

UNIVERSIDAD DE VALPARAISO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Diseño de Planta de Tratamiento de Aguas Servidas  
en base a Humedales Construidos para el Poblado de  
Toconao

Por  
Viktor Alexis Macaya Figueroa

Trabajo de Título para optar al Grado de  
Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de  
Ingeniero Civil

Profesor Guía David Poblete López  
Profesor Co-guía Ismael Vera Puerto

Septiembre, 2022

# Índice General

Índice de Figuras.....	- 6 -
Capítulo 1.- Introducción.....	- 8 -
1.1.- Antecedentes generales.....	- 8 -
1.2.- Descripción del problema.....	- 12 -
1.3.- Descripción de la zona.....	- 13 -
1.3.1.- Características naturales.....	- 14 -
1.3.2.- Características urbanas.....	- 14 -
1.3.3.- Uso de suelo.....	- 15 -
1.3.4.- Uso de agua.....	- 15 -
1.3.5.- Calidad del agua.....	- 15 -
1.4.- Humedales construidos como tecnología de depuración de agua residual.....	- 17 -
Capítulo 2.- Objetivos.....	- 20 -
2.1.- Objetivo general.....	- 20 -
2.2.- Objetivos específicos.....	- 20 -
Capítulo 3.- Marco teórico.....	- 21 -
3.1.- Normativa vigente.....	- 21 -
3.1.1.- Decreto Supremo 90.....	- 21 -
3.1.2.- Decreto 46.....	- 23 -
3.1.3.- Decreto 609.....	- 25 -
3.1.4.- Ley N°20998.....	- 26 -
3.1.5.- Ley N° 21075.....	- 26 -
3.1.6.- Ley N° 19300.....	- 26 -
3.1.7.- NCh 3456.....	- 26 -
3.2.- Características del agua servida.....	- 27 -
3.3.- Ciclos biogeoquímicos.....	- 30 -
3.3.1.- Ciclo del carbono.....	- 30 -
3.3.2.- Ciclo del nitrógeno.....	- 31 -
3.3.3.- Ciclo del fósforo.....	- 32 -
3.3.4.- Ciclo del azufre.....	- 33 -
3.3.5.- Ciclo del oxígeno.....	- 34 -
3.4.- Ecuaciones básicas.....	- 35 -
3.4.1.- Modelos de reactores aplicables a procesos de remoción de materia orgánica..	- 35 -
3.4.2.- Pérdidas de carga en conductos cerrados.....	- 38 -
3.5.- Humedales.....	- 41 -
3.5.1.- Humedales naturales.....	- 41 -

3.5.2.-	Humedales construidos .....	- 43 -
3.6.-	Tipos de humedales construidos .....	- 43 -
3.6.1.-	Humedal construido de flujo superficial (HS) .....	- 43 -
3.6.2.-	Humedal construido de flujo subsuperficial horizontal (HSS) .....	- 44 -
3.6.3.-	Humedal construido de flujo subsuperficial vertical (HV) .....	- 45 -
3.7.-	Mecanismos de eliminación de contaminantes en humedales construidos .....	- 46 -
3.7.1.-	Materia orgánica .....	- 47 -
3.7.2.-	Nitrógeno .....	- 48 -
3.7.3.-	Sólidos suspendidos .....	- 48 -
3.7.4.-	Fósforo .....	- 49 -
3.7.5.-	Patógenos .....	- 49 -
3.7.6.-	Metales .....	- 49 -
3.8.-	Vegetación en humedales construidos .....	- 50 -
Capítulo 4.-	Metodología de diseño .....	- 53 -
4.1.-	Calidad del agua servida .....	- 55 -
4.2.-	Pretratamiento .....	- 55 -
4.2.1.-	Aliviadero .....	- 56 -
4.2.2.-	Canal de desbaste .....	- 56 -
4.2.3.-	Desarenador .....	- 58 -
4.3.-	Tanque Imhoff .....	- 59 -
4.3.1.-	Cámara de sedimentación .....	- 62 -
4.3.2.-	Cámara de digestión .....	- 63 -
4.3.3.-	Área de ventilación y cámara de natas .....	- 64 -
4.3.4.-	Lecho de secado de lodos .....	- 64 -
4.4.-	Cámara de distribución .....	- 66 -
4.5.-	Humedal vertical .....	- 68 -
4.5.1.-	Estimación del área superficial .....	- 68 -
4.5.2.-	Medio filtrante .....	- 70 -
4.6.-	Humedal horizontal .....	- 71 -
4.6.1.-	Estimación del área superficial .....	- 71 -
4.6.2.-	Diseño hidráulico .....	- 72 -
4.6.3.-	Medio filtrante .....	- 73 -
4.7.-	Sistema de desinfección .....	- 74 -
Capítulo 5.-	Resultados y consideraciones .....	- 75 -
5.1.-	Pretratamiento .....	- 75 -
5.1.1.-	Aliviadero .....	- 75 -
5.1.2.-	Canal de desbaste .....	- 76 -
5.1.3.-	Desarenador .....	- 77 -

5.2.-	Tanque Imhoff .....	- 78 -
5.2.1.-	Sedimentador .....	- 78 -
5.2.2.-	Digestor y área de ventilación .....	- 80 -
5.2.3.-	Lecho de secado de lodos .....	- 83 -
5.2.4.-	Esquema completo y dimensiones generales .....	- 85 -
5.3.-	Cámara de distribución.....	- 86 -
5.3.1.-	Trabajo en laboratorio.....	- 86 -
5.3.2.-	Diseño .....	- 89 -
5.3.3.-	Conclusiones luego de la experiencia .....	- 91 -
5.4.-	Humedal vertical (HV) .....	- 92 -
5.5.-	Humedal subsuperficial horizontal (HSS) .....	- 94 -
5.6.-	Sistema de desinfección.....	- 96 -
Capítulo 6.-	Verificación sistema completo .....	- 97 -
6.1.-	Calidad prevista de agua tratada.....	- 100 -
6.2.-	Verificación hidráulica.....	- 100 -
Capítulo 7.-	Construcción y puesta en marcha .....	- 103 -
7.1.-	Construcción.....	- 104 -
7.1.1.-	Obras previas .....	- 104 -
7.1.2.-	Pretratamiento .....	- 104 -
7.1.3.-	Tanque Imhoff.....	- 105 -
7.1.4.-	Cámara de distribución.....	- 105 -
7.1.5.-	Sistema híbrido de humedales construidos .....	- 105 -
7.2.-	Operación y mantenimiento.....	- 107 -
Capítulo 8.-	Costos aproximados.....	- 108 -
Capítulo 9.-	Conclusiones y comentarios.....	- 111 -

# Índice de tablas

Tabla 1.1.- Modelo de medida de pobreza multidimensional de cinco dimensiones. -----	9 -
Tabla 1.2.- Usos del suelo en Cuenca del Salar de Atacama -----	15 -
Tabla 1.3.- Usos de agua en Cuenca del Salar de Atacama.-----	15 -
Tabla 1.4.- Calidad de agua cruda y potable en Toconao. -----	16 -
Tabla 1.5.- Características básicas de HC desarrollados en Europa. -----	18 -
Tabla 3.1.- Estándares requeridos por el D90-----	21 -
Tabla 3.2.- Estándares requeridos por el D46-----	23 -
Tabla 3.3.- Estándares requeridos por el D609 -----	25 -
Tabla 3.4.- Categorías de agua residual tratada. -----	27 -
Tabla 3.5.- Calidad sugerida de aguas residuales.-----	27 -
Tabla 3.6.- Tipos de contaminantes presentes en el agua servida-----	28 -
Tabla 3.7.- Cargas típicas de agua servida sin tratar en zonas rurales de Chile. -----	30 -
Tabla 3.8.- Valores para el coeficiente de Hazen-Williams según materialidad del conducto.--	39 -
Tabla 3.9.- Valores de algunas constantes de singularidad de flujo en conductos cerrados. ---	40 -
Tabla 3.10.- Listado de sitios Ramsar por región de Chile. -----	42 -
Tabla 3.11.- Efectividad de HC en la remoción de contaminantes. -----	46 -
Tabla 3.12.- Plantas utilizadas en Humedales Construidos-----	52 -
Tabla 4.1: Concentración inicial de contaminantes en el agua servida proyectada -----	55 -
Tabla 4.2.- Valores recomendados para en el diseño del canal de desbaste.-----	57 -
Tabla 4.3.- Valores recomendados en el dimensionamiento de desarenadores. -----	58 -
Tabla 4.4.- Dimensiones generales de Tanque Imhoff. -----	60 -
Tabla 4.5.- Determinación de fcr.-----	63 -
Tabla 4.6: Relación entre el tiempo de digestión y la temperatura del agua servida. -----	65 -
Tabla 4.7.- Valores de $KT$ , $C^*$ , $\Theta$ y $P$ para contaminantes en el método PKC*. -----	72 -
Tabla 5.1.- Resultados aliviadero de entrada.-----	76 -
Tabla 5.2.- Resultados canal de desbaste. -----	77 -
Tabla 5.3.- Dimensiones de sedimentador. -----	79 -
Tabla 5.4.- Dimensiones digestor. -----	82 -
Tabla 5.5.- Dimensiones lecho de secados. -----	84 -
Tabla 5.6.- Resultados más significativos del experimento. -----	89 -
Tabla 5.7.- Contaminantes de diseño para el sistema vertical.-----	92 -
Tabla 5.8.- Dimensiones de los HV. -----	94 -
Tabla 5.9.- Dimensiones del HSS. -----	95 -
Tabla 5.10: Dimensiones de la cámara de contacto. -----	96 -
Tabla 6.1.- Características de la planta proyectada.-----	97 -
Tabla 6.2.- Evolución esperada de concentraciones en cada etapa. -----	100 -

Tabla 6.3: Comparación de resultados con la normativa. -----	100 -
Tabla 6.4.- Diseño hidráulico. -----	102 -
Tabla 7.1.- Área de elementos de la planta de tratamiento. -----	103 -
Tabla 8.1: Costos según bibliografía -----	108 -
Tabla 8.2: Costos asociados al pretratamiento.-----	108 -
Tabla 8.3: Costos asociados al tratamiento primario. -----	109 -
Tabla 8.4: Costos asociados a la cámara de distribución sin bomba. -----	109 -
Tabla 8.5: Costos asociados a los dos HV. -----	109 -
Tabla 8.6: Costos asociados a el HSS. -----	110 -
Tabla 8.7: Costos asociados al tanque de cloración. -----	110 -
Tabla 8.8: Costo final aproximado.-----	110 -

# Índice de Figuras

Ilustración 1.1.- Gráfico comparativo por zona entre pobreza por ingresos y pobreza multidimensional .....	- 9 -
Ilustración 1.2.- Tecnologías usadas en PTAS en zonas rurales de Chile.. .....	- 11 -
Ilustración 1.3.- Imagen Satelital de Toconao.....	- 13 -
Ilustración 1.4.- Imagen satelital de planta de tratamiento actual de Toconao .....	- 13 -
Ilustración 1.5.- Promedio mensual de temperatura del aire y precipitación acumulada entre 2013 - 2020. ....	- 14 -
Ilustración 1.6.- Hitos más importantes en la historia de los HC.....	- 17 -
Ilustración 1.7.- Clasificación de Humedales Construidos .....	- 18 -
Ilustración 3.1.- Ciclo del carbono en la Tierra.....	- 31 -
Ilustración 3.2.- Ciclo del nitrógeno.....	- 32 -
Ilustración 3.3.- Ciclo del fósforo.....	- 33 -
Ilustración 3.4.- Ciclo del azufre.....	- 34 -
Ilustración 3.5.- Ciclo del oxígeno.....	- 35 -
Ilustración 3.6.- Esquema de reactor plug flow. ....	- 36 -
Ilustración 3.7.- Esquema reactor de mezcla completa. ....	- 37 -
Ilustración 3.8.- Esquema reactor de tanques en serie.....	- 38 -
Ilustración 3.9.- HS de macrófitas flotantes .....	- 44 -
Ilustración 3.10.- HS de macrófitas emergentes .....	- 44 -
Ilustración 3.11.- HSS de macrófitas emergentes.....	- 45 -
Ilustración 3.12.- HV de macrófitas emergentes .....	- 46 -
Ilustración 3.13.- Procesos involucrados en la eliminación de MO en HC. ....	- 47 -
Ilustración 3.14.- Ciclo del nitrógeno en humedales construidos .....	- 48 -
Ilustración 3.15.- Clasificación de macrófitas.....	- 50 -
Ilustración 3.16.- Funciones de macrófitas en humedales construidos.....	- 51 -
Ilustración 4.1.- Esquema básico de propuesta de planta de tratamiento de aguas servida. ...	- 54 -
Ilustración 4.2.- Esquema pretratamiento. ....	- 55 -
Ilustración 4.3.- Esquema de tanque Imhoff y sus elementos.....	- 60 -
Ilustración 4.4.- Planta tanque Imhoff. ....	- 61 -
Ilustración 4.5.- Forma del sedimentador de tanque imhoff.....	- 62 -
Ilustración 4.6.- Forma de digester de tanque imhoff.....	- 64 -
Ilustración 4.7.- Esquema de sifón abastecedor. ....	- 67 -
Ilustración 4.8.- Lecho estratificado de humedal vertical, dimensiones en metros. ....	- 70 -
Ilustración 4.9.- Representación del lecho filtrante en un humedal horizontal. ....	- 73 -
Ilustración 5.1.- Dimensiones sedimentador en metros. ....	- 80 -
Ilustración 5.2.- Dimensiones de digester en metros. ....	- 82 -
Ilustración 5.3.- Esquema vertical y planta con dimensiones del tanque Imhoff en metros. ....	- 85 -

Ilustración 5.4.- Foto del sistema experimental.....	- 86 -
Ilustración 5.5.- Funcionamiento experimental en laboratorio. ....	- 87 -
Ilustración 5.6.- Foto del sistema de riego experimental.....	- 88 -
Ilustración 5.7.- Esquema del sifón experimental .....	- 90 -
Ilustración 5.8.- Dimensiones de la cámara de distribución en metros. ....	- 91 -
Ilustración 5.9: Esquema de sistema vertical abastecido mediando bomba. ....	- 92 -
Ilustración 6.1.- Disposición de elementos en escala para planta de tratamiento propuesta... -	98 -
Ilustración 6.2.- Esquema en planta del sistema proyectado.....	- 99 -
Ilustración 6.3.- Esquema de conducción entre elementos.....	- 102 -
Ilustración 7.1: Ubicación donde se llevará a cabo el proyecto .....	- 104 -

# Capítulo 1.- Introducción

El agua servida puede impactar negativamente al medio ambiente si no es tratada antes de ser descargada, ya que altera el equilibrio natural de los ecosistemas afectando la biodiversidad. Las altas demandas de oxígeno disuelto en cuerpos de agua receptores son producidas por los niveles de materia orgánica presentes en el agua servida, además de las concentraciones de fósforo y nitrógeno que promueven la eutrofización, afectando así el natural desarrollo de los organismos acuáticos [1].

De manera conjunta, el agua servida no tratada puede generar riesgos para la salud humana, considerando que los cuerpos de agua donde son descargados los residuos pueden ser a su vez fuentes de abastecimiento para otras comunidades aguas abajo. A través de los cursos fluviales se pueden conducir diversos patógenos que sobreviven varios días en ambientes acuáticos [2].

Es por ello por lo que los sistemas de tratamiento de aguas servidas tienen como objetivo reducir las concentraciones de contaminantes y proteger así la salud pública y el medio ambiente. Esto es regulado a través de la legislación, quien a través de una serie de normas entrega las directrices sobre la labor de los servicios sanitarios y la calidad del agua servida que se permite al medio [3].

El tratamiento de aguas servidas se divide en tres etapas, las cuales consisten respectivamente en la eliminación del contenido sólido mediante procesos físicos, eliminación de materia orgánica por medio de la acción de microorganismos y la desinfección que elimina principalmente elementos patógenos [2]. Sin embargo, esta distribución de etapas de tratamiento está presentes generalmente en los sistemas ubicados en zonas urbanas, ya que en zonas más aisladas la realidad es diferente y se deben considerar otros aspectos. La utilización de tecnologías de menor complejidad, pensando en la poca o nulas experiencias de operadores locales y considerar sistemas que requieran poco mantenimiento, debido a la poca accesibilidad que suelen tener estos lugares, son factores que se deben tener en cuenta [2]. Idealmente estos sistemas debiesen procurar la recuperación de recursos desde el sistema de tratamiento, ya sea agua tratada, materia prima o algún objeto comerciable [2].

Las necesidades de comunidades rurales, además del poco tratamiento que reciben las aguas servidas a nivel global en un escenario de déficit hídrico, han impulsado el desarrollo de sistemas no convencionales que recrean fenómenos que ocurren espontáneamente en la naturaleza, pero controlando su operación. Entre las diferentes alternativas de tratamiento de aguas servidas, destacan los humedales construidos [4].

En relación con lo mencionado, este documento presentará el diseño completo de una planta de tratamiento de aguas servidas compuesta por un sistema de humedales construidos, con el objetivo de obtener agua tratada acorde con la normativa, pudiendo ser utilizada en el riego. El trabajo estará orientado a una comunidad rural en el norte del país. se considerarán las necesidades particulares de este tipo de localidades para el diseño de cada uno de sus elementos.

## 1.1.- Antecedentes generales

Hace menos de una década en Chile, la cuantificación de la pobreza se medía en función únicamente de los ingresos económicos de las personas y hogares, cuando el término de pobreza propiamente tal abarca mucho más, y si se habla de calidad de vida de un individuo, existen otros factores influyentes además del poder adquisitivo [5]. Es por ello por lo que en los últimos años se adoptó el concepto de "Pobreza multidimensional" como un nuevo índice que contempla otras áreas de importancia [5]. La Tabla 1.1 presenta el modelo más actualizado de medición de pobreza multidimensional, mientras que la Ilustración 1.1, muestra cómo aumentan los niveles de pobreza si son cuantificados multidimensionalmente, se puede apreciar como el norte grande es donde más se concentra este tipo de pobreza [5].

Tabla 1.1.- Modelo de medida de pobreza multidimensional de cinco dimensiones.

Dimensión	Ponderación (%)	Indicador
Educación	22,5	Acceso a la educación
		Rezago escolar
		Escolaridad
Salud	22,5	Malnutrición
		Adscripción a sistema previsional de salud
		Acceso a atención de salud
Trabajo y seguridad social	22,5	Ocupación
		Seguridad social
		Jubilación de personas en edad de jubilar
Vivienda y entorno	22,5	Hacinamiento
		Estado de la vivienda
		Servicios básicos
Redes y cohesión social	10	Apoyo y participación social
		Trato igualitario
		Seguridad

Fuente: Ministerio de Desarrollo Social, Casen 2017 [5].

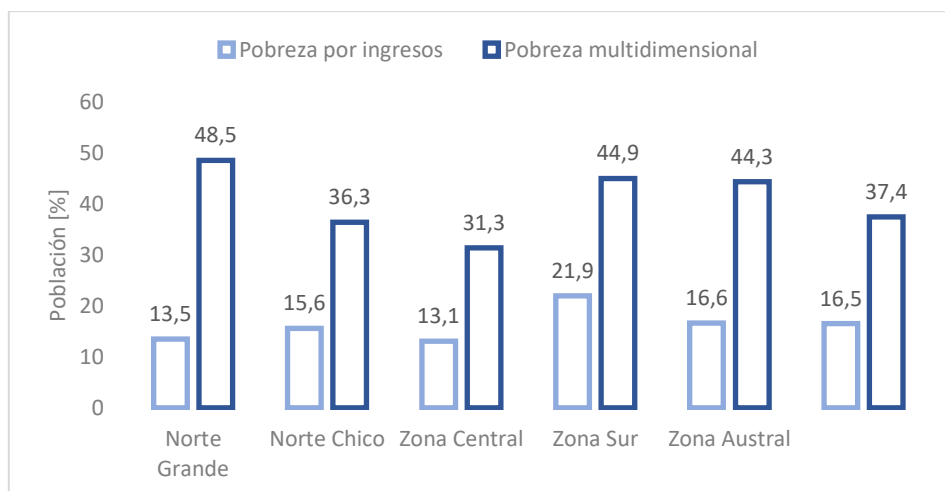


Ilustración 1.1.- Gráfico comparativo por zona entre pobreza por ingresos y pobreza multidimensional.  
Fuente: Ministerio de desarrollo social, Casen 2017 [5].

El nivel de aislamiento que tienen las comunidades rurales tiene una participación importante. Los problemas de conectividad, de señales de comunicación, la cobertura limitada en salud y educación, además de un mercado de trabajo poco variado, muchas veces llevan a los habitantes de estas zonas a migrar a localidades urbanas con mejores oportunidades [5].

Relacionado a esto, en Chile existe una disparidad en cuanto a sistemas de tratamientos de aguas servidas entre las zonas rurales y urbanas. Las zonas urbanas tienen prácticamente cobertura total,

mientras que en los lugares aislados solo el 10% trata sus aguas residuales, lo que se traduce en una exposición mayor a problemas sanitarios y ambientales [6].

El tratamiento de aguas servidas se representa principalmente en recolección, tratamiento y recolección [2], su objetivo es remover el material contaminante, el cual se encuentra presente en forma de partículas en suspensión y disueltas, de manera orgánica e inorgánica. El nivel de tratamiento dependerá de la calidad deseada que a su vez depende del uso que esta tendrá posterior al tratamiento [7].

Existe una variedad de operaciones y procesos unitarios utilizados para el tratamiento de agua servidas. Estos se clasifican en procesos físicos, químicos y biológicos que se combinan en las plantas de tratamiento dando lugar a tres etapas o niveles. Estas son el tratamiento primario, secundario y terciario [2].

En estricto rigor existe una etapa previa al tratamiento primaria denominada pretratamiento el cual consiste en la eliminación de componentes de gran y mediano volumen como ramas, piedras, basura, animales muertos, los cuales son retenidos a través de cribas, desarenadores y flotadores [2].

En el tratamiento primario se elimina una porción importante de sólidos y materia orgánica, dispuestos en forma de partículas sedimentables, por acción de la gravedad. Entre las tecnologías utilizadas destacan [7]:

- Fosa séptica
- Tanque Imhoff
- Rejillas
- Decantador primario
- Desarenador

En el tratamiento secundario se elimina la materia orgánica biodegradable principalmente soluble. Esta etapa del tratamiento es la que marca la diferencia entre tecnologías convencionales y no convencionales [2].

Las tecnologías convencionales están diseñadas para eliminar esta materia orgánica mediante procesos como sedimentación, filtración, adsorción, precipitación química, intercambio iónico, degradación biológica [2]. Estos procesos se llevan a cabo de manera secuencial en tanques y reactores, los cuales son intensificados mediante la utilización de energía. Entre las tecnologías convencionales destacan [2]:

- Reactor anaeróbico
- Biodiscos
- Lodos activados
- Reactores de flujo discontinuo
- Lagunas aireadas mecánicamente

Las tecnologías no convencionales por su parte intentan llevar a cabos los mismos procesos que en las tecnologías convencionales, pero en complementación con la naturaleza, esto ocurre de manera más extensiva. Entre ellas destaca:

- Filtros verdes
- Escorrentía superficial
- Lombrifiltro
- Humedales construidos

El tratamiento terciario, por su parte, tiene la intención de eliminar compuestos específicos, ya sea la eliminación de nutrientes u organismos patógenos con el fin de dejar el agua de una calidad óptima dependiendo cual sea su uso [2].

- Cloración
- Radiación UV
- Ozonización

Las plantas de tratamientos tradicionales cuentan con diferentes tipos de sistemas con diferentes niveles de tecnificación. El sistema más común en Chile es el de lodos activados, que es un tipo de tratamiento biológico (tratamiento secundario) donde se mezcla y airea el agua residual con un lodo de microorganismos eliminando gran parte de la materia orgánica que está en forma de sólidos coloidales no sedimentables [6]. Este tipo de tratamiento tiene gran efectividad en la eliminación de componentes orgánicos y sólidos suspendidos totales. Si bien, es un sistema flexible y sofisticado en comparación a otras alternativas, la complejidad de su mantenimiento y operación se traduce en la necesidad de operadores capacitados, además del elevado consumo energético que demanda la aireación que lo vuelven un sistema costoso de mantener [7]. Se sabe que los sistemas de aireación en una planta de lodos activados cuestan un 5% de la inversión, pero la energía que demandan alcanza hasta el 80% del costo de mantención [7].

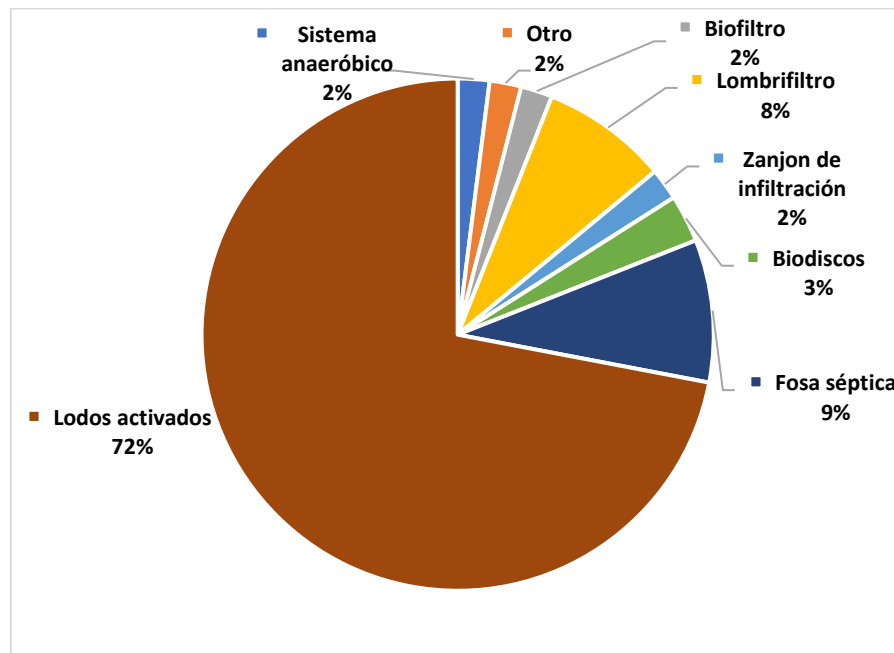


Ilustración 1.2.- Tecnologías usadas en PTAS en zonas rurales de Chile. Fuente: Adaptado de Vera et al. 2016 [6].

En la Ilustración 1.2 se muestran las tecnologías utilizadas en zonas rurales. Cabe destacar que un 9% de los sistemas de tratamiento, disponen solo de fosa séptica (tratamiento primario) y existe un 2% de otros, atribuido a tecnologías no convencionales que se han desarrollado en el último tiempo como por ejemplo los humedales construidos. Se aprecia una clara predominancia del sistema de lodos activados [6], lo que se traduce en altos costos operativos [6].

Tratándose de zonas rurales, donde el acceso de recursos, mano de obra y tecnología es limitado, el sistema de lodos activados podría ser una alternativa costosa y difícil de implementar, por lo que es recomendable buscar nuevas tecnologías que se adapten mejor a las disposiciones de estas localidades [6].

Además de los problemas de las consecuencias ambientales y riesgos a la salud humana que puede generar el vertimiento descontrolado de aguas servida, Chile no se ha mantenido al margen del fenómeno de escasez hídrica, siendo uno de los países más afectados de Latinoamérica [7]. Es que la reducción de precipitaciones, de nieve acumulada y el avance de zonas desérticas, han llevado a buscar nuevas fuentes de abastecimiento como lo es la captación de aguas lluvias, transporte desde zonas abundantes, desalinización del mar y el reúso. Este reúso de aguas residuales permite valorizar un residuo líquido que generalmente se elimina, pudiéndose aprovechar en su totalidad [7].

Un aspecto importante del reúso, son los requisitos mínimos de calidad que debe tener el agua reutilizada, los países más desarrollados en materia de gestión hídrica tienen en común una normativa que fomenta el reúso y regula los servicios sanitarios [7]. Aunque Latinoamérica está lejos del desarrollo alcanzado por estos países, en el caso de Chile la normativa nacional se encuentra en constante evolución, ya que está permanentemente en la búsqueda de mejorar estándares de calidad en lo que respecta a los servicios sanitarios, para reducir cualquier implicancia que genere la inserción de agua residual al medio [15].

## **1.2.- Descripción del problema**

Existe una crisis hídrica a nivel mundial, que plantea como un verdadero desafío, el hecho de poder abastecer las necesidades de la población humana [12]. En América latina se están haciendo evidentes los cambios en el ciclo hidrológico, el retroceso de los glaciares, el avance de zonas desérticas y las sequías prolongadas [12].

Chile por su parte, está entre los países latinoamericanos más afectados por la “megasequía” [12], teniendo menores precipitaciones, nieve acumulada y un desierto que avanza amenazando zonas agrícolas. Es por ello, que se hace indispensable buscar nuevas fuentes de agua, donde una solución ambientalmente amigable es el reúso [12].

La legislación que regula los servicios sanitarios mantiene una presión importante ante el llamado generalizado a que las autoridades tomen medidas más estrictas frente la crisis hídrica y las exigencias de calidad de agua que exige un eventual reúso [12].

Toconao es un pueblo rural ubicado al este de la región de Antofagasta, aproximadamente 37[km] al sur de San Pedro de Atacama y tiene una altitud de 2495[msnm] (Ilustración 1.3). Su población estimada es de 647 habitantes pertenecientes, en su mayoría, a pueblos originarios [14]. Entre las actividades que tienen los residentes de Toconao destaca la agricultura de variadas especies frutales en un sistema de huertos repartidos entre las familias del pueblo, quienes explotan y comercializan sus frutos. Estos huertos son regados con agua captada desde el río que atraviesa el poblado a través de una red de canales que recorre el perímetro de la zona de plantación abasteciendo de agua a los árboles mediante inundación.

