1.6 Bases de diseño para un SBR</b>	<b>9</b>
1.6.1 Formación de gránulos en un sistema LAG	11
1.6.2 Requerimientos hidráulicos en el diseño de LAG	12
1.6.3 Operación de un LAG	13
<b>MATERIALES Y MÉTODOS</b>	<b>16</b>
<b>1.7 Lugar de estudio</b>	<b>16</b>
<b>1.8 Visitas de campo a la urbanización y PTAR André Challé</b>	<b>17</b>
1.8.1 Visitas de campo a PTARs con tecnologías similares	18
<b>1.9 Estimación de condiciones iniciales para el diseño</b>	<b>18</b>
1.9.1 Estimación de caudal de agua residual de entrada	18
1.9.2 Estimación de parámetros de calidad de agua del afluente	21
<b>1.10 Diseño del sistema de tratamiento</b>	<b>21</b>

1.10.1	Dimensionamiento y condiciones operacionales del sistema	21
	Tratamiento preliminar	21
	Tratamiento secundario	23
	Tratamiento de lodos	33
1.10.2	Perfil hidráulico del sistema propuesto	37
1.10.3	Costos del sistema propuesto	37
1.10.4	Modelo del sistema propuesto	38
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>		<b>39</b>
<b>1.11</b>	<b>Estimación del caudal de agua residual de entrada</b>	<b>39</b>
1.11.1	Estimación de parámetros de calidad de agua del efluente	42
<b>1.12</b>	<b>Diseño del sistema de tratamiento</b>	<b>42</b>
1.12.1	Dimensionamiento y condiciones operacionales del sistema	43
	Tratamiento preliminar	43
	Tratamiento secundario	48
	Tratamiento de lodos	60
1.12.2	Perfil hidráulico del sistema propuesto	66
1.12.3	Costos del sistema propuesto	67
1.12.4	Modelo del sistema propuesto	67
<b>CONCLUSIONES</b>		<b>69</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>		<b>71</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>73</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>78</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.2.1. Diferencias estructurales y operativas en la remoción de nutrientes en LAC...	4
Figura 1.6.1. Proceso cíclico en un tanque SBR para el tratamiento biológico del agua residual. ....	10
Figura 1.6.2. Distribución espacial y procesos microbiológicos en el gránulo. ....	12
Figura 1.7.1. Mapa de la urbanización André Challé.....	16
Figura 1.7.2. Mapa de la zona de estudio de la urbanización André Challé .....	17
Figura 1.10.1. Reducción de SSV en función de la temperatura del líquido y la edad del lodo en el reactor. ....	35
Figura 1.11.1. Gráfica de probabilidad normal del consumo mensual (m <sup>3</sup> /mes). ....	40
Figura 1.12.1. Esquema del tren de tratamiento de agua y lodo propuesto.....	42
Figura 1.12.2. Esquema de vertedero lateral en un canal. ....	46
Figura 1.12.3. Unidades de pretratamiento diseñadas: canal de entrada, rejilla y vertedero de excedencias. A) vista en planta, B) corte transversal. ....	48
Figura 1.12.4. Tanque de homogenización diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal. ....	50
Figura 1.12.5. Distribución de tubería de influente diseñada. ....	52
Figura 1.12.6. Tanque de LAG y canaleta diseñados. A) vista en planta, B) corte transversal, C) corte longitudinal.....	58
Figura 1.12.7. Digestor aerobio diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal. ....	63
Figura 1.12.8. Lecho de secado diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal con detalle de medio filtrante.....	65
Figura 1.12.9. Instalación espacial de las unidades en el terreno disponible. ....	65
Figura 1.12.10. Perfil hidráulico para la línea de agua. ....	66
Figura 1.12.11. Perfil hidráulico para la línea de lodo. ....	66
Figura 1.12.12. Vista superior lateral del modelo tridimensional de la PTAR. ....	67
Figura An.1.1. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de mayo 2019. ....	79
Figura An.1.2. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de noviembre 2019. ....	80

Figura An.1.3. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de mayo 2021. ....	81
Figura An.1.4. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de noviembre 2021. ....	82
Figura Ap.3.1. Detalle del pretratamiento. ....	93
Figura Ap.3.2. Detalle del tanque de homogenización. ....	93
Figura Ap.3.3. Detalle del tanque de LAG. (A) vista lateral, (B) vista en planta. ....	94
Figura Ap.3.4. Detalle de los digestores. ....	95
Figura Ap.3.5. Detalle de los lechos de secado. ....	95
Figura Ap.3.6. Vista en planta. ....	96

## LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.4.1. Comparación de la normativa de la EPA, Europa y Costa Rica sobre la remoción de contaminantes en la descarga y reúso. ....	7
Cuadro 1.10.1. Calidades de efluente establecidas para el diseño. ....	21
Cuadro 1.10.2. Tiempos de fase de alimentación, sedimentación y purga recomendados. .	25
Cuadro 1.10.3. Constantes utilizadas para el modelo de cinética bacteriana en la nitrificación. ....	27
Cuadro 1.10.4. Constantes utilizadas para el modelo de la concentración de nitrato durante la nitrificación.....	29
Cuadro 1.10.5. Consideraciones técnicas para el diseño del digestor aerobio. ....	34
Cuadro 1.10.6. Consideraciones técnicas para el diseño de los lechos de secado.....	36
Cuadro 1.11.1. Valores de calidad de afluente utilizados para el diseño. ....	42
Cuadro 1.12.1. Valores de diseño del canal de entrada.....	44
Cuadro 1.12.2. Valores de diseño para la reja gruesa.....	45
Cuadro 1.12.3. Dimensiones del tanque de homogenización diseñado.....	49
Cuadro 1.12.4. Dimensiones finales de la tubería de distribución de afluente diseñada.....	52
Cuadro 1.12.5. Dimensiones y parámetros finales del reactor LAG diseñado.....	56
Cuadro 1.12.6. Resumen de las dimensiones finales de la canaleta de recolección de efluente diseñada. ....	57
Cuadro 1.12.7. Resultados obtenidos del cálculo de la eficiencia del reactor LAG. ....	59
Cuadro 1.12.8. Resumen de las dimensiones del digestor aerobio diseñado. ....	63
Cuadro 1.12.9. Resumen de las dimensiones de los lechos de secado diseñados. ....	64
Cuadro 1.12.10. Resumen de presupuesto preliminar del proyecto. ....	67
Cuadro Ap.1.1. Cálculos del modelo de nitrificación. ....	84
Cuadro Ap.1.2. Cálculos del modelo de desnitrificación. ....	85
Cuadro Ap.2.1. Cálculos detallados del presupuesto del proyecto. ....	86

## LISTA DE SIGLAS Y ACRÓNIMOS

LAG	Lodos Aerobios Granulares
RVRAR	Reglamento de Vertido y Reúso de las Aguas Residuales
PTAR	Planta de Tratamiento de Agua Residual
PNSAR	Política Nacional de Saneamiento
AyA	Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
LAC	Lodos Activados Convencionales
LAAE	Lodos Activados de Aireación Extendida
UWWTD	Directiva de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas (por sus siglas en inglés)
EPA	Agencia de Protección Ambiental (por sus siglas en inglés)
RAFA	Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente
SBR	Reactor de Lotes Secuenciales (por sus siglas en inglés)
PAO	Organismos Acumuladores de Fósforos (por sus siglas en inglés)
GAO	Organismos Acumuladores de Glucógeno (por sus siglas en inglés)
NOB	Bacterias Oxidantes de Nitrato (por sus siglas en inglés)
AOB	Bacterias Oxidantes de Amonio (por sus siglas en inglés)
DQO	Demanda Química de Oxígeno
DBO	Demanda Bioquímica de Oxígeno
TU Delft	Universidad Técnica de Delft (por sus siglas en inglés)

## RESUMEN

En Costa Rica se han realizado grandes avances en saneamiento, sin embargo, aún se cuenta con muchas oportunidades para mejorar la severidad de la legislación en el tema y el tipo de tecnologías utilizadas, así como reducir la cantidad de aguas residuales vertidas a los ríos sin tratamiento. Con tal de proteger la salud humana y ambiental, es necesario aplicar alternativas de tratamiento biológico que favorezcan la remoción simultánea de materia orgánica y nutrientes y su facilidad operativa. La tecnología de Lodos Aerobios Granulares (LAG) puede atender esta necesidad, a pesar de que no ha sido probada en las condiciones climáticas tropicales de Costa Rica, es posible mediante la investigación establecer las bases para su diseño y operación. Por esta razón se diseñó una planta de LAG para el tratamiento de las aguas residuales de la urbanización André Challé en San José, que requiere brindar tratamiento a una parte de sus aguas residuales domésticas mediante la ampliación de una PTAR. El diseño contempla un tratamiento preliminar (canal de entrada, set de rejillas gruesas, vertedero de excedencias y tamiz de sólidos), un tratamiento biológico secundario provisto de un tanque homogeneizador ( $19 \text{ m}^3$ ) y un tanque de LAG con un volumen efectivo de  $250 \text{ m}^3$ . Para el tratamiento de lodos, dos tanques para la digestión aeróbica  $50 \text{ m}^3$  cada uno y cinco lechos de secado, cada uno con un área de  $14,5 \text{ m}^2$ . El sistema propuesto está adaptado a las características propias de la comunidad y al espacio disponible, y toma en cuenta el tratamiento de materia orgánica y nutrientes del agua, así como la protección del ambiente en su diseño y operación. La implementación de esta planta servirá como punto de partida para la posible puesta en práctica a mayor escala en el país de la tecnología LAG.

**Palabras clave:** Aguas residuales, Diseño de planta de tratamiento, Lodos Aerobios Granulares, Tecnología.

## ABSTRACT

Costa Rica has made a great progress in sanitation, however, there are still many opportunities to improve the severity of the legislation related to wastewater treatment and the type of technologies used, as well as reduce the amount of wastewater discharged into rivers without treatment. In order to protect human health and the environment, it is necessary to apply biological treatment alternatives that favor the simultaneous removal of organic matter and nutrients and ease of operation. The Aerobic Granular Sludge (AGS) technology can meet this need, although it has not been tested in the tropical climatic conditions of Costa Rica, it is possible through research to establish the basis for its design and operation. For this reason, an AGS plant was designed for the treatment of wastewater from the André Challé housing development in San José, that needs treating part of its domestic wastewater through the expansion of a WWTP. The design considers a preliminary treatment (raw wastewater inlet structure, screening and by-pass for stormwater), a secondary biological treatment consisting of a buffer tank (19 m<sup>3</sup>) and an AGS tank with an effective volume of 250 m<sup>3</sup>. For the sludge line, the design considers two tanks for the aerobic digestion, 50 m<sup>3</sup> each, and five drying beds, with an area of 14.5 m<sup>2</sup> each. The proposed system is adapted to the characteristics of the community and the available space and considers the treatment of organic matter and nutrients of water, as well as the protection of the environment in its design and operation. The implementation of this plant will serve as a starting point for the possible implementation of AGS technology on a larger scale in the country.

**Key words:** Wastewater, Treatment Plant design, Aerobic Granular Sludge, Technology.

## INTRODUCCIÓN

Tanto a escala mundial como nacional, los desafíos en mejorar el saneamiento surgen de la preocupación por proteger la salud pública y preservar los ecosistemas naturales. En respuesta a esta problemática cada país ha desarrollado legislación al respecto. En el caso de Costa Rica existe el Reglamento de Vertido y Reúso de Aguas Residuales (RVRAR), que aplica para las Plantas de Tratamiento de Agua Residual (PTAR), las cuales constituyen un 8% de los tipos de disposición de aguas residuales ordinarias aplicados en el país (Política Nacional de Saneamiento en Aguas Residuales, 2016).

El RVRAR norma la disposición de aguas residuales tanto ordinarias como especiales en el vertido de los niveles de materia orgánica, sólidos, temperatura, pH y algunos nutrientes, incluidos el nitrógeno y fósforo, en el caso de algunas aguas residuales especiales. Los coliformes fecales sólo se regulan si el cuerpo receptor es utilizado para actividades recreativas de contacto primario o si existe algún tipo de reúso (Decreto No. 33601-MINAE-S, 2007).

Por otro lado, las normativas estadounidenses y europeas exigen el control de los nutrientes y coliformes fecales obligatoriamente en todos los casos (Florida Department of Environmental Protection, 1999) (European Parliamentary Research Service & Council of the European Union, 2020) (Urban Waste Water Treatment Directive, 2019). Esto evidencia que en Costa Rica hay oportunidad de mejora en robustecer la normativa del tratamiento del agua residual, para lo cual se pueden considerar nuevas y diferentes tecnologías que logren remover más contaminantes y que se adapten a las aspiraciones del país en construir más sistemas centralizados del tratamiento de agua residual, mejorar sus calidades de efluente de tratamiento y promover la economía circular del recurso hídrico.

Esta necesidad actual la tiene el Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA), quien ha mostrado interés en conocer nuevas tecnologías de tratamiento biológico secundario, en respuesta al plan de extensión de la segunda etapa de la Planta de Tratamiento Los Tajos, la cual cuenta con capacidad de atender hasta más de un millón de habitantes del Área Metropolitana de San José, convirtiéndola en la PTAR más grande del país (Ministerio de Comunicación, 2019). Una alternativa para atender esta necesidad tanto en Los Tajos

como en cualquier otra localidad, puede estar basada en la tecnología de Lodos Aerobios Granulares (LAG), un tipo de tratamiento biológico favorable debido a su alta eficiencia en la remoción simultánea de materia orgánica y nutrientes (de Kreuk, Heijnen, & van Loosdrecht, 2005a) y su facilidad operativa como un reactor de lotes (Pronk, et al., 2015), con la cual se puede garantizar la descarga o reúso de un efluente seguro al ambiente (Barrios, et al., 2021). Sin embargo, existe la desventaja de que la tecnología no ha sido aún probada en Costa Rica, por lo que no ha sido posible contemplar su implementación en las condiciones tropicales del país.

Por esta razón, el presente trabajo final de graduación pretende elaborar el diseño sanitario y dimensionamiento de una planta LAG para el tratamiento de las aguas residuales de las Etapas 1 y 2 de la urbanización André Challé en Trinidad de Moravia, que a su vez servirá como punto de partida para su posible puesta en práctica a mayor escala en el país.

## **OBJETIVOS**

### **1.1 Objetivo general**

Evaluar la tecnología de Lodos Aerobios Granulares como alternativa de tratamiento para las aguas residuales domésticas de la urbanización André Challé ubicada en Trinidad de Moravia, Costa Rica.

#### **1.1.1 Objetivos específicos**

- Analizar los criterios técnicos de tratamiento y operación basados en los datos históricos de la Planta de Tratamiento de Agua Residual André Challé, como base para el diseño de la tecnología Lodos Aerobios Granulares.
- Diseñar una planta de Lodos Aerobios Granulares para tratar el afluente de la Planta de Tratamiento de Agua Residual André Challé.
- Elaborar una representación visual del nuevo diseño de Lodos Aerobios Granulares de la Planta de Tratamiento de Agua Residual André Challé utilizando un software especializado.

## REVISIÓN DE LITERATURA

### 1.2 Generalidades de las tecnologías de tratamiento

Según la Política Nacional de Saneamiento en Aguas Residuales (PNSAR) (2016), en Costa Rica solamente un 8% de las aguas ordinarias son dispuestas en plantas de tratamiento, las cuales están diseñadas mayoritariamente con la tecnología de Lodos Activados Convencionales (LAC) (Centeno & Murillo, 2019). Además, de las aguas residuales tratadas en el país, solamente el 16% de las ordinarias y el 35% de las industriales se reúsan (Política Nacional de Saneamiento en Aguas Residuales, 2016).

Los bajos porcentajes de tratamiento y reúso no sólo se deben a la falta de iniciativas legales, sino también al tipo de tecnologías usadas. Los lodos activados requieren un sistema más complejo compuesto de cámaras aeróbicas, anaeróbicas y anóxicas para la remoción de nutrientes como el nitrógeno y fósforo (Aqua-Aerobic Systems, 2022), como se observa en la Figura 1.2.1. Esto implica una operación más especializada de la que actualmente se implementa en Costa Rica, la cual se enfoca solamente en remover materia orgánica de las aguas residuales domésticas.

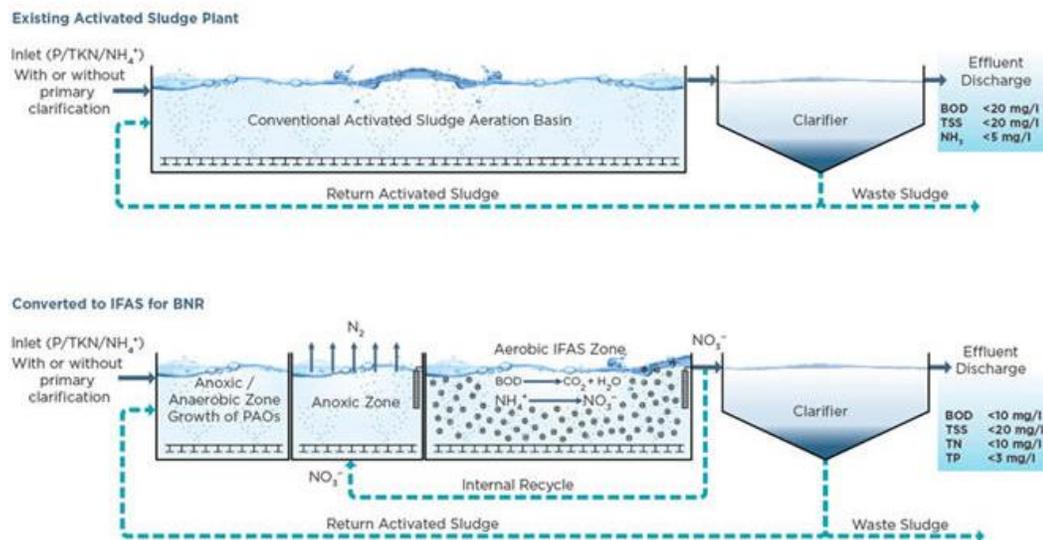


Figura 1.2.1. Diferencias estructurales y operativas en la remoción de nutrientes en LAC.

Fuente: Headworks International Inc. (2022)

### **1.3 El nitrógeno y fósforo como parámetros de calidad del agua residual**

Hace más de un siglo atrás, los objetivos de tratamiento de agua residual estaban centrados en la remoción de material orgánico y organismos patógenos. Si bien en la actualidad estos parámetros aún son normados, el grado de exigencia ha aumentado significativamente, y se han añadido nuevos objetivos, tales como la remoción de los nutrientes nitrógeno y fósforo, ambos provenientes de aguas residuales domésticas, y en muchas ocasiones predominan en las aguas residuales industriales (Tchobanoglous & Burton, 1995) (Wiesmann, 1994).

#### **1.3.1 Remoción de nitrógeno y fósforo en el agua residual**

Según lo indican Tchobanoglous y Burton (1995), aunque la remoción de materia orgánica es de gran importancia para regular los niveles de oxígeno en los cuerpos acuáticos, y la remoción de patógenos evita la transmisión de enfermedades; los nutrientes, tanto el nitrógeno como el fósforo, deben ser eliminados para evitar el crecimiento de vida acuática no deseada y la eutrofización, además de la estimulación de la formación de compuestos inorgánicos, minerales y sedimentos (Sonune & Ghate, 2004).

Tanto el nitrógeno como el fósforo pueden ser removidos del agua residual por métodos biológicos. En el caso del nitrógeno, Wiesmann (1994) explica que este puede disolverse en el agua residual como amonio, nitrito, nitrato y aminoácidos; y está contenido en partículas orgánicas suspendidas. El principio de remoción del nitrógeno comienza con la nitrificación, en la cual el nitrógeno amoniacal se oxida en nitrito y luego este vuelve a ser oxidado para transformarse en nitrato; este último es removido del agua por el catabolismo de los organismos, que lo convierten en nitrógeno gaseoso en el proceso de desnitrificación. Por otra parte, la eliminación del fósforo del agua residual se basa en la incorporación del fosfato a los Sólidos Suspendidos Totales (SST) en presencia de abundante materia orgánica, y la posterior retención del fosfato anabólicamente una vez consumida dicha materia orgánica (Lenntech, 2022), para lo cual se deben mantener valores de pH mayores a 7,5 si se opera a temperaturas entre 20°C y 30°C (Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, & Burton, 2014).

#### **1.4 Legislación nacional e internacional**

Los estándares de descarga y reúso en el mundo han evolucionado con los años, en respuesta a las nuevas investigaciones sobre la afectación de los nutrientes y otros componentes en los cuerpos de agua. A nivel internacional, la normativa de la Agencia de Protección Ambiental (EPA, por sus siglas en inglés) de Estados Unidos y de la Directiva de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas (UWWTD, por sus siglas en inglés) de la Unión Europea han establecido los límites permisibles y regulaciones sobre el reúso y descarga del agua residual tratada, así como el Reglamento de Vertido y Reúso de Aguas Residuales de Costa Rica (2007), a nivel nacional. A continuación, el Cuadro 1.4.1 muestra una comparación de estas tres normativas, específicamente sobre el tratamiento de contaminantes para el vertido y reúso.

**Cuadro 1.4.1. Comparación de la normativa de la EPA, Europa y Costa Rica sobre la remoción de contaminantes en la descarga y reúso.**

Normativa	Vertido	Reúso	Fuentes
RVRAR	<p>Como parámetros obligatorios, se norma la materia orgánica, sólidos, temperatura y pH. Los parámetros complementarios normados son algunos metales, nitrógeno (límite 50 mg/L) y fósforo (límite 25 mg/L) en el caso de algunas especiales (las relacionadas a ganadería y cría animal). Los coliformes fecales sólo se regulan si el cuerpo receptor es utilizado para actividades recreativas de contacto primario.</p>	<p>Los límites para reúso se mantienen según lo que se establece en el vertido, solamente se añade la normativa de nemátodos intestinales y coliformes de manera obligatoria.</p>	<p>(Decreto No. 33601-MINAE-S, 2007)</p>
EPA	<p>En Florida, por ejemplo, se requiere como mínimo el tratamiento secundario de las aguas. Se norma la materia orgánica, pH y sólidos. Se solicita que todas las plantas de tratamiento deben contar con desinfección. Además, los límites de concentración de nutrientes se han ido haciendo cada vez más estrictos. En Illinois, actualmente se solicita monitorear la concentración de nutrientes, pues la meta a largo plazo es implementar sistemas de remoción de estos.</p>	<p>Puede variar según el Estado. En algunos, se solicita que el agua residual tratada debe estar libre de patógenos después de la desinfección, el 75% de las observaciones de patógenos deben ser inferiores a la detección. También se norman los sólidos.</p>	<p>(Florida Department of Environmental Protection, 1999) (National Water Research Institute, 2012) (Seal of the State of Illinois, 2021)</p>
UWWTD	<p>Los requisitos son establecidos según el tamaño de la planta; siendo las de mayor tamaño las que deben lograr mayores remociones. Se contempla la materia orgánica, sólidos y nutrientes. En el caso de nutrientes, para plantas que tratan el agua residual de 10 000-100 000 habitantes, los límites son de 15 mg/L de nitrógeno y 2 mg/L de fósforo. En Holanda, los límites de estos nutrientes son de 7 mg/L y 1 mg/L, respectivamente.</p>	<p>La normativa se enfoca mayoritariamente en el reúso agrícola, en el caso del agua de mejor calidad se norman los coliformes fecales, materia orgánica, sólidos y Legionella spp.</p>	<p>(European Parliamentary Research Service &amp; Council of the European Union, 2020) (Urban Waste Water Treatment Directive, 2019)</p>

Como se observa en el Cuadro 1.4.1, la normativa de los coliformes fecales en Costa Rica no es muy estricta en comparación con Europa y Estados Unidos, lo cual pone en dificultad la posibilidad de reusar el agua tratada y por consiguiente velar por una economía circular del recurso hídrico. Adicionalmente, la normativa de nutrientes es poco competente, tomando en cuenta que sólo algunos tipos de aguas especiales son normados y que sus límites de vertido son incluso más altos que los de agua cruda doméstica en Europa.

Más allá de la necesidad de robustecer la normativa costarricense para lograr tratamientos más completos y seguros para la salud pública, es necesario optar por mejores y más competitivas tecnologías que permitan alcanzar una mejor calidad en los efluentes.

Es por esta razón que LAG es una atrayente alternativa para Costa Rica, pues los estudios han demostrado que es capaz no sólo de biodegradar la materia orgánica, sino también de remover simultáneamente nutrientes (Vengas Camero, 2018), además de alcanzar mejores eficiencias de sedimentación y resiliencia a los cambios bruscos, toxinas y patógenos (Bing-Jie & Han-Qing, 2012) con menor espacio y energía, en comparación con la tecnología LAC.

## **1.5 Historia de LAG**

La tecnología de lodos granulares fue inicialmente descubierta a finales de la década de 1970, en su aplicación en los Reactores Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), según (Gao, Liu, Liang, & Wu, 2011), y su buen desempeño generó gran interés en su investigación. Esto conllevó a que, 20 años después, se comenzara a estudiar esta tecnología en condiciones aerobias, debido al deseo de mantener las condiciones microbianas que presentaba la ya conocida tecnología de LAC. Los investigadores, en los años 90s, pusieron en marcha por primera vez esta nueva tecnología, llamada Lodos Aerobios Granulares (Gao, Liu, Liang, & Wu, 2011), cuyo diseño y operación se propuso igual a un Reactor de Lotes Secuenciales (SBR, por sus siglas en inglés), con diferencias particulares en relación con la formación de gránulos.

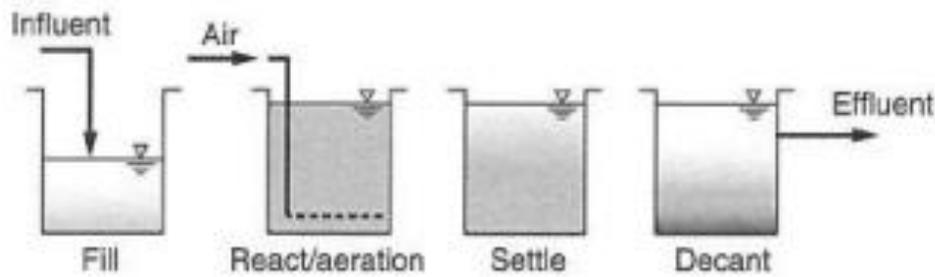
Las primeras plantas con esta tecnología fueron construidas a gran escala en Gansbaai, Sudáfrica, y escala piloto en Epe, Países Bajos (Water technology, 2012); y se ha ido expandiendo a nivel industrial en países como Irlanda, Brasil, Portugal, Suecia, Suiza y Reino

Unido (Royal Haskoning DHV, 2016). Hoy, se cuenta con más de 40 plantas LAG a escala completa (Sepúlveda Mardones, Campos, & Magrí, 2019). Debido a las excelentes características de esta tecnología, se desarrolló bajo la patente de Nereda<sup>®</sup>, encargada de la aplicación a gran escala de LAG. Según lo mencionan Giesen, de Bruin, Niermans y van der Roest (2013) la primera planta de este tipo fue lanzada en el año 2005 y tuvo un éxito tal que ayudó a comprobar la aplicabilidad de la tecnología en una amplia variedad de condiciones en muchos países para agua tanto doméstica como industrial (Robertson, Doutor, & van Bentem, 2017), y ha logrado alcanzar hasta el 75% de reducción de impacto ambiental, 50% de requerimiento energético, con menores costos de operación y mantenimiento (Robertson, Doutor, & van Bentem, 2017).

Particularmente, la planta LAG en Brasil, que se ubica en Deodoro de Río de Janeiro y trata un caudal de 86400 m<sup>3</sup>/día, es de especial atención para el caso de Costa Rica, pues ambos países cuentan con características climáticas tropicales. Esto es relevante, pues los factores climáticos influyen, positiva o negativamente, en el desempeño de las PTAR, especialmente las que cuentan con tecnologías basadas en la naturaleza (Abdulla & Farahat, 2020).

## **1.6 Bases de diseño para un SBR**

Un tanque SBR procesa las aguas residuales por medio del tratamiento biológico que opera por lotes, que se dan de manera secuencial y cíclica. Estas etapas son llenado, aireación, sedimentación y vaciado (Comisión Nacional del Agua, 2019a). El proceso se visualiza en la Figura 1.6.1.



**Figura 1.6.1. Proceso cíclico en un tanque SBR para el tratamiento biológico del agua residual.**

**Fuente: Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, & Burton (2014)**

Para diseñar un reactor SBR se deben tomar en cuenta algunos parámetros fundamentales, entre estos, Castro Barros (2013) destaca:

- Volumen de agua cruda que alimenta el reactor.
- Volumen de agua y lodo que permanece en el reactor del ciclo previo.
- Volumen de purga de lodos.
- Tiempo de cada fase.

El autor menciona que con estos se pueden calcular otra serie de parámetros, como lo son el volumen total del reactor, el tiempo total del ciclo (incluyendo la alimentación, reacción y sedimentación), tasa de alimentación, tiempo de retención hidráulica y tasa de intercambio volumétrico. Esta última define el intercambio de agua tratada por agua cruda, pues el tanque no debe vaciarse por completo al finalizar cada ciclo, en su lugar, se vacía un porcentaje del agua en la fase superior del tanque (efluente tratado) y se sustituye ese porcentaje de agua evacuada por agua cruda nueva (afluente sin tratar).

En el caso específico del diseño de un tanque de LAG, el curso de Diseño de Plantas de Lodo Aerobio Granular impartido en la universidad Técnica de Delft (TU Delft, por sus siglas en inglés) (2021) indica que la concentración de biomasa en el reactor no debe sobrepasar los 8 g/L, y la relación comida-microorganismo (F/M) debe encontrarse entre 0,1 y 0,4 kgDQO/kgSSLM/día si se desea llevar a cabo el proceso de nitrificación a temperaturas moderadas (entre 18 °C y 20 °C). Dentro de los primeros cálculos operacionales y de dimensionamiento de un tanque de este tipo, destacan el volumen y área superficial del

reactor y la velocidad ascendente del agua (Castro Barros, 2013). Con el volumen total del reactor y según la cantidad de reactores, se puede dimensionar su geometría según el criterio del diseñador.

### **1.6.1 Formación de gránulos en un sistema LAG**

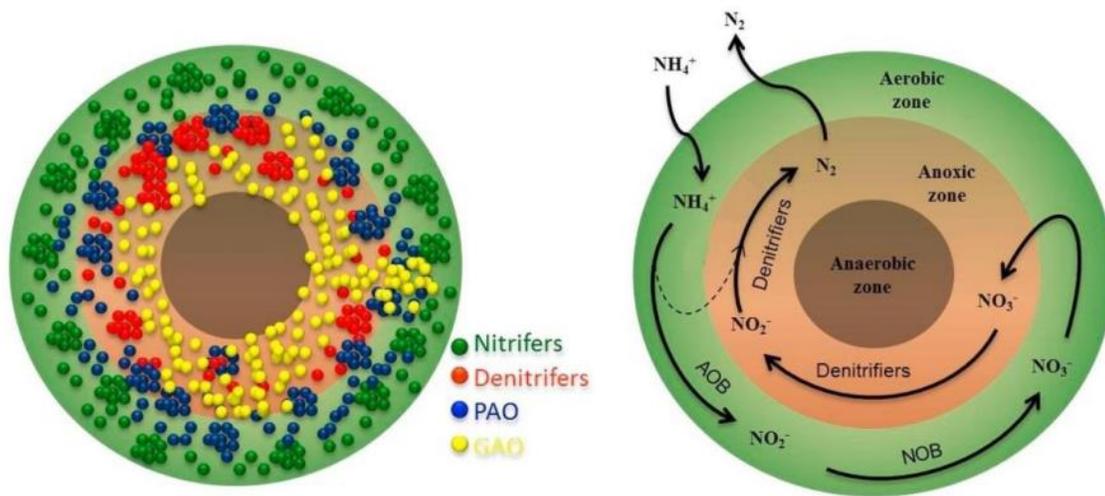
Como su nombre lo indica, la tecnología LAG se basa en la formación de gránulos; que son agregados de microorganismos que se asientan significativamente más rápido que los de LAC (De Kreuk, Kishida, & van Loosdecht, 2007), lo que le permite soportar cargas más altas y tratar sustancias tóxicas (Xia, Ye, Ren, & Zhang, 2018).

Al llevarse a cabo en un SBR, su operación se da de manera cíclica, con fases anaeróbicas, aeróbicas y de inmediata sedimentación, dichas condiciones operativas obligan el crecimiento de los microorganismos necesarios para la formación de gránulos (Nancharaiah & Sarvajith, 2019). Dicho mecanismo comienza con bacterias filamentosas y bacilos, que actúan en conjunto para las primeras etapas de formación del gránulo y a su vez mantienen su estructura (Xia, Ye, Ren, & Zhang, 2018).

En etapas posteriores de formación del gránulo, se da un crecimiento significativo de bacterias relacionadas a la remoción de nutrientes y otras filamentosas (Xia, Ye, Ren, & Zhang, 2018). Una vez que los gránulos están formados y maduros, estos tienen la habilidad de resistir las condiciones de tratamiento; así como de incrementar la comunidad microbiana (Xia, Ye, Ren, & Zhang, 2018)

La distribución espacial de los microorganismos en el gránulo depende de la restricción de oxígeno, de la difusión de nitrógeno y del tamaño del gránulo. A nivel general, se ha determinado que, en la parte interna anaeróbica, destacan los organismos acumuladores de fosfatos (PAO) y acumuladores de glucógeno (GAO) (Zarzuela & Calvo, 2016), siendo los primeros los encargados del consumo de fósforo del agua. En la parte media anóxica, predominan los PAO y los microorganismos desnitrificantes, estos últimos encargados de la transformación del nitrato en nitrógeno gaseoso (NOB, por sus siglas en inglés). La parte externa aerobia del gránulo está formada por bacterias nitrificantes, que oxidan el amonio en nitrato (AOB, por sus siglas en inglés) (Giesen, de Bruin, Nierman, & van der Roest, 2013).

Se ha descubierto la presencia de las especies *Rhodocyclaceae* y *Moraxellaceae* en la parte interna del gránulo, y la dominancia de *Flavobacteriaceae*, *Xanthomonadaceae*, *Rhodobacteraceae* y *Microbacteriaceae* en la parte externa. En la Figura 1.6.2 se muestra una representación gráfica de la composición microbiana del gránulo y los procesos biológicos que se llevan a cabo en su estructura.



**Figura 1.6.2. Distribución espacial y procesos microbiológicos en el gránulo.**

**Fuente: Nancharaiah & Reddy (2017)**

Los gránulos más grandes benefician la presencia de bacterias nitrificantes, lo que incide en una menor fracción aeróbica en el gránulo y en la inhibición de las bacterias desnitrificantes. En los gránulos más pequeños se ve afectada la remoción simultánea de nutrientes nitrógeno y fósforo (Giesen, de Bruin, Nierman, & van der Roest, 2013).

## 1.6.2 Requerimientos hidráulicos en el diseño de LAG

Similar a la tecnología de LAC, el pretratamiento de los LAG requiere de rejillas y desarenador. Es posible considerar un tanque de sedimentación primaria, sin embargo, no es muy común, pues los sólidos que se removerían en esta unidad suelen formar parte de la composición de los gránulos en el tratamiento secundario (TU Delft, 2021). Además, otra unidad de pretratamiento por considerar son los vertederos de excedencias o aliviaderos para los aumentos significativos en el caudal por las lluvias. Este alto incremento súbito del caudal puede traer problemas de operación a varias unidades de tratamiento, ya que no están

diseñadas para operar en ese rango de caudal. Así mismo, se puede dar afectación en los procesos biológicos debido a la dilución de los contaminantes y el cambio en tiempos de retención de algunas unidades. El Reglamento de Aprobación de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, en su Artículo 22 bis indica que:

“Para sistemas de recolección y tratamiento de aguas residuales ordinarias, administrados por un Ente Administrador de un Alcantarillado Sanitario (EAAS), prestatario del servicio público de saneamiento; para el caso de eventos naturales que provoquen caudales mayores al caudal máximo horario de diseño, se permitirá la construcción de canales con vertedero lateral o aliviaderos en las redes de recolección, en las estaciones de bombeo y en las plantas de tratamiento de aguas residuales ordinarias, para el alivio temporal de dichos caudales.

Estos aliviaderos no se pueden utilizar como una medida permanente para liberar la carga hidráulica ni la orgánica de las redes de recolección, estaciones de bombeo o plantas de tratamiento de aguas residuales y deben contar con un elemento de pretratamiento para sólidos gruesos” (Ministerio de Salud, Ministerio de ambiente y energía, 2016).

Por otro lado, cuando se tienen menos de tres tanques LAG operando paralelamente, es necesario contar con un tanque de homogenización que retiene el agua durante las fases de aireación y sedimentación del reactor (TU Delft, 2021), y presenta beneficios como la reducción de costos y de las limitaciones hidráulicas. Los tanques diseñados deben contar con tuberías en el fondo que permitan distribuir el agua uniformemente en el reactor, similar a un RAFA, además de una canaleta en la parte superior que permita la evacuación del agua superficial, al rebosar en las paredes de dicha canaleta.

### **1.6.3 Operación de un LAG**

El proceso operacional de LAG comienza con la alimentación/vaciado del agua siguiendo un flujo pistón, en el que el influente de agua cruda es distribuido uniformemente desde el fondo del reactor y el efluente es empujado y recolectado en la parte superior del reactor (Dijk, JH, Pronk, & van Loosdrecht, 2018). Luego se lleva a cabo la etapa de aireación, en la cual se da una mezcla completa de la biomasa con los contaminantes restantes del sistema dándose así

la remoción de nutrientes y contribuyendo en la formación de gránulos compactos (Giesen, de Bruin, Nierman, & van der Roest, 2013). La aireación es mecanizada y se puede proporcionar por medio de difusores de aire de burbuja fina para mantener una concentración de 2 mg/L de oxígeno disuelto, buscando que el oxígeno penetre únicamente a la capa externa del gránulo (Bing-Jie & Han-Qing, 2012).

Es común, además, contar con una fase anóxica o de desnitrificación después de la aireación y antes de la sedimentación que es la última fase del proceso operacional (Giesen, de Bruin, Nierman, & van der Roest, 2013). La aireación se detiene para promover un ambiente anóxico en los gránulos que favorecen la desnitrificación, en caso de que en la fase de aireación no haya sido suficiente la remoción de nitrato (Focht & Chang, 1975). Después del proceso de sedimentación se reinicia el proceso donde el efluente es descargado debido a la alimentación de un nuevo lote afluente.

En cuanto a la línea de lodos, una planta de LAG cuenta con dos tipos de purga. Una purga cíclica que se realiza después de la fase de sedimentación, y se realiza para eliminar los lodos floculentos que no alcanzaron a llegar a su granulación. La otra purga se hace según el Tiempo de Retención de Sólidos (TRS), con la cual se purgan los gránulos más pesados y con poca capacidad de remoción de contaminantes (TU Delft, 2021).

Bing-Jie y Han-Qing (2012) destacan la velocidad de llenado como un parámetro operacional importante, pues esta influye directamente en la formación de gránulos robustos y estables (Chen, Jiang, Liang, & Tay, 2007). El tiempo del ciclo también es un parámetro importante de controlar, pues tiempos cortos resultan en pérdidas de lodo (Pan, Tay, He, & Tay, 2004). Por otro lado, el tiempo de sedimentación debe ser preferiblemente corto, pues esto permite la formación de gránulos compactos y el lodo con mala capacidad de sedimentación es eliminado (Castro Barros, 2013).

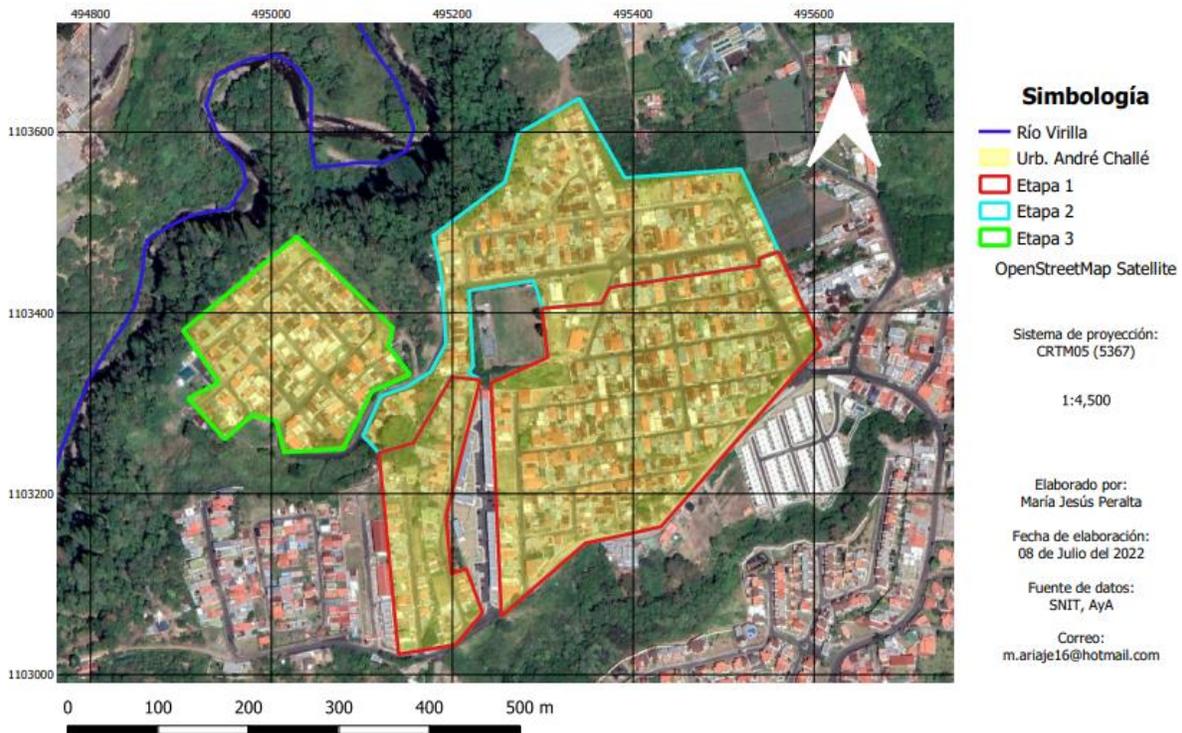
Como en cualquier reactor biológico, la temperatura incide significativamente en el proceso, esta se recomienda que sea ambiente (20 a 25 °C), pues menores temperaturas, especialmente en el momento de formar los gránulos, los deterioran (de Kreuk, Heijnen, & van Loosdrecht, 2005a). Sin embargo, es posible comenzar la fase de formación de gránulos con altas temperaturas, y operar el reactor a otras un poco más bajas (de Kreuk, Heijnen, & van

Loosdrecht, 2005a). Otro parámetro importante es el pH, y los estudios han recomendado controlar la alcalinidad de la alimentación y el pH del reactor para formar las comunidades microbianas y los gránulos (Bing-Jie & Han-Qing, 2012).

## MATERIALES Y MÉTODOS

### 1.7 Lugar de estudio

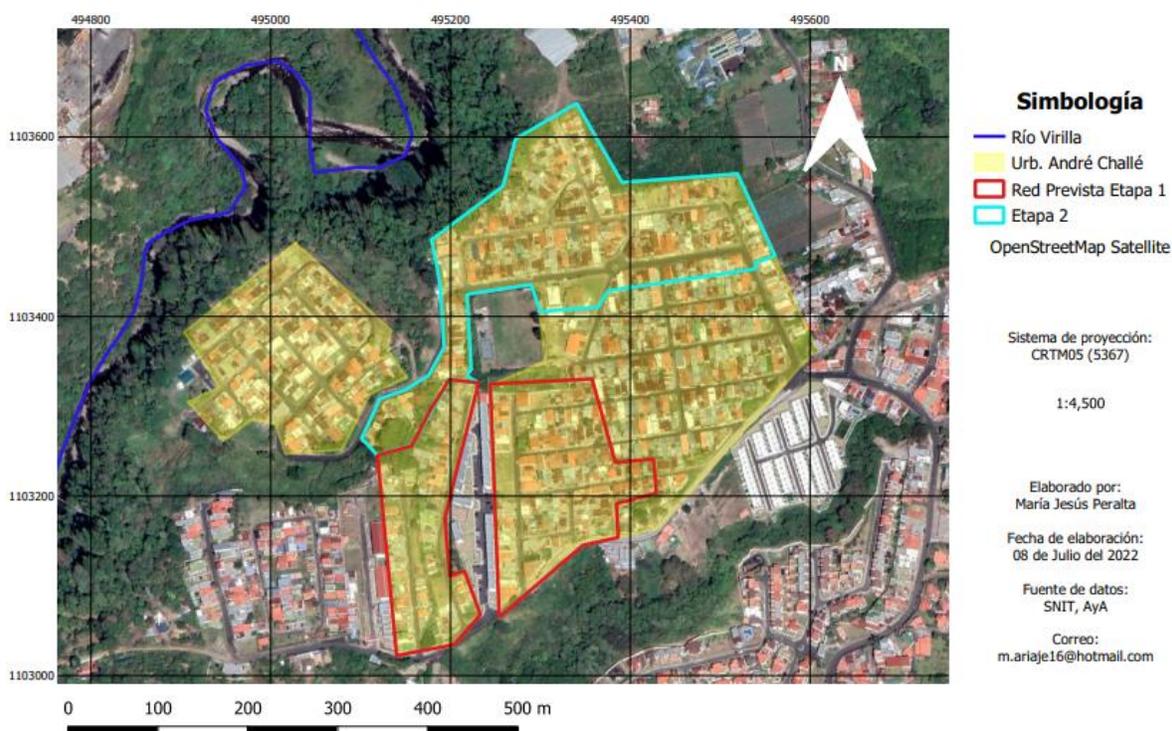
El estudio se realizó en la urbanización André Challé, ubicada en Trinidad de Moravia, provincia de San José y actualmente se encuentra completamente construida y habitada. La urbanización es una solución de vivienda construida en tres etapas; las cuales se observan en la imagen satelital de la Figura 1.7.1.



**Figura 1.7.1. Mapa de la urbanización André Challé**

La Etapa 3 cuenta con red de alcantarillado que descarga en una PTAR, y vierte su efluente en el Río Virilla. La línea de tratamiento de agua residual de la PTAR se compone de un tratamiento preliminar con rejillas y desarenador, seguido de un reactor de Lodos Activados de Aireación Extendida (LAAE) y por último un sedimentador secundario. Los lodos que no son recirculados al reactor, se digieren aeróbicamente y deshidratan en un lecho de secado. La urbanización André Challé también cuenta con una red prevista en la que la totalidad de las casas de habitación de la Etapa 2 y una parte de la Etapa 1 podrán conectarse y descargar sus aguas residuales en la futura planta de tratamiento.

El área de estudio del diseño propuesto en la presente investigación abarca únicamente el caudal recibido en la red prevista, es decir, la Etapa 2 y la parte de la Etapa 1 correspondiente, pues el resto de la urbanización dispone sus aguas en tanque séptico o en la PTAR ya existente. Esto compone un aproximado de 388 casas, con 1319 habitantes, al año 2022. En la Figura 1.7.2 se observa el área de estudio.



**Figura 1.7.2. Mapa de la zona de estudio de la urbanización André Challé**

## **1.8 Visitas de campo a la urbanización y PTAR André Challé**

Se realizó una serie de visitas de campo y recorridos por la zona de interés, con el propósito de familiarizarse con la urbanización. En una de estas visitas se determinaron con precisión las casas de la Etapa 1 que cuentan con red prevista, visualizando la ubicación de los pozos sanitarios en las calles de la urbanización. Además, se visitó múltiples veces el terreno disponible para la construcción del diseño para la caracterización de este.

### **1.8.1 Visitas de campo a PTARs con tecnologías similares**

Se visitaron dos PTAR que cuentan con tecnología SBR, esto con tal de conocer los detalles operacionales y de diseño de este tipo de plantas; como insumo de información para este trabajo de investigación y para los funcionarios del AyA que colaboran en esta fase de diseño, quienes dentro de sus funciones aún no han operado plantas en lotes.

## **1.9 Estimación de condiciones iniciales para el diseño**

Las condiciones iniciales tomadas en cuenta para el diseño son el caudal de agua residual de entrada y su calidad que contempla los siguientes parámetros: Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) total (mg/L), Demanda Química de Oxígeno (DQO) total (mg/L), nitrógeno amoniacal (mg/L), nitrato (mg/L), fósforo total (mg/L), temperatura del agua (°C) y temperatura ambiental (°C).

### **1.9.1 Estimación de caudal de agua residual de entrada**

Para calcular el caudal de diseño, se estimó la tasa de crecimiento poblacional anual de la urbanización utilizando el método exponencial (Ministerio de Servicios y Obras Públicas, 2005). Con la Ecuación (1) se calculó la tasa de crecimiento poblacional anual.

$$P_f = P_0 \cdot e^{\left(\frac{i \cdot (x_f - x_0)}{100}\right)} \quad (1)$$

Donde:

$P_f$ : Población futura (hab).

$P_0$ : Población final (hab).

$i$ : Tasa de crecimiento poblacional anual (%).

$x_f$ : Año final.

$x_0$ : Año inicial.

El caudal se estimó utilizando los datos de consumo mensual de agua potable facilitados por el AyA, los cuales abarcan todo el año 2021 y los meses enero, febrero, marzo y abril del 2022. Estos datos son de todo el distrito, por lo que se filtraron utilizando los números de medidor de agua potable de las manzanas pertenecientes únicamente al área de estudio (Etapa

2 y parte de la Etapa 1). Se calculó el consumo mensual en m<sup>3</sup>/mes obteniendo un total de 16 datos, a los cuales se les aplicó una prueba de normalidad con el software Minitab, con tal de verificar el comportamiento estadístico y estimar una medida de tendencia central del consumo de agua de agua potable actual.

El caudal promedio de agua residual actual en m<sup>3</sup>/día, se calculó con la Ecuación (2). Para este cálculo, el consumo se multiplica por 0,8 pues es el factor de retorno correspondiente recomendado por la Norma Técnica Nacional para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial (2017).

$$Q_{AR} = C_{AP} \cdot 0,8 \quad (2)$$

Donde:

$Q_{AR}$ : Caudal de agua residual actual (m<sup>3</sup>/día).

$C_{AP}$ : Consumo promedio de agua potable (m<sup>3</sup>/día).

Posteriormente se calculó la dotación en L/hab/día utilizando la Ecuación (3).

$$D = \frac{C_{AP}}{P_v} \quad (3)$$

Donde:

D: Dotación de agua potable (L/hab/día)

$C_{AP}$ : Consumo promedio de agua potable (L/día)

$P_v$ : Habitantes por vivienda (hab); en este caso se utilizó un factor de 3,4 habitantes por la cantidad de casas (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2011), que en este caso son 388, según la cantidad de medidores.