Actualmente la localidad cuenta con una planta de tratamiento de aguas servidas, el cual es un sistema de fosa séptica donde deriva el agua residual y luego de un proceso de desintegración de sólidos gruesos, el agua es dispuesta en el tanque séptico, el cual la evacua al suelo donde infiltra y se encharca, creando un curso superficial de agua servida tratada, tal como se aprecia en la Ilustración 1.4.



Ilustración 1.3.- Imagen Satelital de Toconao. Fuente: GoogleEarth [6].



Ilustración 1.4.- Imagen satelital de planta de tratamiento actual de Toconao. Fuente: Google Earth [6].

El actual tratamiento de las aguas servidas en Toconao, la eventual presión legislativa y la demanda de riego de la producción de frutas establece una oportunidad de optimización de recursos para mejorar la gestión hídrica del pueblo o en su defecto, descargar mejor calidad de agua al medio.

### 1.3.- Descripción de la zona

Toconao forma parte de la cuenca del Salar de Atacama que se extiende de norte a sur, quedando comprendida entre las montañas y volcanes de la frontera con Bolivia y las cumbres de la Alta Puna

[16]. Esta cuenca hidrográfica posee una longitud máxima de 110 [km] y una superficie de 15620 [km<sup>2</sup>], de la cual la porción húmeda representa el 10% del área de la cuenca, repartida entre salares y lagunas remanentes. Su red de drenaje es abundante y compleja siendo el río Vilama y San Pedro las principales vías de escurrimiento, mientras que los cursos de agua generados en la alta montaña forman arroyos que dan lugar a pequeños oasis en las denominadas quebradas. [16]

### 1.3.1.-Características naturales

Esta cuenca hidrográfica presenta clima desértico marginal de altura, un subtipo que se encuentra en lugares por sobre los 2000[msnm] con temperatura promedio anual de 10°C y precipitación anual de entre 50[mm] a 100[mm] [16]. La Ilustración 1.5 detalla el promedio mensual de temperatura y precipitación acumulada medido en la estación Toconao desde 2013 [17].

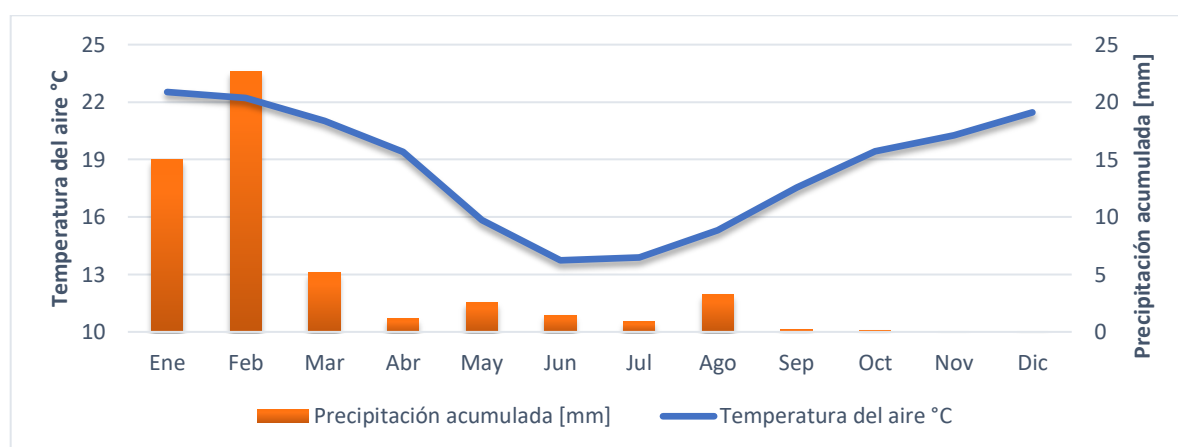


Ilustración 1.5.- Promedio mensual de temperatura del aire y precipitación acumulada entre 2013 - 2020.  
Fuente: Agromet.inia.cl [17].

Esta zona ha estado influenciada por una gran actividad volcánica por lo que la disposición de rocas se debe a la formación de volcanes en la Cordillera de los Andes [13]. Mientras que posee escasos suelos, poco evolucionados, con alto contenido salino y pH elevado, debido a la aridez de la zona [16].

La cuenca presenta diferentes formaciones vegetales propias de un ambiente árido, con predominancia de arbustos bajos, lugares sin vegetación y zonas saturadas de agua con presencia de plantas [16].

### 1.3.2.-Características urbanas

La cuenca de Salar de Atacama equivale al 12% de la región de Antofagasta, en ella se emplaza un total de 50 asentamientos humanos clasificados como aldeas o caseríos (solo San Pedro de Atacama tiene población urbana), destacando los atractivos turísticos de San Pedro de Atacama y Toconao [16].

La principal actividad económica es la minería impulsada por la explotación del litio, sodio, bórax y potasio. Además, existe actividad agrícola de plantas y frutas en los oasis [16].

### 1.3.3.- Uso de suelo

La mayoría de la superficie de la cuenca se considera zona de desierto ausente de vegetación, el uso agrícola corresponde a plantas forrajeras y praderas artificiales, el uso forestal refiere a plantaciones de Tamarugos en la Reserva Nacional Los Flamencos, la cual corresponde a la única área bajo protección (20.806 [Ha]) [16]. La Tabla 1.2 muestra la distribución superficial de la cuenca.

Tabla 1.2.- Usos del suelo en Cuenca del Salar de Atacama

Uso de suelo	Superficie [Ha]	Superficie de la cuenca (%)
Praderas	100.311	6
Terrenos agrícolas	264	0,02
Plantación forestal	3.371	0,2
Área urbana e industrial	<156	0
Minería industria	<156	0
Bosque nativo y bosque mixto	0	0
Otros usos	363.970	23,8
Área sin vegetación	1.095.084	70

Fuente: Dirección General de Aguas, 2004. [16]

### 1.3.4.- Uso de agua

Las aguas superficiales son utilizadas para distintos fines tal como se muestra en la Tabla 1.3, entre los cuales se destaca el riego agrícola, el uso minero e industrial y el consumo de agua potable captada principalmente del Río Vilama y la Quebrada Silapeti [16].

Tabla 1.3.- Usos de agua en Cuenca del Salar de Atacama.

Tipo de uso	Detalle
In-situ	<ul style="list-style-type: none"><li>- Acuicultura</li><li>- Pesca deportiva y recreativa</li></ul>
Extractivo	<ul style="list-style-type: none"><li>- Riego</li><li>- Captación para AP</li><li>- Generación de energía, actividad industrial</li><li>- Actividad minera</li></ul>
Biodiversidad	<ul style="list-style-type: none"><li>- Protección y conservación de áreas protegidas</li></ul>
Ancestral	<ul style="list-style-type: none"><li>- Posibles derechos de aguas otorgado a comunidades indígenas</li></ul>

Fuente: DGA, 2004 [16].

### 1.3.5.- Calidad del agua

La Comunidad Atacameña de Toconao a través de una empresa privada realizó un estudio en 2020 con el fin de conocer la calidad del agua cruda y potable del pueblo. Se realizaron mediciones del

agua cruda en las quebradas de Vilaco y Silapeti que es de donde el pueblo se abastece de agua, además de mediciones (tres ensayos) en el tanque de agua potable, posterior a la planta de tratamiento. Los resultados fueron entregados en un informe resumido en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4.- Calidad de agua cruda y potable en Toconao.

Parámetro	Unidad	Agua cruda		Agua potable			NCh 409
		Vilaco	Silapeti	E1	E2	E3	
Amoniaco	$\frac{mg}{l}$	< 0,1	< 0,1	< 0,1	<0,1	< 0,1	1,5
Arsénico	$\frac{mg}{l}$	0,047	0,019	0,034	0,032	0,03	0,01
Cadmio	$\frac{mg}{l}$	0,005	< 0,005	0,005	< 0,005	< 0,005	0,01
Cianuro	$\frac{mg}{l}$	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	0,05
Cloro libre residual	$\frac{mg}{l}$	< 0,1	<0,1	0,15	0,12	< 0,1	0,2 – 2,0
Cloruro	$\frac{mg}{l}$	297	< 5	17	22	21	400
Cobre	$\frac{mg}{l}$	< 0,02	0,02	0,03	< 0,02	< 0,02	2
Color verdadero	[Escala Pt – Co]	5	5	15	15	15	20
Compuestos fenólicos como fenol	$\frac{\mu g}{l}$	< 2	< 2	< 2	< 2	< 2	2
Cromo total	$\frac{mg}{l}$	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	0,05
Fluoruro	$\frac{mg}{l}$	0.4	< 0,2	0,2	0,3	0,3	1,5
Hierro	$\frac{mg}{l}$	0,65	1,44	0,97	0,57	0,82	0,3
Magnesio	$\frac{mg}{l}$	2,97	5,07	4,35	5,05	4,89	125
Manganeso	$\frac{mg}{l}$	0,05	0,22	0,04	0,09	0,08	0,1
Mercurio	$\frac{mg}{l}$	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	< 0,001	0,001
Nitrato	$\frac{mg}{l}$	6,3	1,8	4,5	5,3	5,5	50
Nitrito	$\frac{mg}{l}$	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	3
Olor	$\frac{mg}{l}$	Inoloro	Inoloro	Inoloro	Inoloro	Inoloro	Inoloro
Plomo	$\frac{mg}{l}$	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	< 0,02	0,05
Razón Nitrato+Nitrito	$\frac{mg}{l}$	0,13	0,004	0,09	0,11	0,11	1
Sabor	$\frac{mg}{l}$	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	insípido
Selenio	$\frac{mg}{l}$	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	0.01
Sólidos totales disueltos	$\frac{mg}{l}$	177	113	144	158	138	1500
Sulfatos	$\frac{mg}{l}$	23	19	21	26	21	500

Parámetro	Unidad	Agua cruda		Agua potable			NCh 409
		Vilaco	Silapeti	E1	E2	E3	
Turbiedad	[UNT]	2,5	16	12	7,7	12	2 promedio, 4 puntual
Zinc	$\frac{mg}{l}$	0,07	0,09	0,05	0,06	0,08	3
Coliformes Fecales [NMP/100ml]	$\frac{NMP}{100ml}$	7,6	20	< 2	8,8	< 2	(*)

Fuente: Comunidad Atacameña de Toconao (CAT).

#### 1.4.- Humedales construidos como tecnología de depuración de agua residual

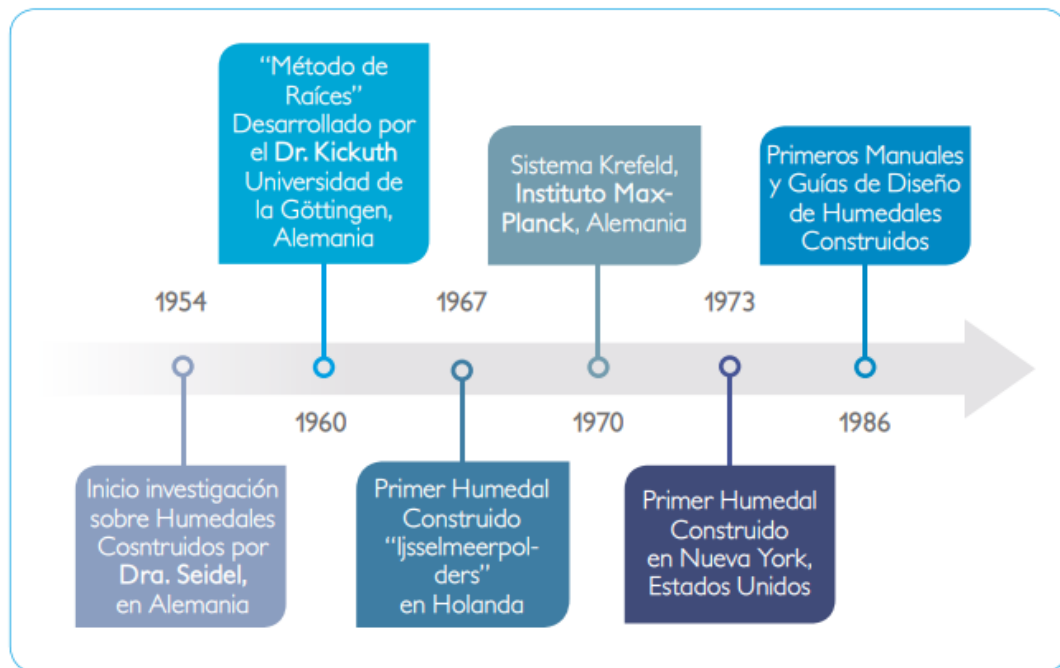


Ilustración 1.6.- Hitos más importantes en la historia de los HC. Fuente: Vidal & Homazábal, 2018 [4].

Durante gran parte del siglo XX se utilizaron humedales naturales como sitios de descarga de desechos industriales, ya que se tenía conocimiento de cómo estos servían en la depuración de agua. Debido a que no se tenía un control claro entre el volumen de agua servida descargada y la capacidad depuradora de los humedales, éstos comenzaron a sufrir daños y se dejaron de utilizar debido a la importancia ambiental que tienen los humedales naturales en diferentes ámbitos. De esta manera es que surgió primeramente en Europa la idea de diseñar un humedal bajo condiciones controladas, con el fin de utilizarse como mecanismo de tratamiento de aguas servidas sin poner en riesgo a los humedales naturales [4].

La Ilustración 1.6 muestra una línea de tiempo con los principales acontecimientos en la historia de los humedales construidos. Estos han servido como alternativa principalmente en comunidades

rurales, ya que, al actuar mediante procesos naturales, es posible reducir o eliminar la utilización de energía externa y de aditivos químicos [23].

La principal clasificación de este sistema de tratamiento vino por parte de Kadlec & Knight (1996), mostrado en la Ilustración 1.7, la que depende del tipo de flujo que tendrá el líquido en el lecho. Se destacan tres tipos de humedales construidos, los cuales son el resultado del trabajado desarrollado a lo largo del tiempo, principalmente en Europa [17].

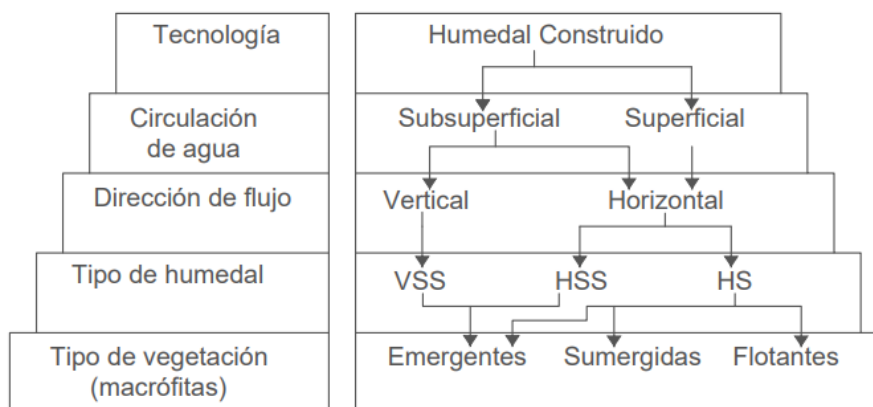


Ilustración 1.7.- Clasificación de Humedales Construidos. Fuente: Adaptado de López (2016) [25].

Europa es la cuna de estos sistemas, por lo que es donde más se han implementado, la Tabla 1.5 muestra las principales características desarrolladas en el continente europeo y Estados Unidos por esta tecnología. Según la bibliografía revisada, los humedales construidos de Cataluña son sistemas reales, mientras que los demás se refieren a características de diseño generales según el país.

Tabla 1.5.- Características básicas de HC desarrollados en Europa.

Ref.	Ubicación	Sistema de HC utilizado	Tratamiento Previo	Aeq [m <sup>2</sup> /Hab]	Población	
Vidal & Hormazábal [4]	España	Alfés	HSS	Rejilla Gruesa + Fosa Séptica	7,4	329
		Almatret Norte	HSS	Rejilla Gruesa + Fosa Séptica	1,1	424
		Almatret Sur	HSS	Rejilla Gruesa + Fosa Séptica	2,7	373
		Arnes	HSS	Rejilla Fina + Tanque Imhoff	2,9	497
		Cervia de Ter	HSS	Rejilla Gruesa + Fosa Séptica	3,5	850
		Corbins	HSS	Rejilla Fina + Tanque Imhoff	2,2	1340
		Gualba	HSS	Rejilla Fina	2,3	1065

Ref.	Ubicación	Sistema de HC utilizado	Tratamiento Previo	Aeq [m <sup>2</sup> /Hab]	Población
	La Fatarella	HSS	Rejilla Fina + Tanque Imhoff	2,7	1170
	Sant Martí Sesgueioles	HSS	Rejilla Fina + Fosa Séptica	3,7	550
	Verdú	HSS	Rejilla Fina + Fosa Séptica	3,9	1014
	Vilaplana	HSS	Rejilla Fina + Fosa Séptica	3,9	613
Dotro et al. [22]	Republica Checa	HSS	Rejilla + Tanque Imhoff	5	-
	España	HSS	Rejilla + Fosa Séptica	10	-
	Estados Unidos	HSS	Fosa Séptica	5-10	-
	Reino Unido	HSS	Sedimentación + Tratamiento biológico	0,7	-
	Dinamarca	HV	Fosa Séptica	5	-
	Alemania	HV	Fosa Séptica	4	-
	Austria	HV	Fosa Séptica	4	-
Alarcón et al. [17]	República Checa	HV	-	1,5	-
	Bélgica	HV	-	3,8	-
	Francia	HV	-	2 – 2,5	-
	Grecia	HV	-	1 – 3	-
	Italia	HV	-	1,3 – 3,2	-
	España	HV	-	1 – 3,2	-
	Islas Canarias	HV	-	1,5	-

En Latinoamérica por su parte la implementación de humedales construidos comenzó en 1987 en Brasil y 1990 en México, mientras en los demás países de América del Sur, los primeros sistemas fueron vistos en 1990 [4]. El primer sistema registrado en Chile data del año 2002 y hasta la actualidad, es poca la información que se tiene sobre el desempeño de estos [4].

## **Capítulo 2.- Objetivos**

### **2.1.- Objetivo general**

Diseñar un sistema de tratamiento de aguas servidas en base a humedales construidos para el pueblo de Toconao, con el fin de cumplir con las normativas de descarga y reúso.

### **2.2.- Objetivos específicos**

- Diseñar el funcionamiento hidráulico del sistema completo, proponiendo métodos físicos que promuevan la eficiencia y simplicidad operativa.
- Estimar el costo de inversión aproximado que tendría la implementación del sistema completo, comparándolo con el costo calculado por otros autores para estos sistemas.

## Capítulo 3.- Marco teórico

### 3.1.- Normativa vigente

En 1995 se dictó Reglamento para la Dictación de Normas de Calidad Ambiental y Emisión, que establece el procedimiento para la generación de normas de calidad ambiental. Este documento establece las siguientes cinco etapas de desarrollo [15]:

- Análisis técnico y económico
- Desarrollo de estudio científicos
- Consulta a organismos competentes
- Análisis de observaciones realizadas
- Adecuada publicidad

#### 3.1.1.- Decreto Supremo 90

Publicada en 2001, establece norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales. Se refiere a los principales contaminantes presentes en el agua residual. Los niveles de concentración permitida varían según el tipo de contaminante y del cuerpo de agua receptor.

El objetivo del Decreto 90 es la protección ambiental, a través de la regulación de contaminantes descargados, para que las aguas marinas y continentales superficiales mejoren su calidad sustancialmente, para que se consideren libres de contaminación según lo establecido por las leyes.

En enero de 2021 se publicó en el Diario Oficial un anteproyecto de revisión de este decreto, que modifica algunos niveles permitidos y considera otros contaminantes a la lista regulada.

La Tabla 3.1 presenta los contaminantes regulados y su concentración permitida, según el DS90 en la categoría de descarga en cuerpos fluviales, cuerpos fluviales sin capacidad de dilución y en cuerpos lacustres [7].

Tabla 3.1.- Estándares requeridos por el D90

Contaminante	Unidad	Concentración permitida en cuerpos de agua continental		
		Fluviales	Fluviales con dilución	Lacustres
Aceites y grasas	$\frac{mg}{l}$	20	50	20
Aluminio	$\frac{mg}{l}$	5	10	1
Arsénico	$\frac{mg}{l}$	0,5	1	0,1

Contaminante	Unidad	Concentración permitida en cuerpos de agua continental		
		Fluviales	Fluviales con dilución	Lacustres
Boro	$\frac{mg}{l}$	0,75	3	-
Cadmio	$\frac{mg}{l}$	0,01	0,3	0,02
Cianuro	$\frac{mg}{l}$	0,2	1	0,5
Cloruros	$\frac{mg}{l}$	400	2000	-
Cobre total	$\frac{mg}{l}$	1	3	0,1
Coliformes fecales o termotolerantes	$\frac{NMP}{100ml}$	1000	1000	1000-70*
Índice de fenol	$\frac{mg}{l}$	0,5	1	0,5
Cromo hexavalente	$\frac{mg}{l}$	0,05	0,2	0,2
DBO5	$\frac{mg O_2}{l}$	35	300	35
Fósforo	$\frac{mg}{l}$	10	15	1
Fluoruro	$\frac{mg}{l}$	1,5	5	1
Estaño	$\frac{mg}{l}$	-	-	0,5
Hidrocarburos fijos	$\frac{mg}{l}$	10	50	5
Hierro disuelto	$\frac{mg}{l}$	5	10	2
Manganeso	$\frac{mg}{l}$	0,3	3	0,5
Mercurio	$\frac{mg}{l}$	0,001	0,01	0,005
Molibdeno	$\frac{mg}{l}$	1	2,5	0,07
Níquel	$\frac{mg}{l}$	0,2	3	0,5
Nitrógeno total Kjeldahl	$\frac{mg}{l}$	50	75	10
Pentaclorofenol	$\frac{mg}{l}$	0,009	0,01	-
Ph	-	6 - 8.5	6 - 8.5	6 – 8.5
Plomo	$\frac{mg}{l}$	0,05	0,5	0,2
SAAM	$\frac{mg}{l}$	-	-	10
Poder espumógeno	$[mm]$	7	7	-
Selenio	$\frac{mg}{l}$	0,01	0,1	0,01
Sólidos sedimentables	$\frac{ml}{l/h}$	-	-	5
Sólidos suspendidos totales	$\frac{mg}{l}$	80	300	80
Sulfatos	$\frac{mg}{l}$	1000	2000	1000

Contaminante	Unidad	Concentración permitida en cuerpos de agua continental		
		Fluviales	Fluviales con dilución	Lacustres
Sulfuros	$\frac{mg}{l}$	1	10	1
Temperatura	C°	35	40	30
Tetracloroereno	$\frac{mg}{l}$	0,04	0,4	-
Tolueno	$\frac{mg}{l}$	0,7	7	-
Triclorometano	$\frac{mg}{l}$	0,2	0,5	-
Xileno	$\frac{mg}{l}$	0,5	5	-
Zinc	$\frac{mg}{l}$	3	20	5

Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional de Chile [7].

### 3.1.2.- Decreto 46

Publicada en 2003, norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas. Tiene como objetivo proteger los acuíferos, entendiendo su importancia como fuente de agua. Regula la calidad de los residuos líquidos que descargan desde el suelo hasta las napas subterráneas. Esta norma establece los niveles máximos de concentración de contaminantes permitidos en la descarga, dependiendo de la naturaleza del contaminante y el nivel de vulnerabilidad del acuífero, que es determinado por la DGA donde a mayor nivel de vulnerabilidad más rápido es la infiltración de la descarga al acuífero.

La Tabla 3.2 muestra los niveles permitidos para los contaminantes regulados por esta norma, según el nivel de vulnerabilidad del acuífero. Para el caso de una vulnerabilidad alta, se permite la infiltración por descarga solo de agua con niveles de contaminantes iguales o menores que las concentraciones de la napa [8].

Tabla 3.2.- Estándares requeridos por el D46

Contaminante	Unidad	Tipo	Concentración permitida según el tipo de vulnerabilidad del acuífero	
			Baja	Media
Cianuro	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	0,2	0,2
Cloruros	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	250	250
Fluoruro	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	5	1,5
Nitrato + Nitrito	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	15	10
Sulfatos	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	500	250
Sulfuros	$\frac{mg}{l}$	Inorgánico	5	1
Aceite y grasas	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	10	10

Contaminante	Unidad	Tipo	Concentración permitida según el tipo de vulnerabilidad del acuífero	
			Baja	Media
Benceno	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,01	0,01
Pentaclorofenol	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,009	0,009
Tetracloroetano	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,04	0,04
Tolueno	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,7	0,7
Triclorometano	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,2	0,2
Xileno	$\frac{mg}{l}$	Orgánico	0,5	0,5
Aluminio	$\frac{mg}{l}$	Metal	20	5
Arsénico	$\frac{mg}{l}$	Metal	0.01	0.01
Boro	$\frac{mg}{l}$	Metal	3	0,75
Cadmio	$\frac{mg}{l}$	Metal	3	0,02
Cobre	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,002	1
Cromo	$\frac{mg}{l}$	Metal	-	-
Hexavalente	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,2	0,05
Hierro	$\frac{mg}{l}$	Metal	10	5
Manganeso	$\frac{mg}{l}$	Metal	2	0,3
Mercurio	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,001	0,001
Molibdeno	$\frac{mg}{l}$	Metal	2,5	1
Niquel	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,5	0,2
Plomo	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,005	0,05
Selenio	$\frac{mg}{l}$	Metal	0,02	0,01
Zinc	$\frac{mg}{l}$	Metal	20	3
Nitrógeno total Kjeldahl	$\frac{mg}{l}$	Nutrientes	15	10

Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional de Chile [7].

### 3.1.3.- Decreto 609

Publicada en 1998, establece norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos industriales líquidos a sistemas de alcantarillado. Tiene como objetivo la protección ambiental y la protección de los sistemas sanitarios de recolección y tratamiento por medio de una mejora en la calidad de los residuos que las industrias derivan a las plantas de tratamiento. Esta norma establece los niveles máximos de concentración de contaminantes que pueden tener las descargas industriales. [9].

La Tabla 3.3 presenta los límites permitidos de concentración de contaminantes dependiendo si la descarga se realiza en redes de alcantarillado de lugares que cuenten con plantas de tratamiento y de lugares sin ellas [9].

Tabla 3.3.- Estándares requeridos por el D609

Contaminantes	Unidad	Sin plantas de tratamiento	Con plantas de tratamiento
Aceites y grasas	$\frac{mg}{l}$	150	150
Aluminio	$\frac{mg}{l}$	10	10
Arsénico	$\frac{mg}{l}$	0.5	0,5
Boro	$\frac{mg}{l}$	4	4
Cadmio	$\frac{mg}{l}$	0,5	0,5
Cianuro	$\frac{mg}{l}$	1	1
Cobre	$\frac{mg}{l}$	3	3
Cromo hexavalente	$\frac{mg}{l}$	0,5	0,5
Cromo total	$\frac{mg}{l}$	10	10
Hidrocarburos totales	$\frac{mg}{l}$	20	20
Manganeso	$\frac{mg}{l}$	4	4
Mercurio	$\frac{mg}{l}$	0,02	0,02
Niquel	$\frac{mg}{l}$	4	4
Ph	-	5.5 – 8	5,5 – 9
Plomo	$\frac{mg}{l}$	1	1
Poder espumógeno	[mm]	7	7
Sólidos Sedimentables	$\frac{ml}{l}$	20	20
Sulfatos	$\frac{mg}{l}$	1000	1000
Sulfuros	$\frac{mg}{l}$	5	5
Temperatura	C°	35	35

Contaminantes	Unidad	Sin plantas de tratamiento	Con plantas de tratamiento
Zinc	$\left[\frac{mg}{l}\right]$	5	5
DBO5	$\left[\frac{mg}{l}\right]$	-	300
Fósforo	$\left[\frac{mg}{l}\right]$	-	10 – 15
Nitrógeno amoniacal	$\left[\frac{mg}{l}\right]$	-	80
Sólidos suspendidos totales	$\left[\frac{mg}{l}\right]$	-	300

Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional de Chile [7].

### 3.1.4.-Ley N°20998

Publicada en 2017, regula los servicios sanitarios rurales. Determina que el servicio sanitario rural debe contemplar cuatro etapas; producción de agua potable, distribución de agua potable, recolección de aguas servidas, tratamiento y disposición de aguas servidas; es decir, tener una planta de tratamiento será un requisito por el que los comités APR y las autoridades deberán trabajar, teniendo en cuenta que gran parte de las zonas rurales no cuenta con sistemas de tratamiento [10].

### 3.1.5.-Ley N° 21075

Publicada en 2018, regula la recolección, reutilización y disposición de aguas grises. Básicamente expresa los requerimientos que deben tener los servicios sanitarios para la reutilización de sus aguas y los usos permitidos para ella. Para la reutilización del agua servida se debe tener la aprobación de la autoridad sanitaria por medio de una solicitud. Los criterios a considerar por la autoridad para la resolución de las solicitudes se expresan en los artículos de esta ley [11].

### 3.1.6.-Ley N° 19300

Ley sobre bases generales del medio ambiente. Establece un marco general regulatorio del derecho de vivir en un medio ambiente sin contaminación. Promueve la educación y evaluación ambiental, normas de calidad ambiental, planes de manejo, prevención y descontaminación con participación ciudadana. Posee un sistema de evaluación de impacto ambiental, para que en la etapa previa del desarrollo de proyectos se determine si estos significarían riesgos para la salud humana, para los recursos naturales, alteraciones que afecten a comunidades y sus costumbres, a sitios protegidos, al turismo y paisaje, a monumentos de valor antropológico o lugares patrimoniales [12].