Para la proyección de población y caudal de consumo de agua, se tiene como año inicial 2023 y una población de 1319 habitantes. Utilizando la tasa de crecimiento poblacional anual y un período de diseño de 25 años, la población futura se calculó utilizando nuevamente la Ecuación (1).

Utilizando la dotación y la población futura, se calculó el caudal de consumo futuro en m<sup>3</sup>/día con la Ecuación (4).

$$Q_c = D \cdot P_{fx} \quad (4)$$

Donde:

Q<sub>c</sub>: Caudal de consumo futuro (m<sup>3</sup>/día)

P<sub>fx</sub>: Población futura (hab)

Según lo mencionado anteriormente, se utilizó un factor de retorno de agua residual de 0,8 para el cálculo del caudal promedio de agua residual (Q) y se le aplicó el factor máximo horario de 1,8 establecido por la Norma Técnica Nacional para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial (2017).

El caudal previamente calculado no considera las posibles infiltraciones por lluvias, debido al crecimiento del nivel freático. Para esto, se utilizó el factor de infiltración de 0,25 L/s/km recomendado por la Norma Técnica Nacional para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial (2017) para tuberías de alcantarillado de PVC. Para esto, es necesario contar con la distancia total de red prevista, la cual se estimó con el software qGIS. Con esto se estimó el caudal de infiltración en m<sup>3</sup>/día, según la Ecuación (5).

$$Q_i = 0,25 \frac{L}{s \cdot km} \cdot L \quad (5)$$

Donde:

Q<sub>i</sub>: Caudal de infiltración (m<sup>3</sup>/día)

L: Longitud de red (km)

El caudal de infiltración fue sumado al caudal promedio de agua residual para estimar el caudal con infiltración (Q<sub>m</sub>), al cual también se le aplicó el factor máximo horario de 1,8.

## 1.9.2 Estimación de parámetros de calidad de agua del afluente

Los parámetros de calidad del agua de entrada se estimaron utilizando los promedios de los resultados de los informes de laboratorio emitidos por el Laboratorio Nacional de Aguas correspondientes a la PTAR existente de la Etapa 3 de André Challé. Dichos análisis fueron tomados cada seis meses, específicamente en los meses de mayo y noviembre del 2019 y 2021 y mayo del 2022 (ver Anexo 1).

## 1.10 Diseño del sistema de tratamiento

### 1.10.1 Dimensionamiento y condiciones operacionales del sistema

Se planteó un diseño de manera que el efluente cumpla con características más allá de las solicitadas en el RVRAR para vertido en cuerpo receptor, esto pues no cuenta con parámetros de vertido de nutrientes para agua municipal. En este caso, se utilizaron los parámetros de referencia de la normativa europea (Pronk, et al., 2015), reflejados en el Cuadro 1.10.1.

**Cuadro 1.10.1. Calidades de efluente establecidas para el diseño.**

Parámetro	Valor
DBO total (mg/L)	20
DQO total (mg/L)	50
Fósforo total (mg/L)	1
Nitrógeno amoniacal (mg/L)	0
Nitrato (mg/L) *	7

\*Se entiende nitrato en este caso, como la concentración de nitrógeno total, asumiendo que en la nitrificación se consumirá todo el nitrógeno amoniacal y después de la desnitrificación el único tipo de nitrógeno presente será en forma de nitrato.

### *Tratamiento preliminar*

Se propuso un pretratamiento compuesto por un canal de entrada, rejas gruesas, vertedero de excedencias y tamiz de sólidos. Además, se planteó otro canal idéntico al que en este documento se diseña, y servirá como canal de emergencia en caso de alguna eventualidad que impida en uso del canal diseñado, incluyendo el mantenimiento rutinario. Las fórmulas utilizadas y los parámetros de diseño para estas unidades de tratamiento se describen a continuación.

### *Canal de entrada*

Con tal de contar con una estructura que reciba el agua cruda desde el alcantarillado, se diseña un canal de entrada. A partir del caudal con infiltración ( $Q_m$ ) y de la velocidad horizontal ( $v_h$ ), se calculó el área transversal del canal ( $A_c$ ) según la Ecuación (6).

$$A_c = \frac{Q_m}{v_h} \quad (6)$$

Posteriormente, en la Ecuación (7) se utilizó el ancho ( $b$ ) para calcular la lámina de agua ( $h_c$ ).

$$h_c = \frac{A_c}{b} \quad (7)$$

Para el cálculo de la pendiente se calculó el radio hidráulico ( $Rh$ ) con la Ecuación (8).

$$Rh = \frac{A_c}{b + 2h_c} \quad (8)$$

Utilizando el coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ) para concreto (0,013), se calculó la pendiente del canal ( $S$ ) con la Ecuación (9).

$$S = \left( \frac{Q_m \cdot n}{A_c \cdot Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (9)$$

Con el Tiempo de Retención Hidráulica ( $TRH$ ) se calculó el volumen ( $V_c$ ), utilizando la Ecuación (10).

$$V_c = Q_m \cdot TRH \quad (10)$$

### *Rejas gruesas*

Según como se solicita en el Artículo 22 del Reglamento de Aprobación de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales, se debe colocar un set de rejas gruesas con tal de impedir el paso de sólidos gruesos que podrían ser transportados al río por medio del vertedero de

excedencias. Por lo que se calcularon sus dimensiones: área transversal, lámina de agua, radio hidráulico y pendiente utilizando las Ecuaciones (6), (7), (8) y (9).

#### *Vertedero de excedencias*

La propuesta incluye un vertedero lateral para evacuar el caudal excedente de lluvia, de manera que se eviten problemas operativos en el sistema. La altura de esta pared corresponde a la lámina de agua ( $h_{c,i}$ ) del caudal máximo horario sin infiltración (Q). Manteniendo la misma velocidad y ancho que en el canal de entrada, se aplicó la Ecuación (11).

$$h_{c,i} = \frac{Q}{v_h \cdot b} \quad (11)$$

#### *Tamiz de sólidos*

Se cotizó un tamiz de sólidos a la empresa Comes, y con el caudal de diseño (Q) se propuso el modelo TFF-220, que soporta un caudal máximo horario de 8,1 L/s y requiere de un ancho mínimo de canal de 40 cm para triturar los sólidos a 6 mm.

#### *Tratamiento secundario*

Para lograr la calidad deseada del efluente, se diseñó el tratamiento secundario, para el cual se utilizó el caudal sin infiltración, pues se considera que el caudal de infiltración, cuando llegue a la planta, será evacuado en el vertedero de excedencias y no llegará al tanque de LAG. Además, se consideró un solo tren de tratamiento secundario, pues en caso de necesitar brindar mantenimiento a estas unidades, se podría enviar el agua residual a la PTAR actual durante ese tiempo.

Es importante mencionar que el diseño del tanque de homogenización y de la tubería de distribución de afluente al tanque de LAG presentados a continuación, dependen de los cálculos realizados en el apartado *Reactor de Lodo Aerobio Granular*, por lo que los valores utilizados en estas unidades son los correspondientes a las dimensiones y características finales del reactor.

### *Tanque de homogenización*

Según las recomendaciones hidráulicas para el diseño de un tanque de LAG, se propuso un tanque de homogenización previo a dicha unidad. El volumen del tanque de homogenización ( $V_b$ ) se calculó de acuerdo con la Ecuación (12), utilizando todos los tiempos de ciclo, menos el de alimentación ( $t_a$ ).

$$V_b = Q \cdot (t_r + t_d + t_s + t_p) \quad (12)$$

Donde:

Q: Caudal sin infiltración ( $m^3/día$ )

$t_r$ : Tiempo de aireación (min)

$t_d$ : Tiempo de fase anóxica (min)

$t_s$ : Tiempo de sedimentación (min)

$t_p$ : Tiempo de purga de lodo (min)

### *Tubería de distribución de afluente al tanque de LAG*

Para la entrada del agua residual cruda al tanque de LAG, se propuso una tubería en el fondo del reactor que distribuye el agua uniformemente. El ingreso del caudal por distribuir ( $Q_e$ ) se planteó en una tubería central de diámetro (D) grande en el centro del fondo del reactor, con ramificaciones horizontales hacia las paredes del reactor. Cada ramificación con dos agujeros encargados de distribuir el agua. Se calculó el caudal por distribuir siguiendo la Ecuación (13).

$$Q_e = \frac{\text{Tasa de intercambio} \cdot V_{LAG}}{t_a} \quad (13)$$

Donde:

$V_{LAG}$ : Volumen del tanque de LAG ( $m^3$ )

$t_a$ : Tiempo de alimentación (min)

Se calculó la velocidad por las tuberías de ramificación ( $v_t$ ) utilizando la Ecuación (14).

$$v_t = \frac{Q_{er}}{\pi \cdot \frac{D^2}{4}} \quad (14)$$

Donde:

$Q_{er}$ : Caudal por tubería de ramificación (L/s)

D: Diámetro de tubería de ramificación (mm)

Se confirmó, de este modo, la velocidad ascensional ( $v_{LAG}$ ) propuesta para el diseño del reactor, según la Ecuación (15), utilizando los caudales de salida de agua por los agujeros ( $Q_g$  y  $Q_l$ ), el área de reactor ( $A_{LAG}$ ) y el número de agujeros (m).

$$v_{LAG} = \frac{(m \cdot Q_g + m \cdot Q_l)}{A_{LAG}} \quad (15)$$

#### *Reactor de Lodo Aerobio Granular*

Esta unidad se diseñó para la remoción de materia orgánica y nutrientes del agua. El diseño que se mostrará a continuación se basa en las recomendaciones técnicas teórico-prácticas de la tecnología LAG brindadas en el curso virtual Tecnología de Lodos Granulares Aeróbicos para el tratamiento de Aguas Residuales proporcionado por la Universidad Técnica de Delft en noviembre del 2021. El diseño partió del establecimiento de los tiempos de alimentación, sedimentación y purga de lodos típicos de sistemas SBR. Los valores recomendados para estos tiempos se presentan en el Cuadro 1.10.2.

**Cuadro 1.10.2. Tiempos de fase de alimentación, sedimentación y purga recomendados.**

Fase	Tiempo recomendado (min)
Alimentación ( $t_a$ )	60
Sedimentación ( $t_s$ )	15
Purga de lodos ( $t_p$ )	10-15

Fuente: TU Delft (2021).

Por tanto, se eligieron para este diseño un tiempo de alimentación de 60 minutos, 15 minutos de sedimentación y 10 minutos de purga de lodos.

El dimensionamiento del volumen de un tanque de LAG, se realizó tomando en cuenta dos restricciones, la hidráulica y la biológica. La primera asegura que el tanque soporte hidráulicamente el caudal de entrada y la segunda que se cuente con el espacio suficiente para llevar a cabo la remoción de materia orgánica y nutrientes.

### Restricción hidráulica

Con el caudal de diseño (Q) y el tiempo total de ciclo ( $t_c$ ) se calculó el volumen de ciclo en el reactor ( $V_c$ ), cabe resaltar que este tiempo de ciclo está definido por el tiempo requerido para remover los contaminantes y nutrientes presentes en el agua residual, por lo que se trata de un proceso iterativo entre la restricción hidráulica y la biológica.

El cálculo se muestra en la Ecuación (16).

$$V_c = Q \cdot t_c \quad (16)$$

Se muestra en la Ecuación (17), el cálculo de volumen total de reactor ( $V_r$ ).

$$V_r = \frac{V_c}{\text{Tasa de intercambio}} \quad (17)$$

Con este volumen y la altura del reactor ( $h_{LAG}$ ) se puede calcular el área del reactor ( $A_r$ ).

La relación F/M ( $Lx$ ) para cada reactor se calculó en función de la concentración de DQO en el afluente ( $DQO_i$ ), lo cual se muestra en la Ecuación (18).

$$Lx = \frac{Q \cdot DQO_i}{V_r \cdot X} \quad (18)$$

Para el cálculo de la velocidad ascendente ( $v_a$ ) del agua de entrada se utilizó la Ecuación (19) y se corroboró que no sobrepase la recomendación técnica, que es de 5 m/h ( $1,39 \times 10^{-3}$  m/s) (TU Delft, 2021).

$$v_a = \frac{V_c}{t_a \cdot A_r} \quad (19)$$

### Restricción biológica

Para determinar el volumen del reactor con esta restricción, se determinaron primero los tiempos de aireación y fase anóxica, pues estos inciden en la actividad metabólica bacteriana para el tratamiento de materia orgánica, nitrógeno y fósforo. Sin embargo, debido a que la remoción de nitrógeno requiere mayor actividad metabólica que la remoción de materia orgánica y fósforo, estos tiempos se determinaron en función de la remoción de nitrógeno; para esto se utilizó un modelo de cinética bacteriana de nitrificación y desnitrificación (ver Apéndice 1).

El modelo parte del cálculo de la concentración inicial de nitrógeno amoniacal y nitrato, ya que la concentración del influente presentada en el Cuadro 1.11.1 es diluida debido a la tasa de intercambio. El cálculo de estas concentraciones se realizó según la Ecuación (20):

$$N = N_i \cdot TI_f + N_f(1 - TI_f) \quad (20)$$

Donde:

N: Concentración inicial diluida de nitrógeno amoniacal y nitrato (mg/L).

N<sub>i</sub>: Concentración inicial de diseño de nitrógeno amoniacal y nitrato (mg/L).

N<sub>f</sub>: Concentración esperada de diseño de nitrógeno amoniacal y nitrato (mg/L).

TI<sub>f</sub>: Tasa de intercambio final, recalculada para modelo biológico (%). En este caso, se determina en la sección *Resultados y Discusión* del presente documento.

Se modeló, en primer lugar, las concentraciones de amonio y nitrato en el proceso de nitrificación, en presencia de oxígeno. Para esto, se utilizaron las constantes mostradas en el Cuadro 1.10.3.

**Cuadro 1.10.3. Constantes utilizadas para el modelo de cinética bacteriana en la nitrificación.**

Constante	Símbolo	Valor
Concentración de oxígeno disuelto (mgO <sub>2</sub> /L)	OD	2
Tasa de consumo de oxígeno de las nitrosomonas (mgO <sub>2</sub> /L)	KO <sub>2</sub>	0,3
Tasa de consumo de amonio de las nitrosomonas (mgN-NH <sub>4</sub> /L)	KN-NH <sub>4</sub>	2,4
Concentración de biomasa nitrificante en el gránulo (g/L)	XN	0,5

Concentración inicial de biomasa en el reactor (g/L)	X	8
Contenido de nitrógeno en biomasa (%)	%N	12
Tasa de crecimiento de gránulos (h <sup>-1</sup> )	GR	0,0025

Fuente: TU Delft (2021)

Seguidamente, con la Ecuación (21) se modeló el crecimiento de biomasa bacteriana (dX/dt) en el reactor con respecto al tiempo.

$$\frac{dX}{dt} = X + X \cdot GR \quad (21)$$

Posteriormente, se calculó el flujo máximo de entrada de amonio en los gránulos (fN-NH<sub>4</sub>) en función de la temperatura mínima de la zona (T<sub>min</sub>), según como se muestra en la Ecuación (22).

$$fN - NH_4 = 0,012 \cdot 1,072^{(T_{min}-15)} \quad (22)$$

Luego, se calculó la tasa de eliminación de amonio por parte de las bacterias en función del tiempo (d(N-NH<sub>4</sub>)/dt), con base en la concentración de amonio acumulada en función del tiempo (d(N-NH<sub>4</sub>)/dt -1), según la Ecuación (23).

$$\frac{d(N - NH_4)}{dt} = fN - NH_4 \cdot \left( \frac{OD}{OD + KO_2} \right) \cdot \left( \frac{\frac{d(N - NH_4)}{dt} - 1}{\frac{d(N - NH_4)}{dt} - 1 + KN - NH_4} \right) \cdot XN \quad (23)$$

Las bacterias, para su crecimiento, consumen amonio (d(N-NH<sub>4c</sub>)/dt). Sin embargo, este amonio consumido no se transforma en nitrato. Este consumo se modeló según la Ecuación (24).

$$\frac{d(N - NH_{4c})}{dt} = \%N \cdot GR \cdot X(dt) \quad (24)$$

Por lo tanto, la concentración de amonio con respecto al tiempo correspondió a la resta de d(N-NH<sub>4</sub>)/dt y d(N-NH<sub>4c</sub>)/dt a la concentración total de nitrógeno amoniacal con el tiempo. Y se asumió, de este modo, que el nitrato con respecto al tiempo correspondió al amonio eliminado por las bacterias (d(N-NO<sub>3b</sub>)/dt).

En la fase de aireación también ocurre desnitrificación, por lo que la concentración de nitrato disminuyó debido a la conversión de este en nitrógeno gaseoso. Este comportamiento se describió con el modelo de desnitrificación, que utiliza las constantes presentadas en el Cuadro 1.10.4.

**Cuadro 1.10.4. Constantes utilizadas para el modelo de la concentración de nitrato durante la nitrificación.**

Constante	Símbolo	Valor
Flujo de entrada de nitrato en los gránulos (gN-NO <sub>3</sub> /gSSLM/h)	fN-NO <sub>3</sub>	0,001
Tasa de consumo de nitrato de las bacterias (mgN-NO <sub>3</sub> /L)	KN-NO <sub>3</sub>	1,5
Volumen anóxico en el gránulo (mm <sup>3</sup> )	V <sub>ax</sub>	1,02
Concentración inicial de biomasa en el reactor (g/L)	X	8

Fuente: TU Delft (2021)

El consumo de nitrato por desnitrificación en presencia de oxígeno (d(N-NO<sub>3a</sub>)/dt) se modeló con la Ecuación (25).

$$\frac{d(N - NO_3a)}{dt} = fN - NO_3 \cdot \left( \frac{\frac{d(N - NO_3b)}{dt}}{\frac{d(N - NO_3b)}{dt} + KN - NO_3} \right) \cdot V_{ax} \quad (25)$$

El nitrato convertido y calculado con la Ecuación (24) fue restado de la concentración de nitrato, es decir, el nitrógeno amoniacal convertido.

Una vez iniciada la fase anóxica o de desnitrificación, se calculó el consumo de nitrato en función del tiempo considerando la concentración de nitrato acumulada en función del tiempo (d(N-NO<sub>3</sub>)/dt-1), la cual se muestra en la Ecuación (26).

$$\frac{d(N - NH_3)}{dt} = fN - NO_3 \cdot \left( \frac{N - NO_3dt - 1}{N - NO_3dt - 1 + KN - NO_3} \right) \cdot X \quad (26)$$

El dimensionamiento a partir de la restricción biológica partió del cálculo de la carga hidráulica volumétrica (L<sub>v</sub>), que se muestra en la Ecuación (27).

$$Lv = \frac{X \cdot Lx}{DQO_i} \quad (27)$$

A partir de este dato se calculó el volumen mínimo ( $V_m$ ) de reactor, con la Ecuación (28).

$$V_m = \frac{V_c}{t_a \cdot Lv} \quad (28)$$

Una vez elegido el volumen final del reactor ( $V_{LAG}$ ), se recalculó la tasa de intercambio, relación F/M y velocidad ascendente.

En el caso de fósforo, se aplicó un modelo para confirmar que efectivamente con las características propuestas del reactor se logra remover en su totalidad. La metodología utilizada la proponen Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, y Burton (2014), que describe la estequiometría del mecanismo de remoción biológica mejorada de fósforo (EBPR, por sus siglas en inglés). Para esto, se consideraron los siguientes aspectos:

- La DQO lista para biodegradar corresponde al 20% de la DQO de influente (Orhon & Uday Çokgör, 1997).
- La DQO biodegradable corresponde al 80% de la DQO de influente (Płuciennik-Koropczuk, Jakubaszek, Myszograj, & Uszakiewicz, 2017).
- Un TRS de 20 días (Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, & Burton, 2014).
- Una concentración de Sólidos Suspendidos Volátiles (SSV) en el efluente de 10 mg/L, considerando un caso crítico de resuspensión de sólidos (Bing-Jie & Han-Qing, 2012).
- Debido a que se opera a una temperatura del agua de 23,6°C, se asume que el valor del pH del agua es mayor a 7,5 para favorecer la dominancia de las PAO.

De esta manera, se calculó el TRH del reactor ( $TRH_{LAG}$ ), siguiendo la Ecuación (29).

$$TRH_{LAG} = \frac{V_{LAG}}{Q} \quad (29)$$

### *Canaleta de recolección de efluente*

La canaleta propuesta para la descarga del efluente tratado se compone de un canal colocado en la parte superior del tanque, en el centro y a lo largo de este. Esta canaleta cuenta con dos paredes por las cuales el agua rebosará en el momento de evacuación. Su diseño se realizó con base en las recomendaciones técnicas presentadas por la Comisión Nacional del Agua (2019a), perteneciente a la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales de México.

El caudal que se evacúa corresponde al mismo caudal que se distribuye en la entrada ( $Q_e$ ). La carga hidráulica sobre vertedero ( $CHV_v$ ) se calculó con la Ecuación (30), siendo  $l_v$  la longitud total de vertimiento ( $l_v$ ).

$$CHV_v = \frac{Q_e}{l_v} \quad (30)$$

Se propusieron vertederos tipo V notch de  $90^\circ$  a lo largo las paredes de la canaleta, con una distancia de 25 cm entre centros de cada uno. El número de vertederos ( $n$ ) V notch a cada lado de la canaleta se calculó con la Ecuación (31).

$$n = \frac{l_v}{0,25 \cdot 2} \quad (31)$$

Posteriormente, con las Ecuaciones (32) y (33) se calculó la altura de cada V notch ( $h_v$ ) considerando un borde libre de 20 mm, y el área de flujo a través de estos ( $A_v$ ) siguiendo las recomendaciones del curso Wastewater Treatment Plants Design Engineering impartido en la maestría Urban Water Sanitation (IHE Delft Institute for Water Education, 2015).

$$h_v = 0,87 \cdot (Q_v)^{\frac{2}{5}} + 0,02 \quad (32)$$

$$A_v = 2 \left( 0,87 \cdot (Q_v)^{\frac{2}{5}} \right)^2 \cdot n \quad (33)$$

Siendo  $Q_v$  el caudal de cada vertedero.

### *Eficiencia del reactor*

La eficiencia del reactor se calculó con base en el procedimiento presentado por la Comisión Nacional de Agua (2019a), para para el cálculo de eficiencia de remoción de DBO en reactores SBR. Para este cálculo fue necesario, en primer lugar, calcular la potencia (HP) requerida para la aireación. Este cálculo se realizó con la Ecuación 34.

$$HP = \frac{Q(DBO_i - DBO_e)}{Fp} \quad (34)$$

Donde:

HP: Potencia requerida para aireación (HP)

DBO<sub>i</sub>: Concentración de DBO en el influente (kg/m<sup>3</sup>)

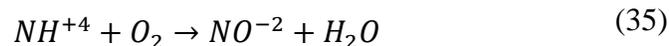
DBO<sub>e</sub>: Concentración de DBO en el efluente (kg/m<sup>3</sup>)

Fp: Factor para el cálculo de potencia recomendado (entre 20 y 22).

Con la potencia requerida, la temperatura del ambiente y del agua y las constantes biocinéticas, es posible calcular la eficiencia del reactor.

### *Requerimiento de aire*

El caudal de oxígeno requerido para la remoción de nitrógeno amoniacal (Q<sub>oxígeno</sub>) se calculó según la relación estequiométrica de la Ecuación (35), que describe la conversión de amonio.



Por lo tanto, con las masas molares (MM) del amonio y oxígeno, y con la concentración de entrada de nitrógeno amoniacal calculada con la Ecuación (20), se utilizó la Ecuación (36) para calcular el caudal de oxígeno diario requerido (Q<sub>oxígeno</sub>).

$$Q_{oxígeno} = N - NH_{4i} \cdot Q \cdot \frac{MM O_2}{MM 4} \quad (36)$$

Posteriormente se calculó el aire requerido por día ( $Q_{aire}$ ), considerando un 23% de oxígeno en el aire y una densidad de  $1,2 \text{ kg/m}^3$  (Tchobanoglous, Burton, & Stensel, 2003), según se observa en la Ecuación (37).

$$Q_{aire} = \frac{Q_{oxigeno}}{0,23 \cdot 1,2 \frac{kg}{m^3}} \quad (37)$$

Se calculó también el oxígeno requerido para la remoción de materia orgánica, para lo cual se siguió la metodología presentada por la Comisión Nacional del Agua (2019a), en la que se utiliza el Tiempo de Retención Media Celular y parámetros biocinéticos para dicho cálculo. Las consideraciones técnicas en el presente diseño para el seguimiento de la metodología se detallan a continuación:

- El Tiempo de Retención Media Celular del sistema es de 20 días.
- La constante de restos celulares es 0,15.
- La temperatura del agua es de 23,6 °C.

Con el caudal de aire total, se calculó la cantidad de difusores requerida para el tanque de LAG.

### ***Tratamiento de lodos***

Para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento de lodo, se calculó la masa total de lodo que debe ser purgada. Con la Ecuación (37) se calculó la masa de lodo floculento producido al día ( $L_f$ ), considerando que la tasa de producción de lodo es  $0,4 \text{ kg lodo/kg DQO convertida}$  (TU Delft, 2021).

$$L_f = Q \cdot (DQO_i - DQO_e) \cdot 0,4 \frac{kg \text{ lodo}}{kg \text{ DQO convertida}} \quad (37)$$

La cual debe ser purgada en su totalidad.

Por otro lado, se calculó la masa de lodo granular producido al día ( $L_g$ ). Para esto, se calculó primero la concentración másica de biomasa en el reactor LAG ( $X_m$ ), siguiendo la Ecuación

(38), considerando que los SSV corresponden a un 80% de los SST (Henze, van Loosdrecht, Ekama, & Brdjanovic, 2008)

$$X_m = \frac{X_{m,PAO} + X_{m,AOB}}{0,8} \quad (38)$$

Donde:

$X_{m,PAO}$ : Producción de biomasa por las PAO (g SSV/m<sup>3</sup>), calculado en el modelo de remoción de fósforo referenciado en esta misma sección.

$X_{m,AOB}$ : Producción de biomasa por las AOB (g SSV/m<sup>3</sup>), utilizando un rendimiento de 0,1 kg SSV/kg N-NH<sub>4i</sub> (Henze, van Loosdrecht, Ekama, & Brdjanovic, 2008)

De esta manera, se calculó la masa acumulada de lodo en el TRS propuesto en el modelo de remoción de fósforo ( $M_l$ ), como se muestra en la Ecuación (39).

$$M_l = X_m \cdot Q \cdot TRS \quad (39)$$

La diferencia entre la biomasa requerida en el reactor ( $X$ ) y la biomasa acumulada en el TRS ( $M_l$ ), corresponde a la cantidad de biomasa granular que debe ser purgada ( $L_g$ ). Por lo tanto, la cantidad de biomasa a purgar ( $L_T$ ) corresponde a la suma del lodo granular de purga ( $L_g$ ) más el lodo floculento producido ( $L_f$ ).

#### *Digestor aerobio*

El digestor aerobio, para la reducción del material biológico en el lodo, se diseñó según las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua (2019c) y Vitorio Andreoli, von Sperling, & Fernandes (2007), las cuales se muestran en el Cuadro 1.10.5.

**Cuadro 1.10.5. Consideraciones técnicas para el diseño del digestor aerobio.**

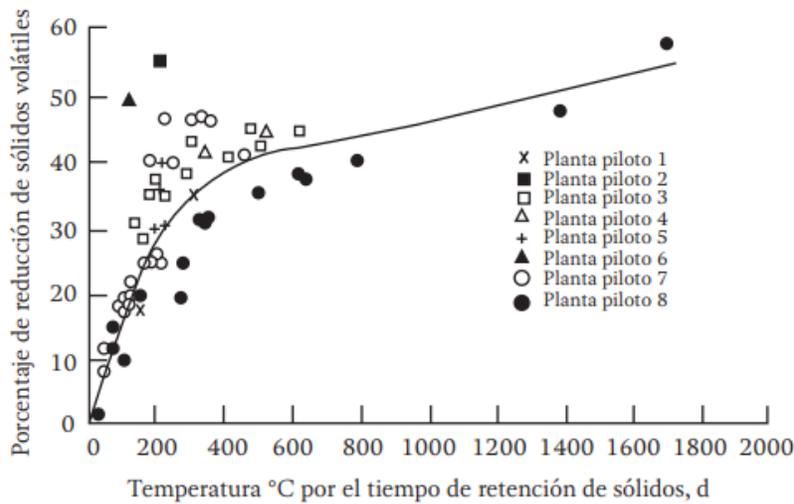
Parámetro	Valor
Concentración de SST entrante	3%
Gravedad específica de lodo adensado	30000 mg/L <sup>1</sup>
Coefficiente de velocidad de reacción (d <sup>-1</sup> )	1,01
	0,06

Fracción de SSV en SST	0,8
TRS en el reactor (día)	40 <sup>2</sup>
Requerimiento de oxígeno (kgO <sub>2</sub> /kg SSV destruido)	2,3

<sup>1</sup> Corresponde a la concentración de SST del lodo secundario típica proveniente de LAC. La concentración del lodo en el reactor se considera el 70% de la entrante.

<sup>2</sup> TRS recomendado a temperatura de 20 °C.

Considerando una temperatura del líquido de 23,6 °C y el TRS en el reactor, se estimó cuánto es el porcentaje de reducción de SSV (r), según la Figura 1.10.1.



**Figura 1.10.1. Reducción de SSV en función de la temperatura del líquido y la edad del lodo en el reactor.**

Fuente: Comisión Nacional del Agua (2019c).

Con esto, se calculó la masa de SSV reducida, según la Ecuación (40).

$$SSV \text{ reducido diario} = r \cdot L_T \cdot 0,8 \tag{40}$$

Donde:

r: Porcentaje de reducción de SSV (%).

L<sub>T</sub>: Cantidad de biomasa a purgar (kg/día).

Se calculó el requerimiento de oxígeno diario, siguiendo la Ecuación (41).

$$O_2 \text{ requerido diario} = 2,3 \frac{kgO_2}{kg \text{ SSV destruido}} \cdot SSV \text{ reducido} \tag{41}$$

Con la densidad del aire y porcentaje de oxígeno en el aire reportados por Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, & Burton (2014), se calculó el volumen de aire diario requerido.

Posteriormente, se calculó el volumen de lodo para disposición ( $V_{disp}$ ), según se muestra en la Ecuación (42).

$$V_{disp} = \frac{L_T}{1,01 \cdot 0,03} \quad (42)$$

De esta manera, se calculó el volumen de reactor ( $V_{digestor}$ ), con la Ecuación (43).

$$V_{digestor} = \frac{V_{disp} \cdot 30000 \frac{mg}{L}}{30000 \frac{mg}{L} \cdot 0,7 \cdot (0,06 \frac{1}{día} \cdot 0,8 + \frac{1}{40 días})} \quad (43)$$

Con el volumen y la altura propuesta, se calculó el área superficial del reactor.

#### *Lechos de secado*

Los lechos de secado, para la reducción de humedad en el lodo, se diseñaron según las recomendaciones de la Comisión Nacional del Agua (2019c) y Vitorio Andreoli, von Sperling, & Fernandes (2007), las cuales se muestran en el Cuadro 1.10.6.

**Cuadro 1.10.6. Consideraciones técnicas para el diseño de los lechos de secado.**

Parámetro	Valor
Período de secado (día)	15
Período de limpieza (día) <sup>1</sup>	5
Tiempo de ciclo de operación (día)	20
Porcentaje de sólidos de lodo digerido (%)	5
Gravedad específica de lodo digerido	1,01
Tasa de carga (kg SST/m <sup>2</sup> )	15

<sup>1</sup>El período de limpieza contempla el traslado de los lodos de los lechos al camión de recolección, limpieza de filtros si es necesario, y llenado de los lechos con lodo digerido.

Con la concentración de lodo en el reactor, se calculó la carga de lodo ( $C_{lodo}$ ), siguiendo la Ecuación (44).

$$C_{lodo} = \frac{30000 \frac{mg}{L} \cdot 0,7 \cdot V_{digestor}}{TRS} \quad (44)$$

Y con este dato, se calculó el caudal de lodo con la Ecuación (45).

$$Q_{lodo} = \frac{C_{lodo}}{0,05 \cdot 1,01} \quad (45)$$

Con el tiempo de ciclo de operación, se obtuvo el volumen de lodo deshidratado por ciclo.

Posteriormente, se calculó el área de lecho requerida, según la Ecuación (46).

$$A_{lecho} = \frac{C_{lodo} \cdot 20 \text{ días}}{15 \frac{kg \text{ SST}}{m^2}} \quad (46)$$

Para calcular la altura de la capa de lodo se dividió el volumen deshidratado por ciclo entre el área del lecho.

### 1.10.2 Perfil hidráulico del sistema propuesto

Se utilizó la herramienta AutoCAD R.47.0.0 2021 para el dibujo de las unidades diseñadas y, mediante los requerimientos y recomendaciones técnicas del AyA, se establecieron los puntos de bombeo y colocación de las unidades en el terreno.

### 1.10.3 Costos del sistema propuesto

Para la estimación del presupuesto del proyecto se consideraron los precios de tramitología, trabajos previos, unidades sanitarias y algunas obras complementarias que abarcan el acceso, sistema eléctrico, pozos, entre otros. La estimación realizada es preliminar, pues no se consideraron los costos de los estudios y diseños que se requerirían en caso de convertir la presente propuesta en un diseño final.

Se consultaron los costos de mercado para el suministro de los materiales, acarreo y mano de obra de cada elemento de la PTAR, con los cuales se estimaron los precios unitarios para cada rubro, y estos se sumaron para obtener el subtotal de los costos del proyecto. A este subtotal se le añadieron los costos por imprevistos, administración y utilidad para estimar el

costo directo, al cual se le sumó el impuesto al valor agregado (IVA), con lo que se obtuvo el costo total del proyecto, el cual se presenta en el Cuadro 1.12.10.

#### **1.10.4 Modelo del sistema propuesto**

Se utilizó el software Revit LT™ 2023 para el modelado tridimensional del sistema diseñado.

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la presente sección se aplicarán las fórmulas de la sección *Materiales y Métodos* con los datos propios del diseño propuesto, junto con las consideraciones técnicas correspondientes y discusión de los resultados obtenidos.

### 1.11 Estimación del caudal de agua residual de entrada

En el área de estudio no se proyecta un crecimiento poblacional significativo, debido a que la urbanización se encuentra poblacionalmente saturada. Sin embargo, en el presente diseño se consideró un pequeño porcentaje para contar con un factor de seguridad en el cálculo del caudal de agua residual que llegará a la PTAR, previendo una posible sobreocupación de las viviendas o cambios en los hábitos de consumo de agua potable.

Para aplicar la Ecuación (1), se tomó en cuenta que en el distrito La Trinidad de Moravia la población en el 2020 fue de 23225 habitantes y para el 2025 se proyecta que sea de 24510 habitantes, respectivamente (Instituto Nacional de Estadística y Censos, 2011). Con esto se obtiene el siguiente resultado:

$$i = \frac{\ln\left(\frac{24510 \text{ hab}}{23225 \text{ hab}}\right)}{2025 - 2020}$$

$$i = 1.07\%$$

Cabe resaltar que, además del método exponencial, se aplicaron los procedimientos geométrico y aritmético para el cálculo de la tasa de crecimiento anual. Sin embargo, se eligió el método exponencial, ya que presentó un valor más conservador.

Para la aplicación de la Ecuación (2), se estudió previamente el comportamiento estadístico de los datos de consumo mensual de agua potable. Utilizando la herramienta Minitab se afirma con un 95% de confianza que estos datos presentan un comportamiento normal, según se observa en la Figura 1.11.1.

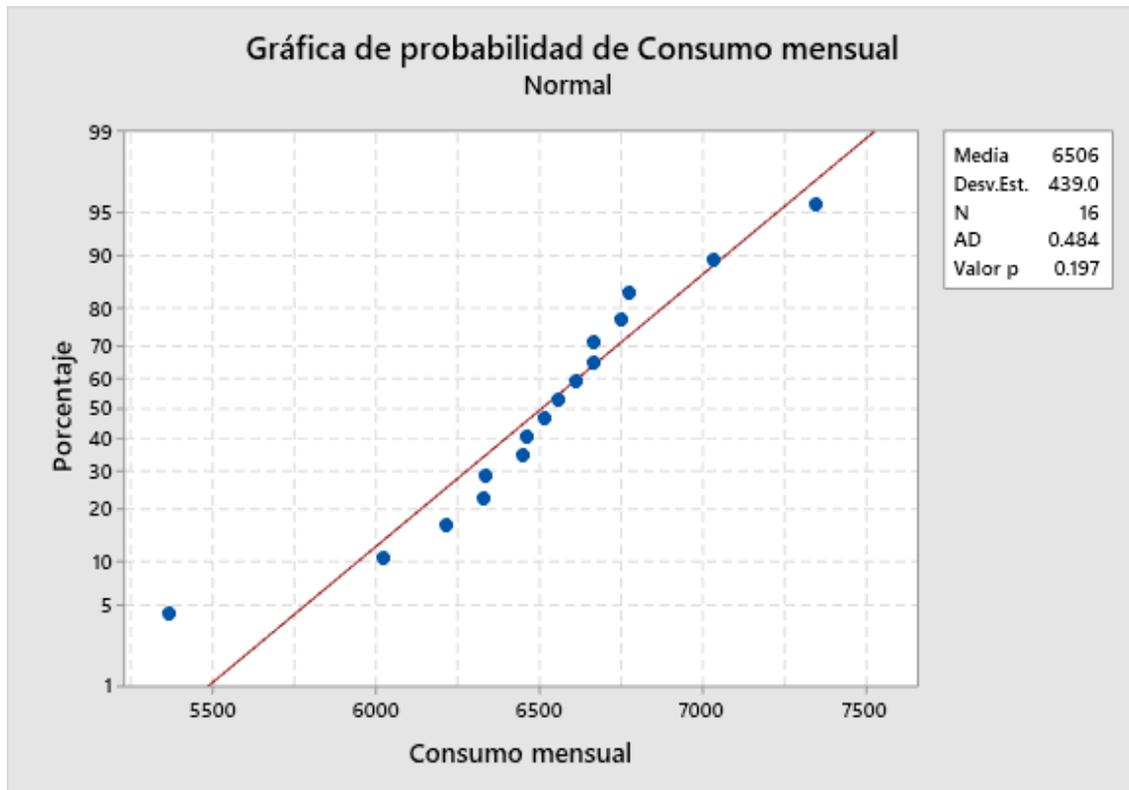


Figura 1.11.1. Gráfica de probabilidad normal del consumo mensual (m<sup>3</sup>/mes).

Por tanto, el promedio y la mediana aproximaron el valor más probable del consumo mensual; resultando 6506 m<sup>3</sup>/mes (217 m<sup>3</sup>/día o 216867 L/día) y 6539 m<sup>3</sup>/mes (218 m<sup>3</sup>/día o 217967 L/día) respectivamente. Se utilizó la mediana como la tendencia central de los datos, pues al ser el valor mayor, brinda confiabilidad al cálculo. De esta manera, aplicando la Ecuación (2) se obtiene:

$$Q_{AR} = 218 \frac{m^3}{día} \cdot 0,8$$

$$Q_{AR} = 174 \frac{m^3}{día}$$

Posteriormente, se aplicó la Ecuación (3).

$$D = \frac{217967 \frac{L}{día}}{1319 \text{ hab}}$$

$$D = 165 \frac{L}{hab \cdot día}$$

Al aplicar nuevamente la Ecuación (1) para el cálculo de la población en el 2048, el año futuro de diseño, se obtiene el siguiente resultado:

$$P_f = 1319 \cdot e^{\left(\frac{1.07 \cdot (2048-2023)}{100}\right)}$$

$$P_f = 1727 \text{ hab}$$

De este modo, se obtiene con la Ecuación (4) el caudal de consumo de agua en dicho año:

$$Q_c = \frac{165 \frac{L}{hab \cdot día} \cdot 1727 \text{ hab}}{1000 \frac{L}{1 m^3}}$$

$$Q_c = 285 \frac{m^3}{día}$$

Al aplicar el factor de retorno, se obtiene un caudal de agua residual promedio de 228 m<sup>3</sup>/día (9,5 m<sup>3</sup>/h o 2,6 L/s). Con el factor máximo horario este caudal resulta en 411 m<sup>3</sup>/día (4,8 L/s).

Para la estimación de las infiltraciones por lluvias, se obtuvo primero la distancia aproximada de red de alcantarillado utilizando el software qGIS, la cual corresponde a 2,15 km. Por lo que, según la Ecuación (5) el caudal de infiltración es:

$$Q_i = \frac{0,25 \frac{L}{s \cdot km} \cdot 2,15 \text{ km} \cdot 86400 \frac{s}{1 día}}{1000 \frac{L}{1 m^3}}$$

$$Q_i = 46,37 \frac{m^3}{día}$$

De esta manera, el caudal total de diseño (Q<sub>m</sub>) corresponde a la suma del caudal sin infiltración (Q) y del caudal de infiltración (Q<sub>i</sub>), lo que resulta en 275 m<sup>3</sup>/día (11 m<sup>3</sup>/h o 3,2 L/s). Con el factor máximo horario este caudal de agua residual resulta en 457 m<sup>3</sup>/día (5,3 L/s).

### 1.11.1 Estimación de parámetros de calidad de agua del efluente

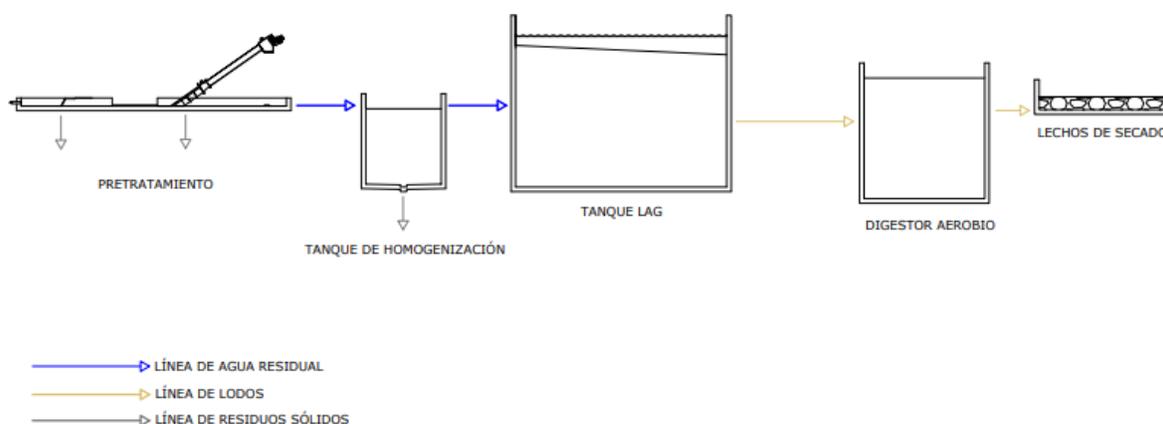
Los datos promedio utilizados para el diseño se muestran en el Cuadro 1.11.1.

**Cuadro 1.11.1. Valores de calidad de afluente utilizados para el diseño.**

Parámetro	Valor	Desviación estándar
DBO total (mg/L)	346,2	30,6
DQO total (mg/L)	826,6	199,3
Fósforo total (mg/L)	4,9	3,1
Nitrógeno amoniacal (mg/L)	45,9	27,9
Nitrato (mg/L)	11,3	7,3
Temperatura promedio del ambiente (°C)	26,7	1,8
Temperatura mínima registrada del ambiente (°C)	24,5	-

### 1.12 Diseño del sistema de tratamiento

Se propone un tren de tratamiento (línea de agua y lodos) de acuerdo con la Figura 1.12.1. El cual se diseñó acorde a las ecuaciones anteriormente planteadas y se describe en detalle a continuación.



**Figura 1.12.1. Esquema del tren de tratamiento de agua y lodo propuesto.**

El agua cruda ingresa al pretratamiento, posteriormente es transportada a un tanque de homogenización, del cual se bombea el agua en el tanque de Lodo Aerobio Granular. Los

lodos de purga son depositados en un digestor aerobio y posteriormente en lechos de secado. Además, del pretratamiento y tanque de homogenización se generan residuos sólidos, que deben ser dispuestos de manera responsable, por ejemplo, en un relleno sanitario.

### 1.12.1 Dimensionamiento y condiciones operacionales del sistema

#### *Tratamiento preliminar*

##### *Canal de entrada*

Al aplicar las Ecuaciones (6), (7), (8), (9) y (10) anteriormente mencionadas para el diseño del canal de entrada, se obtienen los siguientes resultados:

$$A_c = \frac{457 \frac{m^3}{día}}{0,3 \frac{m}{s} \cdot 86400 \frac{s}{1 día}}$$

$$A_c = 0,02 m^2$$

$$h_c = \frac{0,02 m^2}{0,45 m}$$

$$h_c = 0,04 m$$

$$Rh = \frac{0,02 m^2}{0,45 m + 2 \cdot 0,04 m}$$

$$Rh = 0,03$$

$$S = \left( \frac{457 \frac{m^3}{día} \cdot \frac{1 día}{86400 s} \cdot 0,013}{0,02 m^2 \cdot 0,03^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$S = 0,14\%$$

$$V_c = 457 \frac{m^3}{día} \cdot 3,5 s \cdot \frac{1 día}{86400 s}$$

$$V_c = 0,02 m^3$$

Debido a que se considera una frecuencia de acumulación de sólidos de 1 cm/día, y se propone limpieza diaria del canal, no habría acumulación de sólidos significativa durante la semana. El caso crítico se daría los fines de semana, que hay acumulación de tres (3) días, por lo que se acumularían tres (3) cm de sólidos en el fondo del tanque. Considerando esta altura, la lámina de agua y un borde libre de 20 cm, la altura total del canal es de 27 cm. Esta altura garantiza que no habrá riesgo ambiental por derrames o sobreacumulación de residuos sólidos.

Las dimensiones del canal de entrada se consideran adecuadas, ya que cumplió con los parámetros descritos en el Cuadro 1.12.1 para un caudal de diseño de 457 m<sup>3</sup>/día.

**Cuadro 1.12.1. Valores de diseño del canal de entrada.**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Fuente</b>
Velocidad horizontal (m/s)	0,3	Adoptado
Ancho (m)	0,45	Adoptado
Coefficiente de rugosidad de Manning para concreto	0,013	(Tchobanoglous & Burton, 1995)
Tiempo de Retención Hidráulica (s)	3,5	(Oakley & Salguero, 2011)
Frecuencia de acumulación de sólidos (cm/día)	1	Consulta a ASADA Los Cenízaros, 2022

Además, según las recomendaciones técnicas, propone un largo de canal de 1,35 m (Oakley & Salguero, 2011).

## Rejas gruesas

Los parámetros utilizados para el diseño de la reja gruesa se presentan en el Cuadro 1.12.2.

**Cuadro 1.12.2. Valores de diseño para la reja gruesa.**

Parámetro	Valor	Fuente
Velocidad (m/s)	0,3	(Tchobanoglous, Burton, & Stensel, 2003)
Ancho (m)	0,45	Valor adoptado por el diseñador
Coefficiente de rugosidad de Manning para concreto	0,013	(Tchobanoglous & Burton, 1995)
Ancho de barras (in)	0,5	(Tchobanoglous & Burton, 1995)
Espaciamiento entre barras (mm)	50	(Oakley & Salguero, 2011)

Aplicando las ecuaciones (6), (7), (8) y (9) para el diseño de las rejas gruesas, se obtienen los siguientes resultados:

$$A_x = \frac{457 \frac{m^3}{día}}{0,3 \frac{m}{s} \cdot 86400 \frac{s}{1 \text{ día}}}$$

$$A_x = 0,02 \text{ m}^2$$

$$h_r = \frac{0,02 \text{ m}^2}{0,45 \text{ m}}$$

$$h_r = 0,04 \text{ m}$$

$$Rh_r = \frac{0,02 \text{ m}^2}{0,45 + 2 \cdot 0,04}$$

$$Rh_r = 0,03$$

$$S = \left( \frac{457 \frac{m^3}{día} \cdot \frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ s}} \cdot 0,013}{0,02 \text{ m}^2 \cdot 0,03^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

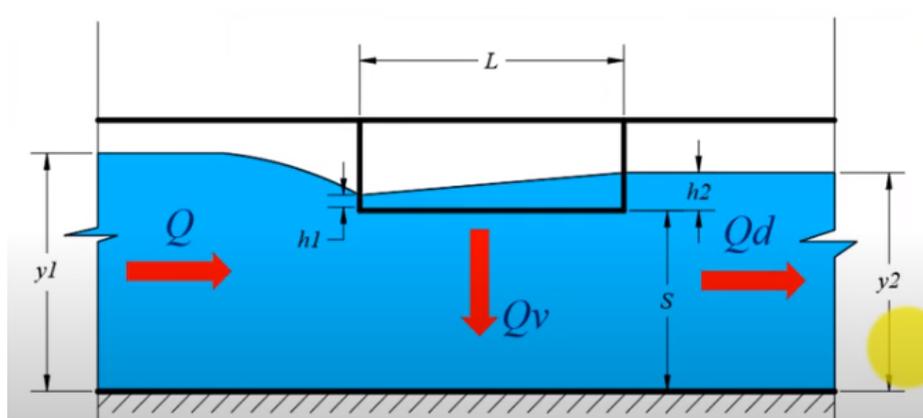
$$S = 0,14\%$$

Considerando un ancho de barra de 12,7 cm y un espacio entre barras de 50 mm, según lo recomendado por Oakley & Salguero (2011), se obtienen en total siete (7) barras. Al colocar barras se induce a una pérdida de área que a su vez promueve un aumento en la velocidad, que no debe sobrepasar 1,2 m/s (Instituto Nacional de Ciencia y Tecnología en Plantas Sostenibles de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas, 2019). En este caso se obtiene una velocidad de 1,2 m/s; cumpliendo efectivamente con el criterio.

Según los criterios técnicos, se propone una inclinación de las rejillas con respecto a la vertical de 45°, esto para facilitar la limpieza de estas (Oakley & Salguero, 2011).

#### *Vertedero de excedencias*

La ubicación de este aliviadero se propone en uno de los costados del canal de pretratamiento, posterior a las rejillas gruesas, y consiste en una pared con menos borde libre, de manera que, si la lámina de agua es mayor que la calculada para el caudal máximo horario, el exceso será evacuado directamente al cuerpo de agua. En la Figura 1.12.2 se muestra el esquema del vertedero lateral en un canal utilizado como referencia en esta propuesta.