### 3.1.7.-NCh 3456

Determina las directrices para el uso de agua residual tratada para proyectos de riego. El cambio climático y el desarrollo económico han impulsado una creciente escasez de agua, que ha dado lugar a un aumento en el uso de tecnologías de reutilización de agua con fines de riego, este puede ser agrícola, de jardines, de uso industrial y recarga de napas subterráneas. Eventualmente este reúso

de aguas residuales tratadas podría poner en riesgo la salud de las personas y significar un daño al medio ambiente dependiendo de su calidad, ya que es probable que la presencia de altas concentraciones de materiales inorgánicos suspendidos y disueltos, que pudiesen dañar los cultivos regados. La NCh 3456 publicada en junio de 2021, establece una categorización de la calidad del agua servida tratada (ART) en relación con el uso que se le dé a esta [13]. La definición las categorías de reúso se muestran en la Tabla 3.4, mientras que la Tabla 3.5 muestra los índices de calidad de agua permitida para cada una de ellas.

Tabla 3.4.- Categorías de agua residual tratada.

Categoría	Tipo de ART	Uso potencial	Posible tratamiento
A	ART de muy alta calidad	Riego urbano sin restricciones y riego agrícola de cultivos alimenticios consumidos crudos	Secundario, filtración por contacto o por membrana y desinfección
B	ART de alta calidad	Riego urbano restringido y riego agrícola de cultivos alimenticios procesados	Secundario, filtración y desinfección
C	ART de buena calidad	Riego agrícola de cultivos no alimenticios	Secundario y desinfección
D	ART de mediana calidad	Riego restringido de cultivos industriales y sembrados	Secundario o clarificación de alta velocidad con coagulación, floculación
E	Agua residual ampliamente tratada	Riego estricto de cultivos industriales y sembrados	Estaques de estabilización y humedales

Fuente: Instituto Nacional de Normalización [13].

Tabla 3.5.- Calidad sugerida de aguas residuales tratadas de acuerdo con parámetros físicos, químicos y biológicos.

Categoría	DBO		SST		Turbiedad		Coliformes termotolerantes		Nematodos intestinales	
	mg/L		mg/L		NTU		N°/100ml		Huevo/L	
	Ave	Max	Ave	Max	Ave	Max	95%ile	Max	Ave	Max
A	≤ 5	10	≤ 5	10	≤ 2	5	≤ 10	100	-	-
B	≤ 10	20	≤ 10	25	-	-	≤ 200	1000	-	-
C	≤ 20	35	≤ 30	50	-	-	≤ 1000	10000	-	-
D	≤ 60	100	≤ 90	140	-	-	-	-	-	-
E	≤ 20	35	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Instituto Nacional de Normalización [13].

### 3.2.- Características del agua servida

El agua servida corresponde al agua sucia o contaminada que resulta de los desechos líquidos de casas, fábricas e industrias, además de las aguas lluvias conducidas por el sistema de alcantarillado. Generalmente las aguas servidas son captadas a por la red de alcantarillado y llevadas a una planta de tratamiento para luego ser descargada en ríos (pudiendo volver a ser captada como agua potable) o para su reutilización directa [2]. Sus componentes son:

- Aguas domésticas: Son las aguas provenientes del uso hogar, es decir, está compuesto por aguas grises y aguas negras. Las aguas grises corresponden a (1) agua utilizada para el

lavado, que contiene detergentes y jabones además de nutrientes (fósforo y nitrógeno) y (2) aguas de cocina que contienen sólidos, materia orgánica, grasas y sales. A continuación, se presenta la demanda de agua promedio por uso de algunas actividades domésticas [2]:

- Lavado de losa: 15[L] – 30[L]
  - Tirar la cadena (WC): 15[L] – 20[L]
  - Ducharse: 80[L] – 100[L]
  - Lavado de ropa: 200[L] – 300[L]
- Aguas industriales: proveniente de la actividad industrial, sus características más específicas dependerán del tipo de industria del que se hable [2].
  - Aguas lluvias: Proveniente de la precipitación y captada por el sistema de alcantarillado. También presenta composición variable dependiendo de la contaminación atmosférica y del arrastre de partículas [2].

La producción de aguas servidas tiene directa proporción con el consumo de agua potable, se estima que entre el 60%-85% del agua utilizada es transformada en agua servida [2]. Una estimación realizada en Chile, entregó que los niveles de aguas servidas para estas localidades aisladas eran de  $160 \left[ \frac{L}{Hab-día} \right]$ . La Tabla 3.6 detalla el tipo de contaminantes que está presente en el agua servida [2].

Tabla 3.6.- Tipos de contaminantes presentes en el agua servida

<b>Tipo de contaminante</b>	<b>Descripción</b>
Material grueso	Madera, plásticos, elementos arrojados al alcantarillado.
Arenas	Gravas y partículas de tamaño regular de origen orgánico o mineral.
Grasas y aceites	Sustancias no solubles en agua que permaneces en la superficie, de origen industrial o doméstico.
Sólidos en suspensión	Partículas de menor tamaño, de origen variado
Sustancias demandantes de oxígeno y nitrógeno	Compuesto orgánicos e inorgánicos, fácilmente biodegradables.
Agentes patógenos	Bacterias, protozoos, parásitos y virus.
Micro contaminantes	Sustancias provenientes de desechos de productos químicos de limpieza y farmacéutica

Fuente: Vidal & Araya, 2014 [2].

Una caracterización más completa se puede realizar contabilizando contaminantes específicos, separando el agua servida en sus constituyentes físicos, químicos y biológicos.

- Características físicas: Sólidos sedimentables, suspendidos y disueltos, los cuales son 75% de naturaleza orgánica y 60% sedimentables aproximadamente. Temperatura, que determina la solubilidad de diversos gases e influye en diversas reacciones químicas. Turbiedad y color causado por la materia en suspensión afectando el traspaso de luz. Olor debido a liberación de gases por descomposición [2].

- Características químicas: Constituyentes inorgánicos como el pH (generalmente entre 6,5-8,5), nutrientes presentes mediante las diferentes formas de fósforo y nitrógeno, además de metales pesados encontrados en aguas servidas por la actividad industrial. Constituyentes orgánicos, constituidos por proteínas, carbohidratos, aceites y grasas, como el carbono y nitrógeno orgánico. Los parámetros medidos son la demanda química de oxígeno DQO, la DBO<sub>5</sub> y el carbono orgánico total COT, que mide pequeñas concentraciones de materia orgánica a través del carbono liberado como CO<sub>2</sub> [2].
- Características biológicas: Microorganismos patógenos; bacterias, virus, protozoos. Relacionados con enfermedades que pueden afectar a animales y humanos. Son difíciles de aislar e identificar por lo que se presenta el organismo coliforme como indicador [2].

Dentro de los contaminantes específicos que se han nombrado, destacan los que a su vez son regulados por la normativa y definidos como los contaminantes principales a tratar por las plantas de tratamiento de aguas servidas, siendo utilizados como parámetros de diseño. La Tabla 3.7 presenta las cargas típicas de estos contaminantes en el agua servida.

- Fósforo total (PT): Parámetro crítico en el agua, ya que promueve la eutrofización. El fósforo se encuentra en el agua natural y servida casi exclusivamente como fosfatos y la suma de todos ellos constituye lo que es el PT [2].
- Nitrógeno total kjeldahl (NTK): También es un nutriente que estimula la proliferación de vegetación acuática. Es la suma del nitrógeno orgánico y el amoniacal, mientras que si se contabilizan los nitritos y nitratos es llamado nitrógeno total (NT) [2].
- Sólidos suspendidos totales (SST): Consiste en material fino, bacterias, partículas causantes de olor y compuestos orgánico e inorgánicos [2].
- Coliformes fecales (CF): Correspondiente a la contaminación microbiológica. Se trata de una familia de bacterias proveniente del material fecal que contiene elementos patógenos difíciles de identificar. Constituye el principal riesgo sanitario. Se mide como la cantidad de organismos capaces de generar colonias dentro de una muestra de 100 [ml] [2].
- Demanda biológica de oxígeno a los cinco días (DBO<sub>5</sub>): Hace referencia al oxígeno demandado por los microorganismos que llevan a cabo la oxidación de la materia orgánica, contemplado en un tiempo de reacción de cinco días y a una temperatura de 20°. Es una medida indirecta del oxígeno disuelto en un cuerpo de agua, por lo que es un factor determinante para la vida en él [2].
- Demanda química de oxígeno (DQO): Medida del nivel de materia orgánica químicamente oxidable, es decir, corresponde a la cantidad de oxígeno necesario para oxidar el total de las sustancias orgánicas presentes en el agua [2].

Tabla 3.7.- Cargas típicas de agua servida sin tratar en zonas rurales de Chile.

Contaminante	Unidad	Carga unitaria
Coliformes fecales (CF)	$\left[ \frac{UFC}{hab * d} \right]$	1*10E6 - 1*10E10
DBO5	$\left[ \frac{g}{hab * d} \right]$	15 - 50
Fósforo (PT)	$\left[ \frac{g}{hab * d} \right]$	0,6 - 2
Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)	$\left[ \frac{g}{hab * d} \right]$	2 - 15
Sólidos suspendidos totales (SST)	$\left[ \frac{g}{hab * d} \right]$	20 - 70
DQO	$\left[ \frac{g}{hab * d} \right]$	50 - 125

Fuente: Vidal & Araya, 2014 [2].

### 3.3.- Ciclos biogeoquímicos

Los humedales construidos han sido validados como depuradores de agua por múltiples estudios a lo largo de las últimas décadas principalmente en países desarrollados [4], sin embargo, para entender su efectividad como sistema de tratamiento, es necesario entender los procesos que ocurren a nivel molecular dentro de este ecosistema [17].

Un ciclo biogeoquímico se refiere al movimiento cíclico de elementos que forman los organismos biológicos, el ambiente geológico y donde interviene un cambio químico[17]. A continuación, se describen los ciclos biogeoquímicos de los principales elementos presentes en la remoción de sustancias contenidas en el agua servida.

#### 3.3.1.-Ciclo del carbono

El carbono es uno de los elementos principales de las moléculas orgánicas, esencial para el desarrollo de los seres vivos. Está presente en la atmósfera como dióxido de carbono ( $CO_2$ ), en la hidrósfera como ácido carbónico ( $H_2CO_3$ ) y en la litósfera, donde se concentra la mayor parte de él en forma de combustibles fósiles y rocas carbonatadas [17].

El ciclo comienza con la fotosíntesis, donde las plantas adquieren el dióxido de carbono presente en la atmósfera para descomponerlo y hacerlo parte de su tejido vegetal. Luego es almacenado en los tejidos de los organismos vivos herbívoros, quienes lo obtienen por medio de su alimentación en forma de grasas, proteínas e hidratos de carbono, para luego integrarse, también por medio de la alimentación, a los organismos carnívoros. Cuando se trata de animales, también es importante considerar la emanación de ( $CO_2$ ) proveniente de la respiración [17].

El carbono presente en la corteza terrestre en forma de calizas y combustibles fósiles corresponde a una porción importante que no se ha incorporado al ciclo y ha sido almacenada a través de miles de años. La utilización de estos compuestos en la actividad humana, principalmente la combustión empleada para los procesos y necesidades de las personas, ha traído consigo la reintegración masiva de este carbono a la atmósfera [17]. La Ilustración 3.1 resume el ciclo descrito y sus principales variaciones.

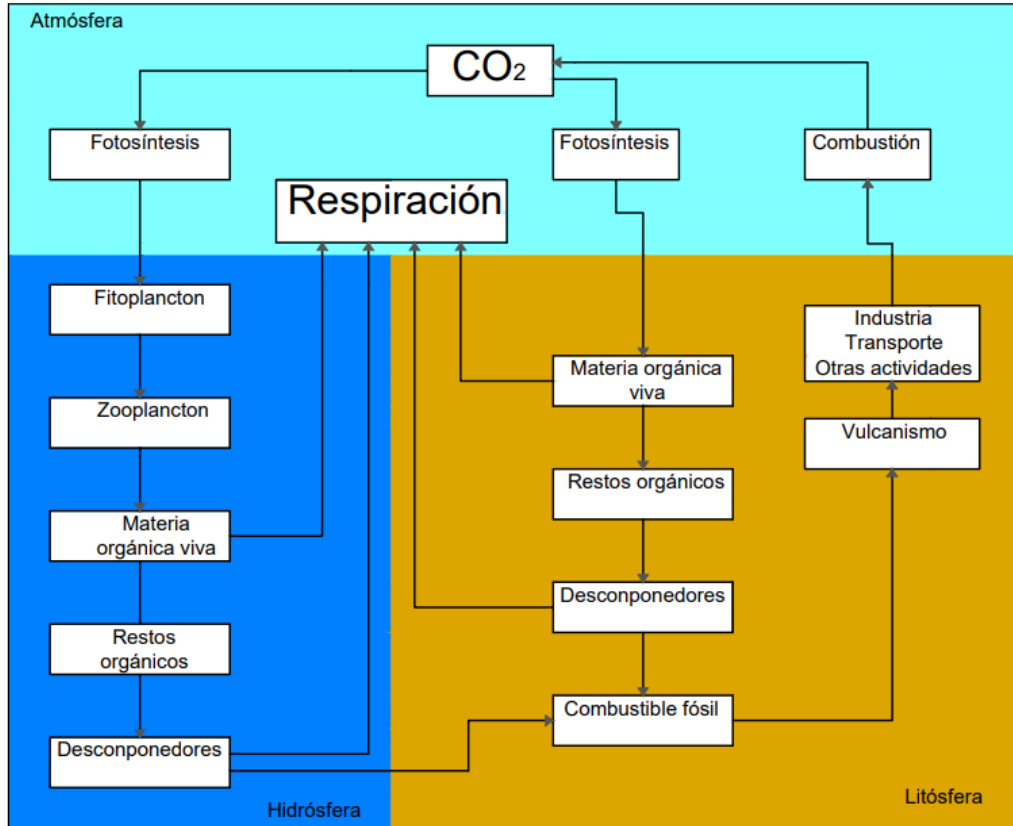


Ilustración 3.1.- Ciclo del carbono en la Tierra.

### 3.3.2.-Ciclo del nitrógeno

El nitrógeno es el elemento más abundante en la atmósfera, debido a su estabilidad es difícil su reacción con otros elementos, en la respiración aproximadamente un 20% del aire es el oxígeno necesario mientras que el resto es nitrógeno que vuelve a la atmósfera en la exhalación [17].

Los organismos que si pueden asimilar el nitrógeno de la atmósfera ( $N_2$ ) a sus procesos biológicos son una serie de bacterias y algas que lo transforman en nitrato ( $NO_3^-$ ) y amonio ( $NH_4^+$ ), que las plantas pueden perfectamente incorporar en su metabolismo. El ión amonio representa una sustancia tóxica que es eliminada por los animales a través del sudor, orinas y materia fecal [17].

El nitrógeno como desecho de los seres vivos llega a parar a algún curso de agua (donde pueden volver a ser aprovechado por plantas) o simplemente a la tierra donde son degradados pasando a ser nitrógeno inorgánico o nitritos ( $NO_2^-$ ).

La implementación de nitrógeno en la industria agrícola es muy común, generando problemas de eutrofización. [17]

Las etapas del ciclo del nitrógeno son las siguientes y se aprecia en Ilustración 3.2:

- Fijación: El nitrógeno molecular pasa a amonio por actividad bacteriana ( $N_2 \rightarrow NH_4$ )
- Nitrificación: El amonio pasa a nitrato ( $NH_4 \rightarrow NO_3$ ) Requiere ambientes aeróbicos.

- Asimilación: Absorción de nitrato ( $NO_3$ ) o amoníaco ( $NH_3$ ) por parte de las plantas.
- Amonificación: Transformación de compuestos nitrogenados presentes en desechos de los seres vivos en amoníaco ( $NH_3$ ) y amonio ( $NH_4$ ).
- Inmovilización: Transformación de nitrógeno inorgánico (amonio y amoníaco) en nitrógeno orgánico ( $N_{ORG}$ ) por la asimilación de organismos.
- Desnitrificación: Reducción de nitratos ( $NO_3$ ) a nitrógeno molecular ( $N_2$ ), requiere la incorporación de carbono y un ambiente anaeróbico.

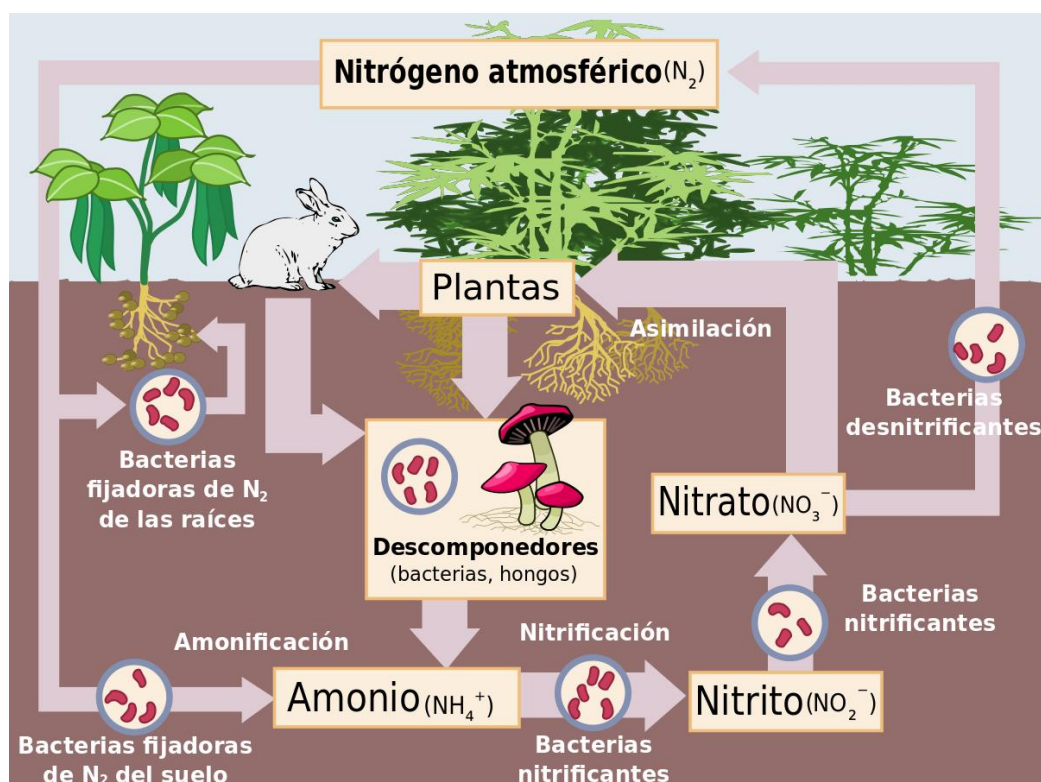


Ilustración 3.2.- Ciclo del nitrógeno. Fuente: Dreo (2015)

### 3.3.3.-Ciclo del fósforo

El fósforo es un componente esencial en los organismos, formando diversas moléculas biológicas como los ácidos nucleicos (ADN y ARN), fosfolípidos en membranas celulares además de huesos y dientes. En animales y plantas se encuentra en muy baja proporción ( $\approx 1\%$ ) [17].

La disposición principal del fósforo proviene de la meteorización y se encuentra en la corteza terrestre a disposición de las raíces de las plantas, pasando a ser parte de la cadena alimenticia como se muestra en la Ilustración 3.3. El fósforo vuelve al suelo o agua a través del proceso de desintegración de organismos vivos, liberándose como ortofosfato ( $H_3PO_4$ ) [17].

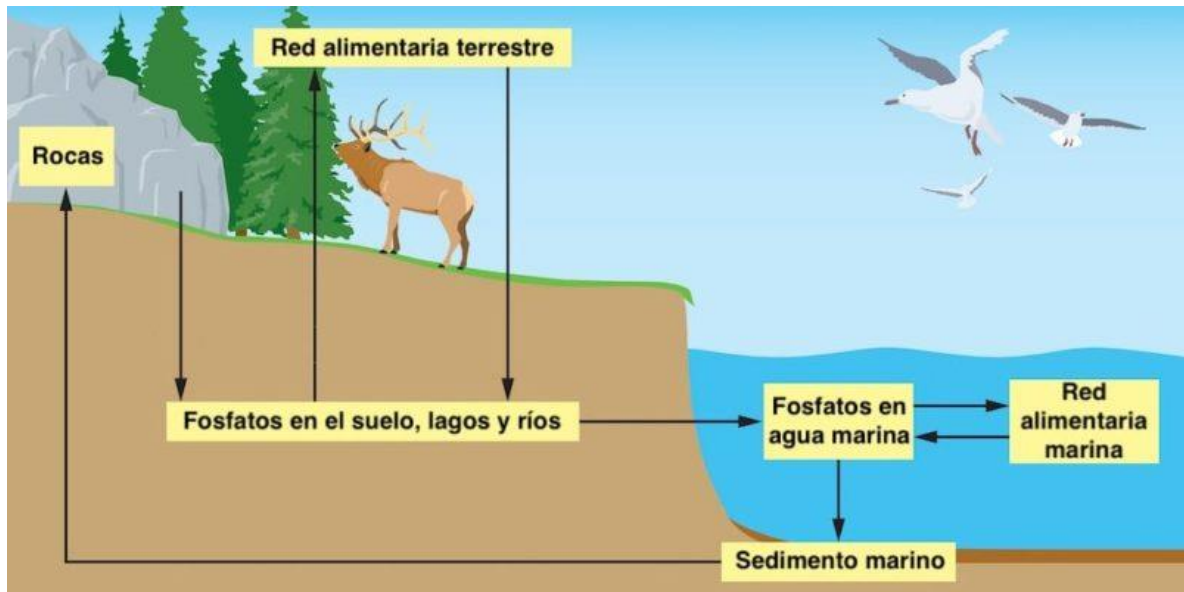


Ilustración 3.3.- Ciclo del fósforo. Fuente: Etecé (2021).

### 3.3.4.-Ciclo del azufre

El azufre es uno más de los elementos esenciales para los seres vivos, está presente en proteínas y vitaminas. Es incorporado a las plantas directamente desde el suelo o atmósfera y luego a los animales hasta su proceso de descomposición donde vuelven al medio (terrestre o acuático) [17].

Los compuestos sulfúricos que van a parar al mar son devueltos a la tierra, pasando por un estado gaseoso como ácido sulfhídrico ( $H_2S$ ) y dióxido de azufre ( $SO_2$ ) siendo lavados por las precipitaciones [17].

Cuando el azufre se encuentra en el aire las bacterias presentes pueden descomponer estos compuestos ya sea aeróbicamente como sulfatos ( $SO_4^-$ ) o sin la participación de oxígeno como ( $H_2S$ ) y sulfuro de dimetilo ( $CH_3SCH_3$ ). Cuando estos gases sulfurosos descompuestos anaeróbicamente llegan a la atmósfera se oxidan y se vuelven dióxido de azufre ( $SO_2$ ), quien se vuelve a oxidar produciendo ( $H_2S$ ) y ( $SO_4^-$ ). El exceso de emisiones sulfurosas puede traer problemas ambientales (lluvia acida) [17]. La Ilustración 3.4 grafica el ciclo de este elemento.

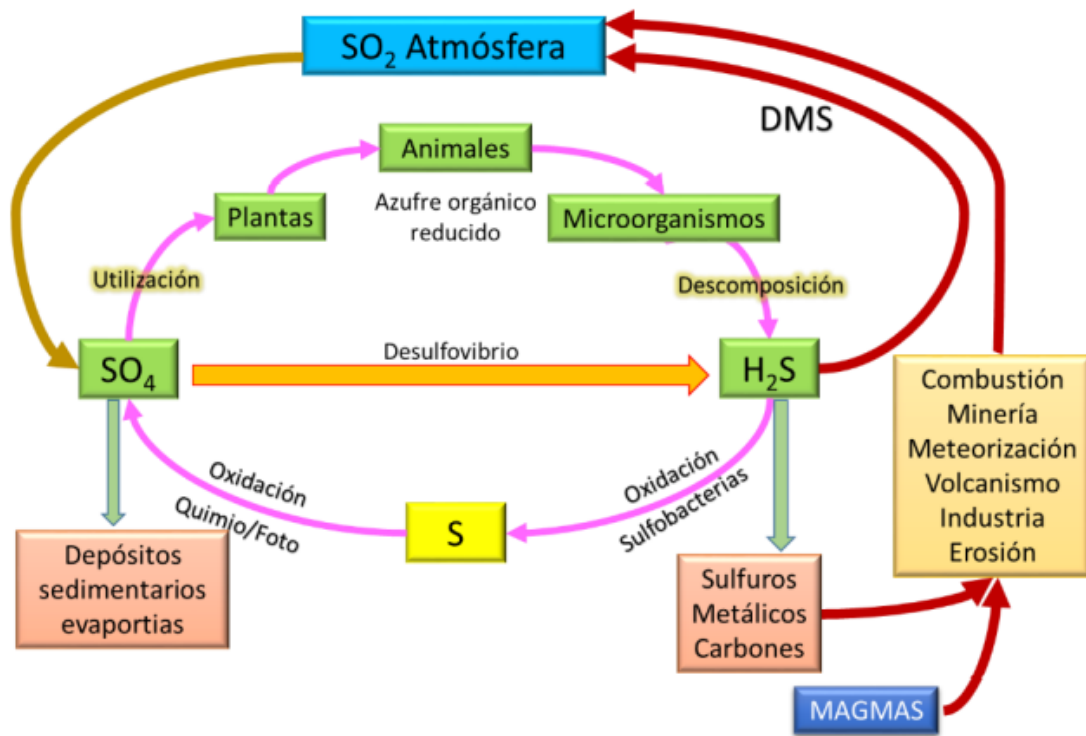


Ilustración 3.4.- Ciclo del azufre. Fuente: Humedales de tratamiento (2018) [24].

### 3.3.5.-Ciclo del oxígeno

El oxígeno está presente en cualquier molécula orgánica, es el elemento más abundante en los seres vivos ya que es parte del agua. Se encuentra presente en la atmósfera y disuelto en el agua [17].

Su ciclo está relacionado con el del carbono, ya que la respiración celular reduce ( $O_2$ ) para producir dióxido de carbono ( $CO_2$ ), mientras que el proceso análogo es la fotosíntesis que produce ( $O_2$ ) a partir del agua  $H_2O$ , y la radiación solar [17] (ver Ilustración 3.5).

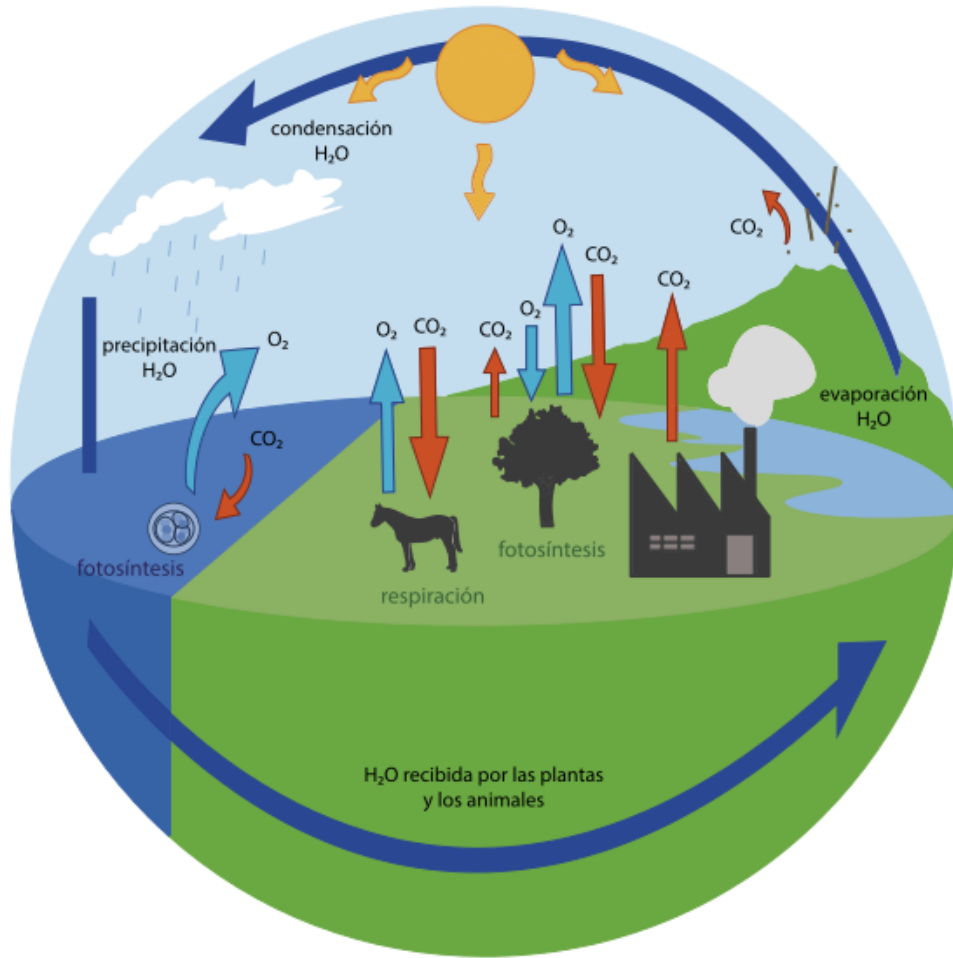


Ilustración 3.5.- Ciclo del oxígeno. Fuente: Chicano (2015).

### 3.4.- Ecuaciones básicas

#### 3.4.1.- Modelos de reactores aplicables a procesos de remoción de materia orgánica

La degradación química y biológica de aguas residuales es representado generalmente por medio de la cinética de reactores. Los reactores consisten en estructuras o compartimientos que contiene una sustancia en la que se desarrolla una reacción. Es un transformador de sustancias que altera sus características fisicoquímicas. Existen diferentes tipos de reactores, que son básicamente relaciones matemáticas que se pueden ajustar a un tipo de reacción de interés [19].

Para la modelación de las reacciones que ocurre en un humedal construido se utilizan expresiones de primer orden, ya que, dependiendo del contaminante, el flujo en un canal se considera predominantemente en una dimensión. A continuación, se presentan las ecuaciones de primero orden de los principales modelos [18].