**Figura 1.12.2. Esquema de vertedero lateral en un canal.**

**Fuente: (Campos, 2020)**

Al aplicar la Ecuación (11) para el cálculo de la lámina de agua asociada al caudal máximo horario sin infiltración (Q), se obtiene el siguiente resultado:

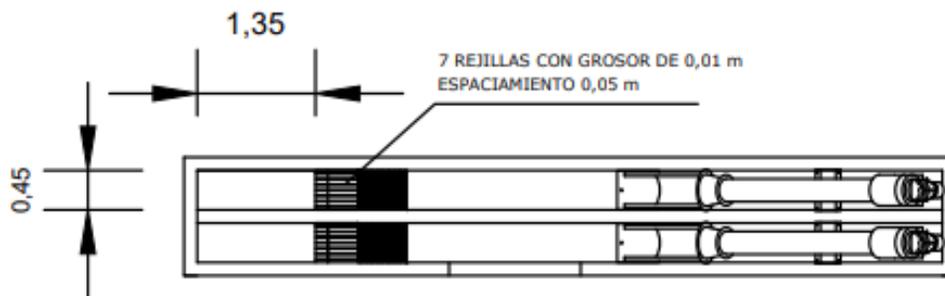
$$h_c = \frac{4,8 \frac{L}{s} \cdot \frac{1 \text{ m}^3}{1000 L}}{0,3 \frac{m}{s} \cdot 0,45 \text{ m}}$$

$$h_c = 0,04 \text{ m}$$

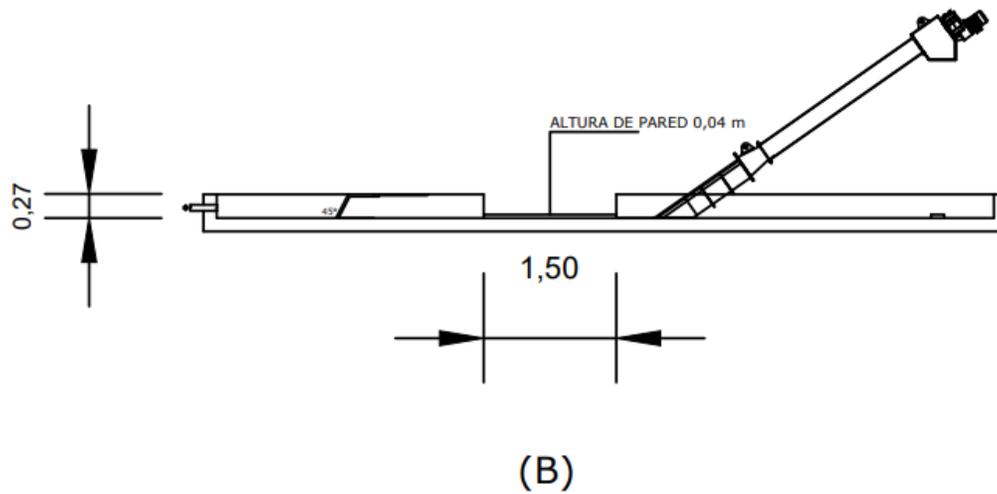
Esta lámina de agua es 3 mm menor que la calculada para el caudal con infiltración ( $Q_m$ ), esta será la altura sobre la cresta del vertedero. Por ser pequeña, se propone una longitud de 1,5 m para el vertedero lateral. Se desea evacuar la diferencia entre  $Q_m$  y  $Q$ , la cual es de 0,5 L/s, por lo que se verifica la capacidad del vertedero con la herramienta “Calculadora Desvío de flujo para vertedero lateral” (Goyal, 2020) la cual indica que la capacidad será de 0,51 L/s.

Cabe mencionar que el canal de pretratamiento de emergencia no contará con vertedero de excedencias, pues este no será utilizado por intervalos de tiempo muy prolongados.

El dibujo de las unidades de pretratamiento diseñadas se muestra en la Figura 1.12.3.



(A)



**Figura 1.12.3. Unidades de pretratamiento diseñadas: canal de entrada, rejilla y vertedero de excedencias. A) vista en planta, B) corte transversal.**

En el diseño propuesto no se incluye una unidad de desarenado, pues el caudal de diseño no permite cumplir con los requerimientos hidráulicos establecidos para un desarenador; por lo que se propone remover las arenas asentadas en el tanque de homogenización. Lo anterior se explica con mayor detalle en el diseño de dicha unidad mostrado a continuación.

### ***Tratamiento secundario***

#### *Tanque de homogenización*

Al aplicar la Ecuación (12) para el cálculo del volumen del tanque de homogenización, se obtiene el siguiente resultado:

$$V_b = 9,5 \frac{m^3}{h} \cdot (55 \text{ min} + 40 \text{ min} + 15 \text{ min} + 10 \text{ min}) \cdot \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}}$$

$$V_b = 19 \text{ m}^3$$

Los tiempos de aireación y desnitrificación utilizados en esta fórmula se determinan más adelante en el diseño, a partir del modelo biológico de remoción de nitrógeno en la sección

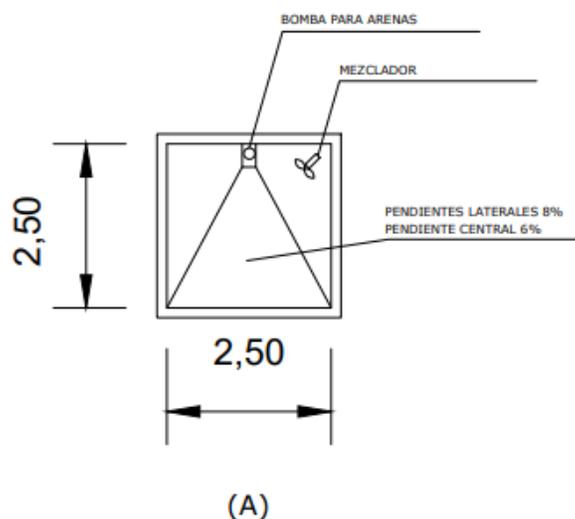
*Restricción Biológica* del apartado *Reactor de Lodo Aerobio Granular* de esta misma sección. Considerando una altura ( $h_b$ ) de 3 m, se mantiene un área superficial ( $A_b$ ) de 6 m<sup>2</sup>, con lado de 2,5 m. Adicionalmente, se propuso que el tanque de homogenización cuente con una pendiente en el fondo de 8% lateral y 6% central, que favorezca la acumulación de arenas, en la que se contará con una bomba para la retención y eliminación de estas.

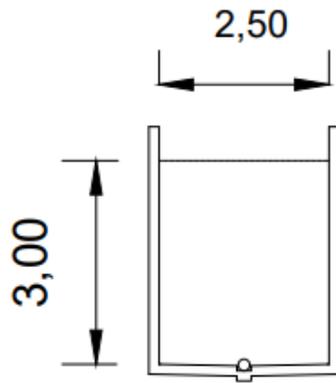
El Cuadro 1.12.3 muestra el resumen de las dimensiones del tanque de homogenización diseñado.

**Cuadro 1.12.3. Dimensiones del tanque de homogenización diseñado.**

Característica	Símbolo	Valor
Volumen (m <sup>3</sup> )	$V_b$	19
Altura (m)	$h_b$	3
Borde libre (m)	$b$	0,70
Área superficial (m <sup>2</sup> )	$A_b$	6
Largo (m)	$L_b$	2,5
Ancho (m)	$a_b$	2,5

El dibujo del tanque de homogenización diseñado se muestra en la Figura 1.12.4.





(B)

Figura 1.12.4. Tanque de homogenización diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal.

El mezclador se utilizará para homogenizar el agua que entrará al tanque de LAG. Sin embargo, la remoción de arenas deberá hacerse en momentos donde el mezclador no se encuentre en funcionamiento, por lo que deberán alternarse ambos procesos durante la operación del sistema.

*Tubería de distribución de afluente al tanque de LAG*

Al aplicar la Ecuación (13) para el cálculo del caudal por distribuir, se obtiene:

$$Q_e = \frac{11\% \cdot 250m^3}{60 \text{ min} \cdot \frac{1 \text{ día}}{1440 \text{ min}}}$$

$$Q_e = 684 \frac{m^3}{\text{día}}$$

Se planteó disponer este caudal en una tubería grande, de 400 mm de diámetro, en el centro del fondo del reactor, la cual se propuso con 14 ramificaciones de tuberías (n), siete (7) a cada lado. Estas tuberías de ramificación se propusieron de 200 mm de diámetro (D) y con agujeros que se encargarían de distribuir el agua uniformemente en el fondo del reactor, y

cada una tendría un caudal de 0,56 L/s ( $Q_{er}$ ), que corresponde al caudal total a evacuar entre el total de ramificaciones.

Según la Ecuación (14) para el cálculo de la velocidad por las tuberías de ramificación, se obtiene:

$$v_t = \frac{0,56 \frac{L}{s} \cdot \frac{1 m^3}{1000 L}}{\pi \cdot \frac{\left(\frac{200 mm}{1000 \frac{mm}{1 m}}\right)^2}{4}}$$

$$v_t = 0,06 \frac{m}{s}$$

Cada tubería de ramificación contará con dos (2) agujeros, el agujero extremo tendrá un área de influencia de 2 m<sup>2</sup>, y contará con un diámetro de 55 mm, y el agujero interno de 45 mm, con un área de 1,5 m<sup>2</sup>. De este modo, los agujeros más grandes distribuyen un caudal de 0,32 L/s ( $Q_g$ ) cada uno, y los más pequeños de 0,24 L/s ( $Q_l$ ).

Con el área y caudal, se puede calcular la velocidad a través de los agujeros. Los más grandes tendrán una velocidad de 0,43 m/s y los más pequeños de 0,48 m/s; lo cual cumple con lo recomendado por la Comisión Nacional del Agua (2019b) para lodos granulares, que indica que esta velocidad debe ser mayor a 0,40 m/s para favorecer un buen mezclado y mayor contacto con el lecho de lodos.

Aplicando la Ecuación (15) para confirmar la velocidad ascensional propuesta, se obtiene el siguiente resultado:

$$v_{LAG} = \frac{\frac{3600 s}{1 h} \cdot (14 \cdot 0,32 \frac{m^3}{s} \cdot \frac{1 m^3}{1000 L} + 14 \cdot 0,24 \frac{m^3}{s} \cdot \frac{1 m^3}{1000 L})}{50 m^2}$$

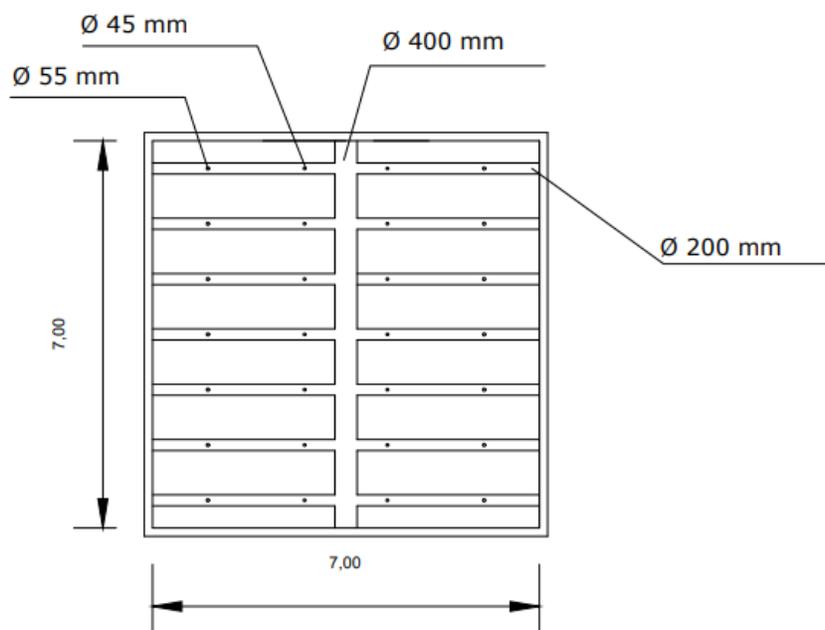
$$v_{LAG} = 0,57 \frac{m}{h}$$

La cual cumple con los criterios de diseño del reactor, que se mostrarán en la sección a continuación. El resumen de las dimensiones finales de la tubería de distribución de afluente se muestra en el Cuadro 1.12.4.

**Cuadro 1.12.4. Dimensiones finales de la tubería de distribución de afluente diseñada.**

Característica	Símbolo	Valor
Diámetro de agujeros del extremo (mm)	-	55
Diámetro de agujeros del centro (mm)	-	45
Número de tuberías de ramificación	n	14
Diámetro de tuberías de ramificación (mm)	-	200
Diámetro de tubería central (mm)	D	400

El dibujo de la tubería de distribución de afluente se muestra en la Figura 1.12.5.



**Figura 1.12.5. Distribución de tubería de influente diseñada.**

### *Reactor de Lodo Aerobio Granular*

La cantidad de reactores necesarios dependen de si se desea diseñar un tanque de homogenización, pues si no se toma en cuenta esta estructura se necesita un mínimo de tres (3) reactores en paralelo (TU Delft, 2021). Debido a que en el presente estudio se cuenta con una planta de tratamiento existente con un sistema de lodos activados, y se incluye en el

diseño un tanque de homogenización, se diseñará únicamente un reactor. En caso de que este reactor deba recibir mantenimiento, el caudal será desviado al tanque de aireación del sistema existente.

El tiempo de ciclo calculado es de 180 minutos, lo cual será explicado con mayor amplitud en la sección *Restricción Biológica* de esta misma sección.

Se aplica la Ecuación (16) para el cálculo del volumen de ciclo del reactor:

$$V_c = 9,5 \frac{m^3}{h} \cdot 180 \text{ min} \cdot \frac{1 h}{60 \text{ min}}$$

$$V_c = 29 m^3$$

Aplicando la Ecuación (17), se obtiene el volumen total de reactor, considerando una tasa de intercambio del 40%:

$$V_r = \frac{29 m^3}{0,4}$$

$$V_r = 71 m^3$$

Al elegir una profundidad de tanque de 5 m, se obtiene un área de cada reactor ( $A_r$ ) de 14 m<sup>2</sup>.

Se eligió la concentración de biomasa en el reactor ( $X$ ) de 8 g/L recomendada. Posteriormente, se aplica la Ecuación (18) para el cálculo de la relación F/M ( $L_x$ ).

$$L_x = \frac{228 \frac{m^3}{d} \cdot 0,8266 \frac{kg}{m^3}}{71 m^3 \cdot 8 \frac{g}{L}}$$

$$L_x = 0,33 \frac{kgDQO}{kgSSLM/día}$$

Lo cual se encuentra dentro del rango recomendado por TU Delft (2021) de 0,1-3 kgDQO/kgSSLM/día.

Para confirmar que la velocidad ascendente no sobrepase el límite recomendado, se aplica la Ecuación (19):

$$v_a = \frac{29 \text{ m}^3}{1 \text{ h} \cdot 14 \text{ m}^2}$$

$$v_a = 2 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

Por lo tanto, la velocidad ascendente cumple con los requerimientos técnicos, pues está por debajo de 5 m/h.

### Restricción biológica

Al aplicar la Ecuación (20) para determinar las concentraciones de entrada y nitrógeno amoniacal y nitrato, se obtienen concentraciones aproximadas de 5,23 mg/L y 7,49 mg/L, respectivamente. Y el resultado de la Ecuación (22), a su vez, es de 0,0232 gN-NH<sub>4</sub>/gSSLM/h.

En la aplicación de las Ecuaciones (21), (23), (24), (25) y (26) se determinó que en 55 minutos de aireación se logra eliminar todo el amonio, resultando en una concentración de nitrato de 9,99 mg/L. Una vez concluida la fase de aireación, se determinó que al minuto 40 la concentración de nitrato es de 5,54 mg/L, por lo que se cumple con la calidad de efluente escogida anteriormente (Cuadro 1.10.1). Por lo tanto, se necesitan 55 minutos de tiempo de aireación ( $t_r$ ) y 40 minutos para fase anóxica ( $t_d$ ); constituyendo un tiempo total de ciclo de 180 minutos (3 h, es decir, 8 ciclos/día). Debido a que la aplicación de estas ecuaciones se realiza de minuto a minuto, los resultados pueden observarse en el Apéndice 1.

Al aplicar la Ecuación (27) para el cálculo de la carga hidráulica volumétrica, se obtiene el siguiente resultado:

$$Lv = \frac{8 \frac{\text{g}}{\text{L}} \cdot 0,33 \frac{\text{kgDQO}}{\text{kgSSLM/día}}}{0,8266 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}$$

$$Lv = 3 \frac{m^3}{m^3 \cdot \text{día}}$$

Por último, el volumen mínimo de reactor siguiendo la Ecuación (28) es de:

$$V_m = \frac{29 m^3}{55 \text{ min} \cdot 3 \frac{m^3}{m^3 \cdot \text{día}}}$$

$$V_m = 233 m^3$$

Sin embargo, ese volumen solamente asegura la remoción de materia orgánica, pero para mantener los tiempos de aireación y fase anóxica como se propusieron anteriormente, se debe mantener una tasa de intercambio del 11% en el diseño, lo que implica un volumen de reactor de 250 m<sup>3</sup>. De este modo, se cumple con los requerimientos hidráulicos y biológicos para la remoción de materia orgánica, nitrógeno y fósforo, por lo que este corresponde al volumen final de reactor (V<sub>LAG</sub>). Para este volumen se propone una altura de reactor (h<sub>LAG</sub>) de 5 m, lo que resulta en un área superficial (A<sub>LAG</sub>) de 50 m<sup>2</sup>, de 7 m de lado (l<sub>LAG</sub>).

Se recalcula para este volumen final la velocidad ascendente (v<sub>LAG</sub>) de 0,57 m/h, la cual será controlada por medio del bombeo del agua, y una relación F/M (L<sub>XLAG</sub>) de 0,1 kgDQO/kgSSLM/día, lo cual se encuentra dentro del rango recomendado de 0,1-0,3 kgDQO/kgSSLM/día (Tu Delft (2021)).

Al aplicar la metodología para el cálculo de la remoción de fósforo se determinó que la concentración de fósforo en el efluente sería no detectable, cumpliendo con los requerimientos propuestos inicialmente en el

Cuadro 1.10.1. Calidades de efluente establecidas para el diseño..

Al calcular el TRH del reactor siguiendo la Ecuación (29), se obtiene:

$$TRH_{LAG} = \frac{250 m^3}{9,5 \frac{m^3}{h}}$$

$$TRH_{LAG} = 26 h$$

El Cuadro 1.12.5 muestra el resumen de las dimensiones y parámetros finales para un reactor LAG diseñado bajo las condiciones de estipuladas en este documento.

**Cuadro 1.12.5. Dimensiones y parámetros finales del reactor LAG diseñado.**

Característica por reactor	Símbolo	Valor
Volumen (m <sup>3</sup> )	V <sub>LAG</sub>	250
Altura (m)	h <sub>LAG</sub>	5
Borde libre (m)	b	0,70
Área superficial (m <sup>2</sup> )	A <sub>LAG</sub>	50
Largo (m)	L	7
Ancho (m)	a	7
Tasa de intercambio final (%)	TI <sub>f</sub>	11
Rleación F/M (kgDQO/kgSSLM/día)	L <sub>X</sub>	0,09
Velocidad ascendente (m/h)	v <sub>LAG</sub>	0,57
Concentración de biomasa (g/L)	X	8
Tiempo de retención hidráulica (h)	TRH <sub>LAG</sub>	26

#### *Canaleta de recolección de efluente*

Debido a que el lado del tanque es de 7 m, y son dos (2) paredes de canal, la longitud total de vertimiento ( $l_v$ ) corresponde a dos veces el lado del tanque, es decir, 14 m. Considerando esta longitud de vertimiento, se aplica la Ecuación (30).

$$CHV_v = \frac{684 \frac{m^3}{día}}{14 m}$$

$$CHV_v = 48,37 \frac{m^3}{m \cdot día}$$

La  $CHV_v$  se encuentra dentro de los criterios recomendados para vertederos que están entre 48 y 288 m<sup>3</sup>/m/día.

Posteriormente, con la Ecuación (31) se calcula el número de vertederos V notch (m) a cada lado de la canaleta, obteniendo el siguiente resultado:

$$m = 28$$

De este modo, cada vertedero tendrá un caudal ( $Q_v$ ) de 0,1 L/s.

Se aplica las Ecuaciones (32) y (33) para el cálculo de la altura de cada V notch y el área de flujo a través de estos ( $A_v$ ).

$$h_v = 0,87 \cdot \left(0,0001 \frac{m^3}{s}\right)^{\frac{2}{5}} + 0,02$$

$$h_v = 0,04 \text{ m}$$

$$A_v = 2 \left(0,87 \cdot \left(0,0001 \frac{m^3}{s}\right)^{\frac{2}{5}}\right)^2 \cdot 28$$

$$A_v = 0,04 \text{ m}^2$$

Con el caudal ( $Q_v$ ) y el área ( $A_v$ ), se puede calcular la velocidad de flujo a través de los vertederos. Esta es de 0,2 m/s, lo cual cumple con los criterios recomendados, que indican que esta debe estar entre 0,1 y 0,3 m/s.

Para la canaleta de recolección se propone una velocidad de salida horizontal de 0,8 m/s del agua de efluente una vez alcance el fondo de la canaleta. Esta canaleta tendrá un ancho y altura de 0,3 m, un área transversal de 0,01 m<sup>2</sup>, una lámina de agua de 0,03 m, un radio hidráulico de 0,03 m y una pendiente de 1,3% considerando un coeficiente de rugosidad de Manning requerido para concreto, de 0,013. Todos estos cálculos se realizaron de acuerdo con las Ecuaciones (6), (7), (8) y (9) presentadas en la sección de *Materiales y Métodos*.

El resumen de las dimensiones de la canaleta de recolección del efluente se presenta en el Cuadro 1.12.6.

**Cuadro 1.12.6. Resumen de las dimensiones finales de la canaleta de recolección de efluente diseñada.**

Característica	Símbolo	Valor
Ancho (m)	-	0,3
Altura (m)	-	0,3
Longitud (m)	$l_v$	14
Número de V-notch a cada lado	m	28

Los dibujos del tanque de LAG y la canaleta diseñados se muestran en la Figura 1.12.6.

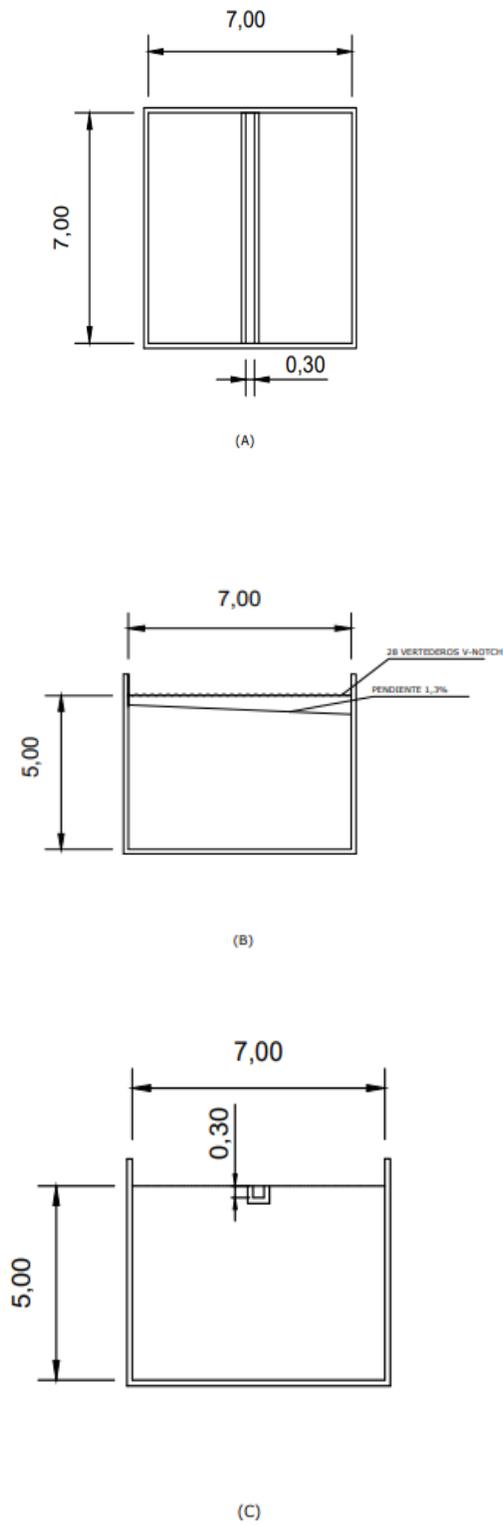


Figura 1.12.6. Tanque de LAG y canaleta diseñados. A) vista en planta, B) corte transversal, C) corte longitudinal

### *Eficiencia del reactor*

Para la aplicación de la Ecuación (34) para el cálculo de la potencia requerida para la aireación, se eligió un factor de potencia promedio de 21. Una vez calculada la potencia requerida para la aireación, se calculó la eficiencia del reactor. Los resultados obtenidos con la metodología aplicada se presentan en el Cuadro 1.12.7.

**Cuadro 1.12.7. Resultados obtenidos del cálculo de la eficiencia del reactor LAG.**

Característica	Símbolo	Valor
Potencia requerida para la aireación (HP)	-	3,50
Temperatura del licor de mezcla (°C)	-	24,5
Parámetro biocinético (m <sup>3</sup> /kgdía)	k	19,4
Concentración de salida de DBO (mg/L)	DBO <sub>e</sub>	3,49
Concentración de salida de DQO (mg/L)	DQO <sub>e</sub>	8,35
Eficiencia del reactor (%)	-	99,0

Para el cálculo de la concentración de salida de DQO, se utilizó una relación DQO/DBO de 2,4 por la relación que presentan estos datos en el agua de entrada; por lo que la concentración de efluente de DQO es 8,34 mg/L (8,34x10<sup>-3</sup> kg/m<sup>3</sup>).

### *Requerimiento de aire*

Aplicando la Ecuación (36) para el cálculo del caudal de oxígeno necesario para la remoción de nitrógeno amoniacal, se obtiene el siguiente resultado:

$$Q_{\text{oxígeno}} = 5,23 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \cdot 228 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \cdot \frac{64 \text{ mg } O_2}{14 \text{ mg } NH_4} \cdot \frac{1 \text{ g}}{1000 \text{ mg}} \cdot \frac{1 \text{ kg}}{1000 \text{ g}} \cdot \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3}$$
$$Q_{\text{oxígeno}} = 5,5 \frac{\text{kg}}{\text{día}}$$

Posteriormente, con la Ecuación (37) se calculó el caudal de aire necesario por día:

$$Q_{\text{aire}} = \frac{5,5 \frac{\text{kg}}{\text{h}}}{0,23} \cdot \frac{1}{1,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}}$$

$$Q_{aire} = 19,7 \frac{m^3}{día}$$

Debido a que cada ciclo tiene un tiempo de aireación de 55 minutos, y son 8 ciclos diarios, el tiempo de aireación diario es de 7,3 h. Por lo que el caudal de aire horario requerido es de 2,7 m<sup>3</sup>/h para la remoción de nitrógeno amoniacal.

Al aplicar la metodología de la Comisión Nacional del Agua (2019b), se obtuvo que la cantidad de oxígeno requerida para la remoción de materia orgánica es de 39,3 kg/día, lo que corresponde a 19,4 m<sup>3</sup>/h de aire. En total, el requerimiento de aire es de 22,1 m<sup>3</sup>/h para la remoción de nitrógeno amoniacal y materia orgánica. Si se eligen difusores del mercado que tengan una capacidad de aire de 1 m<sup>3</sup>/h, se necesitan 22 difusores. Por motivos constructivos, en el presente trabajo se recomienda ubicar 25 difusores en el fondo del reactor.

### Tratamiento de lodos

La línea de tratamiento de lodos propuesta se compone de digestión aeróbica y lechos de secado. Si bien es recomendable espesar los lodos floculentos antes de ser digeridos, en el presente diseño esto no se realizó, pues el volumen de lodos floculentos es muy pequeño y, al ser mezclados con los granulares, no aportan humedad importante a la mezcla.

Al aplicar la Ecuación (37) para el cálculo de la masa de lodo floculento producido al día ( $L_f$ ), se obtiene:

$$L_f = 9,5 \frac{m^3}{h} \cdot (0,8266 \frac{kg}{m^3} - 0,00834 \frac{kg}{m^3}) \cdot 0,4 \frac{kg \text{ lodo}}{kg \text{ DQO convertida}}$$

$$L_f = 74 \frac{kg \text{ lodo}}{día}$$

Al determinar la concentración másica de biomasa en el reactor LAG ( $X_m$ ), siguiendo la Ecuación (38), se obtiene:

$$X_m = \frac{25,75 \frac{g \text{ SSV}}{m^3} + 0,1 \frac{kg \text{ SSV}}{kg \text{ N} - \text{NH}_{4i}} \cdot \frac{1000 \text{ g}}{1 \text{ kg}} \cdot 5,23 \frac{mg \text{ N} - \text{NH}_{4i}}{L} \cdot \frac{1000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3} \cdot \frac{1 \text{ kg}}{1000000 \text{ mg}}}{0,8}$$

$$X_m = 32,84 \frac{g \text{ lodo}}{m^3}$$

Cabe mencionar que en la aplicación de la Ecuación (38) solamente se tomó en cuenta la producción de biomasa por parte de las bacterias PAO y AOB, pues durante la aireación no hay DQO disponible para el crecimiento de las bacterias encargadas de la remoción de la materia orgánica del agua, pues esto se realiza anaeróbicamente.

Al calcular la masa acumulada de lodo usando la Ecuación (39), se obtiene:

$$M_l = 32,84 \frac{g \text{ lodo}}{m^3} \cdot 9,5 \frac{m^3}{h} \cdot 20 \text{ días} \cdot \frac{24 h}{1 \text{ día}}$$

$$M_l = 3594,38 \text{ kg}$$

Considerando una densidad de lodo de  $1010 \text{ kg/m}^3$ , que corresponde a la densidad de lodos adensados (Vitorio Andreoli, von Sperling, & Fernandes, 2007), se determina que el volumen de lodo acumulado en 20 días es de  $3,56 \text{ m}^3$ .

Debido a que la concentración de lodo en el reactor se debe mantener en  $8 \text{ g/L}$ , lo que significa un volumen de  $1,98 \text{ m}^3$ , se debe purgar  $1,58 \text{ m}^3$  cada 20 días. Esto compone un caudal másico de lodo de  $154,34 \text{ kg/día}$  ( $0,08 \text{ m}^3/\text{día}$ ).

De esta manera, al sumar los dos caudales másicos de lodo, se obtiene en total  $154 \text{ kg lodo/día}$  que deben ser purgados del tanque de LAG.

#### *Digestor aerobio*

Al aplicar el gráfico mostrado en la Figura 1.10.1, se obtiene que la reducción de SSV es del 45%, pues:

$$\text{Temperatura} \cdot \text{TRS} = 944^\circ\text{C} \cdot \text{día}$$

Considerando la temperatura del agua de  $23,6^\circ\text{C}$  y un TRS del reactor de 40 días.

Al calcular la masa de SSV reducida con la Ecuación (40), se obtiene:

$$SSV \text{ reducido diario} = 0,45 \cdot 154,34 \frac{\text{kg lodo}}{\text{día}} \cdot 0,8$$

$$SSV \text{ reducido diario} = 55,56 \frac{\text{kg SSV reducidos}}{\text{día}}$$

A aplicar la Ecuación (41) para calcular el requerimiento de oxígeno, se obtiene:

$$O_2 \text{ requerido diario} = 2,3 \frac{\text{kg}O_2}{\text{kg SSV destruido}} \cdot 55,56 \frac{\text{kg SSV reducidos}}{\text{día}}$$

$$O_2 \text{ requerido diario} = 127,8 \frac{\text{kg}O_2}{\text{día}}$$

Con la densidad del aire y porcentaje de oxígeno en el aire reportados por Tchobanoglous, Stensel, Tsuchihashi, & Burton (2014), se calculó el volumen de aire diario requerido, el cual corresponde a 463,03 m<sup>3</sup>/día.

Al calcular el volumen de lodo para disposición ( $V_{disp}$ ) con la Ecuación (42), se obtiene:

$$V_{disp} = \frac{154,34}{1,01 \cdot 0,03}$$

$$V_{disp} = 5,11 \frac{m^3}{día}$$

Se aplica la Ecuación (43) para el cálculo del volumen del digestor:

$$V_{digestor} = \frac{5,11 \frac{m^3}{día} \cdot 30000 \frac{mg}{L}}{30000 \frac{mg}{L} \cdot 0,7 \cdot (0,06 \frac{1}{día} \cdot 0,8 + \frac{1}{40 \text{ días}})}$$

$$V_{digestor} = 99,98 m^3$$

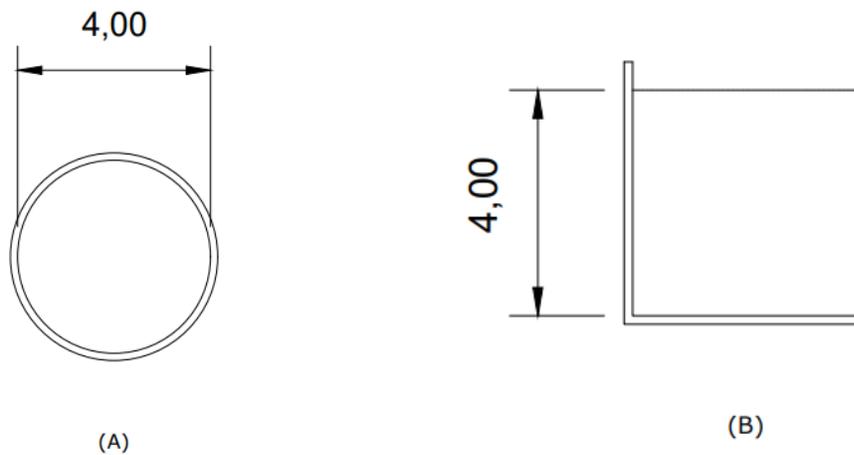
Por motivos operativos, se proponen dos (2) reactores aerobios cilíndricos en paralelo, cada uno con 49,99 m<sup>3</sup> de volumen y 4 m de altura. De este modo, cada uno ocupa un área superficial de 12,5 m<sup>2</sup>.

El resumen de las dimensiones del digestor se muestra en el Cuadro 1.12.8.

**Cuadro 1.12.8. Resumen de las dimensiones del digester aerobio diseñado.**

Característica	Símbolo	Valor
Volumen (m <sup>3</sup> )	V <sub>digestor</sub>	99,98
Altura (m)	h <sub>b</sub>	4
Borde libre (m)	-	0,5
Área superficial (m <sup>2</sup> )	-	12,5
Diámetro (m)	-	4

Los dibujos de los reactores diseñados se observan en la Figura 1.12.7.



**Figura 1.12.7. Digester aerobio diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal.**

### *Lechos de secado*

Al calcular la carga de lodo ( $C_{lodo}$ ), siguiendo la Ecuación (44), se obtiene:

$$C_{lodo} = \frac{30000 \frac{mg}{L} \cdot 0,7 \cdot 99,98 m^3}{TRS}$$

$$C_{lodo} = 52,49 \frac{kg \text{ lodo}}{día}$$

Al aplicar la Ecuación (45) para el cálculo del caudal de lodo, se obtiene:

$$Q_{lodo} = \frac{52,49 \frac{kg \text{ lodo}}{día}}{0,05 \cdot 1,01}$$

$$Q_{lodo} = 1,04 \frac{m^3}{día}$$

Tomando en cuenta 20 días de operación, se obtienen 20,79 m<sup>3</sup> de lodo deshidratado por ciclo.

Al calcular el área de lecho requerida según la Ecuación (46), se obtiene:

$$A_{lecho} = 52,49 \frac{kg \text{ lodo}}{día} \cdot \frac{20 \text{ días}}{15 \frac{kg \text{ SST}}{m^2}} \quad (46)$$

$$A_{lecho} = 69,99 \text{ m}^2$$

Debido a que en la PTAR André Challé existente de la Etapa 3 ya cuenta con un lecho de 14,5 m<sup>2</sup> sin operar, se plantea utilizar dicho lecho en el diseño propuesto. Por lo que se necesitan únicamente 55,49 m<sup>2</sup> de área de lecho. Se proponen, de este modo, 4 lechos más de 14,5 m<sup>2</sup>. Estos se proponen de geometría circular, de 4,3 m de diámetro.

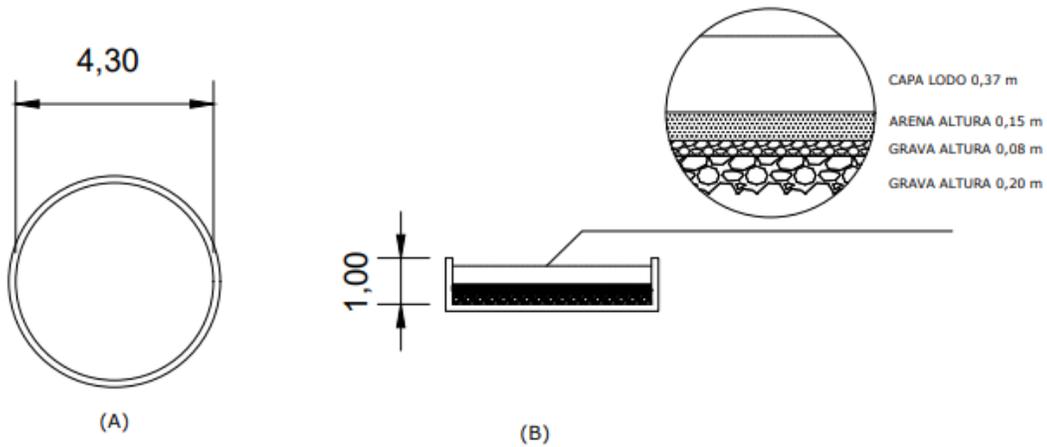
Al dividir el volumen deshidratado por ciclo entre el área del lecho, se obtiene una capa de lodo de 37 cm. Al considerar el grosor de las capas de piedra y grava, se propone en total una altura de lecho de 1 m.

El resumen de las dimensiones de los lechos de secado diseñados se muestra en el Cuadro 1.12.9.

**Cuadro 1.12.9. Resumen de las dimensiones de los lechos de secado diseñados.**

Característica	Símbolo	Valor
Área total de lecho (m <sup>2</sup> )	A <sub>lecho</sub>	55,49
Área de cada lecho (m <sup>2</sup> )	-	14,5
Altura de capa de lodo (m)	-	0,37
Diámetro de cada lecho (m)	-	4,3
Altura de cada lecho (m)	-	1

Los dibujos de los lechos diseñados se observan en la Figura 1.12.8.



**Figura 1.12.8. Lecho de secado diseñado. A) vista en planta, B) corte transversal con detalle de medio filtrante.**

Es importante mencionar que todas las unidades de tratamiento de agua y lodo se ubicaron geográficamente en el lote disponible para su construcción, tomando en cuenta el retiro a lindero de propiedad correspondiente. En este caso el retiro a lindero es de 10 m, según el Reglamento De Aprobación De Sistemas De Tratamiento De Aguas Residuales (Decreto No. 39887-S-MINAE, 2016). La instalación espacial de las unidades propuesta se muestra en la Figura 1.12.9.



**Figura 1.12.9. Instalación espacial de las unidades en el terreno disponible.**

### 1.12.2 Perfil hidráulico del sistema propuesto

El perfil hidráulico para la línea de agua y lodos del sistema propuesto se muestran en la Figura 1.12.10 y Figura 1.12.11, respectivamente.

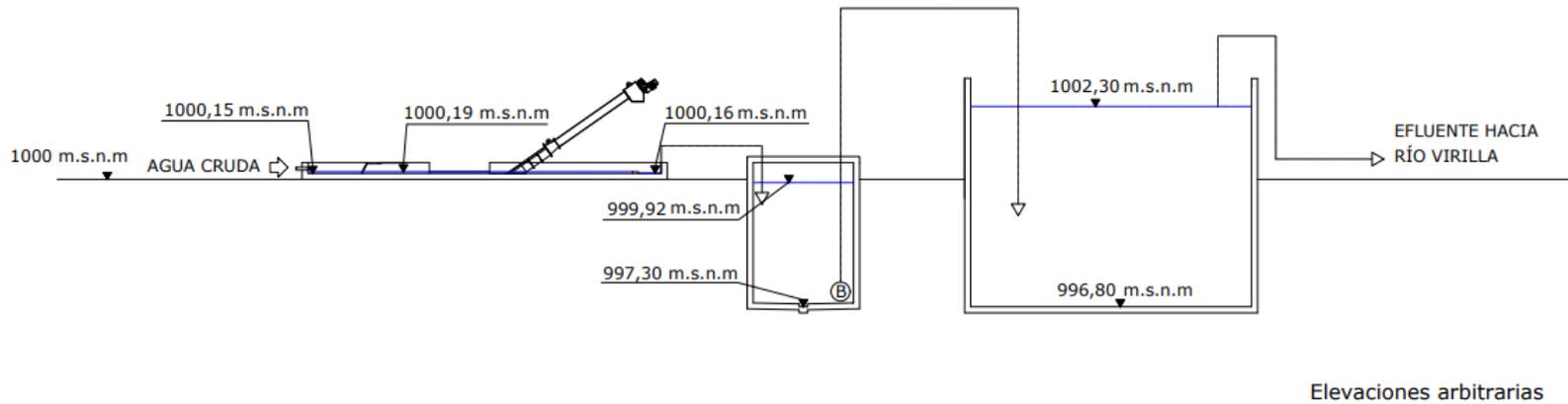


Figura 1.12.10. Perfil hidráulico para la línea de agua.

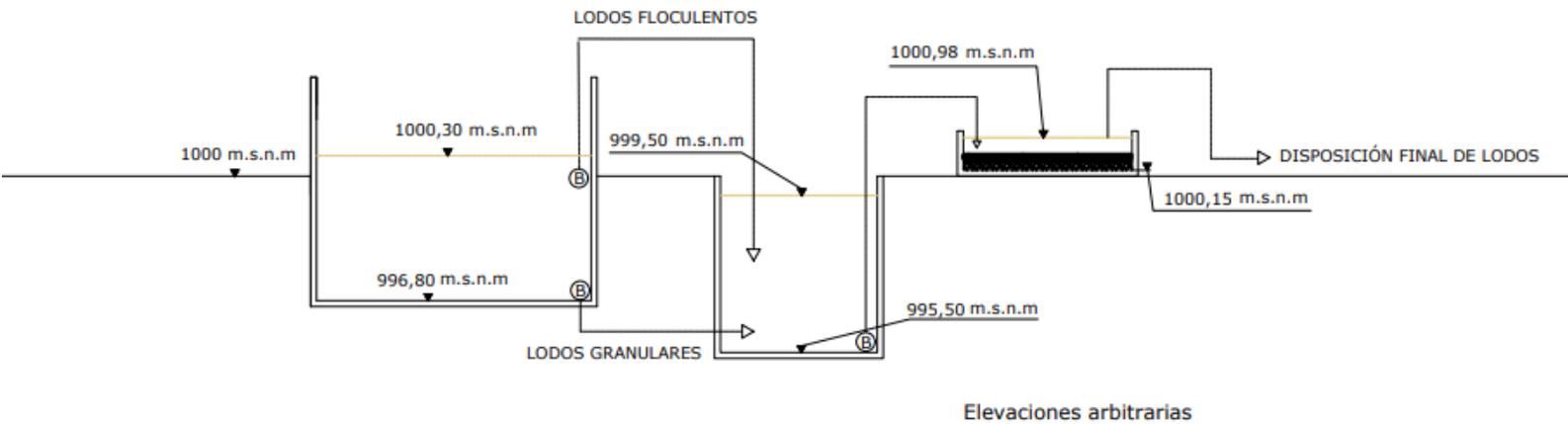


Figura 1.12.11. Perfil hidráulico para la línea de lodo.

Cabe mencionar que, con las visitas a la propiedad disponible, se observó que la pendiente del terreno es muy plana, por lo que esta no fue considerada en el perfil hidráulico propuesto.

### 1.12.3 Costos del sistema propuesto

El presupuesto preliminar del proyecto se presenta en el Cuadro 1.12.10.

**Cuadro 1.12.10. Resumen de presupuesto preliminar del proyecto.**

Descripción	Suma de costos locales (€)
Planta de tratamiento	138,140,936.18
Edificaciones	49,017,740.00
Obras Complementarias	68,612,204.01
<i>Subtotal</i>	<i>255,770,880.19</i>
Tramitología y trabajos previos	16,138,544.01
Administración e imprevistos	25,577,088.02
Utilidad del contratista	25,577,088.02
<i>Costo directo</i>	<i>323,063,600.23</i>
IVA (13%)	41,998,268.03
<i>Costo total del proyecto</i>	<i>365,061,868.26</i>

Para mayor detalle de cada descripción, en el Apéndice 2 se presenta la estimación completa del proyecto.

### 1.12.4 Modelo del sistema propuesto

El modelo tridimensional elaborado para el diseño propuesto se muestra en la Figura 1.12.12.



**Figura 1.12.12. Vista superior lateral del modelo tridimensional de la PTAR.**

El modelo previamente mostrado presenta las bases arquitectónicas del diseño y no está colocado en sitio. En el Apéndice 3 se presentan más a detalle las imágenes de las unidades de la PTAR, así como la vista en planta del modelo tridimensional.

## CONCLUSIONES

La PTAR propuesta complementará la ya existente de André Challé para tratar las aguas residuales de la urbanización que están siendo actualmente depuradas en tanque séptico, lo que permitirá que la totalidad de la urbanización cuente con un sistema centralizado de tratamiento.

El diseño realizado se adapta a las características de la comunidad y a las necesidades operativas de AyA, pues se contó con suficientes datos de la calidad y cantidad del agua residual generada en las Etapas de estudio.

Las unidades diseñadas suman un área total de construcción de 547 m<sup>2</sup>, la cual está disponible en el terreno propuesto para este sistema, tomando en cuenta los retiros a linderos de propiedad, por lo que es una opción viable en cuanto a dimensionamiento.

El diseño de este sistema toma en cuenta el tratamiento biológico simultáneo de materia orgánica y nutrientes con eficiencias de remoción que sobrepasan el 90%, lo que permite cumplir con calidades incluso mejores que las requeridas por la legislación de vertido de costarricense aplicable, disminuyendo así los impactos ambientales en el vertido de agua tratada.

Este sistema costará un aproximado de 362 millones de colones, lo que servirá como base para la estimación final de los costos del proyecto, una vez se apruebe su diseño final.

Además, se toman en cuenta posibles emergencias operativas como lo son la sobreacumulación de residuos sólidos en el canal de entrada, aumentos notables del caudal por las lluvias, mantenimiento de unidades, entre otras, lo que hace de este diseño una opción resiliente y con consideraciones técnicas para la protección del ambiente.

Asimismo, debido al alto nivel de automatización del sistema propuesto, no se necesitará contratar mucho personal para su operación.

El sistema LAG permite obtener un efluente con mejor calidad que algunas tecnologías de tratamiento convencionales, lo que permite ir un paso más allá en la calidad del agua vertida, alineándose con los objetivos propuestos en la Política Nacional de Saneamiento.

Por último, la continuación de este proyecto fomentará la investigación e implementación de esta nueva tecnología. Adicionalmente, el funcionamiento de este sistema podría facilitar los requerimientos para la formación biológica de lodos granulares, los cuales una vez formados y en estado estable pueden servir de inóculo para otras potenciales plantas en el país que operen en lotes.

## RECOMENDACIONES

Se propone caracterizar las aguas residuales de las Etapas 1 y 2 mediante pruebas de laboratorio, y de este modo verificar si el diseño propuesto concuerda con estos parámetros, o si debe ser ajustado en alguna de sus unidades.

En relación con los criterios técnicos del diseño propuesto, es relevante considerar las pérdidas de energía del agua en la tubería que distribuye el afluente al tanque de LAG, para asegurar la distribución homogénea y el flujo pistón.

Es recomendable considerar el diseño y construcción de una unidad de desarenado, pues lo que se propone en la presente investigación podría representar un potencial riesgo en la simplicidad operativa al remover arenas del sistema.

Se recomienda contar con una caja de recolección de agua de lluvia una vez atraviese el vertedero de excedencias, con su respectiva tubería para la evacuación del caudal.

El prediseño sanitario propuesto permite un acercamiento preliminar a una alternativa de tratamiento de las aguas residuales que complementarían el sistema ya existente en la PTAR André Challé. Con tal de buscar la mejora continua, es importante completarlo con diseños arquitectónicos, mecánicos, estructurales y eléctricos para convertirlo en un diseño final, así como recalcular el presupuesto con los rubros adicionales.

Se recomienda, al diseñar este y cualquier tipo de PTAR, tomar en cuenta en todo momento el criterio técnico de las partes interesadas, en este caso el ITCR y el AyA, para que se tomen las decisiones de una manera colectiva y adecuadas a los intereses de cada parte.

Es relevante considerar la implementación de un piloto antes de brindar seguimiento a la presente propuesta, para estudiar el comportamiento de este sistema con el clima tropical del país y realizar los ajustes necesarios.

Es importante, además, fortalecer al personal en sus conocimientos sobre la operación de la tecnología de LAG, de manera que sea posible realizar ajustes operativos, según se requiera. Adicionalmente, se recomienda contar con una persona que opere esta PTAR a tiempo completo, pues la operación de este tipo de tecnología suele ser en su mayoría automatizada, por lo que principalmente se requiere que haya supervisión de los equipos eléctricos.

Se debe tomar en cuenta que para lograr la estabilización del proceso biológico se requerirá tiempo, pues el inóculo deberá ser lodo floculento en lugar de granular, ya que actualmente el país no cuenta con este último.

Debido a que el diseño propone operar la planta LAG en lotes, se estima un área de construcción menor a la esperada si se diseñara bajo los mismos parámetros otro tipo de tecnologías (LAC, LA AE). Para esto, es recomendable valorar el diseño de una planta LAC o LA AE en el sitio de estudio, con tal de comparar las características entre dicho sistema y el presentado en esta investigación, en términos de espacio, facilidad operativa, costos, entre otros.

Es importante, además, considerar la continuación en la investigación de la tecnología LAG en el país, con el fin de seguir estudiando su posible tropicalización.