- Reactor Plug Flow (PFR): Reactor de flujo a pistón, ecuación 3.1. Aquí la composición de la mezcla varía a medida que se avanza longitudinalmente, mientras que en el eje transversal mantiene la misma concentración en cada nivel, considerándose un plano radial (ver Ilustración 3.6) [19].

$$C = C_0 * e^{-k*HTR} \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

- $C \left[\frac{mg}{L}\right]$ : Concentración de salida.
- $C_0 \left[\frac{mg}{L}\right]$ : Concentración de entrada.
- $k$ : Constante de velocidad.
- $HTR[di]$ : Tiempo de retención hidráulico.

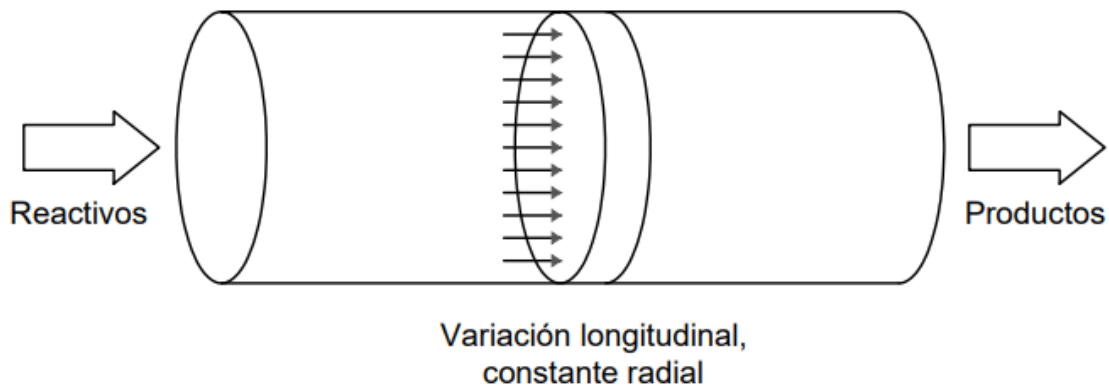


Ilustración 3.6.- Esquema de reactor plug flow.

- Mezcla Completa: Se trata de un reactor que garantiza la homogeneidad instantánea de la mezcla, es decir, las concentraciones dentro del reactor son iguales que las presente en la salida de este, mediante la ecuación 3.2 (ver Ilustración 3.7) [20].

$$C = \frac{C_0}{1 + k * HTR} \quad \text{Ec. 3.2}$$

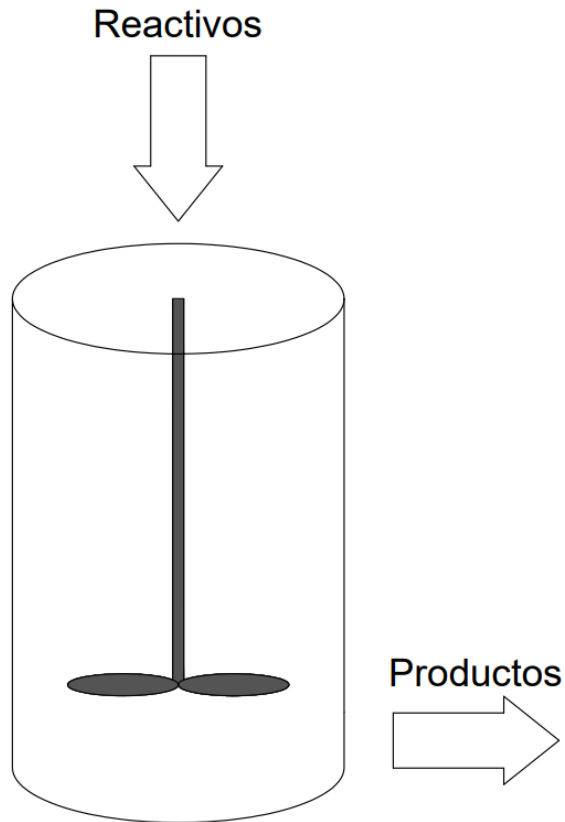


Ilustración 3.7.- Esquema reactor de mezcla completa.

- Mezclado en series: Consiste en representar un reactor como una suma de varios tanques de mezclado completo ideal del mismo tamaño (ver Ilustración 3.8). La cantidad de tanques es el parámetro que determina la valoración hidráulica del reactor. Para la obtención de la expresión se considera que el agua pasa a través de N tanques (ecuación 3.3), que no existen pérdidas o adiciones de agua y se considera que no varía la constante de remoción en el tiempo de residencia [18].

$$C = C_0 * \left( \frac{1}{1 + k * HTR} \right)^n \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde:

- $n$ : Cantidad de tanques en serie.

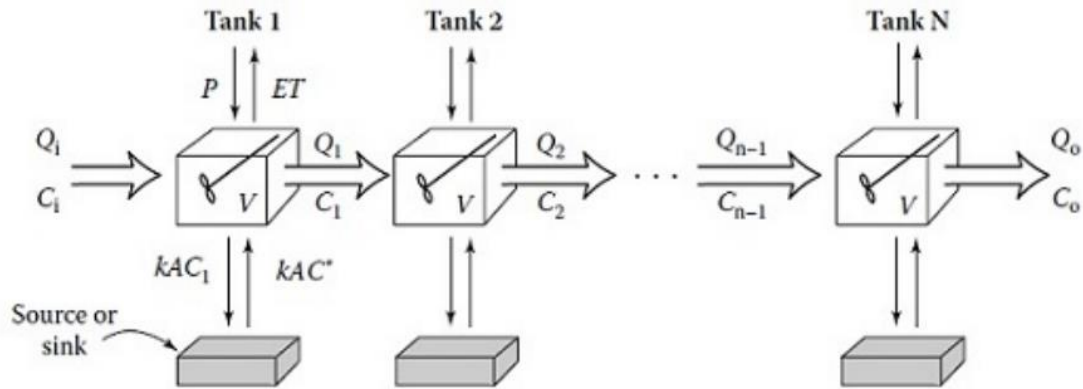


Ilustración 3.8.- Esquema reactor de tanques en serie. Fuente: Larriva & González (2017) [28].

### 3.4.2.- Pérdidas de carga en conductos cerrados

La pérdida de carga es la disminución de la presión de un fluido en movimiento, en un sistema de tratamiento cada elemento implica una disminución en la presión, además de las pérdidas por conducción a lo largo del sistema, las cuales son producidas por las tensiones viscosas originadas por la interacción entre el fluido y las paredes del conducto. Una de las expresiones más utilizadas es la ecuación de Hazen-Williams [30] (ecuación 3.4), la cual utiliza coeficientes específicos en la ecuación genérica de pérdida de carga. Mientras que, para calcular las pérdidas en cambios de secciones, direcciones u otro elemento se utiliza la ecuación 3.5 [30].

$$h_f = K * \frac{Q^m}{D^n} * L \rightarrow h_L = \frac{10.665}{C^{1.852}} * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.869}} * L \quad \text{Ec. 3.4}$$

Donde:

- $h_L [m]$  es la pérdida de carga.
- $L [m]$  es la longitud de la tubería.
- $D [m]$  es el diámetro interno de la tubería.
- $Q \left[ \frac{m^3}{s} \right]$  es el caudal.
- $C$  es el coeficiente de rugosidad según el material (ver Tabla 3.8).

Tabla 3.8.- Valores para el coeficiente de Hazen-Williams según materialidad del conducto.

<b>Material</b>	<b>C</b>
Acero sin costuras	140 – 150
Acero comercial soldado	130
Acero remachado	110
Acero corrugado	60
Asbesto cemento	135
Cobre y latón	130 – 140
Cerámica y tubos vitrificados	140
Hierro fundido nuevo	130
Hierro fundido 10 años	107 – 113
Hierro fundido 20 años	89 – 100
Hierro fundido 30 años	75 – 90
Hierro fundido 40 años	64 – 83
Hierro dúctil, hierro galvanizado	120
Hormigón acabado interior liso	130
Hormigón acabado común	120
Plomo	130 – 140
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	140 – 150
PVC, CPVC	150

Fuente: Basile (2020) [30].

$$h_s = k * \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde:

- $h_s$  [m] es la pérdida de carga por singularidad.
- $k$  es el coeficiente de la singularidad (ver Tabla 3.9).
- $v \left[ \frac{m}{s} \right]$  es la velocidad de flujo.
- $g \left[ \frac{m}{s^2} \right]$  es la aceleración de gravedad.

Tabla 3.9.- Valores de algunas constantes de singularidad de flujo en conductos cerrados.

Singularidad	Descripción	K
Entrada Radio curvatura ( $r_c$ ) emb	Sin perfilar (brusca, arista viva)	0,5
	Descarga en el interior de otro tubo	1
	Bien perfilada (redondeada) ( $\frac{r_c}{D} \geq 0,1$ )	0,07 – 0,05
Salida	A reservorio	1
	Libre a la atmósfera	0
Contracción ( $D_2 < D_1$ )	Brusca	$0,5 [1 - (D_2 / D_1)^4]$
	Gradual ( $\Phi < 22^\circ$ )	$0,8 (\text{sen } \Phi) [1 - (D_2 / D_1)^2]$
	Gradual ( $\Phi > 22^\circ$ )	$0,5 (\text{sen } \Phi)^{0,5} [1 - (D_2 / D_1)^2]$
Expansión ( $D_2 > D_1$ )	Brusca	$[1 - (D_1 / D_2)^4]^2$
	Gradual ( $\Phi < 22^\circ$ )	$2,6 (\text{sen } \Phi) [1 - (D_1 / D_2)^2]^2$
	Gradual ( $\Phi > 22^\circ$ )	$[1 - (D_1 / D_2)^2]^2$
Codo	90° (radio corto)	0,9
	90° (radio grande)	0,6
	45° (radio corto)	0,45
	45° (radio grande)	0,35
T	Salida lateral	1,8
	Entrada lateral	0,6
Válvula	Esférica lateral (totalmente abierta)	10
	Angulo recto (totalmente abierta)	5
	Retención (totalmente abierta)	2
	Compuerta (3/4 abierta)	1,15
	Compuerta (1/2 abierta)	5,6
	Compuerta (1/4 abierta)	24
	Mariposa (totalmente abierta)	0

Fuente: Basile (2020) [30].

Para el caso de tuberías que tienen múltiples salidas de caudal de manera equidistante, las pérdidas de carga se calculan utilizando el factor de salidas múltiples de Christiansen (1942) como se muestra en la ecuación 3.6, esto sirve para sistemas de salida múltiple como un sistema de riego a goteo [31].

$$h_{fL} = h_f * F \quad \text{Ec. 3.6}$$

Donde F es el factor de salidas múltiples calculado mediante la ecuación 3.7

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6N^2} \quad \text{Ec. 3.7}$$

Donde:

- F es la pérdida de carga
- N es la longitud de la tubería

- $M$  es el diámetro interno de la tubería.

## 3.5.- Humedales

### 3.5.1.- Humedales naturales

Los humedales naturales son zonas que suelen estar inundadas constantemente, con flujos de agua generalmente superficiales y una vegetación que se caracteriza por la adaptabilidad para desarrollarse en ambientes saturados. Se trata de un ecosistema complejo debido a la interacción entre los tipos de vegetación, la fauna existente y el accionar de microorganismos bióticos y abióticos [1].

En la actualidad son definidos como “Extensiones de marismas, pantanos, tuberías o superficies cubiertas de agua, incluidas las extensiones marinas cuya profundidad en marea baja no exceda los seis metros” [32]. Si se considera esta descripción los humedales abarcan entre un 4% a un 6 % de la superficie del planeta, siendo zonas críticamente importantes por su valor biológico y social [32]. Las principales ventajas se describen a continuación:

- Controlar inundaciones, absorbiendo el agua excedente proveniente de lluvias o crecidas de ríos, también reducen el avance de las olas producto de marejadas o de actividad tectónica, protegiendo así asentamientos urbanos y sirviendo como zonas seguras ante eventos del cambio climático [21].
- Aportan a la economía a través de la generación de productos alimenticios, sirviendo de refugio y asentamiento para la actividad agrícola y ganadera. Además, es fuente de agua fresca [21].
- Son importantes fuentes de agua que recargan napas subterráneas [21].
- Son reservorios de diversidad biológica en zonas de gran extensión, jugando un papel fundamental para las aves migratorias y su ciclo natural de desplazamiento y reproducción [21].
- Depuran las aguas de manera natural a través de la vegetación y los microorganismos que habitan este tipo de ecosistemas, siendo uno de los principales sumideros de carbono [21].

Los humedales naturales son ecosistemas altamente amenazados a nivel mundial, se estima que la mitad de los humedales han sido destruidos [21] y un 35% del total han perecido en los últimos 50 años [32]. El daño es causado principalmente por la actividad humana, ya que el crecimiento urbano los expone a una alta tasa de deterioro.

Entendiendo la importancia de los humedales naturales y la falta de conciencia social de su conservación, es que en 1971 se creó la Convención Relativa a los Humedales de Importancia Internacional, especialmente como Hábitat de Aves Acuáticas denominada comúnmente como Convención Ramsar (en honor a la localidad de Irán donde comenzó) [32]. Su objetivo es crear una alianza internacional que, a través de los gobiernos, impulse medidas de conservación de una red de humedales naturales considerados importantes para la conservación de la diversidad biológica mundial. Su misión es “La conservación y el uso racional de todos los humedales, mediante acciones

locales, regionales y nacionales y gracias a la cooperación internacional, como contribución al logro de un desarrollo sostenible en todo el mundo” [32].

Chile forma parte de esta convención, promulgando el Decreto Supremo N° 771 por parte del Ministerio de Relaciones Exteriores en 1981. En la actualidad cuenta con 13 humedales declarados como sitio Ramsar, mostrados en la Tabla 3.10 [32]. Entre ellos se destacan cuatro zonas protegidas pertenecientes a la región de Antofagasta, y más específicamente los salares de Tara y Pujsa, que turísticamente son administrados por la Comunidad Atacameña de Toconao.

En 2020 se publicó la Ley N° 21202 que modifica diversos cuerpos legales con el objetivo de proteger los humedales urbanos. Se considera humedal urbano a aquellos cuerpos de agua que se ajusten a la definición de humedal entregada por la convención Ramsar, pero dentro de los límites urbanos, según el plan regulador comunal y declarado por el Ministerio del Medio Ambiente o municipios. La idea es asegurar una efectiva protección a los humedales reconocidos, para que las actividades que se desarrollen en el cumplan con criterios mínimos de sustentabilidad [33].

Tabla 3.10.- Listado de sitios Ramsar por región de Chile.

<b>Región</b>	<b>Nombre del sitio</b>	<b>Fecha de designación</b>	<b>Superficie [Ha]</b>	<b>Entidad responsable del manejo</b>
Arica y Parinacota	Salar del Surire	02 / 12 / 1996	15.858	Conaf
Tarapacá	Salar del Huasco	02 / 12 / 1996	6.000	Conaf
Antofagasta	Salar de Tara	02 / 12 / 1996	96.439	Conaf
	Salar de Pujsa	14 / 08 / 2009	17.397	Conaf
	Sistema Hidrológico de Soncor del Salar de Atacama	02 / 12 / 1996	67.133	Conaf
	Salar de Aguas Calientes IV	14 / 08 / 2009	15.529	Sin administrador, Conaf realiza algunas labores
Atacama	Complejo Lacustre Laguna del Negro Francisco y Laguna Santa Rosa	02 / 12 / 1996	62.460	Conaf
Coquimbo	Las Salinas de Huentelauquén	02 / 02 / 2015	2.722	Comunidad Agrícola Huentelauquén
	Santuario de la Naturaleza Laguna Conchalí	02 / 04 / 2004	34	Minera Los Pelambres
Valparaíso	Parque Andino Juncal	22 / 05 / 2010	13.796	Comunidad Kenrick Lyon
	Humedal El Yali	02 / 12 / 1996	520	Conaf
Los Rios	Santuario de la Naturaleza Carlos Andwandter	27 / 07 / 1981	4.877	Conaf
Magallanes y de la Antártida Chilena	Bahía Lomas	06 / 12 / 2004	58.946	Ministerio del medio ambiente
<b>Total</b>			<b>361.711</b>	

Fuente: Moreno et al (2015) [32].

### 3.5.2.- Humedales construidos

Los humedales construidos (HC) son sistemas ingenieriles de fitodepuración de aguas residuales. Es básicamente un estanque de profundidad baja, con un lecho impermeable que almacena agua a través de un medio filtrante donde se desarrolla el cultivo de macrófitas [1]. La idea es simular un humedal natural y sus mecanismos de depuración que consisten en procesos naturales (microbiológicos, biológicos, químicos y físicos) [1].

En las últimas décadas este sistema ha sido ampliamente estudiado para tratar aguas de diferentes tipos de efluentes, como aguas domésticas y urbanas, aguas industriales, descargas provenientes de drenajes y extracciones mineras, escorrentía superficial agrícola y urbana [4]. Su principal ventaja además de promover la reutilización de agua, es que son tecnologías de bajo costo, fácil operación y mantención, consumiendo poca energía y aportando un valor estético [4].

Esta tecnología está orientada a pequeñas comunidades rurales, debido a que poseen menor cobertura en sus servicios sanitarios y son sistemas que demandan mayor superficie que los sistemas convencionales de tecnologías intensivas, que significan un gasto mayor de operación debido a la necesidad de mano de obra especializada [1].

Un humedal construido está constituido principalmente por la zona de captación, la zona de tratamiento y la evacuación. Dentro de estas destacan los siguientes elementos [1].

- **Influente:** Agua servida que entra al humedal.
- **Medio filtrante:** Material de relleno para el lecho del humedal, generalmente se utiliza arena y grava bien graduada según el tipo de tratamiento esperado. También sirve de soporte para las plantas y los organismos en general que se desarrollan en este sistema. El medio filtrante reposa sobre una capa impermeable, para evitar percolación.
- **Vegetación:** Plantas adaptadas a la vida en un medio saturado, con características depuradoras mediante la incorporación de nutrientes, genera microambientes donde se albergan importantes procesos microbianos.
- **Microorganismos:** Organismos que llevan a cabo las reacciones biológicas del tratamiento. Realizan funciones aeróbicas y anaeróbicas.

## 3.6.- Tipos de humedales construidos

### 3.6.1.- Humedal construido de flujo superficial (HS)

Es un sistema en que el agua fluye superficialmente y es filtrada en la parte baja del HC, por medio de los tallos y/o raíces de una densa vegetación (macrófitas flotantes, sumergidas o emergentes) y un lecho filtrante compuesto de material granular saturado. La depuración es llevada a cabo por procesos de sedimentación, filtración, oxidación, reducción, adsorción y precipitación, teniendo buenos índices de respiración aerobia en la parte superior, debido a que el espejo de agua está en contacto con la atmósfera, mientras en el fondo se comporta de manera anaerobia, ya que el oxígeno no llega hasta el sustrato, la Ilustración 3.9 e Ilustración 3.10 se muestra la mecánica de este sistema [1].

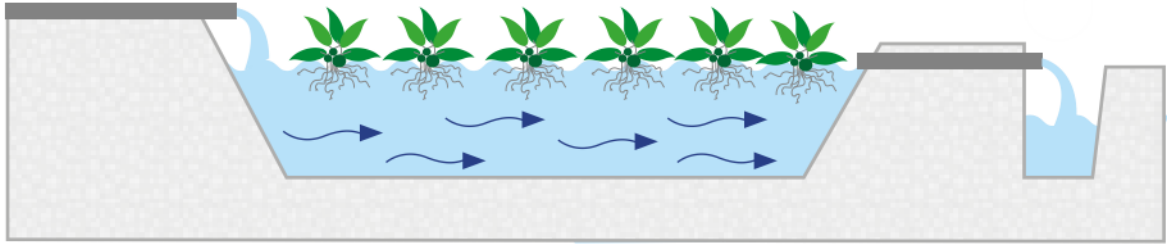


Ilustración 3.9.- HS de macrófitas flotantes. Fuente: Hormazábal & Vidal (2018) [4].

Los HS se diseñan por medio de modelos de reactores presentados en 4.3.1, su dimensionamiento depende del tipo de contaminante para el que se proyecte su uso, pero comúnmente contemplan un área entre  $10 \left[ \frac{m^2}{hab} \right] - 20 \left[ \frac{m^2}{hab} \right]$ , siendo el tipo de HC que más superficie demanda. Se confeccionan con una profundidad baja, aproximadamente entre  $0,4[m] - 0,9[m]$ , entre sustrato y altura de agua, la pendiente de fondo bordea al 1% y la relación larga/ancho se considera entre 1 y 3, teniendo así tiempos de retención hidráulicos que van desde 5 a 15 días. Se utiliza como tratamiento secundario o terciario [17].

El valor estético de los HS es una de sus principales ventajas, pudiendo incluso albergar fauna marina, además son aptos para todo tipo de clima y resiste bien a los cambios de flujo. Puede degradar diferentes componentes de la materia orgánica debido a las zonas aerobias/anaerobias que se generan. Últimamente se utilizan para tratar agua residual específica (aguas lluvia, industrial, agrícola) [17].

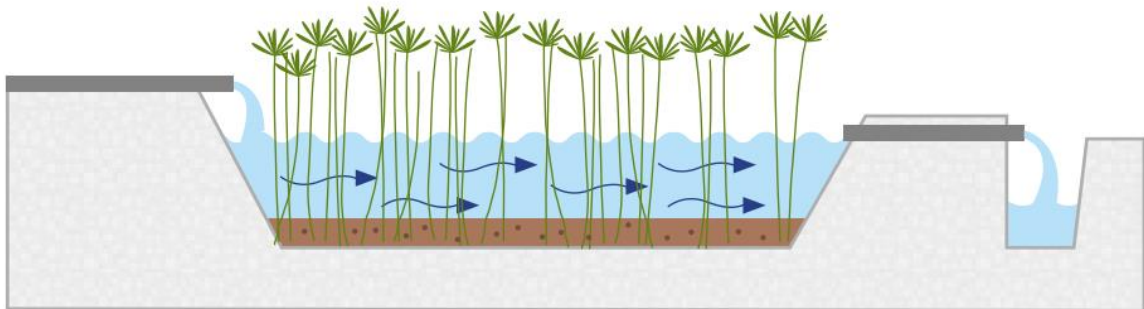


Ilustración 3.10.- HS de macrófitas emergentes. Hormazábal & Vidal (2018) [4].

### 3.6.2.- Humedal construido de flujo subsuperficial horizontal (HSS)

En los sistemas de flujo subsuperficial la circulación de aguas es a través del medio filtrante (el agua no se ve en la superficie). Este sistema de flujo horizontal es el sistema más implementado y estudiado. Consiste en un canal relleno de grava (material filtrante) por donde ingresa constantemente agua servida que pasa entre poros y las raíces de las plantas. Se considera un sistema anaerobio, ya que está constantemente saturado bajo la superficie del lecho [1].

Al igual que los HSS su dimensionamiento viene por medio de modelos de reactores que dependen del contaminante. Contempla un área aproximada de  $5 \left[ \frac{m^2}{hab} \right] - 10 \left[ \frac{m^2}{hab} \right]$ . El material filtrante tiene un diámetro medio de  $2,5[cm]$  al comienzo y final del humedal y de  $1[cm]$  en la parte principal. La

profundidad también es relativamente baja en este sistema, de 0,3 [m] a 0,9 [m] dejando mínimo unos 0.1[m] entre la altura de agua y la superficie. La pendiente de fondo está comprendida entre 1% y 5%, su tiempo de retención hidráulica de 5 – 10 días y la carga hidráulica superficial frecuentada bordea los 5[cm/d] [17].

Por ser un sistema anaerobio, es bueno degradando nitrógeno en forma de gas. Como el agua fluye subsuperficialmente, como se muestra en la Ilustración 3.11, el tratamiento se encuentra protegido de agentes externos como algún contaminante o baja temperatura [17].

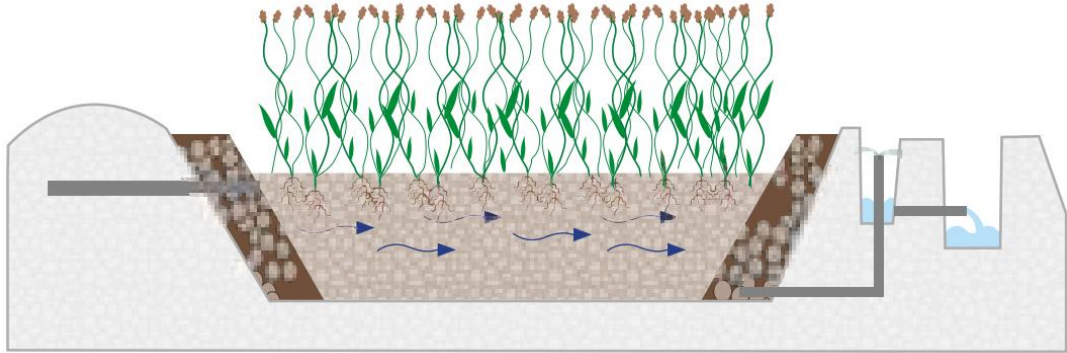


Ilustración 3.11.- HSS de macrófitas emergentes. Hormazábal & Vidal (2018)[4].

### 3.6.3.-Humedal construido de flujo subsuperficial vertical (HV)

En un sistema de flujo vertical el agua servida ingresa de manera uniforme, desde la parte alta del humedal vertical infiltrando a través de un lecho de grava y arena al fondo, atravesando el medio filtrante hasta su salida, tal como se muestra en la Ilustración 3.12 [17]. En este caso el lecho no se encuentra saturado, ya que el agua ingresa de manera intermitente, con el fin de que el sistema descanse y se reoxigene, por lo que es un sistema aerobio. Bajo esta idea de estabilización de parámetro a través del riego alterno, es que generalmente se utiliza más de un lecho de humedal de manera de alternar su uso a través de los días [26]. Estas características hacen que el HV tenga condiciones altamente oxidantes, siendo eficientes en la remoción de  $DBO_5$ , SST y buenos índices de nitrificación [17].

Su diseño requiere un área significativamente menor, entre  $1 \left[ \frac{m^2}{hab} \right] - 3 \left[ \frac{m^2}{hab} \right]$ . Su dimensionamiento proviene de relaciones lineales empíricas y criterios de manuales desarrollados en Europa (destacando Francia y Dinamarca) [26]. El material granular se separa por estratos, generalmente tres capas que tienen una profundidad total aproximada de 0,5[m] a 1,4 [m], su TRH es el tiempo que tarda en decantar el agua, es decir, minutos y la carga hidráulica superficial frecuentada bordea los 5[cm/d] [17]. Debido a que el agua ingresa desde la superficie del humedal construido, es que requiere algún mecanismo que eventualmente impulse el agua servida garantizando el flujo desde la superficie a través de pulsos [17].

Presenta mayores índices de respiración aerobia que los demás HC, por lo que posee ventaja en el tratamiento de nitrógeno orgánico. Es el sistema que menos área demanda, siendo esta su principal beneficio. Como este sistema no siempre está saturado es capaz de albergar otro tipo de plantas [17].

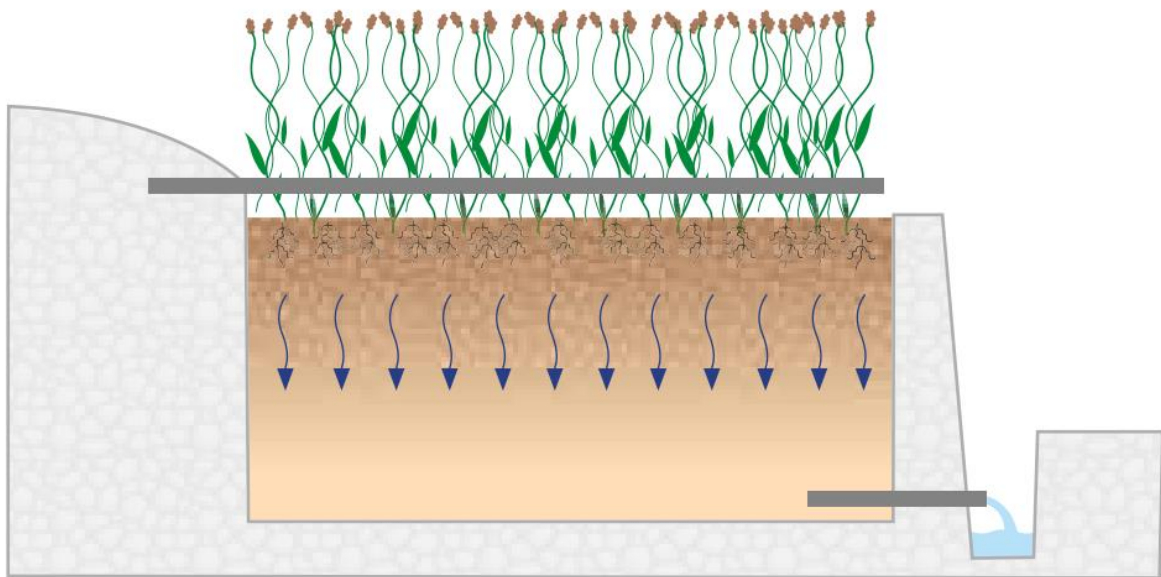


Ilustración 3.12.- HV de macrófitas emergentes; Fuente: Hormazábal & Vidal (2018) [4].

### 3.7.- Mecanismos de eliminación de contaminantes en humedales construidos

Los humedales construidos son sistemas altamente complejos que depuran el agua a través de mecanismos físicos, químicos y biológicos que pueden ocurrir de manera secuencial o simultánea [23]. A continuación, en la Tabla 3.11, se presentan los mecanismos que influyen en la remoción de cada tipo de contaminante según la bibliografía revisada.

Tabla 3.11.- Efectividad de HC en la remoción de contaminantes.