## BIBLIOGRAFÍA

- Abdulla, F., & Farahat, S. (2020). Impact of Climate Change on the Performance of Wastewater Treatment Plant: Case study Central Irbid WWTP (Jordan). *Procedia Manufacturing*, 205-212.
- Aqua-Aerobic Systems, I. (2022). *Activated Sludge*. Obtenido de <https://www.aqua-aerobic.com/applications/bnr/activated-sludge/#:~:text=In%20order%20to%20achieve%20Biological,conditions%20in%20the%20same%20tank>.
- Barrios, M. L., Bettinelli, C., Mora Cabrera, K., Vanegas Camero, M. C., García, H., Prats, D., . . . Hooijmans, C. (2021). Unravelling the removal mechanisms of bacterial and viral surrogates in aerobic granular sludge systems. *Water Research*, 1-14.
- Bing-Jie, N., & Han-Qing, Y. (2012). Aerobic Granular Sludge Technology for Wastewater Treatment. En *Biological Sludge Minimization and Biomaterials/Bioenergy Recovery Technologies*. China: John Wiley & Sons, Inc.
- Campos, A. (2020). *Vertederos laterales en canales*. Obtenido de Youtube: <https://www.youtube.com/watch?v=vgwjmBgyuAo>
- Castro Barros, C. (2013). Guideline for granular sludge reactor design. *SANITAS Tech. Reports Ser. Model*, 1-18.
- Centeno, E., & Murillo, A. (2019). Tipología de las tecnologías de tratamiento de aguas residuales ordinarias instaladas en Costa Rica. *Revista de Ciencias Ambientales*, 97-110.
- Chen, Y., Jiang, W., Liang, D., & Tay, J. (2007). Structure and stability of aerobic granules cultivated under different shear force in sequencing batch reactors. *Applied Microbiology and Biotechnology*, 1199-1208.
- Comisión Nacional del Agua. (2019a). Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Procesos de Oxidación Bioquímica con Biomasa Suspendida. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Tlalpan, México, D.F.
- Comisión Nacional del Agua. (2019b). Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Tlalplan, México, D.F.

- Comisión Nacional del Agua. (2019c). Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y Disposición de Lodos. *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*. Tlalpan, México, D.F.
- de Kreuk, M., Heijnen, J., & van Loosdrecht, M. (2005a). Simultaneous COD, nitrogen, and phosphate removal by aerobic granular sludge. *Biotechnology and Bioengineering*, 761-769.
- De Kreuk, M., Kishida, N., & van Loosdrecht, M. (2007). Aerobic granular sludge - state of the art. *Water Science and Technology*, 75-81.
- Decreto No. 33601-MINAE-S. (2007). Reglamento de Vertido y Reuso de Aguas Residuales. Costa Rica: La Gaceta No. 55.
- Decreto No. 39887-S-MINAE. (2016). Reglamento De Aprobación De Sistemas De Tratamiento De Aguas Residuales .
- Dijk, v., JH, E., Pronk, M., & van Loosdrecht, M. (2018). Controlling effluent suspended solids in the aerobic granular sludge process. *Water research*, 50-59.
- European Parliamentary Research Service, & Council of the European Union. (2020). Regulation (EU) 2020/741 of 25 May 2020 on minimum requirements for water reuse. Office Journal of the European Union.
- Florida Department of Environmental Protection. (1999). Domestic Water Facilities. *Chapter 62-600 Florida Administrative Code*. Tallahassee.
- Focht, D., & Chang, A. (1975). Nitrification and denitrification processes related to waste water treatment. *Advances in applied microbiology*, 153-186.
- Gao, D., Liu, L., Liang, H., & Wu, W. (2011). Aerobic granular sludge: characterization, mechanism of granulation and application to wastewater treatment. *Critical Reviews in Biotechnology*, 137-152.
- Giesen, A., de Bruin, L., Nierman, R., & van der Roest, H. (2013). Advancements in the application of aerobic granular biomass technology for sustainable treatment of wastewater. *Water Practice & Technology*, 47-54.
- Goyal, I. (2020). *Calculadora Desvío de flujo para vertedero lateral*. Obtenido de <https://www.calculatoratoz.com/es/flow-diversion-for-side-weir-calculator/Calc-6369>

- Headworks International Inc. (2022). *Water Online*. Obtenido de Biological Nutrient Removal: <https://headworksiinternational.com/product/bnr-biological-nutrient-removal/>
- Henze, M., van Loosdrecht, M., Ekama, G., & Brdjanovic, D. (2008). *Biological wastewater treatment*. IWA Publishing.
- IHE Delft Institute for Water Education. (2015). *Wastewater Treatment Plants Design Engineering*.
- Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (2017). *Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial*. Costa Rica.
- Instituto Nacional de Ciencia y Tecnología en Plantas Sostenibles de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas. (2019). Contribución para el perfeccionamiento del diseño, la construcción y la operación de reactores UASB aplicados al tratamiento de aguas residuales urbanas. *DAE*, 66.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos. (2011). *Costa Rica: Indicadores demográficos proyectados por años calendario 2011-2025*.
- Lenntech. (2022). *Phosphorus removal*. Obtenido de <https://www.lenntech.com/phosphorous-removal.htm>
- Llorca Castro, F., Gutiérrez Espeleta, É., & Astorga Espeleta, Y. (2016). *Política Nacional de Saneamiento en Aguas Residuales*. Costa Rica.
- Ministerio de Salud, Ministerio de ambiente y energía. (2016). *DE No. 39887. Reglamento de aprobación de sistemas de tratamiento de aguas residuales*. San José: La Gaceta.
- Ministerio de Servicios y Obras Públicas. (2005). *Guía técnica de diseño de proyectos de agua potable para poblaciones menores a 10 000 habitantes*. Bolivia.
- Nancharaiah, Y., & Reddy, G. (2017). Aerobic Granular Sludge Technology: Mechanisms of granulation and biotechnological applications. *Bioresource Technology*, 1128-1143.
- Nancharaiah, Y., & Sarvajith, M. (2019). Aerobic granular sludge process: a fast growing biological treatment for sustainable wastewater treatment. *Current Opinion in Environmental Science & Health*, 57-65.

- National Water Research Institute. (2012). Ultraviolet Disinfection Guidelines for Drinking Water and Water Reuse. *Water Research Institute and Water Research Foundation*.
- Oakley, S., & Salguero, L. (2011). Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica.
- Orhon, D., & Ubay Çokgör, E. (1997). COD Fractionation in Wastewater Characterization - The State of the Art. *Chemical Technology & Biotechnology: International Research in Process, Environmental and Clean Technology*, 283-293.
- Pan, S., Tay, J., He, Y., & Tay, S. (2004). The effect of hydraulic retention time on the stability of aerobically grown microbial granules. *Letters in Applied Microbiology*, 158-163.
- Phuciennik-Koropczuk, E., Jakubaszek, A., Myszograj, S., & Uszakiewicz, S. (2017). COD Fractions In Mechanical-Biological Wastewater Treatment Plant. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 207-2017.
- Pronk, M., de Kreuk, M., de Bruin, B., Kamminga, P., Kleerebezem, R., & van Loosdrecht, M. (2015). Full scale performance of the aerobic granular sludge process for sewage treatment. *Water Research*, 2017-2017.
- Robertson, S., Doutor, J., & van Bentem, A. (2017). Delivering sustainable wastewater treatment using Aerobic Granular Sludge - The Nereda®Story. South Africa.
- Royal Haskoning DHV. (2016). *Nereda Wastewater Treatment Plants*. Obtenido de <https://www.royalhaskoningdhv.com/en-gb/nereda/plants>
- Seal of the State of Illinois. (2021). Illinois NLRs Biennial Report. Illinois, Estados Unidos.
- Sepúlveda Mardones, M., Campos, J., & Magrí, A. (2019). Moving forward in the use of aerobic granular sludge for municipal wastewater treatment: an overview. *Environ Sci Biotechnol*, 741-769.
- Sonune, A., & Ghate, R. (2004). Developments in wastewater treatment methods. *Desalination*, 167, 55-63. doi:10.1016/3.desal.2004.06.113
- Tchobanoglous, G., & Burton, F. L. (1995). *Ingeniería de las Aguas Residuales*. McGraw-Hill.
- Tchobanoglous, G., Burton, F. L., & Stensel, H. D. (2003). *Wastewater Engineering*. McGraw Hill.

- Tchobanoglous, G., Stensel, H., Tsuchihashi, R., & Burton, F. (2014). *Wastewater Engineering Treatment and Resource Recovery*. Nueva York, Estados Unidos: McGraw-Hill.
- TU Delft. (2021). *Aerobic Granular Sludge Technology for Wastewater Treatment*.
- Urban Waste Water Treatment Directive. (2019). *Evaluation of the Urban Waste Water Treatment Directive* European Commission. Brussels.
- Vengas Camero, M. (2018). *Fluorescence staining as a detection method of indicators and pathogens in aerobic granular sludge*. Holanda.
- Vitorio Andreoli, C., von Sperling, M., & Fernandes, F. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series. Sludge Treatment and Disposal*. Londres, Inglaterra: IWA .
- Water technology. (2012). *Epe Sewage Treatment Plant (STP)*. Obtenido de <https://www.water-technology.net/projects/epe-sewage-treatment-plant-netherlands/>
- Wiesmann, U. (1994). *Biological nitrogen removal from wastewater. Advances in Biochemical Engineering/Biotechnology*, 113-154.
- Xia, J., Ye, L., Ren, H., & Zhang, X. (2018). *Microbial community structure and function in aerobic granular sludge. Applied microbiology and biotechnology*, 3967-3979.
- Zarzuela, A., & Calvo, P. (2016). *La granulaci3n aerobia: el futuro de la depuraci3n de las aguas residuales. Tecnoaqua*, 86-89.

## **ANEXOS**

Anexo 1. Resultados de laboratorio emitidos en mayo y noviembre del 2019 y 2021 y mayo del 2022 por el Laboratorio Nacional de Aguas para la PTAR de la tercera etapa de la urbanización André Challé.

INFORME DE RESULTADOS									
AYA-FPT-011B									
 LABORATORIO NACIONAL DE AGUAS		Tres Ríos, Cartago Teléfono: (506) 279-5118 Fax: (506) 279-5973 Email: <a href="mailto:dmora@lana.go.cr">dmora@lana.go.cr</a>			 Laboratorio de Ensayo Alcance de Acreditación N.º LE-049 Acreditado a partir del: 11/02/2008 Alcance disponible en <a href="http://www.eca.or.cr">www.eca.or.cr</a>				
		AYA-ID-03810-2019							
DATOS DE LA MUESTRA									
<b>Cliente:</b>	Aguas Residuales Región Metropolitana				<b>Proc. muestreo</b>	AYA-PT-020-3			
<b>Contacto:</b>	Líc. Manuel López Fonseca				<b>Muestreado por</b>	Salazar Mesén Eduar			
<b>SISTEMA:</b>	PTAR ANDRÉ CHALÉ				<b>Fecha de muestreo</b>	13-may-19			
<b>Punto de Muestreo:</b>	ENTRADA AL SISTEMA				<b>Hora muestreo:</b>	Compuesta			
<b>Dirección:</b>	Urbanización André Challe				<b>Fecha de ingreso :</b>	13-may-19			
<b>e-mail:</b>	manuel.lopez@aya.go.cr.				<b>Fecha de Análisis FO:</b>	13-may-19			
					<b>Fecha de reporte:</b>	20-may-19			
					<b>Teléfono:</b>	223-75-42 ext. 628			
DETALLE REPORTE DE RESULTADOS ANALISIS									
PARAMETRO	E	RESULTADO	UNIDADES	INCERT	LD	LC	METODO	V.REC	V.MAX
Caudal	**	1,68	L/s						
Coliformes fecales	*	130 000 000	NMP/100 mL		<1.8	N.A.	9221 E		
Conductividad	*	999	µS/cm	1,6	2,0	4,0	2510		
DBO Disuelto	*	85	mg/L	0,53	3,0	4,0	5210 B Mod.		
DBO Total	*	340	mg/L	0,53	3,0	4,0	5210 B Mod		50
DQO Disuelto	*	282	mg/L	3,2	5,0	6,0	5220 D Mod		
DQO Total	*	930	mg/L	3,2	5,0	6,0	5220 D Mod		150
Fosforo Total	*	2,8	mg/L	0,15	0,20	0,30	4500-P D Mo		
Grasas y aceites	*	22,4	mg/L	0,50	2,7	3,2	5520 B Mod		30
Material flotante	**	Presente							
Nitrógeno amoniacal	*	33	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NH3 M		
Nitrógeno Kjeldahl total	*	56	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NorgB		
Nitrógeno orgánico	*	23	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NorgB		
Potencial de Hidrógeno, pH	*	8,29		0,10	0,10	0,20	4500-H+		5,0 a 9,0
Salmonella spp.	*	Ausente	Aus/pres				9260 D		
Sólidos disueltos totales, SDT.	*	692	mg/L	3,5	5,0	10	2540 C Mod		1000
Sólidos Susp. Sedimentables	*	2,5	mL/L	0,10	0,10	0,15	2540 F		1,0
Sólidos suspendidos totales, SST.	*	208	mg/L	3,6	5,0	10	2540 D Mod		50
Sólidos totales totales, STT.	*	900	mg/L	6,6	7,0	10	2540 B Mod		
Sustancias Activas al Azul de Metileno	*	14	mg/L	0,22	0,70	1,0	5540 C Mod		5
Temperatura del agua	*	25,0	°C	0,50			2550 B		(15 a 40)°C
Temperatura del ambiente	*	28,0	°C				2550 B		

Figura An.1.1. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de mayo 2019.



LABORATORIO NACIONAL DE AGUAS

AYA-ID-09853-2019

### INFORME DE RESULTADOS

AYA-FPT-011B

Tres Ríos, Cartago  
Teléfono: (506) 279-5118  
Fax: (506) 279 5973  
email: [dmra@aya.go.cr](mailto:dmra@aya.go.cr)



Laboratorio de Ensayo  
Alcance de Acreditación N° LE-049  
Acreditado a partir de: 11/02/2008

Alcance disponible en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

#### DATOS DE LA MUESTRA

<b>Cliente:</b>	Aguas Residuales Región Metropolitana	<b>Proc. muestreo</b>	AYA-PT-020-3
<b>Contacto:</b>	Lic. Manuel López Fonseca	<b>Muestreado por</b>	Salazar Mesén Eduar
<b>SISTEMA:</b>	PTAR ANDRÉ CHALLÉ	<b>Fecha de muestreo</b>	12-nov.-19
<b>Punto de Muestreo:</b>	ENTRADA AL SISTEMA	<b>Hora muestreo:</b>	Compuesta
<b>Dirección:</b>	André Challé	<b>Fecha de ingreso :</b>	12-nov.-19
<b>e-mail:</b>	manuel.lopez@aya.go.cr.	<b>Fecha de Análisis FQ</b>	12-nov.-19
		<b>Fecha de reporte:</b>	20-nov.-19
		<b>Teléfono:</b>	223-75-42 ext. 628

#### DETALLE REPORTE DE RESULTADOS ANALISIS

PARAMETRO	E	RESULTADO	UNIDADES	INCERT	LD	LC	METODO	V.REC	V.MAX
Caudal	**	1,3	L/s						
Coliformes fecales	*	2 200 000	NMP/100 mL		<1.8	N.A.	9221 E		
Conductividad	*	955	µS/cm	1,6	2,0	4,0	2510		
DBO Disuelto	*	166	mg/L	0,53	3,0	4,0	5210 B Mod.		
DBO Total	*	378	mg/L	0,53	3,0	4,0	5210 B Mod		50
DQO Disuelto	*	408	mg/L	3,2	5,0	6,0	5220 D Mod		
DQO Total	*	1099	mg/L	3,2	5,0	6,0	5220 D Mod		150
Fosforo Total	*	1,3	mg/L	0,15	0,20	0,30	4500-P D Mo		
Grasas y aceites	*	21	mg/L	0,50	2,7	3,2	5520 B Mod		30
Material flotante	**	Presente							
Nitrógeno amoniacal	*	12	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NH3 M		
Nitrógeno Kjeldahl total	*	20	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NorgB		
Nitrógeno orgánico	*	8	mg/L	0,14	0,20	0,30	4500-NorgB		
Potencial de Hidrógeno, pH	*	7,90		0,10	0,10	0,20	4500-H+		5,0 a 9,0
Sólidos disueltos totales, SDT.	*	470	mg/L	3,5	5,0	10	2540 C Mod		1000
Sólidos Susp. Sedimentables	*	2,0	mL/L	0,10	0,10	0,15	2540 F		1,0
Sólidos suspendidos totales, SST.	*	150	mg/L	3,6	5,0	10	2540 D Mod		50
Sólidos totales totales, STT.	*	620	mg/L	6,6	7,0	10	2540 B Mod		
Sustancias Activas al Azul de Metilén	*	17	mg/L	0,22	0,70	1,0	5540 C Mod		5
Temperatura del agua	*	23,8	°C	0,50			2550 B		(15 a 40)°C
Temperatura del ambiente	*	28,0	°C				2550 B		

Figura An.1.2. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de noviembre 2019.



LABORATORIO NACIONAL DE AGUAS

AYA-ID-02889-2021

## INFORME DE RESULTADOS

AYA-FPT-011B

Tres Ríos, Cartago  
Teléfono: (506) 2279-5118  
Fax: (506) 2279-5973  
e-mail: dmora@aya.go.cr



Laboratorio de Ensayo  
Alcance de Acreditación N° LE-049  
Acreditado a partir de: 2008.02.11  
De acuerdo a la Ley No. 71, Decreto Ejecutivo 1152 y sus modificaciones.  
Alcance disponible en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

### DATOS DE LA MUESTRA

<b>Cliente:</b>	Aguas Residuales Región Metropolitana	<b>Proc. muestreo</b>	AYA-PT-020-
<b>Contacto:</b>	Lic. Manuel López Fonseca	<b>Muestreado por</b>	Salazar Mesén Eduar
<b>SISTEMA:</b>	PTAR ANDRÉ CHALÉ	<b>Fecha de muestreo</b>	11-may.-21
<b>Punto de Muestreo:</b>	ENTRADA AL SISTEMA	<b>Hora muestreo:</b>	10:40
<b>Dirección:</b>	Urbanización André Challé	<b>Fecha de ingreso :</b>	11-may.-21
<b>e-mail:</b>	manuel.lopez@aya.go.cr.	<b>Fecha de Análisis FO:</b>	11-may.-21
		<b>Fecha de reporte:</b>	24-may.-21
		<b>Teléfono:</b>	223-75-42 ext. 628

### DETALLE REPORTE DE RESULTADOS ANALISIS

PARAMETRO	E	RESULTADO	INCERT	LD	LC	UNIDADES	METODO	V.REC	V.MAX
Amonio	*	110,2	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NH3 M		
Caudal	**	1,26				L/s			
Coliformes fecales	*	4 900 000		<1.8	N.A.	NMP/100 mL	9221 E		
Conductividad	*	1043	1,6	2,0	4,0	µS/cm	2510		
DBO Total	*	358	6	10	20	mg/L	5210 B Mod		50
DQO Total	*	835	3,2	5,0	6,0	mg/L	5220 D Mod		150
E.coli	*	3 300 000				NMP/100 mL	9221 F		
Fosforo Total	*	9,02	0,15	0,20	0,30	mg/L	4500-P D Mo		
Grasas y aceites	*	28,4	0,50	2,7	3,2	mg/L	5520 B Mod		30
Nitrato	*	15,9	0,86	1,5	2,4	mg/L	4500-NO3-E		
Nitrógeno amoniacal	*	85,83	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NH3 M		
Nitrógeno orgánico	*	20,47	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NorgB		
Nitrógeno Total	*	106,30	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NorgB		
Potencial de Hidrógeno, pH	*	8,18	0,10	0,10	0,20		4500-H+		5,0 a 9,0
Salmonella spp.	*	Presente				Aus/pres	9260 D		
Sólidos disueltos totales, SDT.	*	1012,7	3,5	5,0	10	mg/L	2540 C Mod		
Sólidos Susp. Sedimentables	*	2,5	0,10	0,10	0,15	mL/L	2540 F		1,0
Sólidos suspendidos totales, SST.	*	293,3	3,6	5,0	10	mg/L	2540 D Mod		50
Sólidos totales totales, STT.	*	1306	6,6	7,0	10	mg/L	2540 B Mod		
Sustancias Activas al Azul de Metileno	*	5,25	0,28	0,70	1,0	mg/L	5540 C Mod		5
Temperatura del agua	*	23,0	0,50			°C	2550 B		15 a 40
Temperatura del ambiente	*	25,0				°C	2550 B		

Figura An.1.3. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de mayo 2021.



LABORATORIO NACIONAL DE AGUAS

AYA-ID-07402-2021

## INFORME DE RESULTADOS

AYA-FPT-011B

Tres Rios, Cartago  
Teléfono: (506) 2279-5118  
Fax: (506) 2279-5973  
e-mail: dmora@aya.go.cr



Laboratorio de Ensayo  
Alcance de Acreditación N° LE-049  
Acreditado a partir de: 2008.02.11  
De acuerdo a la Ley No. 71, Decreto Ejecutivo 35022 y sus modificaciones  
Alcance disponible en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

### DATOS DE LA MUESTRA

<b>Cliente:</b>	Aguas Residuales Región Metropolitana	<b>Proc. muestreo</b>	AYA-PT-020-
<b>Contacto:</b>	Lic. Manuel López Fonseca	<b>Muestreado por</b>	Salazar Mesén Eduar
<b>SISTEMA:</b>	PTAR ANDRÉ CHALÉ	<b>Fecha de muestreo</b>	12-nov.-21
<b>Punto de Muestreo:</b>	ENTRADA AL SISTEMA	<b>Hora muestreo:</b>	11:00
<b>Dirección:</b>	URBANIZACIÓN ANDRÉ CHALÉ	<b>Fecha de ingreso :</b>	12-nov.-21
<b>e-mail:</b>	manuel.lopez@aya.go.cr.	<b>Fecha de Análisis FO:</b>	12-nov.-21
		<b>Fecha de reporte:</b>	30-nov.-21
		<b>Teléfono:</b>	223-75-42 ext. 628

### DETALLE REPORTE DE RESULTADOS ANALISIS

PARAMETRO	E	RESULTADO	INCERT	LD	LC	UNIDADES	METODO	V.REC	V.MAX
Amonio	*	75,86	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NH3 M		
Caudal	**	1,80				L/s			
Coliformes fecales	*	49 000 000		<1.8	N.A.	NMP/100 mL	9221 E		
Conductividad	*	989,0	1,6	2,0	4,0	µS/cm	2510		
DBO Total	*	358	6	10	20	mg/L	5210 B Mod		50
DQO Total	*	644,0	3,2	5,0	6,0	mg/L	5220 D Mod		150
E.coli	*	23 000 000				NMP/100 mL	9221 F		
Fosforo Total	*	6,88	0,15	0,20	0,30	mg/L	4500-P D Mo		
Grasas y aceites	*	27,3	0,50	2,7	3,2	mg/L	5520 B Mod		30
Nitrato	*	15,0	0,86	1,5	2,4	mg/L	4500-NO3-E		
Nitrógeno amoniacal	*	59,24	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NH3 M		
Nitrógeno Kjeldahl total	*	76,95	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NorgB		
Nitrógeno orgánico	*	17,70	0,14	0,20	0,30	mg/L	4500-NorgB		
Potencial de Hidrógeno, pH	*	8,51	0,10	0,10	0,20		4500-H+		5,0 a 9,0
Salmonella spp.	*	Ausente				Aus/pres	9260 D		
Sólidos disueltos totales, SDT.	*	412,0	3,5	5,0	10	mg/L	2540 C Mod		
Sólidos Susp. Sedimentables	*	2,0	0,10	0,10	0,15	mL/L	2540 F		1,0
Sólidos suspendidos totales, SST.	*	156,0	3,6	5,0	10	mg/L	2540 D Mod		50
Sólidos totales, STT.	*	568,0	6,6	7,0	10	mg/L	2540 B Mod		
Sustancias Activas al Azul de Metileno	*	22,00	0,28	0,70	1,0	mg/L	5540 C Mod		5
Temperatura del agua	*	22,8	0,50			°C	2550 B		15 a 40
Temperatura del ambiente	**	28,0				°C	2550 B		

Figura An.1.4. Resultados de la calidad del agua de entrada en la PTAR André Challé, de noviembre 2021.

## **APÉNDICES**

Apéndice 1. Cálculos del modelo de la biocinética de la nitrificación y desnitrificación.

Cuadro Ap.1.1. Cálculos del modelo de nitrificación.

dt (minutos)	Cn Amonio acumulada (mg/L)	Amonio eliminado por nitrificación (mg/L)	Cn Biomasa acumulada (g/L)	Amonio eliminado por crecimiento bacteriano (mg/L/min)	Cn Nitrato acumulada (mg/L)	Nitrato eliminado por desnitrificación (mg/L)
0	5.229180	0.115374	8.000000	0.040000	7.486780	-0.014162
1	5.073806	0.114273	8.000333	0.040002	7.587992	-0.014194
2	4.919531	0.113134	8.000667	0.040003	7.688071	-0.014225
3	4.766394	0.111955	8.001000	0.040005	7.786980	-0.014254
4	4.614434	0.110733	8.001333	0.040007	7.884680	-0.014283
5	4.463694	0.109468	8.001667	0.040008	7.981131	-0.014310
6	4.314217	0.108158	8.002000	0.040010	8.076289	-0.014337
7	4.166049	0.106800	8.002334	0.040012	8.170110	-0.014363
8	4.019237	0.105393	8.002667	0.040013	8.262547	-0.014388
9	3.873830	0.103935	8.003001	0.040015	8.353553	-0.014412
10	3.729881	0.102423	8.003334	0.040017	8.443075	-0.014435
11	3.587442	0.100855	8.003667	0.040018	8.531062	-0.014458
12	3.446568	0.099229	8.004001	0.040020	8.617459	-0.014480
13	3.307320	0.097543	8.004334	0.040022	8.702209	-0.014501
14	3.169755	0.095795	8.004668	0.040023	8.785251	-0.014521
15	3.033937	0.093982	8.005001	0.040025	8.866525	-0.014540
16	2.899930	0.092102	8.005335	0.040027	8.945967	-0.014559
17	2.767801	0.090153	8.005669	0.040028	9.023510	-0.014577
18	2.637619	0.088133	8.006002	0.040030	9.099087	-0.014594
19	2.509456	0.086040	8.006336	0.040032	9.172626	-0.014611
20	2.383384	0.083871	8.006669	0.040033	9.244055	-0.014627
21	2.259480	0.081625	8.007003	0.040035	9.313299	-0.014642
22	2.137820	0.079301	8.007337	0.040037	9.380283	-0.014656
23	2.018483	0.076896	8.007670	0.040038	9.444927	-0.014670
24	1.901548	0.074411	8.008004	0.040040	9.507153	-0.014683
25	1.787098	0.071844	8.008338	0.040042	9.566880	-0.014696
26	1.675212	0.069195	8.008671	0.040043	9.624028	-0.014708
27	1.565974	0.066464	8.009005	0.040045	9.678515	-0.014719
28	1.459465	0.063653	8.009339	0.040047	9.730260	-0.014729
29	1.355766	0.060763	8.009672	0.040048	9.779184	-0.014739
30	1.254954	0.057796	8.010006	0.040050	9.825208	-0.014748
31	1.157108	0.054756	8.010340	0.040052	9.868255	-0.014757
32	1.062301	0.051646	8.010674	0.040053	9.908254	-0.014765
33	0.970601	0.048471	8.011007	0.040055	9.945135	-0.014772
34	0.882075	0.045239	8.011341	0.040057	9.978835	-0.014779
35	0.796780	0.041954	8.011675	0.040058	10.009295	-0.014784
36	0.714767	0.038627	8.012009	0.040060	10.036465	-0.014790
37	0.636080	0.035266	8.012343	0.040062	10.060302	-0.014794
38	0.560752	0.031880	8.012676	0.040063	10.080774	-0.014798
39	0.488809	0.028482	8.013010	0.040065	10.097856	-0.014801
40	0.420262	0.025083	8.013344	0.040067	10.111537	-0.014804
41	0.355112	0.021696	8.013678	0.040068	10.121816	-0.014806
42	0.293347	0.018333	8.014012	0.040070	10.128706	-0.014807
43	0.234944	0.015009	8.014346	0.040072	10.132232	-0.014808
44	0.179863	0.011735	8.014680	0.040073	10.132433	-0.014808
45	0.128055	0.008526	8.015014	0.040075	10.129361	-0.014807
46	0.000000	0.000000	8.015348	0.040077	10.123080	-0.014806
47	0.000000	0.000000	8.015682	0.040078	10.108274	-0.014803
48	0.000000	0.000000	8.016016	0.040080	10.093470	-0.014800
49	0.000000	0.000000	8.016350	0.040082	10.078670	-0.014798
50	0.000000	0.000000	8.016684	0.040083	10.063872	-0.014795
51	0.000000	0.000000	8.017018	0.040085	10.049077	-0.014792
52	0.000000	0.000000	8.017352	0.040087	10.034285	-0.014789
53	0.000000	0.000000	8.017686	0.040088	10.019496	-0.014786
54	0.000000	0.000000	8.018020	0.040090	10.004710	-0.014784
55	0.000000	0.000000	8.018354	0.040092	9.989926	-0.014781

**Cuadro Ap.1.2. Cálculos del modelo de desnitrificación.**

<b>dt (minutos)</b>	<b>Concentración de nitrato acumulada</b>	<b>Nitrato eliminado por desnitrificación (mg/L)</b>
0	9.989926	-0.115927
1	9.874000	-0.115749
2	9.758250	-0.115569
3	9.642682	-0.115384
4	9.527297	-0.115197
5	9.412101	-0.115005
6	9.297096	-0.114810
7	9.182286	-0.114611
8	9.067675	-0.114408
9	8.953267	-0.114201
10	8.839067	-0.113989
11	8.725078	-0.113774
12	8.611304	-0.113553
13	8.497751	-0.113329
14	8.384422	-0.113099
15	8.271322	-0.112865
16	8.158457	-0.112626
17	8.045831	-0.112382
18	7.933449	-0.112132
19	7.821317	-0.111877
20	7.709440	-0.111616
21	7.597823	-0.111350
22	7.486473	-0.111078
23	7.375396	-0.110799
24	7.264596	-0.110514
25	7.154082	-0.110223
26	7.043859	-0.109925
27	6.933935	-0.109620
28	6.824315	-0.109307
29	6.715008	-0.108988
30	6.606020	-0.108660
31	6.497360	-0.108325
32	6.389035	-0.107982
33	6.281053	-0.107630
34	6.173423	-0.107269
35	6.066154	-0.106900
36	5.959254	-0.106521
37	5.852733	-0.106133
38	5.746600	-0.105734
39	5.640866	-0.105326
<b>40</b>	<b>5.535541</b>	<b>-0.104906</b>

Apéndice 2. Presupuesto detallado del proyecto.

Cuadro Ap.2.1. Cálculos detallados del presupuesto del proyecto.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
<b>Tramitología y trabajos previos</b>							
Bodega Taller	Global	1.00	850,000.00	850,000.00	500,000.00	500,000.00	1,350,000.00
Trabajos por administración	Global	1.00					12,695,798.89
Planos constructivos finales	Global	1.00	500,000.00	500,000.00	500,000.00	500,000.00	1,000,000.00
Compendio de documentación técnica	Global	1.00	500,000.00	500,000.00	500,000.00	500,000.00	1,000,000.00
<b>Plantas de tratamiento</b>							
<b>Destronque, desmonte y limpieza</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>547.00</b>			<b>5,500.00</b>	<b>3,008,500.00</b>	<b>3,008,500.00</b>
<b>Excavación</b>							
Excavación de fundaciones	m <sup>3</sup>	361.83			12,500.00	4,522,925.00	4,522,925.00
<b>Excavación en roca</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>36.18</b>			<b>45,000.00</b>	<b>1,628,253.00</b>	<b>1,628,253.00</b>
<b>Relleno para fundaciones</b>							
Relleno de lastre compactado	m <sup>3</sup>	30.24	21,000.00	635,076.90	20,000.00	604,835.14	1,239,912.04
<b>Concreto estructural</b>							
Losas fundación	m <sup>3</sup>	60.48	250,000.00	15,120,878.5	200,000.00	12,096,702.80	27,217,581.30
Vigas y columnas	m <sup>3</sup>	8.29	250,000.00	2,072,522.02	200,000.00	1,658,017.62	3,730,539.64

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
Muros	m <sup>3</sup>	52.90	250,000.00	13,225,935.1	200,000.00	10,580,748.08	23,806,683.17
<b>Concreto de relleno</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.61</b>	<b>180,000.00</b>	<b>109,800.00</b>	<b>120,000.00</b>	<b>73,200.00</b>	<b>183,000.00</b>
<b>Concreto de baja resistencia (cascote)</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>7.56</b>	<b>100,000.00</b>	<b>756,043.93</b>	<b>80,000.00</b>	<b>604,835.14</b>	<b>1,360,879.07</b>
<b>Medios filtrantes</b>							
para arena	m <sup>3</sup>	8.68	20,000.00	173,600.00	15,000.00	130,200.00	303,800.00
para grava	m <sup>3</sup>	16.24	20,000.00	324,800.00	15,000.00	243,600.00	568,400.00
<b>Compuertas manuales</b>							
Compuertas metálicas de 0,7x0,45 m	un	3.00	80,000.00	240,000.00	35,000.00	105,000.00	345,000.00
<b>Vertederos metálicos</b>							
Vertedero metálico triangular	un	2.00	94,950.00	189,900.00	33,559.00	67,118.00	257,018.00
Vertedero dentado	un	6	148,200.00	829,920.00	33,559.00	187,930.40	1,017,850.40
<b>Escaleras y peldaños metálicos</b>	<b>m</b>	<b>13.55</b>	<b>45,000.00</b>	<b>609,750.00</b>	<b>89,583.33</b>	<b>1,213,854.17</b>	<b>1,823,604.17</b>
<b>Barandas metálicas</b>	<b>m</b>	<b>53.13</b>	<b>80,000.00</b>	<b>4,250,400.00</b>	<b>35,000.00</b>	<b>1,859,550.00</b>	<b>6,109,950.00</b>
<b>Válvulas de compuerta</b>							
Válvula Compuerta Hierro, 150 mm DN	un	4.00	211,778.00	847,112.00	120,000.00	480,000.00	1,327,112.00
<b>Tuberías, válvulas y accesorios</b>							
Válvula Check HD, 75 mm DN	un	3.00	213,908.00	641,724.00	120,000.00	360,000.00	1,001,724.00

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
<b>Tuberías de Cloruro de Polivinilo (PVC)</b>							
SDR -32.5, 100 mm DN	ml	38.14	74,009.17	2,822,487.59	30,000.00	1,144,110.00	3,966,597.59
<b>Bomba centrífuga</b>							
Bombas de agua pretratada	un	1.00	537,951.23	537,951.23	274,500.00	274,500.00	812,451.23
Bombas de lodos	un	4.00	537,951.23	2,151,804.92	274,500.00	1,098,000.00	3,249,804.92
<b>Difusores</b>							
Difusores de burbuja fina	un	25.00	21,282.19	532,054.69	21,282.19	532,054.69	1,064,109.38
<b>Aireadores</b>							
Soplador de 3.5 HP	un	2.00	3,483,650.87	6,967,301.74	915,000.00	1,830,000.00	8,797,301.74
<b>Mezcladores</b>	un	1.00	1,250,000.00	1,250,000.00	500,000.00	500,000.00	1,750,000.00
<b>Rejas para retención de sólidos gruesos (limpieza manual)</b>							
Rejilla gruesa	un	3.00	175,000.00	525,000.00	105,000.00	315,000.00	840,000.00
<b>Tornillo tamiz y triturador</b>	un	1.00	23,737,805.0	23,737,805.0			23,737,805.00
<b>Equipo de laboratorio para PTAR</b>							
Cono Imhoff	un	2.00	8,745.00	17,490.00	36,000.00	72,000.00	89,490.00
Soporte para cono Imhoff	un	2.00	8,745.00	17,490.00	36,000.00	72,000.00	89,490.00
Beakers de vidrio de 4 L	un	2.00	13,250.00	26,500.00	36,000.00	72,000.00	98,500.00
Termómetro	un	1.00	15,250.00	15,250.00	36,000.00	36,000.00	51,250.00

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
Jabón biodegradable	un	5.00	8,416.00	42,080.00	36,000.00	180,000.00	222,080.00
Medidor de pH (pHimetro)	un	1.00	389,205.00	389,205.00			389,205.00
Medidor de oxígeno	un	1.00	431,886.00	431,886.00			431,886.00
<b>Pintura</b>							
Pintura para estructura de PTAR	m <sup>2</sup>	856.59	2,500.00	2,141,479.98	3,300.00	2,826,753.57	4,968,233.54
<b>Mejoras en plantas de tratamiento</b>							
Equipo para operación de PTAR	Global	1.00	830,000.00	830,000.00		-	830,000.00
<b>Instalación mecánica y puesta en funcionamiento (3 meses)</b>	<b>Global</b>	<b>1.00</b>	<b>6,300,000.00</b>	<b>6,300,000.00</b>	<b>1,000,000.0</b>	<b>1,000,000.00</b>	<b>7,300,000.00</b>
<b>Medidor de caudal electromagnético</b>	<b>un</b>	<b>1.00</b>	<b>1,528,800.00</b>	<b>1,528,800.00</b>	<b>509,600.00</b>		
<b>Edificaciones</b>							
<b>Excavación</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>4.32</b>			<b>12,500.00</b>	<b>54,000.00</b>	<b>54,000.00</b>
<b>Excavación en roca</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.43</b>			<b>45,000.00</b>	<b>19,440.00</b>	<b>19,440.00</b>
<b>Relleno para fundaciones</b>							
Relleno de lastre compactado	m <sup>3</sup>	1.80	21,000.00	37,800.00	20,000.00	36,000.00	73,800.00
<b>Concreto Estructural</b>							
Placa de fundación	m <sup>3</sup>	0.96	250,000.00	240,000.00	200,000.00	192,000.00	432,000.00
Columnas	m <sup>3</sup>	0.72	250,000.00	180,000.00	200,000.00	144,000.00	324,000.00

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
Vigas	m <sup>3</sup>	0.54	250,000.00	135,000.00	200,000.00	108,000.00	243,000.00
Losa de techo	m <sup>3</sup>	1.80	250,000.00	450,000.00	200,000.00	360,000.00	810,000.00
<b>Concreto Baja resistencia (cascote)</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>0.90</b>	<b>100,000.00</b>	<b>90,000.00</b>	<b>80,000.00</b>	<b>72,000.00</b>	<b>162,000.00</b>
<b>Paredes</b>							
Paredes de bloque integral	m <sup>2</sup>	31.20	28,000.00	873,600.00	19,500.00	608,400.00	1,482,000.00
<b>Repellos</b>							
Repello afinado	m <sup>2</sup>	72.00	1,750.00	126,000.00	1,000.00	72,000.00	198,000.00
<b>Pisos y contrapisos</b>							
Contrapiso	m <sup>2</sup>	9.00	24,000.00	216,000.00	19,500.00	175,500.00	391,500.00
Piso de azulejo	m <sup>2</sup>	9.00	9,000.00	81,000.00	19,500.00	175,500.00	256,500.00
<b>Puertas</b>							
Puertas metálicas	un	1.00	295,000.00	295,000.00	150,000.00	150,000.00	445,000.00
<b>Techos</b>							
Techo con estructura metálica (Lechos de secado)	m <sup>2</sup>	200.00	38,202.00	7,640,400.00	16,000.00	3,200,000.00	10,840,400.00
<b>Cielo</b>							
Cielo de gypsum en caseta	m <sup>2</sup>	9.00	7,500.00	67,500.00	13,000.00	117,000.00	184,500.00
<b>Pintura</b>							
Pintura caseta de operación	m <sup>2</sup>	72.00	2,500.00	180,000.00	3,300.00	237,600.00	417,600.00
<b>Sistema eléctrico</b>							

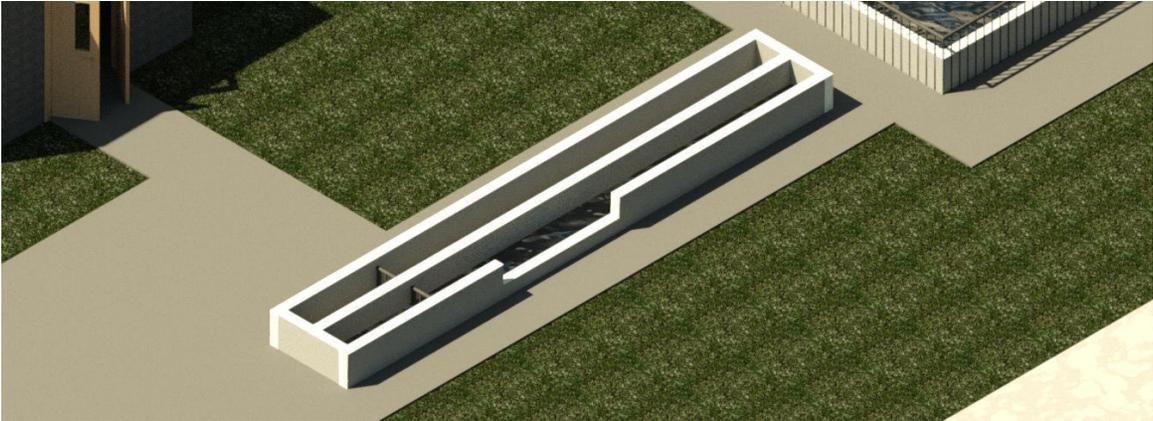
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
Instalación eléctrica	Global	1.00	24,570,000.0	24,570,000.0	4,914,000.0	4,914,000.00	29,484,000.00
Instalación telecomunicaciones	Global	1.00	2,600,000.00	2,600,000.00	600,000.00	600,000.00	3,200,000.00
<b>Obras Complementarias</b>							
<b>Estacionamiento y accesos</b>							
de concreto	m <sup>2</sup>	96.00	85,000.00	8,160,000.00	55,000.00	5,280,000.00	13,440,000.00
<b>Acera</b>							
de concreto (malla electrosoldada # 2)	m <sup>2</sup>	70.90	15,000.00	1,063,500.00	12,000.00	850,800.00	1,914,300.00
<b>Cunetas</b>							
Cordon caño de concreto	m	22.00	35,200.00	774,400.00	35,200.00	774,400.00	1,548,800.00
<b>Tuberías de desague de Cloruro de Polivinilo</b>							
Tubería SDR-41 100 mm DN	m	73.00	8,330.83	608,150.83	16,000.00	1,168,000.00	1,776,150.83
<b>Estructura de descarga</b>							
Cabezal de desfogue pluvial	un	1.00	234,000.00	234,000.00	185,000.00	185,000.00	419,000.00
Cabezal de desfogue agua tratada	un	1.00	234,000.00	234,000.00	185,000.00	185,000.00	419,000.00
<b>Pozo de Registro</b>							
Metro básico	m	2.00	647,200.00	1,294,400.00	400,000.00	800,000.00	2,094,400.00
Metro adicional	m	1.50	417,000.00	625,500.00	400,000.00	600,000.00	1,225,500.00
<b>Sistema de generación de energía</b>							

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	SUMINISTRO DE MATERIALES		CONSTRUCCIÓN		SUMA
			COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢		COSTO LOCAL ¢
			UNITARIO	TOTAL	UNITARIO	TOTAL	
Generador eléctrico para PTAR <b>Pararrayos y mallas de tierra</b>	Global	1.00	10,674,076.0	10,674,076.0	2,084,977.1	2,084,977.13	12,759,053.18
Malla de puesta a tierra y pararrayos <b>Instalación eléctrica</b>	Global	1.00	8,750,000.00	8,750,000.00	1,750,000.0	1,750,000.00	10,500,000.00
Acometida principal	Global	1.00	8,710,000.00	8,710,000.00	1,742,000.0	1,742,000.00	10,452,000.00
Tablero de control	Global	1.00	8,320,000.00	8,320,000.00	1,248,000.0	1,248,000.00	9,568,000.00
Transferencia automática	Global	1.00	2,080,000.00	2,080,000.00	416,000.00	416,000.00	2,496,000.00

SUBTOTAL (ST)	¢255,770,880.19
TRAMITOLOGÍA Y TRABAJOS PREVIOS	¢16,138,544.01
ADMINISTRACIÓN E IMPREVISTOS (10% ST)	¢25,577,088.02
UTILIDAD DEL CONTRATISTA (10% ST)	¢25,577,088.02
COSTO DIRECTO	¢323,063,600.23
IVA (13%)	¢41,998,268.03
<b>COSTO TOTAL</b>	<b>¢365,061,868.26</b>

**Apéndice 3. Vistas de las unidades de la PTAR modeladas tridimensionalmente.**

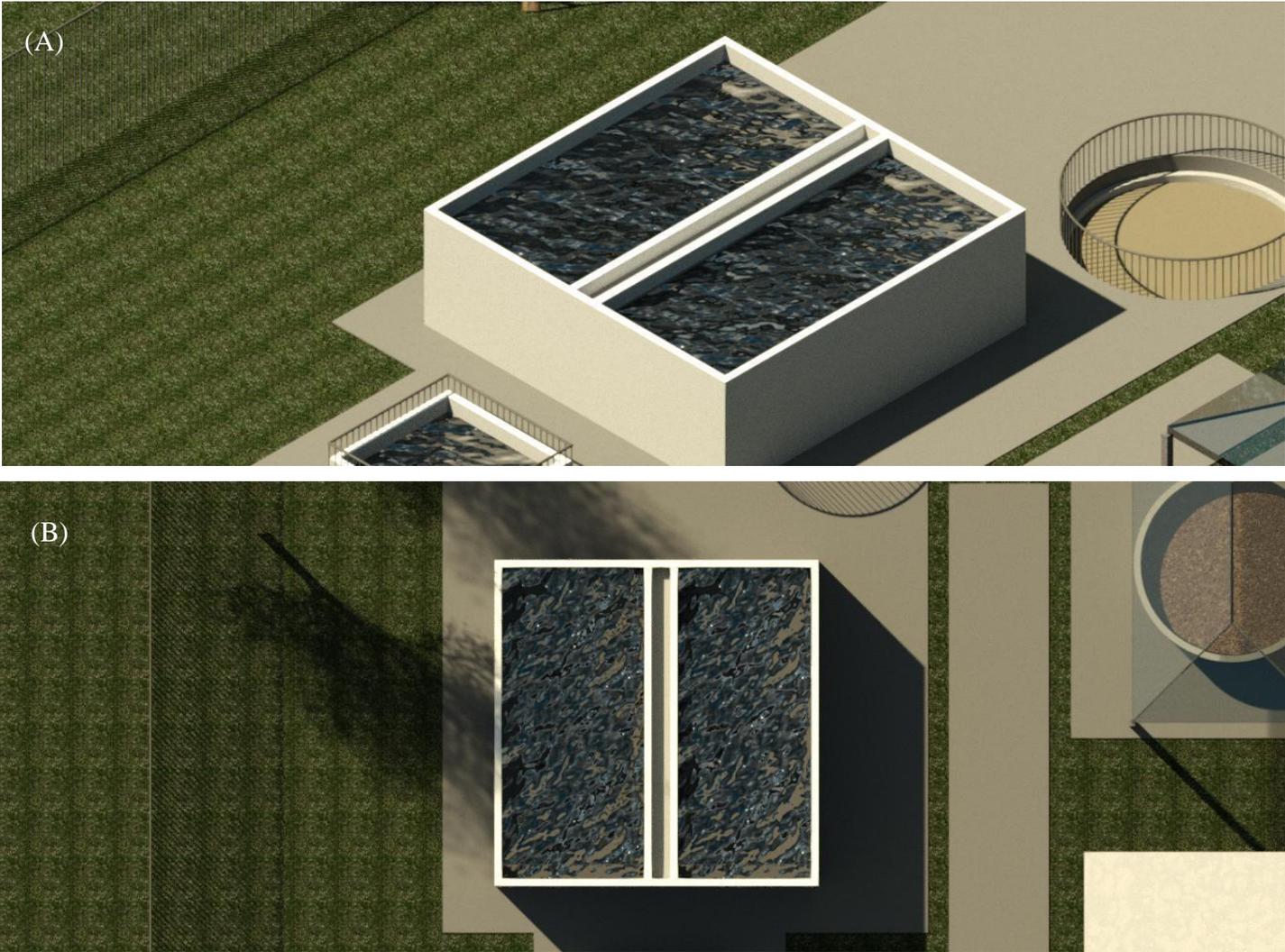
**Figura Ap.3.1. Detalle del pretratamiento.**



**Figura Ap.3.2. Detalle del tanque de homogenización.**



Figura Ap.3.3. Detalle del tanque de LAG. (A) vista lateral, (B) vista en planta.



**Figura Ap.3.4. Detalle de los digestores.**



**Figura Ap.3.5. Detalle de los lechos de secado.**

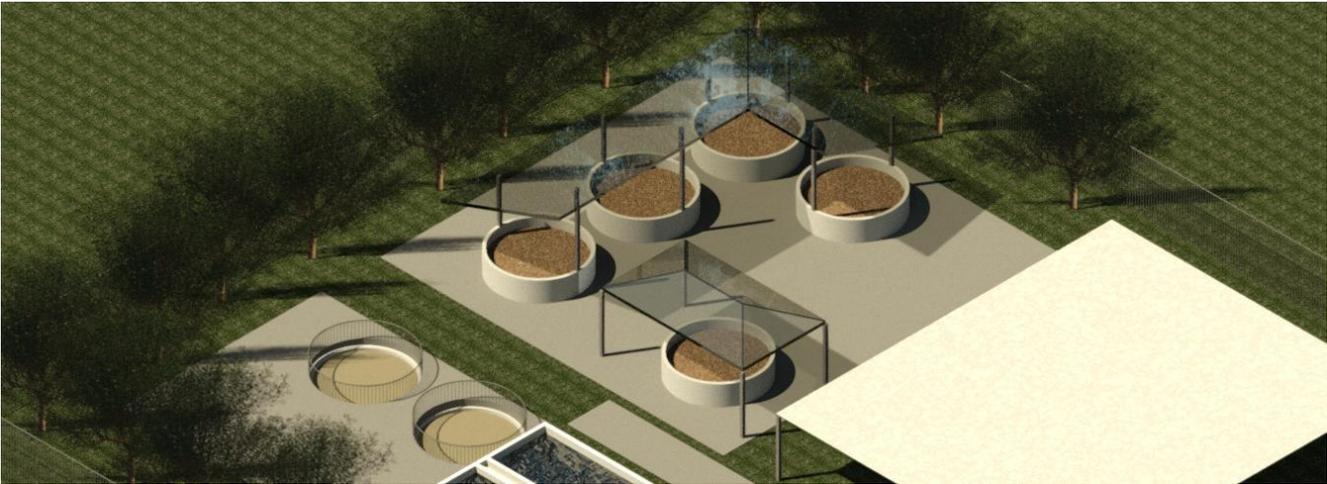


Figura Ap.3.6. Vista en planta.