Referencia	Contaminante	Remoción según tipo de HC (%)		
		HS	HSS	HV
Vidal & Hormazábal [4]	SST	-	80	90
	DBO5	-	80	90
	NT	-	30 - 50	20 - 40
	PT	-	10 - 20	10-20
	CF	79% - 99%	98% - 99%	99%
Dotro et al. [22]	DBO5	54 - 88	65 - 95	30 - 95
	NT	20 - 52	20 - 75	35 - 55
	CF	-	2Log <sub>10</sub>	2Log <sub>10</sub> - 4Log <sub>10</sub>
Alarcon et al. [17]	DBO5	89	92	-
	NTK	66.3	65	-
	PT	72.8	-	-
	CF	-	3,05Log <sub>10</sub>	-

### 3.7.1.- Materia orgánica

La materia orgánica es uno de los parámetros principales con los que se trabaja en el tratamiento de agua residual. Los principales mecanismos de eliminación de materia orgánica son productos de procesos físicos, como la filtración del flujo a través del lecho y la sedimentación de las partículas más contundentes. Por esto es por lo que el contenido orgánico se caracteriza principalmente en función de su tamaño, como materia orgánica particulada (MOP) y materia orgánica soluble (MOS). Otras formas de caracterización de la MO son los índices  $DBO_5$  y  $DQO$ , además de por su naturaleza (proteínas, carbohidratos, grasas y aceites) [2].

Los HC presentan buenos resultados generales en la eliminación de materia orgánica (sobre el 85%). La MOP abarca aproximadamente un 85% del total y es eliminada por adsorción, filtración, sedimentación y por procesos abióticos de desbaste, mientras que la diferencia correspondiente al material soluble se elimina por el llamado tratamiento biológico, por acción microbiana que se desarrolla en la superficie vegetal de manera aerobia y anaerobia [17]. La Ilustración 3.13, muestra los fenómenos involucrados en la remoción de MO.

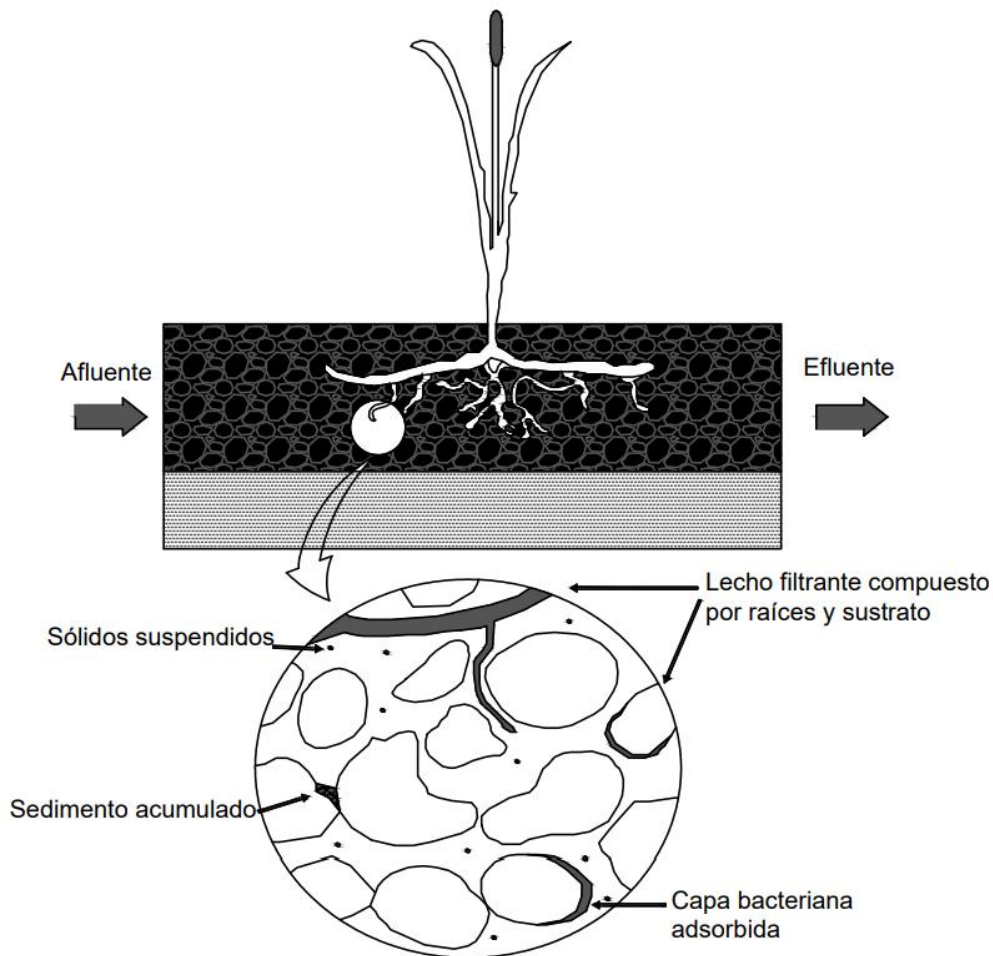


Ilustración 3.13.- Procesos involucrados en la eliminación de MO en HC.

### 3.7.2.- Nitrógeno

En el apartado 3.3.2 se detallan las formas de nitrógeno presentes en el ecosistema, en el agua servida el nitrógeno viene de forma orgánica e inorgánica. Los procesos presentes en la eliminación de nitrógeno en un HC ocurren en fases, dependiendo del estado en que se encuentre. La Ilustración 3.14 muestra el ciclo del nitrógeno en HC.

La amonificación corresponde a la mineralización del nitrógeno orgánico y depende del oxígeno suministrado en el humedal y la proporción que hay de nitrógeno respecto a otros elementos como el carbono. La inmovilización corresponde a la captación de nitrógeno, por parte de las plantas y microorganismos, los cuales generan ambientes aeróbicos a través de la oxigenación de raíces promoviendo la nitrificación.

El ciclo del nitrógeno en los humedales está relacionado con el del carbono y los principales mecanismos de eliminación es de carácter microbiano [24]. El amoniaco acumulado en un HC puede volatilizarse, eliminándose como gas por medio de una reacción abiótica en conjunto con un aumento del pH (proveniente de la fotosíntesis). Otra forma de eliminar estas sustancias de manera gaseosa es la desnitrificación, que es el principal mecanismo de remoción de nitrógeno en humedales construidos. Este proceso es llevado a cabo por bacterias facultativas anaerobias que utilizan nitratos ( $NO_3^-$ ) que oxidan el carbono orgánico (en forma de hidratos de carbono), liberando  $N_2$  y  $CO_2$  a la atmósfera [17]. La desnitrificación es regulada por la concentración de carbono, de nitrato y de oxígeno [17].

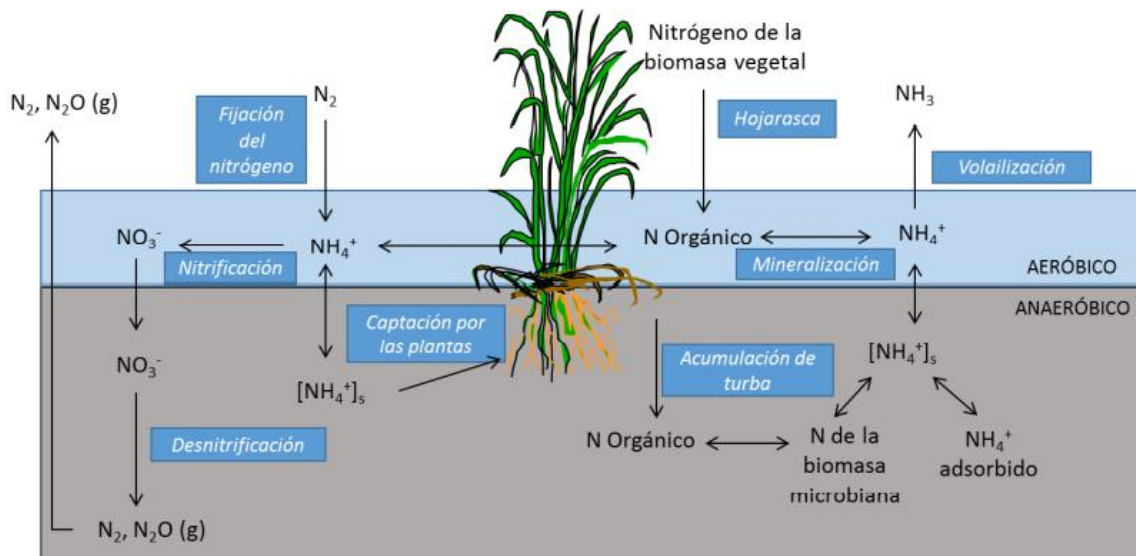


Ilustración 3.14.- Ciclo del nitrógeno en humedales construidos. Fuente: Alarcón et al. [24]

### 3.7.3.- Sólidos suspendidos

La mayor parte de este parámetro queda retenida en el tratamiento previo para prevenir colmatación del humedal. Los sólidos suspendidos que lleguen a esta etapa del tratamiento son eliminados por la acción combinada de la filtración y la sedimentación, que se ve beneficiada por la baja velocidad

del flujo. Estos mecanismos de remoción tienen gran efectividad y actúan en las primeras zonas del tratamiento [24].

### 3.7.4.- Fósforo

En general la eliminación de fósforo en sistemas biológicos es algo difícil de determinar. Se considera una eliminación baja y ocurre a través de mecanismos bióticos y abióticos. Biótico, se refiere a la acción de la plantas y microorganismos, mientras que abiótico, trata de la adsorción por el lecho granular [2].

### 3.7.5.- Patógenos

Los elementos patógenos de las aguas servidas provienen de los excrementos humanos y animal. Abarcan un gran número de enfermedades infecciosas, muchas de ellas son de alto riesgo. Se estima que la gran mayoría de los efluentes de aguas servidas son descargados sin tratamiento alguno, insertando estos agentes patógenos al medio y poniendo en riesgo la salud de la población. Debido a esto es que se debe poner atención a este tipo a organismos, ya que las personas que contraigan algún virus o enfermedad asociado al contacto con aguas servidas propagaran este virus a través de sus excreciones [17].

Las enfermedades asociadas al agua residual han significado un riesgo importante desde que el hombre comenzó a asentarse y a disponer de sus desechos. La identificación de cada elemento patógeno por separado es prácticamente imposible, ya que existe un universo de estos microorganismos, por lo que la cuantificación de estos se realiza en base a los elementos presentes en el agua servida (coliformes fecales, coliformes totales, salmonella, E. coli) que albergan este tipo de bacterias, virus, helmintos o protozoario [17].

La eliminación de patógenos a través de HC es un proceso complejo, compuesto por diferentes procesos que dependen de muchos factores. Mecanismos físicos (filtración, sedimentación y adsorción), pues los coliformes fecales, coliformes totales y salmonella se concentran en los sedimentos, pudiendo así ser retenidos por el lecho. Las macrófitas colaboran por medio de la exudación de compuesto químicos (ácido gálico, ácido tánico y galato de etilo) a través de sus tejidos, que tienen una propiedad de bactericida que reduce algunos tipos de organismos patógenos. Existe muerte natural de estos contaminantes, debido a la condición hostil que se genera en el HC, donde los escasos de nutrientes promueven la competencia entre organismos, además de la existencia de depredadores y el desarrollo de los ambientes aeróbicos que se generan, donde parte de los patógenos pueden ser oxidados [17].

Es común en plantas de tratamiento de aguas servidas con humedales construidos, terminar el proceso con un sistema de desinfección que elimine los organismos sobrevivientes [6].

### 3.7.6.- Metales

Dentro de los sólidos totales del afluente que ingresa a un sistema se encuentra contenido orgánico y mineral, los metales y metaloides forman parte del contenido mineral, que dependiendo del metal que sea pueden ser perjudiciales inclusive en concentraciones bajas, ya que no tienen un rol biológico [17]. Existe una serie de procesos químicos que regulan el transporte y actividad de esos elementos (concentración de iones libres, formación de compuestos, reacciones redox, adsorción, precipitación, conversión a formas volátiles) que determinan la forma en la que se encuentran

presente en un humedal. La eliminación de estos es llevada a cabo por volatización, adsorción de plantas y por procesos físicos como sedimentación y filtración [4].

### 3.8.- Vegetación en humedales construidos

Los humedales naturales pueden encontrarse en lagunas represas, charchas, pantanos, lagos marinos y bordes de río. El tipo de vegetación presente en ellos son pequeñas algas y principalmente macrófitas, las cuales tienen la particularidad de desarrollarse en ambientes saturados o inundados y forman parte fundamental en el desarrollo de los seres vivos que se desarrollan en él [4]. Dependiendo del tipo de macrófitas, pueden ser utilizadas en alimentación, generación de biomasa y como mecanismo depurador [4]. Existen diferentes tipos de macrófitas, las cuales se muestran en la Ilustración 3.15 y se detallan a continuación.

- Plantas libres flotantes: Plantas cuyo cuerpo vegetativo flota parcial a totalmente
- Plantas sumergidas: Plantas cuyas raíces están arraigadas en el sustrato y su cuerpo vegetativo se mantiene en el agua.
- Plantas natantes: Plantas cuyas raíces están arraigadas en el sustrato, su tallo permanece inmerso en el agua y sus hojas asoman en la superficie.
- Plantas emergentes: Plantas cuyo cuerpo vegetativo se desarrolla principalmente fuera del agua, otra parte de sus tallos y hojas se encuentran sumergidas y las raíces arraigadas al sustrato. Es el tipo de macrófitas usada en humedales de flujo subsuperficial [4].

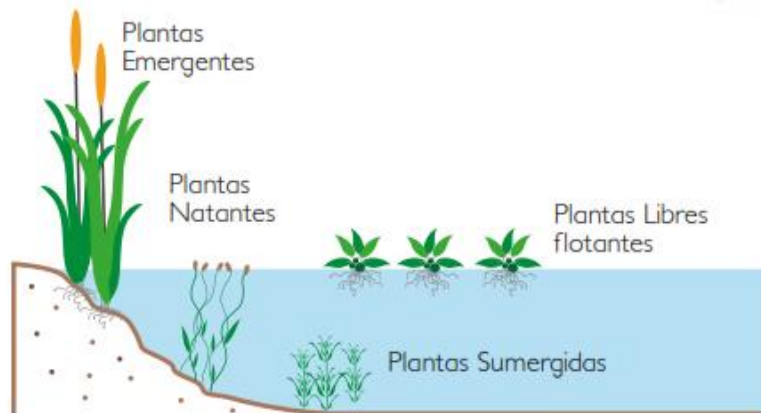


Ilustración 3.15.- Clasificación de macrófitas. Fuente: Humedales Construidos Diseño y Operación [4].

En un sistema de tratamiento de aguas servidas de humedales construidos, las macrófitas en acción con el sustrato, son capaces de generar colonias de microorganismos que se encargan de la filtración, biodegradación y adsorción de compuestos en el agua a tratar, como se aprecia en Ilustración 3.16. Paralelamente sus raíces oxigenan la capa de agua, estabilizan la superficie de sustrato, evitan colmataciones e incorporan nutrientes al medio. El tejido vegetal sumergido colabora con la filtración, ralentiza el flujo aportando en la sedimentación, oxigena e incorpora nutrientes. Mientras que el tejido vegetal que emerge aporta con la estética, reduce la velocidad del viento, evita la proliferación de fitoplancton, retiene las bajas temperaturas y almacena nutrientes [4].

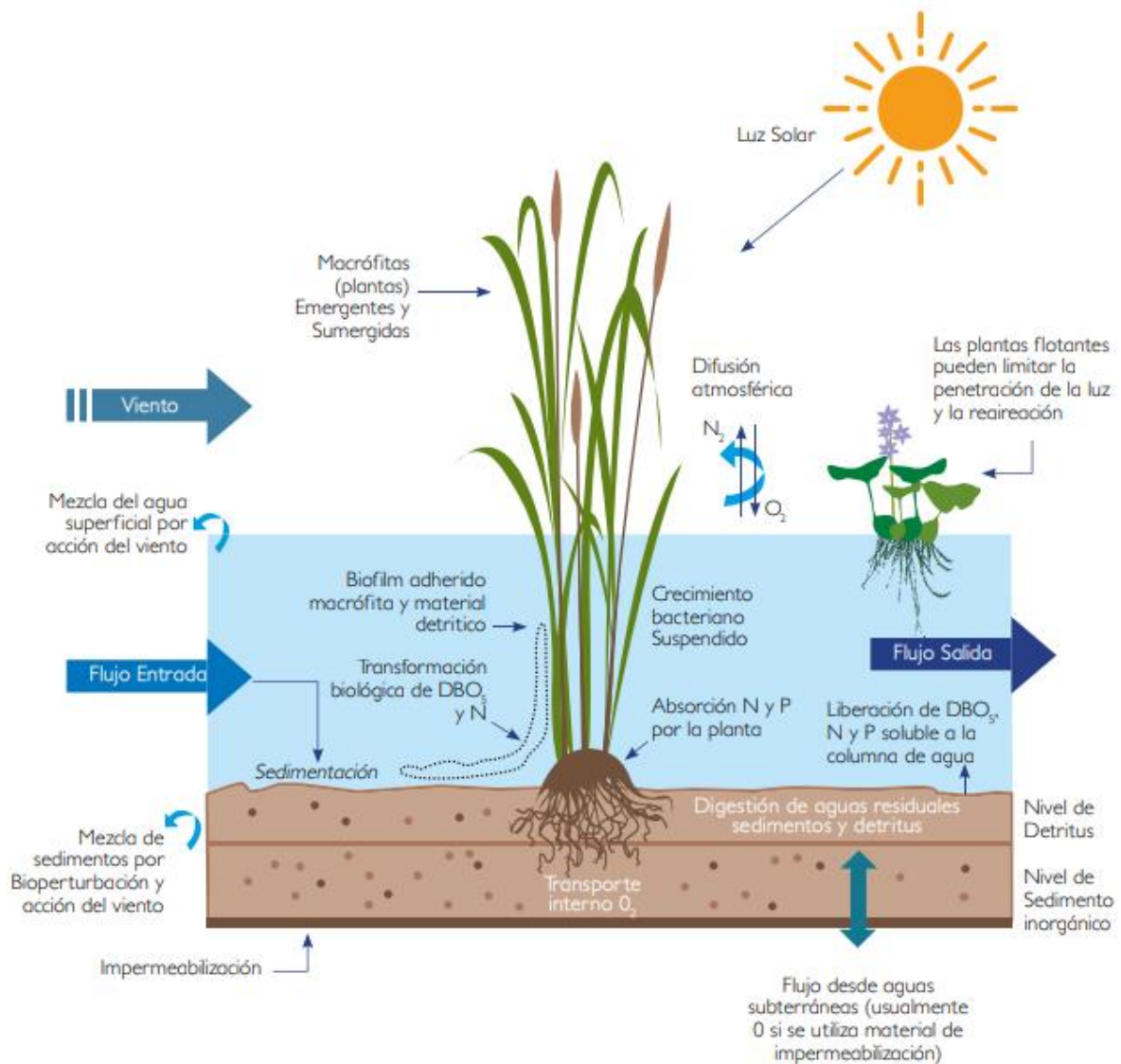


Ilustración 3.16.- Funciones de macrófitas en humedales construidos. Fuente: Hormazábal et al [4].

Existe una infinidad de plantas macrófitas alrededor del mundo, pero para formar parte de un sistema de humedales construidos se deben utilizar plantas capaces de soportar cargas de agua servida y ahí no todas pueden ser utilizadas. Las macrófitas utilizadas en HC, deben tolerar altos niveles de materia orgánica, nutrientes y niveles altos de salinidad, ser de raíz abundante que pueda relacionarse bien con el sustrato. La tasa de crecimiento y reproducción determinan la densidad de la vegetación en el humedal y esta debe tener buena adaptabilidad a las condiciones climáticas, es por ellos que se recomienda plantas que se den naturalmente en la zona, ya que se encuentran adaptadas al clima e hidrología del sector [4].

Durante el desarrollo de esta tecnología se ha ido experimentando con diferentes tipos de cultivos (generalmente monocultivos), con la intención de traer beneficios económicos con su cosecha o un

valor estético como el que aportan las macrófitas ornamentales. La Tabla 3.12 presenta las principales plantas utilizadas en HC y sus características, para la elección se debe tener en cuenta lo siguiente.

- Hidrología del humedal
- Clima y altitud
- Costo y disponibilidad del material de plantación
- Tamaño de la planta
- Taza de colonización de plantas seleccionadas
- Calidad del agua a tratar
- Objetivos del proyecto
- Mantenimiento

Tabla 3.12.- Plantas utilizadas en Humedales Construidos

Tipo	Familia	Nombre científico	Nombre común	Temperatura °C	Salinidad (ppt)	Altura [m]
Macrófitas emergentes	Cyperaceae	Carex spp.	Cortadera	14 – 32	20	-
		Eleocharis spp.	Rume	18 – 27	-	-
		Scirpus lacustris	Junco de laguna	16 – 27	-	-
	Poaceae o Gramíneas	Glyceria fluitans	Hierba del maná	12 – 23	45	-
		Phragmites australis	Carrizo	16 – 27	35	-
	Iridaceae	Iris pseudacorus	Lirio amarillo	15 – 20	-	-
	Junáceas	Juncus spp.	Juncos	16 – 26	20	-
Typhaceae	Typha latifolia	Eneas	10 – 30	30	-	
Macrófitas flotantes	Pontederiaceae	Eichhornia crassipes	Jacinto de agua	8 – 15	-	-
	Lemnaceae	Lemna spp	Lenteja de agua	6 – 33	4	-
Comunes	Poaceae	Phragmites spp.	Carrizo	12 – 33	0 – 20	5
	Typhaceae	Typha spp.	Espadaña	10 – 30	0 – 0,5	3
	Cyperaceae	Shoenoplectus spp.	Junco	16 – 27	0 – 5	3
Ornamentales	Araceae	Zantedechia aethiopica	Cala	12 – 25	-	1,5
	Canaceae	Canna spp.	Achira	10 – 25	0	3
	Iridaceae	Iris spp	Lirio	10 – 20	0 – 0,5	1,3
	Cyperaceae	Cyperus spp	Papiro	18 – 33	0 – 18	1,8

Fuente: Hormazábal & Vidal (2018) [4].

## Capítulo 4.- Metodología de diseño

En este capítulo se abordan las bases técnicas de diseño para un sistema de tratamiento de aguas servidas en el poblado de Toconao referente a una población de 1000 [hab]. La Ilustración 4.1 esquematiza el sistema que se pretende diseñar.

El principal objetivo, es diseñar una planta de tratamiento en base a humedales construidos. Para esto se propone una disposición híbrida de dos lechos de humedal vertical y uno horizontal. Los HV pueden recibir los pulsos de agua desde una cámara de distribución. La idea es que estos HV traten principalmente la materia orgánica nitrificando la mayoría de su contenido, acción que como se menciona en el apartado 3.1.3, esta es una de sus principales ventajas.

El humedal horizontal por su parte tiene la labor de eliminar los excedentes de contaminantes en el agua y principalmente desnitrificar, es decir, eliminar los nitratos provenientes de la nitrificación en los humedales verticales. Esta desnitrificación requiere tener buenos índices de carbono disuelto, pero como la gran mayoría de este elemento habrá sido reducido en la etapa anterior, se recibe un aporte agua directamente del tratamiento primario. El caudal proveniente desde el tanque Imhoff trae consigo el carbono orgánico necesario, que, al ser reducido anaeróbicamente, libera  $N_2$  a la atmósfera [26].

El sistema completo comienza por el pretratamiento, el agua servida ingresaría a un canal compuesto por un aliviadero que capta el agua lluvia excedente en eventos de alta intensidad, rejillas de desbaste para retener todos los sólidos gruesos provenientes de la captación y un desarenador que retiene los sólidos más finos que arrastre el proceso. De esta forma se promueve la eficiencia en los procesos posteriores

El tratamiento primario es llevado a cabo por un tanque Imhoff, ya que es una estructura reconocida como apropiada para comunidades rurales [35]. Este elemento consiste en un tanque doble cámara el cual recibe el agua proveniente del pretratamiento, inicialmente en el sedimentador donde por acción de la gravedad los lodos se acumulan en su fondo, descendiendo hasta el fondo del digestor a través de una abertura. Estos lodos que se acumulan en el fondo del digestor pueden ser retirados por medio de una bomba hasta un lecho de secados donde se reducen anaeróbicamente. Superficialmente la separación entre ambas cámaras acumula las grasas que se deben ir retirando. De esta forma el agua tratada por esta etapa sale por la cámara interna enviando un 5% de su caudal directo al humedal horizontal (para contribuir el carbono necesario en la desnitrificación) y el otro 95% a la cámara de distribución para que siga el proceso normal.

Entre el tratamiento primario y secundario se requiere una cámara de distribución que cargue los lechos de humedal vertical y genere el mecanismo de pulsos que estos requieren [26]. El sistema consiste en un tanque dimensionado en función del volumen requerido para cada pulso, junto con el sifón invertido en su interior. Para este diseño se realiza un trabajo práctico en laboratorio, el cual consiste en fabricar un estanque con un sifón y verificar que se logre el mecanismo de vaciado-llenado.

Para el tratamiento secundario se contemplan dos lechos de humedal vertical que funcionen de manera alterna y a un 70% de la capacidad demandada, para completar el tratamiento por medio de un lecho final de humedal horizontal subsuperficial.

Finalmente, para el sistema de desinfección se propone un tanque de contacto de cloración que elimina la gran mayoría de patógenos presentes.

Se calculará la calidad del agua servida en cada etapa y se evaluará al final con una calidad objetivo.

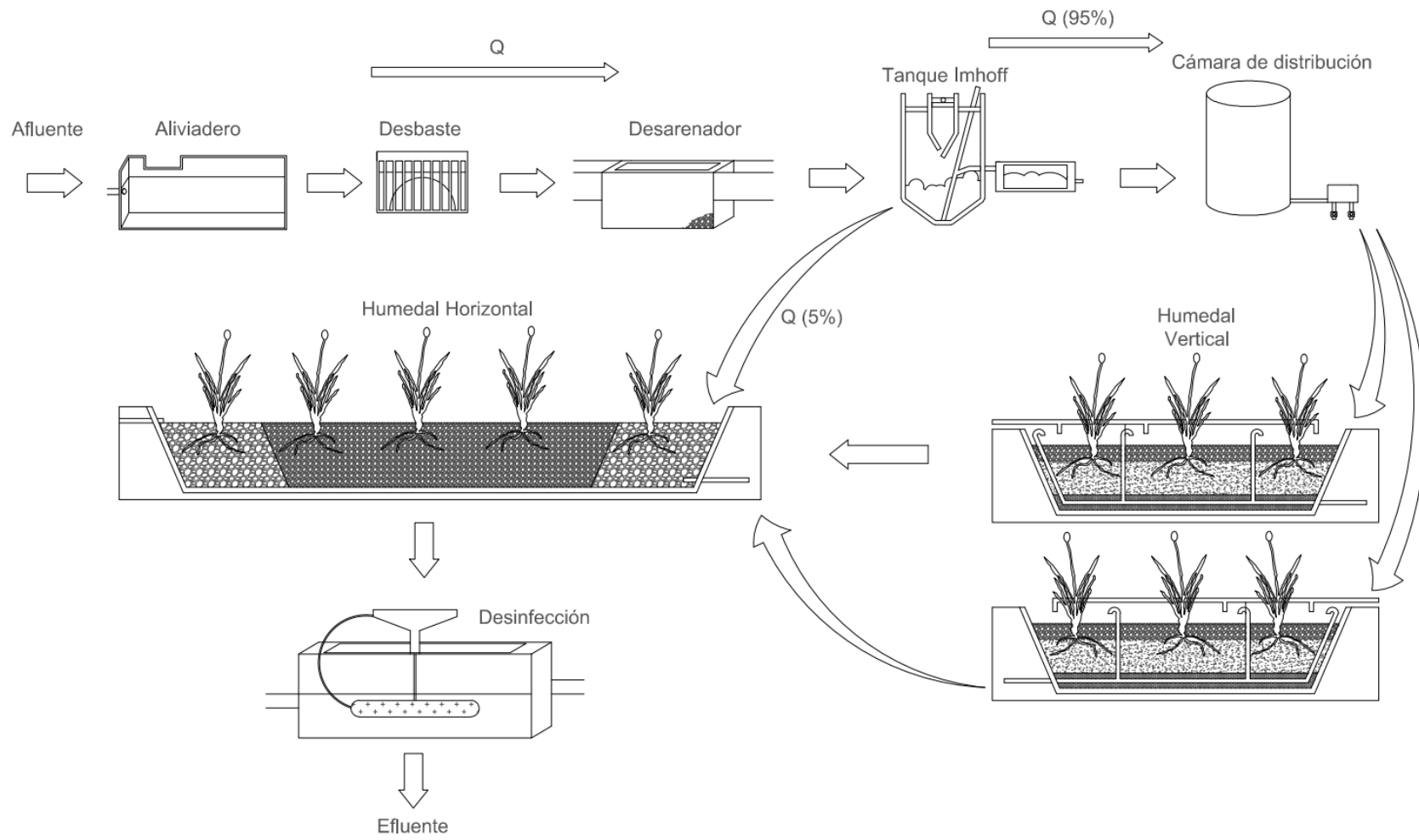


Ilustración 4.1.- Esquema básico de propuesta de planta de tratamiento de aguas servida.

#### 4.1.- Calidad del agua servida

Para establecer la calidad del agua servida afluente se utilizaron los valores máximos de la Tabla 3.7, que establecen las cargas típicas en zonas rurales de Chile, considerando la población de 1000 [hab] y un caudal de diseño de  $160 \left[ \frac{L}{Hab*d} \right]$  como lo estableció Vera (2012) [2]. La ecuación 4.1 representa el cálculo para determinar las concentraciones del agua servida a tratar en función de la carga unitaria de contaminante (q).

$$c \left[ \frac{mg}{L} \right] = \frac{q \left[ \frac{g}{hab*d} \right] * 1000 [hab]}{160 \left[ \frac{m^3}{d} \right]} \quad \text{Ec. 4.1}$$

Mientras que para establecer la calidad del efluente como calidad objetivo se tomaron en cuenta los valores del Decreto Supremo 90 para descarga en cuerpos fluviales sin dilución. Los valores son presentados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Concentración inicial de contaminantes en el agua servida proyectada

Contaminante	Unidad	Concentración	Exigencias DS90
Coliformes fecales	[UFC/100ml]	1E+10	1000
DBO <sub>5</sub>	[mg/L]	312	35
Fósforo (PT)	[mg/L]	12	10
Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)	[mg/L]	94	50
Sólidos suspendidos totales (SST)	[mg/L]	437	80
DQO	[mg/L]	781	-

Fuente: Biblioteca del Congreso Nacional de Chile (2001) [8].

#### 4.2.- Pretratamiento

El pretratamiento corresponde a los procesos iniciales, consiste en la eliminación de sólidos gruesos, grasas y arenas que pueden obturar y desgastar tuberías y canales o en este caso colmatar los lechos de humedal [24]. Contempla un aliviadero, un canal de desbaste y un desarenador, tal como se muestra en la Ilustración 4.2. Para el diseño de cada elemento del pretratamiento se utilizaron las recomendaciones de la guía de diseño de García & Corzo (2008) [24].

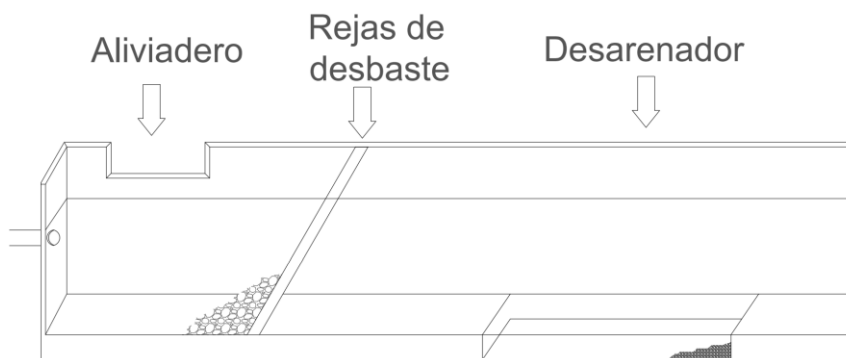


Ilustración 4.2.- Esquema pretratamiento. Fuente: Adaptado de García & Corzo (2008) [24].

#### 4.2.1.-Aliviadero

Esta estructura evita el exceso de caudal que se puede generar producto del agua captada en el alcantarillado. Consiste en una especie de vertedero lateral que capta agua por gravedad cuando esta sobrepasa cierto nivel, derivándola a un canal aledaño al canal de desbaste donde pasa por otra reja [24].

Para el diseño del aliviadero se considera que este comienza a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio horario. Por lo que el caudal a tratar se determina de la siguiente forma (ecuación 4.2) [24].

$$Q_v = Q_{lluv} - 10 * Q_{med,h} \quad \text{Ec. 4.2}$$

Donde:

- $Q_v \left[ \frac{m^3}{s} \right]$  es el caudal vertido que debe eliminar el aliviadero.
- $Q_{lluv} \left[ \frac{m^3}{s} \right]$  es el caudal de lluvia más el agua residual.
- $Q_{med,h} \left[ \frac{m^3}{s} \right]$  es el caudal medio diario.

Luego se debe calcular el caudal por metro lineal mediante la siguiente expresión (ecuación 4.3) [24].

$$Q = 1.83 * (1 - 0.2 * H) * H^{1.5} \quad \text{Ec. 4.3}$$

Donde:

- $Q \left[ \frac{m^3}{m*s} \right]$  es el caudal por metro lineal.
- $H$  es la altura de lámina de agua sobre vertedero (<25 [cm]).

Finalmente, para calcular la longitud de vertedero dividiendo el caudal a tratar en el caudal por metro lineal (ecuación 4.4) [24].

$$L = \frac{Q_v}{Q} \quad \text{Ec. 4.4}$$

Debido a que el agua servida excedente se da en situaciones extremas de sobre caudal producido por una lluvia intensa, se considera que esta estará tan diluida que no requeriría tratamiento. Por ello, el canal que recibe el agua excedente desde el vertedero debe incluir solamente una reja de limpieza manual y barrotes cada 100[mm] [24].

#### 4.2.2.-Canal de desbaste

Este elemento es utilizado para retener los sólidos de mayor tamaño captándolo a través de sus rejillas. El diseño consiste en determinar las dimensiones de las rejillas, según la Tabla 4.2 y en determinar el ancho del canal, generalmente entre 0,2[m] y 0,5[m] según el colector de entrada. [24]. Luego se determina el ancho útil de paso mediante la ecuación 4.5 [24].

Tabla 4.2.- Valores recomendados para los parámetros necesarios en el diseño del canal de desbaste.

Características	Unidad	Reja de gruesos	Reja de finos
Modo de funcionamiento	-	Manual	Automático
Anchura de barrotes	[mm]	>12	<6
Luz entre barrotes	[mm]	50 - 100	10 - 25
Pendiente en relación con la vertical	[°]	30 - 45	30 - 45
Velocidad de aproximación	[m/s]	0,3 – 0,6	0,3 – 0,6
Pérdida de carga admisible	[m]	0,15	0,15

Fuente: García & Corzo, 2008 [24].

$$W_u = (A_c - n * A_b) * \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad \text{Ec. 4.5}$$

Donde:

- $W_u[m]$  es el ancho útil de paso.
- $A_c[m]$  es el ancho de canal.
- $A_b[m]$  es el ancho de barrotes.
- $n$  es el número de barrotes.
- $G$  corresponde al grado de colmatación (30% recomendado).

Luego se calcula la altura del canal para un grado de colmatación determinado mediante la ecuación 4.6 [24].

$$h = \frac{Q}{v} * \frac{1}{W_u} \quad \text{Ec. 4.6}$$

Donde:

- $h[m]$  es la altura de canal.
- $Q \left[\frac{m^3}{s}\right]$  es el caudal de paso.
- $v \left[\frac{m}{s}\right]$  es la velocidad de aproximación.

Finalmente se calcula la longitud necesaria del canal en zona de rejas mediante la relación entre velocidad de aproximación y tiempo de retención hidráulico, que suele ser entre 5 y 15 segundos (ecuación 4.7) [24].

$$L = T_H * v \quad \text{Ec. 4.7}$$

Donde:

- $T_H[s]$  es el tiempo de retención.
- $v \left[\frac{m}{s}\right]$  es la velocidad de aproximación.

### 4.2.3.- Desarenador

Un desarenador de flujo horizontal tiene como objetivo separar el material granular que pasó a través del desbaste, para que este no sedimente en los procesos posteriores afectando los elementos que componen el sistema. Mediante la Tabla 4.3 se determinan los parámetros para el desarenado. Luego se determina el largo del canal en la zona de desarenado en base al tiempo de retención mediante la ecuación 4.8.

Tabla 4.3.- Valores recomendados para los parámetros necesarios en el dimensionamiento de desarenadores.

Parámetro	Unidad	Intervalo	Valor típico
Carga hidráulica	$\frac{m^3}{m^2 * h}$	-	<70
Velocidad horizontal del agua	[m/s]	0,2 – 0,4	0,3
Tiempo de retención	[s]	45 – 95	60
Longitud	-	-	20 – 25 veces la altura de la lámina de agua
Relación Largo:ancho	-	1,5 – 3,0	2
Profundidad	[m]	2 - 5	-

Fuente: García & Corzo, 2008 [24].

$$L = T_H * v_H \quad \text{Ec. 4.8}$$

Donde:

- $L[m]$  es el largo del canal en la zona de desarenado.
- $T_H [s]$  es el tiempo de retención.
- $v_H \left[\frac{m}{s}\right]$  es la velocidad horizontal del agua.

Una vez obtenido el largo del canal, con la relación largo:ancho que se designe de la Tabla 4.3 se determina el ancho de este.

$$W = \frac{L}{\text{relación } L:A} \quad \text{Ec. 4.9}$$

Donde:

- $W[m]$  es el ancho de canal.
- $L[m]$  es el largo del canal.

El dimensionamiento finalmente consiste en el cálculo del área de la sección transversal, mediante la ecuación 4.10, para así poder obtener la altura del desarenador (ecuación 4.11), considerando el mayor valor obtenido entre la altura calculada para el desbaste y la altura calculada para el desarenado.

$$A = \frac{Q_{max}}{V_H} \quad \text{Ec. 4.10}$$

Donde:

- $A[m^2]$  es el área transversal.
- $Q_{max} \left[ \frac{m^3}{h} \right]$  es el caudal máximo.
- $V_H \left[ \frac{m}{s} \right]$  es la velocidad horizontal del agua.

$$h = \frac{A}{W} \quad \text{Ec. 4.11}$$

Donde:

- $h[m]$  es la altura.
- $A[m^2]$  es el área transversal.
- $W[m]$  es el ancho de canal.

Se debe verificar que la carga superficial sea menor a  $70 \left[ \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right]$  mediante la siguiente expresión, de no cumplirse se recomienda ensanchar el canal [35].

$$C_s = \frac{Q}{L * W} \quad \text{Ec. 4.12}$$

Donde:

- $C_s \left[ \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right]$  es la carga superficial.
- $Q \left[ \frac{m^3}{h} \right]$  es el caudal de diseño.
- $L[m]$  es el largo del canal.
- $W[m]$  es el ancho del canal.

### 4.3.- Tanque Imhoff

Para el tratamiento primario se optó por diseñar un tanque Imhoff, que es una estructura inventada en 1906 por el alemán Karl Imhoff [36], utilizada como tratamiento primario, integra la sedimentación y digestión de lodos con un mecanismo de doble cámara [25]. Es considerada una alternativa adecuada para pequeñas comunidades, ya que ocasiona olores que podrían ser molestos en zonas urbanas con poblaciones cercanas [25], además, por ser una estructura enterrada, no se recomienda ser de gran tamaño y se contemplan hasta para 5000[hab] [25]. Por otro lado, presenta mejores resultados que un tanque séptico, secando lodos con mayor facilidad y sin descargar lodo en su efluente. Además de tener una simplicidad operativa conveniente [25].

Como se muestra en la Ilustración 4.3 y 4.4 está compuesto por una cámara de sedimentación por donde ingresa el agua servida, acumulando los sólidos mientras estos descienden a la cámara de digestión donde son depositados. El área superficial entre ambas cámaras se denomina área de ventilación y acumulación de natas [25]. También cuenta con un lecho de secado donde son trasladados los lodos desde el fondo del tanque para ser reducidos y posteriormente retirados [25].

La operación de este tratamiento radica básicamente en limpiar el área de ventilación y vaciar el digestor, llevando el lodo a un lecho de secados [25].

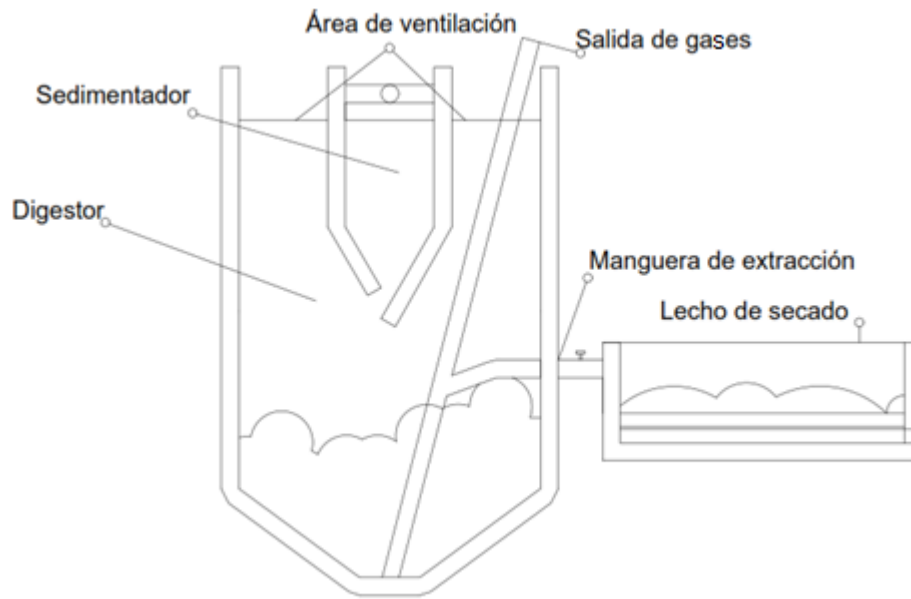


Ilustración 4.3.- Esquema de tanque Imhoff y sus elementos.

La efectividad del tratamiento con tanque Imhoff es similar a la que mantiene un tanque de sedimentación aislado sin digestor de lodos, generalmente entre un 20% a un 70% en la eliminación de sólidos suspendidos totales y entre un 10% a 40% de eliminación de DBO<sub>5</sub> y este nivel de remoción depende de la calidad del agua entrante y su tiempo de retención [36]. Este sistema de sedimentación no aporta reducciones importantes de nutriente y coliformes fecales [36]. El lodo de fondo es reducido de manera anaeróbica, cuyo proceso consta de diferentes etapas (hidrólisis, acidogénesis, acetogénesis y metanogénesis) que provocan cambios físicos, biológicos y químicos en el lodo [36]. Finalmente, estos cambios resultan en sólidos estables que no pueden ser reducidos y se separan fácilmente del agua [36]. La Tabla 4.4 presenta los valores típicos de los tanques Imhoff comunes.

Tabla 4.4.- Dimensiones generales de Tanque Imhoff.

Sección del tanque	Elemento de la sección	Unidad	Rango	Valor típico
Cámara de sedimentación	Carga hidráulica superficial	$\left[ \frac{m^3}{m^2 * h} \right]$	1 – 1,75	1,36
	Tiempo de retención	[h]	2 – 4	3
	largo / ancho	-	2:1 – 5:1	3:1
	Pendiente cámara de sedimentación	-	1,25:1 – 1,75:1	1,5:1
	Apertura de fondo	[cm]	15 – 30	25
	Extensión de pestaña de fondo	[cm]	15 – 30	25

Sección del tanque	Elemento de la sección	Unidad	Rango	Valor típico
Área de ventilación	Porcentaje de área	%	15 – 30	20
	Ancho	[ <i>cm</i> ]	45 – 75	60
	Borde libre	[ <i>cm</i> ]	45 – 60	60
Digestor	Capacidad de almacenamiento	[meses de digestión]	-	6
	Volumen	$\left[ \frac{m^3}{6 \text{ meses de almacenamiento}} \right]$	0,06 – 0,1	0,07
	Tubería de extracción	[ <i>cm</i> ]	20 – 30	25
	Distancia libre al nivel de lodos	[ <i>m</i> ]	0,3 – 0,9	0,6
	Profundidad en el tanque	[ <i>m</i> ]	7 – 10	9

Fuente: Herrera & Adams (2010) [36].

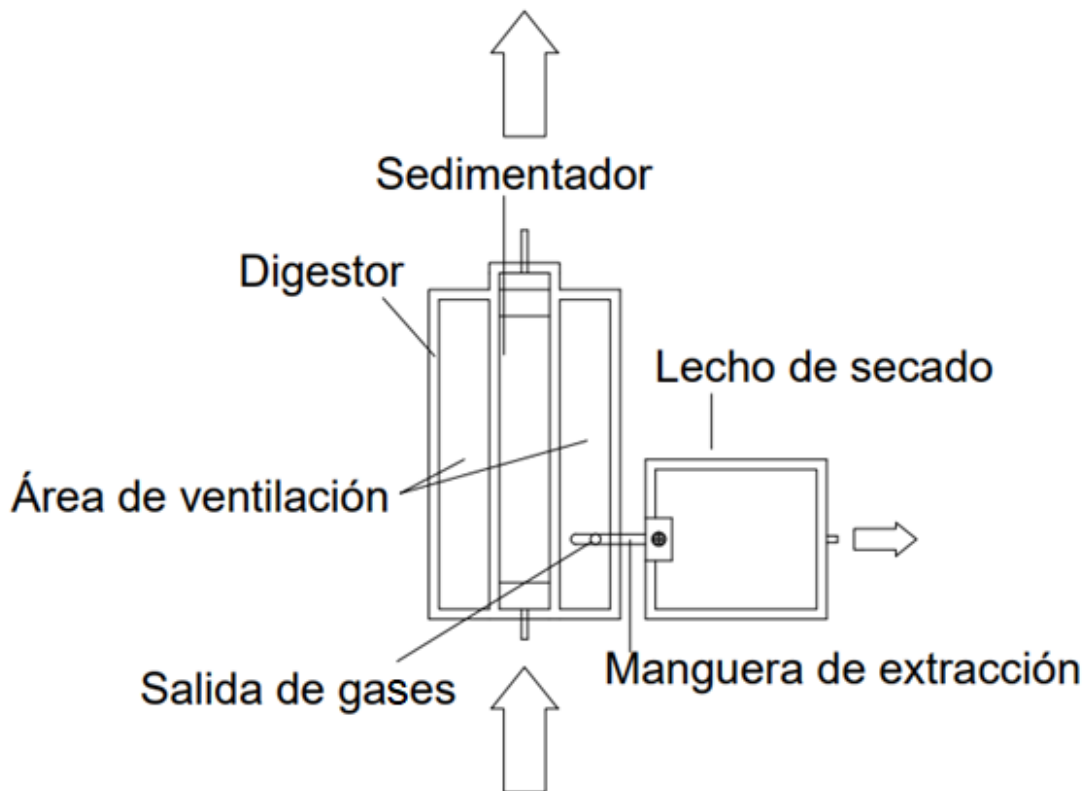


Ilustración 4.4.- Planta tanque Imhoff.

Para el diseño de esta estructura se utilizará la guía de diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización de la Organización Panamericana de la Salud (2005) [25].

#### 4.3.1.- Cámara de sedimentación

Para el diseño del sedimentador (primera cámara) se debe determinar el caudal de diseño mediante la siguiente expresión (Ec 4.13) [25]:

$$Q_p = \frac{\text{Población} * \text{Dotación}}{1000} * \text{Contribución} \quad \text{Ec. 4.13}$$

Donde:

- *Población* [hab] es la población que abastecerá al tratamiento.
- *Dotación*  $\left[\frac{L}{\text{hab}*d}\right]$  es la cantidad de agua servida producida por habitante.
- *Contribución* [%] es el porcentaje de uso para el cual se diseñará el sistema.

Con el caudal de diseño se determina el área superficial de sedimentador (Ec 4.14). El dimensionamiento de esta estructura viene de las relaciones geométricas entre el área superficial, el volumen (Ec 4.15) y la forma del sedimentador, considerándose un TRH de entre 1.5[hr] a 2.5 [hr]. El fondo del sedimentador termina en V abierta, con pendiente de 60° con respecto a la horizontal, mientras que la abertura debe ser de entre 0.15[m] a 0.2[m] prolongando uno de sus lados de 15[cm] a 20[cm] para evitar la ascendencia de gases al sedimentador, ver Ilustración 4.5 [25].

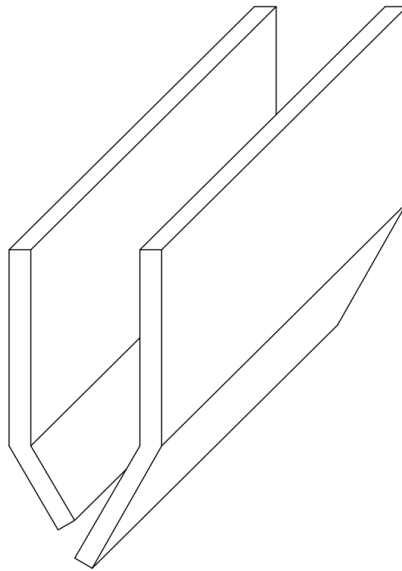


Ilustración 4.5.- Forma del sedimentador de tanque Imhoff.

$$A_s = \frac{Q_P}{C_s} \quad \text{Ec. 4.14}$$

$$V_s = Q_P * TRH \quad \text{Ec. 4.15}$$

Donde:

- $C_s \left[ \frac{m^3}{m^2 * h} \right]$  es la carga superficial, recomendándose un valor unitario.
- $A_s [m^2]$  es el área superficial de sedimentador.
- $V_s [m^3]$  es el volumen completo del sedimentador.
- $TRH [h]$  es el tiempo de retención hidráulico.

Se determina la longitud máxima de vertedero, es decir el ancho del sedimentador o cámara central (Ec. 4.16). [25]

$$L_v = \frac{Q_{max}}{C_{hv}} \quad \text{Ec. 4.16}$$

Donde:

- $L_v [m]$  es el ancho de sedimentador.
- $Q_{max} \left[ \frac{m^3}{h} \right]$  es el caudal máximo de diseño.
- $C_{hv} \left[ \frac{m^3}{m * d} \right]$  es la carga hidráulica sobre vertedero, se utiliza entre 125 a 500, recomendándose 250.

#### 4.3.2.- Cámara de digestión

Se refiere a la cámara externa, cuya base recibe la acumulación de lodos, se diseña calculando el volumen de digestor (Ec 4.17), y utilizando relaciones geométricas como en el caso del sedimentador. Las dimensiones del área superficial se complementan con el resultado del diseño del sedimentador junto con las dimensiones definidas del área de ventilación. Su fondo también tendrá forma de V con ángulo exterior de entre 15° a 30° y la altura máxima de lodos debe estar por lo menos a 0.5[m] del sedimentador [25], ver Ilustración 4.6.

$$V_D = \frac{70 * P * f_{CR}}{1000} \quad \text{Ec. 4.17}$$

Donde:

- $P [hab]$  es la población.
- $f_{CR}$  corresponde al factor de capacidad relativa (Tabla 4.5).
- $V_D [m^3]$  es el volumen de digestor.

Tabla 4.5.- Determinación de fcr.

Temperatura °C	Factor de capacidad relativa fcr
5	2
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>25	0,5

Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2005 [25].

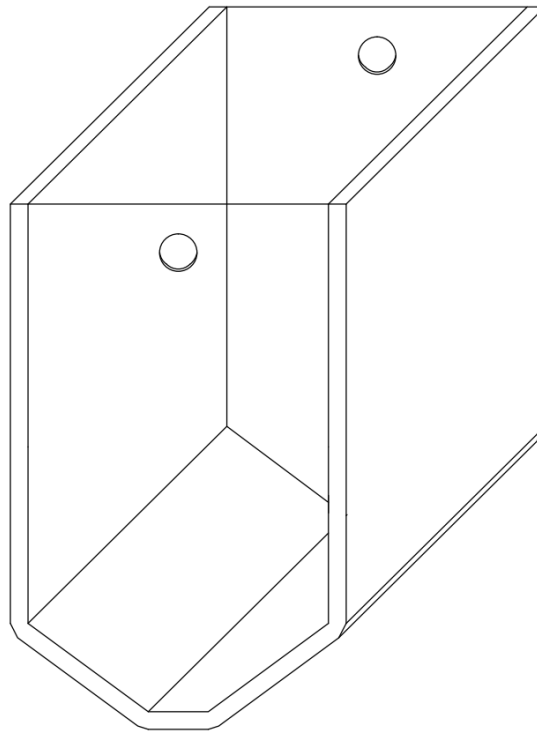


Ilustración 4.6.- Forma de digestor de tanque imhoff.

#### 4.3.3.- Área de ventilación y cámara de natas

Se refiere a la zona superficial comprendida entre el sedimentador y digestor, su dimensionamiento es relativamente simple. Se debe considerar un espacio libre de 1[m] como mínimo por lado, donde la superficie libre debe ser al menos el 30% de la superficie total del tanque, además se deben considerar 0.3[m] de borde libre [25].

#### 4.3.4.- Lecho de secado de lodos

Es una estructura complementaria donde se deposita el lodo acumulado en el tanque Imhoff, reduciendo gran parte del volumen de este a través de filtración y evaporación, debido a que el lodo está compuesto en su mayoría por agua [25]. El agua sobrante infiltra a través de una capa de ladrillo, arena y grava, siendo recolectada para seguir con el tratamiento, mientras que el lodo reducido debe ser limpiado ocasionalmente pudiendo utilizarse como contenido orgánico o estabilizadores de suelo [25].

Primero se debe estimar la carga de sólidos presente en el agua servida que va a ingresar al sistema (Ec 4.18) [25].

$$C = \frac{\text{Población} * \text{Contribución per cápita}}{1000} \quad \text{Ec. 4.18}$$

Donde:

- *Contribución per cápita*  $\left[\frac{g_{SS}}{hab * día}\right]$  corresponde a la concentración de sólidos en suspensión del agua residual.
- *Población*[hab], población de diseño.
- $C \left[\frac{kg}{d}\right]$  es la carga de sólidos presente en el sistema.

Luego se calcula la masa de sólidos que conforman los lodos (Ec 4.19) [25].

$$M_{sd} \left[\frac{kg}{d}\right] = (0,5 * 0,7 * 0,5 * C) + (0,5 * 0,3 * C) \quad \text{Ec. 4.19}$$

Se continua con el cálculo del volumen diario de lodos digeridos (Ec 4.20) [25].

$$V_{ld} \left[\frac{L}{d}\right] = \frac{M_{sd}}{\rho_{LODO} * \left(\frac{\% \text{ sólido}}{100}\right)} \quad \text{Ec. 4.20}$$

Donde:

- $\rho_{LODO} \left[\frac{kg}{L}\right]$  es la densidad de lodos igual a 1.04
- $\% \text{ sólido}$  corresponde al contenido de sólidos en el lodo, varía entre un 8% a un 12%.

Se calcula el volumen de lodos a extraerse del tanque (Ec. 4.21)[25].

$$V_{el} = \frac{V_{ld} * T_d}{1000} \quad \text{Ec. 4.21}$$

Donde:

- $T_d$ [dias] es el tiempo de digestión estimado a partir de la temperatura del agua Tabla 4.6.

Tabla 4.6: Relación entre el tiempo de digestión y la temperatura del agua servida.

Temperatura [°C]	Tiempo de digestión [d]
5	110
10	76
15	55
20	40
>25	30

Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2005 [25].

Finalmente se determina el área superficial del lecho de secado (Ec 4.22) [25].

$$A_{ts} = \frac{V_{el}}{H_a} \quad \text{Ec. 4.22}$$

Donde:

- $H_a [m]$  es la profundidad del lecho, se utiliza entre 0,2[m] a 0,4[m].

#### 4.4.- Cámara de distribución

Como se necesita cargar los lechos de humedal vertical de manera intercalada desde la superficie, para lograr su oxigenación y mantener su eficiencia depurativa, generalmente estos sistemas cuentan con la implementación de bombas o un mecanismo de sifón invertido que reciba el agua desde el tratamiento primario y genere los pulsos mediante el llenado y vaciado de la cámara [26].

Para este diseño, se buscó generar la alternancia sin precisar una bomba, si se aprovecha adecuadamente la topografía del lugar, es posible implementar sifones. Lo importante es lograr un riego uniforme en la superficie del humedal vertical y por pulsos [26]. Para esto se requiere la utilización de un estanque que sirva para acumular el agua servida proveniente del tanque Imhoff. Dentro de este tanque se dispone una tubería de U invertida, que se llena junto con el tanque hasta conseguir la altura necesaria para que comience la descarga.

Los componentes del esquema presentado en Ilustración 4.7 se detallan a continuación:

- $Q_a$ , es el caudal afluente.
- $Q_e$ , es el caudal efluente.
- $R$ , es el radio del estanque, en este caso, cilíndrico.
- $H$ , es la altura de agua que se alcanza en el estanque en el momento en que se genere el mecanismo de vaciado.
- $D$ , es el diámetro de la manguera o tubería encargada de descargar el agua al sistema de riego.
- $P_{ASPERSIÓN}$ , es la presión necesaria para lograr el riego uniforme, expresado en [mca] (en la ecuación de Bernoulli es expresado como la presión manométrica dividida en el peso específico del fluido).
- $z_1$ , corresponde, la altura de agua que se alcanza en el estanque desde un punto de referencia.
- $z_2$ , corresponde, la altura de salida agua que se descarga al sistema de humedales, desde un punto de referencia.

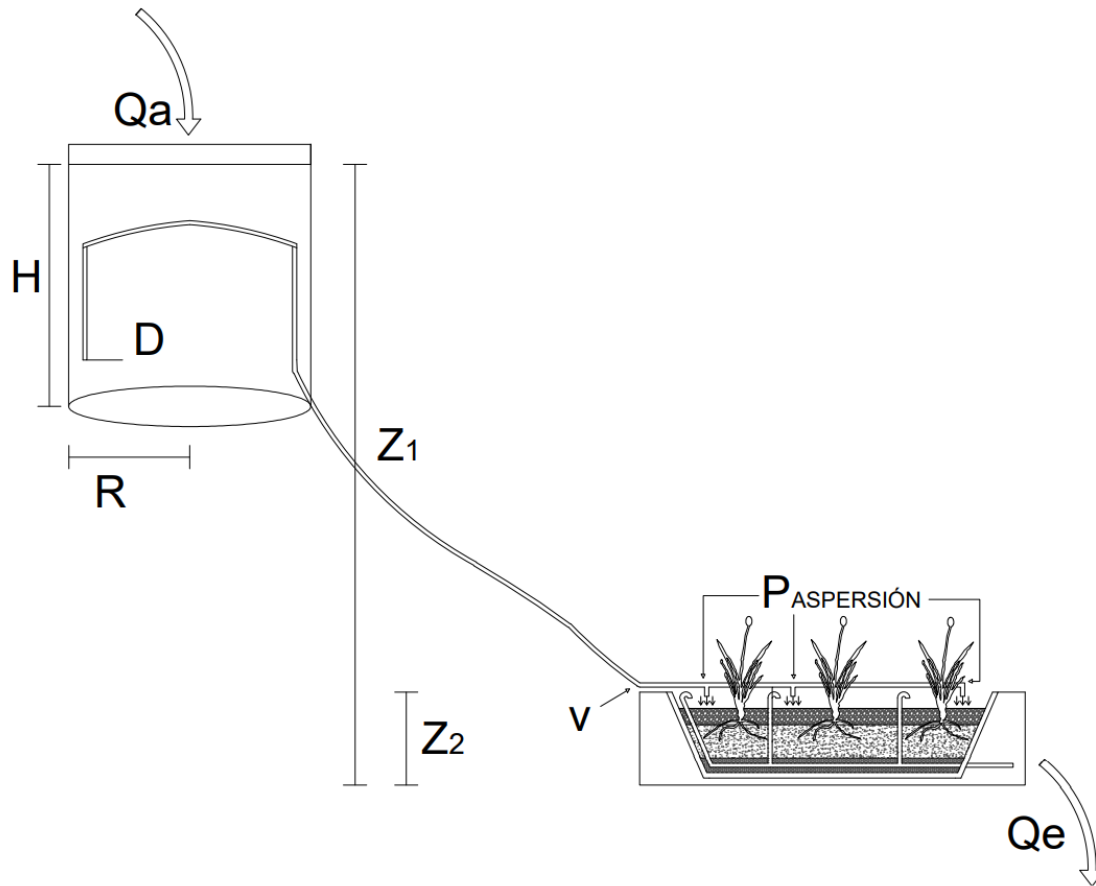


Ilustración 4.7.- Esquema de sifón abastecedor.

Se presentan las ecuaciones que regulan este mecanismo, por medio del esquema presentado en la Ilustración 4.7.

El tiempo entre pulsos vendrá dado por el tiempo que tarde en llenarse el tanque y comience la descarga por la manguera. Utilizando la ecuación de Bernoulli [26], se puede obtener la expresión que regula el diseño hidráulico, donde se debe cumplir con una presión mínima de descarga en la salida ( $P_{ASPERSIÓN}$ ), comprometida con las pérdidas de carga involucradas ( $h_L$ ), suponiendo una velocidad lo suficientemente baja en un acumulador cilíndrico.

$$z_1 = z_2 + \frac{P_{ASPERSIÓN}}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad \text{Ec. 4.23}$$

Donde:

- $h_f$ , son las pérdidas de carga asociadas a una tubería de salidas múltiples.
- $\gamma$ , Es el peso específico del fluido.

Lo importante de este sistema es garantizar el vaciado y llenado del estanque, para ello debe ocurrir que  $Q_{AFLUENTE} \ll Q_{EFLUENTE}$ . El caudal afluente viene determinado por la dotación, mientras que el efluente no tiene un valor constante ya que depende del nivel de agua del estanque, es decir, tendrá un valor máximo cuando este esté en su límite y mínimo cuando esté por vaciarse. Los parámetros de diseño a considerar para este sistema de distribución son los siguientes:

- Tiempo de llenado, que determinará el tiempo entre pulso de recarga, por recomendación de Brix & Arias (2005) [27] este tiempo debe ser de mínimo 1.5 [hr]. [27]
- Tiempo de vaciado, que dará lugar al tiempo de recarga al humedal, este tiempo debe durar un tiempo tal que garantice una cantidad de pulsos diarios necesarios. Según Brix & Arias se recomienda entre 8 y 12. [27]
- Volumen de control, dependerá del volumen de agua servida que entra al sistema diariamente. En este sistema de tratamiento se trabajará para una dotación de  $160 \left[ \frac{L}{Hab \cdot d} \right]$ , proyectado a 1000[hab], queda un caudal de diseño de  $160 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$ , es decir, un volumen diario de  $160 [m^3]$ , si se divide en los pulsos mínimos recomendados, se trabajaría con un volumen de  $20 [m^3]$  aproximadamente.
- Área superficial del humedal vertical, corresponde al área que deberá ser regada de manera uniforme por los aspersores de la tubería de distribución.
- Diferencia de cota entre el estanque y la salida del riego, dependiendo del volumen utilizado se debe dimensionar el estanque de manera tal que se genere el sifón a la altura requerida y descargue la presión de agua necesaria.

## 4.5.- Humedal vertical

### 4.5.1.- Estimación del área superficial

Como se mencionó al comienzo del capítulo, la propuesta es un sistema híbrido de humedales construidos, comenzando por el o los lechos de humedal vertical. En los humedales verticales se pretende eliminar buena parte de la materia orgánica y nitrificar.

Para diseñar el humedal vertical se utilizará el método de la demanda de oxígeno propuesto por Platzer (1999) [26]. Este método consiste en calcular el oxígeno total que requiere la descomposición de materia orgánica más la demanda por nitrificación, además de considerar el oxígeno liberado en la desnitrificación, es decir, se calcula un valor de oxígeno demandado total (OD). Como lo muestra la ecuación 4.24, el cálculo de la demanda de oxígeno viene por medio de relaciones de oxidación de cargas de DQO y NTK [23].

$$OD \left[ \frac{g}{d} \right] = OD_{DQO} + OD_{NITRIFICACIÓN} - OD_{DESITRIFICACIÓN} \quad 4.24$$

Donde:

- $OD_{DQO} = 0.85 * 0.7 \left[ \frac{gO_2}{gDQO} \right] * DQO_{IN} \left[ \frac{g}{d} \right]$
- $OD_{Nitrificación} = 4.3 \left[ \frac{gO_2}{gNTK} \right] * NTK_{IN} \left[ \frac{g}{d} \right]$
- $OD_{Desnitrificación} = 0.1 * 2.9 * \left[ \frac{gO_2}{gNTK} \right] * NTK_{IN} \left[ \frac{g}{d} \right]$

De esta forma se establece que el humedal vertical deberá suministrar mayor oxígeno (OI) que el demandado (OD), representado en la ecuación 4.25. Por lo que los contaminantes de diseño terminan siendo DQO y NTK [23].

$$OI \left[ \frac{g}{d} \right] - OD \left[ \frac{g}{d} \right] > 0 \quad 4.25$$

El oxígeno que suministra un sistema vertical de humedal construido se representa como una parte de oxígeno suministrado por convección y un aporte de oxígeno suministrado por difusión (Ecuación 4.26).

$$OI \left[ \frac{g}{d} \right] = OI_{Difusión} + OI_{Convección} \quad 4.26$$

Platzer (1999) [26] indica que el oxígeno que entra por convección es proporcional a la carga hidráulica y se calcula bajo la razón de que el aire contiene  $300 \left[ \frac{mmO_2}{L} \right]$  de oxígeno, resultando así, la expresión 4.27 [23].

$$OI_{Convección} = 0.3 * \left[ \frac{gO_2}{L} \right] * V_{cargado} \left[ \frac{m^3}{d} \right] * 1000 \left[ \frac{L}{m^3} \right] \quad 4.27$$

Donde:

- $V_{cargado} \left[ \frac{m^3}{d} \right]$  es el caudal diario que ingresa al sistema

Para el aporte de oxígeno por difusión es necesario considerar que necesita a lo menos de 1.5 [h] para contabilizarse, es por ello por lo que el tiempo mínimo que deberá descansar un lecho de humedal antes de volver a ser cargado es de 1.5[h] [23]. Utilizando la razón de  $1 \left[ \frac{gO_2}{h * m^2} \right]$ , Platzer (1999) [23] afirma que el oxígeno por difusión se calcula como se muestra en la ecuación 4.28.

$$OI_{Difusión} = 1 \left[ \frac{gO_2}{h * m^2} \right] * A[m^2] * \frac{24[h] - 1,5[h] * n_{cargas}}{1[d]} \quad 4.28$$

Donde:

- $A[m^2]$  es el área en planta del humedal vertical
- $n_{cargas}$  es el número de cargas diarias que realizará el sistema

Una vez que se calcula  $OI_{Convección}$  y  $OD \left[ \frac{g}{d} \right]$ , se establece que la difusión deberá ser igual a la diferencia entre ambos.

$$OI_{Difusión} = OD \left[ \frac{g}{d} \right] - OI_{Convección} \quad 4.29$$

Finalmente, el diseño se reduce a determinar la cantidad de cargas diarias que tendrá el humedal vertical y dimensionar el ancho y largo, de manera tal que se logre suministrar el oxígeno necesario con la ecuación 4.28. El número de cargas diarias según Brix & Arias (2005) [38] debe ser entre 8 y 12, mientras que el área superficial se puede dividir en más de un lecho [23].

Para este caso en particular al tratarse de un sistema híbrido, se diseñará el humedal vertical para que suministre el 70% del oxígeno necesario, ya que el agua resultante seguirá siendo depurada al pasar por un humedal construido horizontal.

#### 4.5.2.- Medio filtrante

Para el diseño vertical se siguen los modelos daneses [38]. Se establece una profundidad efectiva de 1[m] de medio filtrante de arena con las siguientes características [28]:

- $d_{10}[mm] = 0,25 - 1,2$ .
- $d_{60}[mm] = 1 - 4$ .
- 0,5% de contenido limo-arcilloso.
- Coeficiente de uniformidad de 3.5.

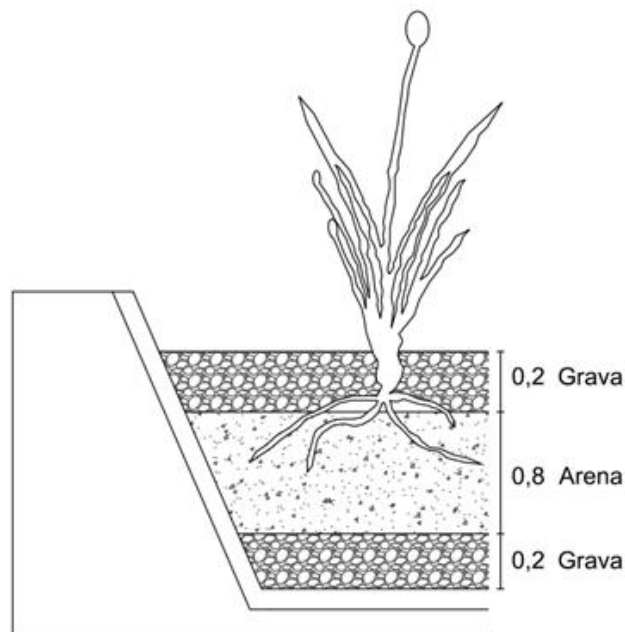


Ilustración 4.8.- Lecho estratificado de humedal vertical, dimensiones en metros.

Este filtro de arena se encuentra contenido entre dos capas de 0,2[m] de grava gruesa de entre 8 a 16[mm] aproximadamente, como se muestra en la Ilustración 4.8. La capa de grava inferior es atravesada por la tubería de drenaje [28].

## 4.6.- Humedal horizontal

### 4.6.1.- Estimación del área superficial

Para el diseño del humedal horizontal se utiliza el modelo PKC\* (Ec. 4.30), el más utilizado para el diseño de Humedales construidos subsuperficiales horizontales, basado en la hidráulica de reactores, este caso, el reactor de tanques en serie de mezcla completa [4]. La cantidad de tanques “p” representa las condiciones hidráulicas y la meteorización del contaminante y la constante de primer orden “k” representa la degradación cinética. Este modelo considera una concentración intrínseca que hace referencia a los niveles de contaminantes que el humedal ya haya adoptado como parte su equilibrio [17].

$$\frac{C_e - C^*}{C_a - C^*} = \frac{1}{1 + \left(\frac{k}{P * q}\right)^p} \quad \text{Ec. 4.30}$$

Donde:

- $q \left[\frac{m}{d}\right]$ , es la carga hidráulica.
- $k$ , es la constante de primer orden.
- $C_e$ , es la concentración efluente.
- $C_a \left[\frac{mg}{L}\right]$ , es la concentración afluente.
- $C^* \left[\frac{mg}{L}\right]$ , corresponde a la concentración intrínseca.
- $p$ , es la cantidad de tanques.

Organizando la Ec 4.30 de este modelo y multiplicando ambos lados de la ecuación por un área necesaria “A”, es que se obtiene la expresión que puede dimensionar al reactor en función del caudal (Q) y dependiendo del contaminante que se trate en el modelo (Ec 4.31) [17].

$$A = \frac{P * Q}{K} * \left[ \left( \frac{C_a - C^*}{C_e - C^*} \right)^{\frac{1}{p}} - 1 \right] \quad \text{Ec. 4.31}$$

Donde:

- $A[m^2]$  es el área del reactor
- $Q \left[\frac{m^3}{d}\right]$  es el caudal de diseño
- $K = k_{20} * \theta^{T-20}$
- $k_{20} \left[\frac{m}{año}\right]$  es una constante de primer orden a 20°C
- $\theta$  es un coeficiente de temperatura adimensional
- $T$  es la temperatura en °C

El diseño por medio del método PKC\* requiere la utilización de un contaminante de diseño y será en base a este los parámetros que se deberán utilizar, además de requerir un valor objetivo de la calidad de agua que deberá proporcionar. La Tabla 4.7 proveniente Alarcón et al. (2018) [17], entrega los parámetros recomendados para cada contaminante de diseño.

Tabla 4.7.- Valores de  $K_T$ ,  $C^*$ ,  $\Theta$  y  $P$  para contaminantes en el método PKC\*.

Contaminante	Unidad	$K_{20} \left[ \frac{m}{año} \right]$	$\Theta$	$C^*$	$P$
$DBO_5 (3 - 30)$	$\frac{mg}{L}$	86	0.981	1	3
$DBO_5 (30 - 100)$	$\frac{mg}{L}$	37	0.981	5	3
$DBO_5 (100 - 200)$	$\frac{mg}{L}$	25	0.981	10	3
$DBO_5 (> 200)$	$\frac{mg}{L}$	66	0.981	15	3
$NTK$	$\frac{mg}{L}$	9.1	1.001	1.0	6
$NH_4 - N$	$\frac{mg}{L}$	11.4	1.014	0.0	6
$NO_x - N$	$\frac{mg}{L}$	41.8	1.00	0.0	8
$N_{ORG}$	$\frac{mg}{L}$	19.6	1.009	1.0	6
$NT$	$\frac{mg}{L}$	8.4	1.005	1.0	6
$CF$	$\frac{mg}{L}$	103	1.002	0.0	6

Fuente: Alarcón et al (2018) [17].

#### 4.6.2.- Diseño hidráulico

En sistemas subsuperficiales horizontales el flujo se representa con la ley de Darcy, mostrada en la ecuación. 4.32, supone un homogeneidad e isotropía en un medio saturado poroso, además de una relación lineal entre caudal ( $Q$ ) y conductividad hidráulica ( $k_s$ ).

$$Q = k_s A_c S_w \quad \text{Ec. 4.32}$$

Donde:

- $Q \left[ \frac{m^3}{d} \right]$ , es el caudal promedio en el humedal.
- $k_s \left[ \frac{m}{d} \right]$ , representa la conductividad hidráulica.
- $A_c [m^2]$ , es la superficie de la sección transversal.
- $S_w \left[ \frac{m}{m} \right]$ , es la pendiente del gradiente hidráulico.

El diseño radica en determinar la pendiente de fondo y las características del medio filtrante. Para esto se debe tener en cuenta que a medida que el humedal entre en acción y vaya depurando agua, la conductividad hidráulica irá disminuyendo, debido a que el humedal irá adquiriendo parte de los contaminantes a su sistema. Además, se debe considerar la altura de agua de flujo y la hidrología del lugar [4].

Básicamente esto busca establecer la relación ancho / largo del sistema de manera tal que se logren satisfacer las condiciones hidráulicas necesarias de tiempo de retención hidráulico, que corresponde al tiempo que el agua estará en el sistema, la carga hidráulica superficial, que corresponde al caudal por unidad de área superficial y la carga hidráulica volumétrica, que es el caudal de paso por unidad de volumen del sistema.

El ancho mínimo para satisfacer las condiciones hidráulicas viene determinado por la ecuación 4.33, luego de modificar la ley de Darcy mediante relaciones de granulometría [17].

$$W = \frac{1}{y} \sqrt{\frac{A_s * Q}{K_s * m}} \quad \text{Ec. 4.33}$$

Donde:

- $A_s$ , es el área superficial de humedal construido.
- $y$ , es la profundidad del agua en el humedal.
- $W$ , es el ancho mínimo.
- $m$ , representa la pendiente de fondo.

#### 4.6.3.- Medio filtrante

Los humedales horizontales también son sistemas chatos, su altura generalmente varía entre 0.5[m] a 1[m] [22], tiene contemplada una zona de amortiguación donde dispone de grava gruesa de 100[mm] a 200[mm], mientras que el medio principal es de grava triturada o de canto redondeado de diámetro efectivo entre los 5[mm] y los 20[mm], son recomendaciones de Dotro et al [22] y representado en la Ilustración 4.9.

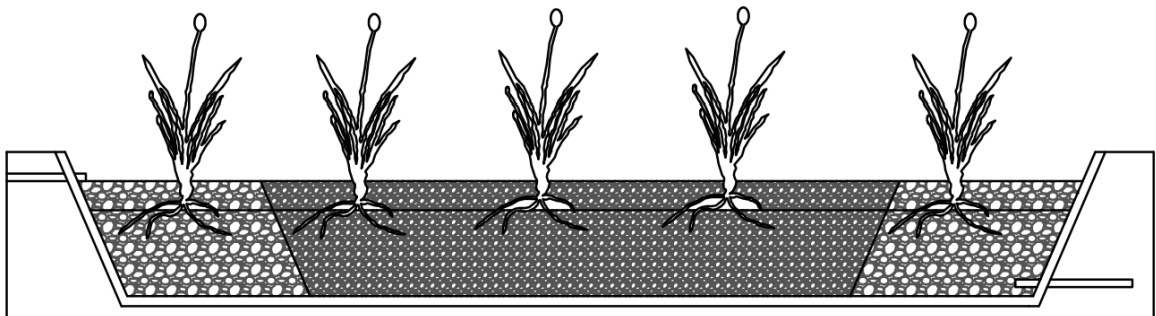


Ilustración 4.9.- Representación del lecho filtrante en un humedal horizontal.

#### **4.7.- Sistema de desinfección**

La última etapa del tratamiento es el proceso de desinfección, el cual consiste en la eliminación o inactivación de patógenos [2]. Los principales métodos de desinfección corresponden a la cloración y la radiación ultravioleta. Si bien, la principal desventaja de la cloración es que, al ser un gas tóxico, su utilización genera otros subproductos residuales que son identificados como cancerígenos [39], es la opción elegida debido a su simplicidad operativa. Para esto se propone una cámara de contacto que facilite esta eliminación, proporcionando el tiempo de contacto necesario para la difusión del cloro. Utilizando el manual II de la guía de diseño de OPS [42], el cual calcula un volumen necesario en relación con el tiempo de retención requerido y se dispone a dimensionar.

## Capítulo 5.- Resultados y consideraciones

### 5.1.- Pretratamiento

#### 5.1.1.- Aliviadero

Siguiendo las recomendaciones de García & Corzo (2008) [24], y utilizando el ejemplo práctico referido a una población de 1000[hab] mostrado en su guía de diseño, se determinaron los siguientes valores:

- $Q_{DISEÑO} = 160 \left[ \frac{m^3}{d} \right] \rightarrow 6,66 \left[ \frac{m^3}{h} \right]$ , se utiliza el caudal medio horario como caudal de diseño, este se obtiene dividiendo el caudal medio diario [24] (representado como  $200 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$  en el ejemplo) en las 24[h] del día. En este caso se utilizará el caudal calculado bajo la razón de Vera (2012) [2].
- $b = 0,3[m]$ , para el ancho de canal, se consideró el valor promedio entre el rango antes mencionado [24].
- $Q_{Lluv} = 0,1 \left[ \frac{m^3}{s} \right]$ , se afirma que este es el valor máximo que puede tomar el caudal de lluvia transportado por el alcantarillado y lo asocian a una velocidad de agua de  $v = 0,9 \left[ \frac{m}{s} \right]$  [24].

Luego se calculó el caudal de vertedero utilizando el caudal de lluvia determinado y restándole un caudal máximo instantáneo  $Q_{MAX} = 10 * Q_{DISEÑO}$  [24].

$$Q_v = 0,1 - 10 * 160$$

$$Q_v = 0,08 \left[ \frac{m^3}{s} \right]$$

De esta forma se obtiene la altura de lámina de agua sobre vertedero, utilizando la velocidad recomendada [24] y la sección determinada.

$$H = \frac{Q_{Lluv} - Q_{Max}}{v * b}$$

$$H = \frac{0,08}{0,9 * 0,3} \rightarrow 0,3[m]$$

La longitud final del aliviadero se obtuvo mediante la ecuación 4.3, que calcula el caudal por metro lineal  $Q$  y la ecuación 4.4. Los resultados se resumen en la Tabla 5.1.

$$Q = 1,83 * (1 - 0,2 * 0,3) * 0,3^{1.5} \rightarrow 0,28 \left[ \frac{m^3}{s} \right]$$

$$L = \frac{Q_v}{Q} = \frac{0,08}{0,28} \rightarrow 0,28[m]$$

Tabla 5.1.- Resultados aliviadero de entrada.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Caudal de diseño	$Q_{DISEÑO}$	$\left[\frac{m^3}{d}\right]$	160
Caudal de lluvia	$Q_{Lluv}$	$\left[\frac{m^3}{s}\right]$	0,1
Velocidad de agua	$v$	$\left[\frac{m}{s}\right]$	0,9
Ancho de canal	$b$	$[m]$	0,3
Lámina de agua sobre vertedero	$H$	$[m]$	0,3
Caudal de vertedero	$Q_v$	$\left[\frac{m^3}{s}\right]$	0,08
Caudal por metro lineal	$Q$	$\left[\frac{m^3}{s}\right]$	0,28
Longitud de aliviadero	$L$	$[m]$	$0,28 \approx 0,3$

### 5.1.2.- Canal de desbaste

Se determinaron las características de los barrotes [24], para un sistema de tratamiento para 1000[hab], se utilizaron valores mínimos de diseño dentro de los rangos presentados en la Tabla 4.2. La anchura de barrotes se determinó de 15[mm], una separación de 50[mm]. Bajo estas características y considerando un grado de colmatación del 30% [24], se calculó el ancho útil con la ecuación 4.5. Primero se debe definir el número de barrotes (ecuación 6.1), redondeando por exceso.

$$n = \frac{30[cm]}{0,15[cm] + 0,5[cm]} \rightarrow 4,61 \approx 5 \text{ barrotes} \quad \text{Ec. 6.1}$$

$$W_u = 0,3 - 5 * 0,015 * (1 - 0,3) \rightarrow 0,16[m]$$

Se calculó la altura de canal para el grado de colmatación determinado mediante la ecuación 4.6, se utilizó una velocidad de aproximación de 0,3[m/s] y un caudal de paso estimado como el doble del caudal punta (ecuación 6.2) [24].

$$Q_{Diseño} = 2 * Q_{PUNTA} \quad \text{Ec. 6.2}$$

Donde:

- $Q_{PUNTA} = 1,7 * Q_{MEDIO DIARIO}$
- $Q_{MEDIO DIARIO} = 160 \left[\frac{m^3}{d}\right]$ , caudal estimado por Vera (2012) [2].

$$h = \frac{0,0063 \left[ \frac{m^3}{s} \right]}{0,3 \left[ \frac{m}{s} \right]} * \frac{1}{0,16[m]} \rightarrow 0,13[m]$$

Aproximando este valor a 0,2[m] [24], se consideró una altura de resguardo de 0,2[m] [24]. Así el alto de canal estimado es de 0,4[m].

Se tomó un tiempo de retención hidráulico mínimo,  $T_H = 5[s]$ [24]. Posterior a eso se calculó la longitud de canal con la ecuación 4.7. Los resultados en la Tabla 5.2

$$L = 5[s] * 0,3 \left[ \frac{m}{s} \right] \rightarrow 1,5[m]$$

Tabla 5.2.- Resultados canal de desbaste.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Anchura de barrotes	$A_b$	[mm]	15
Luz entre barrotes	$S_b$	[mm]	50
Número barrotes	-	-	5
Ancho útil	$W_u$	[m]	0,16
Grado de colmatación	G	-	0,3
Velocidad de aproximación	v	[m/s]	0,3
Resguardo	r	[m]	0,2
Altura	h	[m]	0,2
Alto canal	H	[m]	0,4
Tiempo de retención hidráulico	$T_H$	[s]	5
Largo del canal	L	[m]	1,5
Pendiente	$\alpha$	[°]	30

### 5.1.3.- Desarenador

Para el desarenador se utilizaron los valores mínimos de la Tabla 4.3, debido a que el tanque Imhoff tiene la sedimentación integrada y retiene gran porcentaje de sólidos, pero de igual manera, la guía de diseño de OPS (2005) [25] afirma que es necesario, por lo que se realizó el diseño de todas maneras.

Para el largo del sedimentador se empleó la ecuación 4.8.

$$L = 45[s] * 0,2 \left[ \frac{m}{s} \right] \rightarrow 9[m]$$

Utilizando La relación larga/ancho máxima se obtuvo el ancho de desarenado.

$$W = \frac{9[m]}{3} \rightarrow 3[m]$$

El área transversal de desarenado se determinó con el caudal de diseño amplificado utilizado en el diseño del desbaste dividido en la velocidad horizontal del agua, tomado como el valor mínimo de la Tabla 4.3.

$$A = \frac{0,0063 \left[ \frac{m^3}{s} \right]}{0,2 \left[ \frac{m}{s} \right]} \rightarrow 0,031[m^2]$$

Para la altura de desarenado, simplemente se divide el área transversal en el ancho. Debido a resultar en un valor inferior al calculado en el canal de desbaste, se considera esta última como la altura del canal, sin la incorporación de un desarenador.

$$h = \frac{0,031[m^2]}{3[m]} \rightarrow 0,01[m]$$

## 5.2.- Tanque Imhoff

### 5.2.1.- Sedimentador

El caudal de diseño de estos tanques se estima con la ecuación 4.13, considerando una población de 1000[hab], una dotación de agua servida de 160[L/hab/día] y utilizando una contribución de 100%.

$$Q_P = \frac{1000[hab] * 160 \left[ \frac{L}{hab * d} \right] * 1}{1000 * 24} \rightarrow 6,67 \left[ \frac{m^3}{h} \right]$$

Para calcular el área superficial del sedimentador se utilizó la ecuación 5.12, con una carga superficial  $C_s$  de  $1 \left[ \frac{m^3}{m^2 * h} \right]$ , como lo indica la OPS (2005) [35].

$$A_s = \frac{6,67 \left[ \frac{m^3}{h} \right]}{1 \left[ \frac{m^3}{m^2 * h} \right]} \rightarrow 6,67[m^2]$$

El Volumen del sedimentador se calculó con la ecuación 4.15, utilizando un tiempo de retención hidráulico de 2 [h] [35].

$$V_s = 6,67 * 2 \rightarrow 13,33[m^3]$$

Para la longitud mínima de vertedero se usa la ecuación 4.16, con el caudal en  $\left[\frac{m^3}{d}\right]$  y con una carga hidráulica sobre vertedero de  $250\left[\frac{m^3}{m*d}\right]$  [35].

$$L_v = \frac{160}{250} \rightarrow 0,64[m] \rightarrow 1[m]$$

El dimensionamiento por medio de relaciones trigonométricas comienza calculando el alto del cono, en este caso estimado como  $60^\circ$  (rango admisible entre  $50^\circ$ - $60^\circ$ ) del sedimentador

$$h_{S2} = \tan(\alpha) * \frac{L_v}{2} \rightarrow 0,87[m] \approx 0,85[m].$$

Se aproximó el valor a  $0,85[m]$ , debido a que el cálculo se realizó con el máximo ángulo del fondo del sedimentador, es decir,  $0,87[m]$  es el máximo valor que podría tener la parte cónica del elemento.

Para el siguiente paso, es necesario determinar el largo que tendrá el tanque Imhoff. Para obtener la altura de sedimentador que no forma parte del cono. Siguiendo el ejemplo de diseño de García & Corzo (2008) [24], se tomó como  $6[m]$  la longitud total del tanque. Luego se calcula un valor de volumen para la sección cónica del sedimentador.

$$V_{S2} = \frac{(1 * 0,85)}{2} * 6 \rightarrow 2,55[m^3]$$

Teniendo el valor del volumen total necesario, se calcula el volumen restante para la sección rectangular del sedimentador.

$$V_{S1} = 13,33 - 2,55 \rightarrow 10,78[m^3]$$

Con este valor de volumen se puede obtener la altura mínima que deberá tener la parte rectangular. Los resultados se resumen en la Tabla 5.4 e Ilustración 5.1.

$$h_{S1} = \frac{10,78}{6 * 1} \rightarrow 1,79[m] \approx 1,8[m]$$

Tabla 5.3.- Dimensiones de sedimentador.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Caudal de diseño	$Q_P$	$\left[\frac{m^3}{h}\right]$	6,67

Carga superficial	$C_s$	$\left[ \frac{m^3}{m^2 \cdot h} \right]$	1
Tiempo de retención hidráulico	$T_H$	[h]	2
Área sedimentador	$A_{s-REQUERIDA}$	$[m^2]$	6,67
Volumen sedimentador	$V_{s-REQUERIDO}$	$[m^3]$	13,33
Carga hidráulica sobre vertedero	$C_{hv}$	$\left[ \frac{m^3}{m \cdot d} \right]$	250
Ancho vertedero	$W_V$	[m]	1
Largo del tanque	$L_s$	[m]	6
Angulo de cono inferior	$\alpha^\circ$	-	60
Volumen de sedimentador 2	$V_{s2}$	$[m^3]$	2,55
Volumen de sedimentador 1	$V_{s1}$	$[m^3]$	10,78
Altura de sedimentador 2	$h_{s2}$	[m]	0,85
Altura de sedimentador 1	$h_{s1}$	[m]	1,8

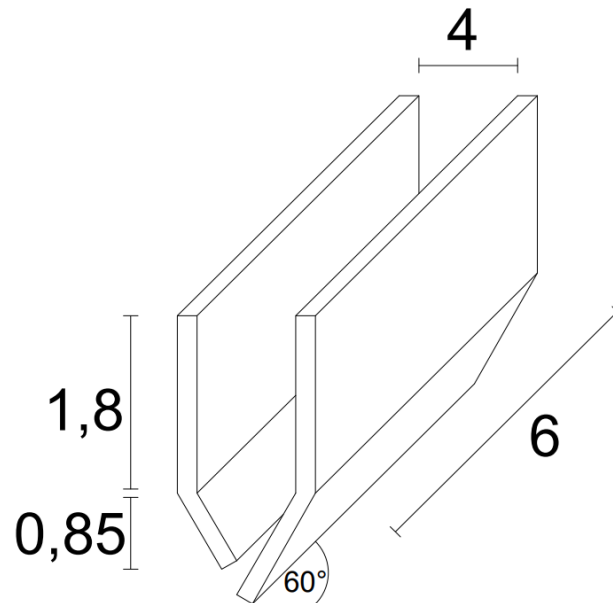


Ilustración 5.1.- Dimensiones sedimentador en metros.

### 5.2.2.- Digestor y área de ventilación

El diseño del digestor es similar al sedimentador, el largo del tanque Imhoff ya fue determinado como de 6[m] y en función de este se dimensiona el digestor a partir de la ecuación 4.17. Como se mencionó anteriormente se diseña el sistema para 1000[hab]. El factor de capacidad relativa se tomó con un valor unitario, asociado a una temperatura de agua servida de 15°C (ver Tabla 4.5). Esto se debe a una aproximación desde la temperatura promedio del mes más frío (13,75°C en junio).

$$V_D = \frac{70 * 1000[\text{hab}] * 1}{1000} \rightarrow 70[\text{m}^3]$$

La guía de diseño de la OPS (2005) [35], afirma que un tanque Imhoff, debe tener al menos un 30% de su área superficial total como zona de ventilación, que debe tener mínimo 1[m] de grosor y contar con un mínimo de 0,3[m] de borde libre. De esta forma se considera 1[m] de ancho de ventilación ( $W_{AV}$ ) para cada lado del sedimentador.

$$W_D = 2 * W_{AV} + W_V \rightarrow 3[\text{m}]$$

Se verifica la relación entre las áreas superficiales.

$$A_D = 3 * 6 \rightarrow 18[\text{m}^2]$$

$$A_{AV} = 2 * 6 \rightarrow 12[\text{m}^2]$$

Con estos valores de superficie se comprueba que el área de ventilación representa el 66,6%, mayor que el mínimo exigido de 30%. De manera que hay que satisfacer el volumen obtenido, determinar un área de ventilación mayor al mínimo, hará una estructura menos profunda.

El diseño transversal del digestor viene de manera similar al cálculo de las dimensiones del sedimentador, es decir, por medio de relaciones geométricas. En este caso la OPS (2005) [35], señala que el fondo es en forma de pirámide y que el ángulo en sus paredes de fondo debe estar entre 15° y 30°. Se calcularán las dimensiones en base a un ángulo de 20°, con el fin de tener cierta holgura.

$$h_{D2} = \tan(\alpha) * \frac{W_D}{2} \rightarrow 0,55[\text{m}] \approx 0,7.$$

Se opta por un valor superior al mínimo, resultando en un ángulo de 25°, con el cual se calcula el volumen de la sección piramidal del digestor.

$$V_{D2} = \frac{3[\text{m}] * 0,7[\text{m}] * 6[\text{m}]}{3} \rightarrow 4,2[\text{m}^3]$$

Teniendo el valor del volumen total necesario, se calcula el volumen restante para la sección piramidal del fondo del digestor.

$$V_{D1} = 70[\text{m}^3] - 4,2[\text{m}^3] \rightarrow 65,8[\text{m}^3]$$

Con este valor de volumen se puede obtener la altura mínima que deberá tener la parte rectangular. Los resultados se resumen en la Tabla 5.5 e Ilustración 5.2.

$$h_{D1} = \frac{65,8[m^3]}{6[m] * 3[m]} \rightarrow 3,65[m] \approx 4[m]$$

Tabla 5.4.- Dimensiones digestor.

Parámetro	Siglas	Unidad	Valor
Volumen mínimo de digestor	$V_D$	$[m^3]$	70
Ancho bordes libres	$W_{LIBRE}$	$[m]$	1
Factor de capacidad relativa	$f_{CR}$	-	1
Ancho digestor	$W_D$	$[m]$	3
Largo	$L$	$[m]$	6
Angulo del fondo piramidal	$\alpha^\circ$	-	20
Altura 2 digestor	$h_{D2}$	$[m]$	0,7
Altura 1 digestor	$h_{D1}$	$[m]$	4
Volumen 2 de digestor	$V_{D2}$	$[m^3]$	4,2
Volumen 1 de digestor	$V_{D1}$	$[m^3]$	65,8

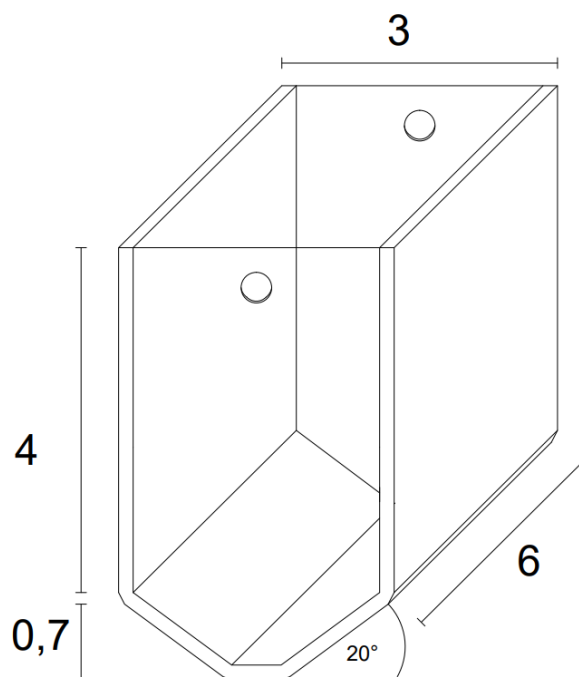


Ilustración 5.2.- Dimensiones de digestor en metros.

### 5.2.3.- Lecho de secado de lodos

Siguiendo el procedimiento detallado en el capítulo 5 de la OPS (2005) [35] y manteniendo los criterios de caudal de diseño y población, se agregó el parámetro de concentración de sólidos en suspensión, obtenido de la Tabla 3.7 con un valor de  $70 \left[ \frac{g}{hab \cdot dia} \right]$ . Con él se calculó la carga sólida que ingresa al sedimentador (ecuación 4.18) y la masa de sólidos que conforman los sólidos (ecuación 4.19).

$$C = \frac{70 \left[ \frac{g}{Hab * dia} \right] * 1000 [hab]}{1000} \rightarrow 70 \left[ \frac{kgSS}{dia} \right]$$
$$M_{sd} \left[ \frac{kg}{d} \right] = \left( 0,5 * 0,7 * 0,5 * 70 \left[ \frac{kg}{dia} \right] \right) + \left( 0,5 * 0,3 * 70 \left[ \frac{kg}{dia} \right] \right) \rightarrow 22,75 \left[ \frac{kgSS}{dia} \right]$$

Con la masa sólida se emplearon las ecuaciones 4.20 y 4.21 para determinar los volúmenes diarios de lodo digerido y el volumen de lodos a extraer respectivamente. Siguiendo las recomendaciones de la OPS (2005) [35] se contempla una densidad de lodos  $\rho_{LODO}$  de  $1,04 \left[ \frac{kg}{L} \right]$ , un porcentaje de sólidos del 12% y un tiempo de digestión  $T_d$  de 55 [días] extraído de la Tabla 4.6 y temperatura de agua servida de 15°C.

$$V_{ld} = \frac{22,75 \left[ \frac{kgSS}{dia} \right]}{1,04 \left[ \frac{kg}{L} \right] * 0,12} \rightarrow 182,3 \left[ \frac{L}{d} \right]$$
$$V_{el} = \frac{182,3 \left[ \frac{L}{dia} \right] * 55 [dia]}{1000} \rightarrow 10 [m^3]$$

Finalmente se dimensiona el lecho de secados, calculando el área con la ecuación 4.22, considerando una profundidad de aplicación máxima de 0,4[m] según la OPS (2005) [35]. A su vez determina que los lechos de secados tienen generalmente un ancho 3[m] a 6[m], en este caso se empleó un área de 5[m] x 5[m]. Los resultados se pueden ver en la Tabla 5.6.

$$A_{ts} = \frac{10}{0,4} \rightarrow 25 [m^2]$$

Tabla 5.5.- Dimensiones lecho de secados.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Carga solida que ingresa	$C$	$\frac{[kgSS]}{d}$	70
Masa solida de lodos	$M_{SD}$	$\frac{[kgSS]}{d}$	22,75
Densidad del lodo	$\rho_{LODO}$	$\frac{[kg]}{L}$	1,04
Sólidos en suspensión	SS	%	12
Volumen diario de lodo digerido	$V_{LD}$	$\frac{[L]}{d}$	182,3
Volumen de lodo a extraer	$V_{EL}$	$[m^3]$	10
Profundidad de aplicación	$H_A$	$[m]$	0,4
Área del lecho	$A_{LS}$	$[m^2]$	25
Largo del lecho	$L_{LS}$	$[m]$	5
Ancho del lecho	$W_{LS}$	$[m]$	5
Temperatura de agua servida	$T^\circ$	$[d]$	15

La frecuencia de remoción de lodos debe ser menor al tiempo de digestión. Para la primera extracción se debe esperar el doble [35].

También la OPS (2005) [35] considera un espesor de 0.3[m] de medio de drenaje constituido por una capa de 0,2[m] de grava graduada de diámetro entre 1,6[mm] y 51[mm], 0,05 de una capa de arena de tamaño efectivo entre 0,3[mm] y 1,3[mm], además de un coeficiente de uniformidad de entre 2 y 5 y una capa de ladrillos de 0,15[m] de espesor, espaciados aproximadamente 10[mm] uno del otro y con arena de los espacios.

5.2.4.- Esquema completo y dimensiones generales

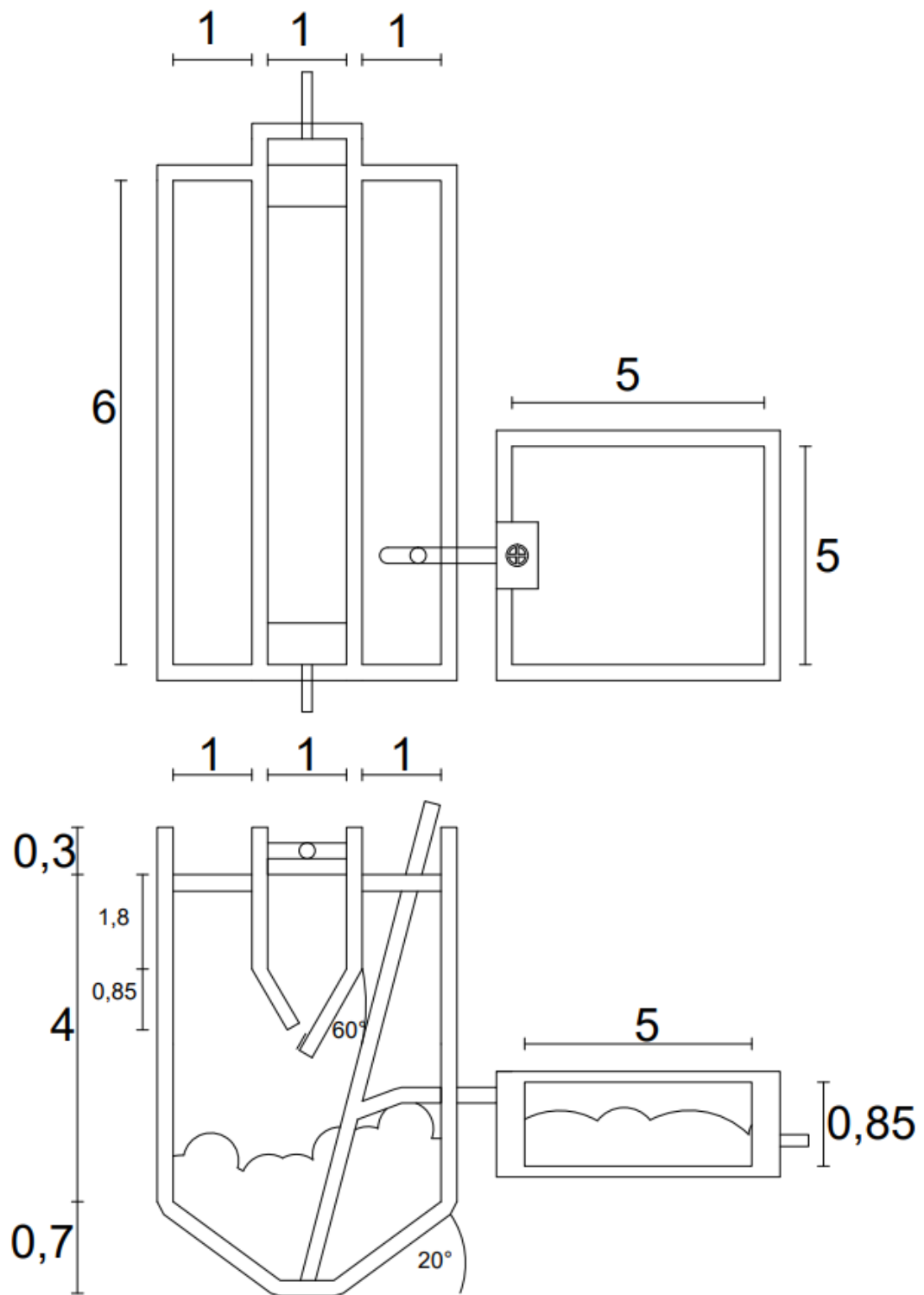


Ilustración 5.3.- Esquema vertical y planta con dimensiones del tanque Imhoff en metros.

## 5.3.- Cámara de distribución

### 5.3.1.- Trabajo en laboratorio

En el apartado 4.4 se mencionó como los humedales verticales necesitan ser regados desde la superficie de manera intermitente. Con el fin de evitar la utilización de bombas o aparatos que demanden energía, se propuso un sistema de sifón invertido. Este mecanismo no tiene un diseño directo y se sabe de experiencias previas, que los resultados teóricos y experimentales no son congruentes, siendo un trabajo de prueba y error.

Para poder evaluar la aplicabilidad de un sifón invertido en un sistema de humedales construidos se realizó un trabajo práctico en el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso. El objetivo es comprobar empíricamente la funcionalidad del mecanismo que se propone, es decir, comprobar que el sistema se puede llenar y vaciar por sí solo a medida que ingresa un caudal, proporcionando la presión necesaria para abastecer una red de riego uniforme en una determinada área, por medio de tuberías y aspersores.

El primer elemento para considerar es el estanque donde se pretende llevar a cabo la actividad, para esto se dispuso (dentro de las opciones) de un contenedor polietileno de 85[L] y una altura de 78[cm]. Para el sifón propiamente tal, como se muestra en la Ilustración 5.4, se utilizaron tuberías de PVC de 25[mm] de diámetro a una altura de 40 [cm], con la finalidad de que quede la suficiente altura disponible que resista el caudal entrante hasta que se genere el nivel de agua necesario hasta que comience a vaciarse producto del aumento en el caudal de salida.



Ilustración 5.4.- Foto del sistema experimental

Para llenar el estanque y simular el caudal constante que entra al sistema se hizo circular el agua del mismo estanque que recibe el agua desde el sistema, de modo tal que se pudiesen realizar varias pruebas sin malgastar agua. Para esto se empleó una bomba de 0.5[hp] que conecta ambos estanques a través de una válvula de retención, que regule el caudal.



Ilustración 5.5.- Funcionamiento experimental en laboratorio.

Con este sistema se realizaron pruebas que comprobaron la funcionalidad del sifón, es decir, se comprueba que se llena y vacía automáticamente. La Ilustración 5.5 muestra las fotos de los primeros experimentos.

El área de riego vino determinada por el estanque del laboratorio de 1.2[m] x 1.6[m] donde se extendió una red de PVC de 20[mm] con orificios cada 5[cm], con la idea de generar un riego uniforme en la superficie como se muestra en la Ilustración 5.6.



Ilustración 5.6.- Foto del sistema de riego experimental.

Se realizaron diversas pruebas variando el caudal y observando que implicancias tenía este en el desarrollo de la actividad. Como observaciones generales de las pruebas realizadas se puede notar lo siguiente.

- Lo primero a destacar de la actividad es que, el mecanismo del sifón invertido funciona, es decir, fue posible lograr el llenado y vaciado automático del estanque, lo que afirma que eventualmente podría ser utilizado en sistemas de humedales verticales para generar el riego alternado.
- Para caudales superiores a los 4.5[L/s] no funciona la actividad, ya que resultan ser valores muy altos y el nivel del estanque se ve sobrepasado rápidamente, sin darle tiempo a la descarga para que realice un descenso significativo en el nivel de agua, viéndose sobrepasado el estanque.
- El llenado se realiza por medio de la bomba y es regulado por una válvula de bola. Para caudales mayores a 0.4[L/s] la válvula tiende a ceder ante la presión del agua, por lo que el caudal aumenta en los primeros segundos hasta llegar a su valor máximo, produciéndose el fenómeno del punto anterior.
- Para caudales menores a 0.2 [L/s], la válvula también cede, disminuyendo su caudal hasta desvanecerse, impidiendo realizar la prueba.
- Para caudales menores a 0.3[L/s], el sistema se demora excesivamente en el vaciado, manteniendo un nivel de agua a tope con el sifón (U invertida). Esto genera un vaciado excesivamente lento, que también impide realizar la prueba.

- La presión no logró ser suficiente para realizar el riego completo de la superficie del estanque de almacenamiento de manera uniforme, el riego se realiza de manera exitosa hasta 1/3 de los aspersores, debido a exceso de aspersores y a la poca diferencia de cota entre el estanque y el riego.

En la Tabla 5.7 se presentan los ensayos más significativos. Estos fueron mediante un intervalo específico de caudales que lograban generar el mecanismo requerido.

Tabla 5.6.- Resultados más significativos del experimento.

Caudal [L/s]	Tiempo de llenado [s]	Tiempo de vaciado [s]	Tiempo relativo [s]	Caudal de salida [L/s]
0,31	196	480	284	0,52
0,34	164	1200	1036	0,38
0,38	147	455	308	0,56

### 5.3.2.- Diseño

Zubieta (2013) [26], realizó un diseño de sifón invertido para riego de humedales verticales, allí se demuestra que el diseño de este tipo de sistemas no es directo, ya que se consiguen un estanque capaz de almacenar la cantidad de agua requerida y luego solo se realizan pruebas con diferentes diámetros de tuberías de evacuación, solo hasta lograr mecanismo de llenado y vaciado en un tiempo determinado.

Tomando como referencia el sistema experimental, en la Ilustración 5.7, se pueden apreciar diferentes puntos importantes. El punto 0 se refiere a la base del estanque, el punto A es donde comienza a llenarse la manguera, por lo que el volumen entre 0 y A está constantemente saturado. El punto B es el límite superior de la manguera (U invertida) y marca el momento en donde comienza la descarga de agua lentamente. El punto C finalmente es la cota máxima alcanzada, es decir, el momento en que se alcanza el nivel necesario para que el caudal de salida logra ser considerablemente mayor que el de entrada y comienza el vaciado hasta llegar al punto 0.

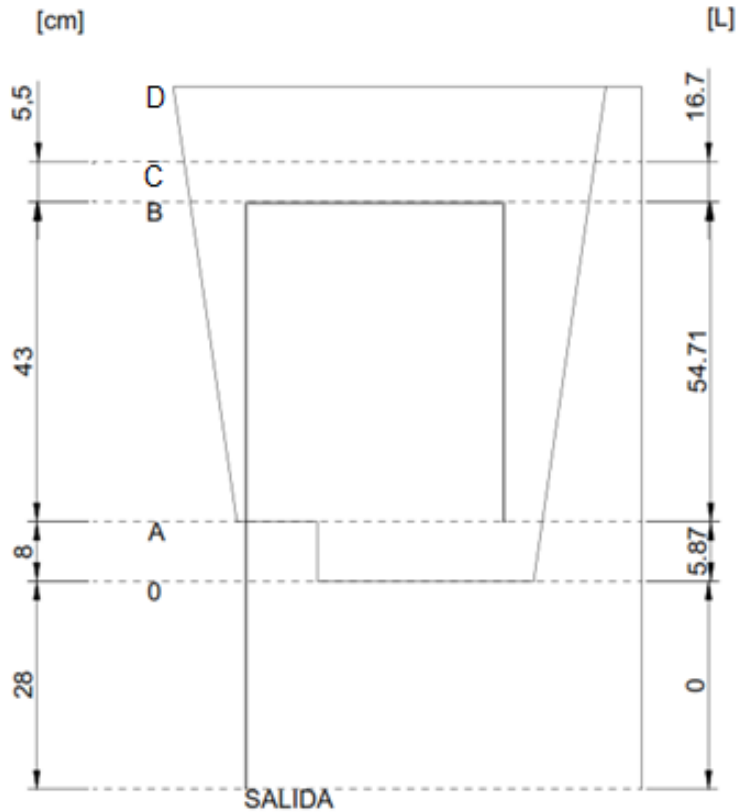


Ilustración 5.7.- Esquema del sifón experimental, El lado izquierdo mide la altura, mientras que el derecho el volumen.

El diseño de la cámara de distribución comienza determinando el volumen requerido. El caudal diario utilizado es de  $160 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$ , considerando un mínimo de 8 pulsos, se requeriría un sistema capaz de abastecer a los humedales verticales un volumen de agua de  $20 [m^3]$  por pulso. Para el dimensionamiento se proyecta una estructura de sección transversal cuadrada, una relación alto:ancho similar al del estanque experimental (2:1), tomando en cuenta que una estructura chata no facilita el vaciado-llenado.

Para satisfacer los  $20 [m^3]$  se proponen una sección cuadrada de  $2,2 [m]$  con una altura útil de  $4,4 [m]$ , se consideran  $10 [cm]$  entre la base y la entrada de la manguera, además de un 10% de holgura para evitar rebalses. Es decir, una estructura cuadrada  $2,2 [m]$  de grosor y  $5 [m]$  de altura como se muestra en la Ilustración 5.8. La ubicación de la manguera en el estanque se determinó en base a los ensayos en el laboratorio, donde la carga comprendida entre los puntos B y C equivale al 15% del volumen del pulso total que abarca desde A a C.

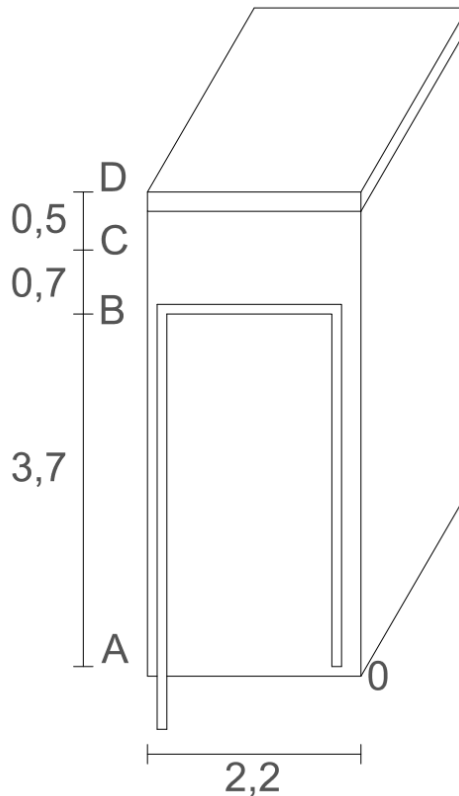


Ilustración 5.8.- Dimensiones de la cámara de distribución en metros.

Al ser un sistema a mayor escala la manguera que genere el sifón podría fabricarse con tuberías de no menos de 100[mm]. El tema de la presión necesaria es un factor importante, ya que la uniformidad en el ingreso de agua residual al sistema contribuye en la efectividad de este [27]. En los sistemas franceses se tiene como condición que el gotero más lejano a la distribución debe tener una presión mínima de 0.3[mca] [22].

### 5.3.3.- Conclusiones luego de la experiencia

Una vez realizado el trabajo experimental, se concluye que este mecanismo depende en gran medida del caudal de entrada. por lo que su correcta implementación dependería de las características del lugar y requeriría de pruebas realizadas en terreno.

En las pruebas realizadas en el laboratorio se utilizó un caudal constante, lo cual no se asemeja a la realidad ya que la producción de agua servida cambia dependiendo de la estación del año, la densidad poblacional y hora del día. Es por eso por lo que se debe tener en cuenta la posible utilización de bombas.

Una alternativa de sistema de riego con bomba es el mostrado en la Ilustración 5.9, el cual contempla el uso de un interruptor de nivel flotador, el cual se programa a una determinada altura y se conecta de manera eléctrica a la bomba, activándola cuando se logre el nivel seleccionado. De esta manera se llenaría el estanque, dando el tiempo entre pulsos y funcionando de manera automatizada.

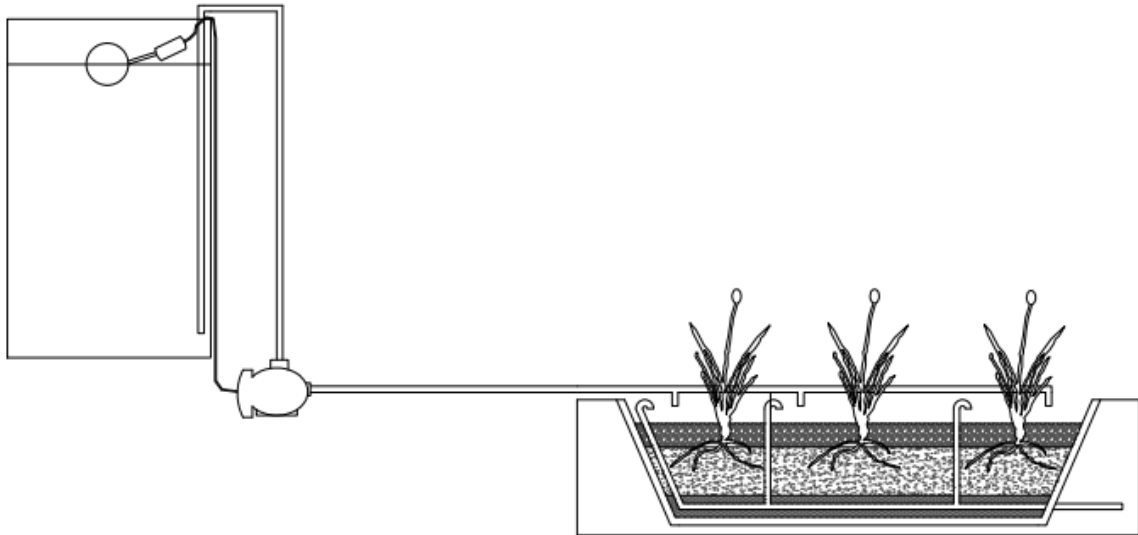


Ilustración 5.9: Esquema de sistema vertical abastecido mediante bomba.

#### 5.4.- Humedal vertical (HV)

Para este diseño se siguió la metodología presentada en el apartado 4.5. Como ya se mencionó este humedal tendrá el objetivo de nitrificar, recibiendo un 95% del caudal de diseño obtenido de Vera (2012) [2], es decir,  $152 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$  que irán desde el tanque Imhoff al sistema vertical, ya que el resto irá directamente al humedal horizontal.

Como se muestra en la Tabla 5.8, se asumió que el tratamiento primario reduciría un 30% la DBO<sub>5</sub> y DQO y un 15% la concentración de NTK, debido a que son los valores promedios de depuración de esas sustancias en un tanque Imhoff, según la guía de la OPS (2005) [17]. Además, como el sistema propuesto contempla la utilización posterior de un humedal horizontal, es que el diseño del sistema vertical se contempló para aportar solo un 70% de la demanda de oxígeno necesaria en el diseño de un sistema tratamiento únicamente con humedales verticales.

Tabla 5.7.- Contaminantes de diseño para el sistema vertical (entrada y salida del tanque Imhoff).

Parámetro	Concentración inicial [mg/L]	Porcentaje de remoción	Concentración final [mg/L]	Concentración final [g/d]
DBO <sub>5</sub>	312	30%	219	33250
DQO	781	30%	547	83125
NTK	94	15%	80	12112

Para calcular la concentración final en  $\left[ \frac{g}{d} \right]$  se debe multiplicar la concentración final (la unidad de concentración  $\left[ \frac{mg}{L} \right]$  es equivalente a  $\left[ \frac{g}{m^3} \right]$ ) por el caudal de diseño  $152 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$ . De esta forma se puede utilizar la ecuación 4.24.

$$OD_{DQO} = 0.85 * 0.7 \left[ \frac{gO_2}{gDQO} \right] * 83125 \left[ \frac{gDQO}{d} \right] \rightarrow 49459[gO_2]$$

$$OD_{Nitrificación} = 4.3 \left[ \frac{gO_2}{gNTK} \right] * 12112 \left[ \frac{gNTK}{d} \right] \rightarrow 52084[gO_2]$$

$$OD_{Desnitrificación} = 0.1 * 2.9 * \left[ \frac{gO_2}{gNTK} \right] * 12112 \left[ \frac{gNTK}{d} \right] \rightarrow 3513[gO_2]$$

Con estos valores se determinó la demanda total de oxígeno.

$$OD \left[ \frac{g}{d} \right] = OD_{DQO} + OD_{NITRIFICACIÓN} - OD_{DESNITRIFICACIÓN} \rightarrow 98030[gO_2]$$

Por otro lado, se calculó el oxígeno suministrado por convección en función al volumen de agua cargada diaria. Y con la diferencia entre este valor y la demanda, se estima el oxígeno que debería suministrar el sistema.

$$OI_{Convección} = 0.3 * \left[ \frac{gO_2}{L} \right] * 152 \left[ \frac{m^3}{d} \right] * 1000 \left[ \frac{L}{m^3} \right] \rightarrow 45600[gO_2]$$

$$OI_{Difusión} = 98030[g] - 45600 \rightarrow 52430[gO_2]$$

Como se mencionó anteriormente el sistema vertical se diseñó para que suministre un 70% del oxígeno demandado es decir  $0,7 * 52430[gO_2] = 36701[gO_2]$  al día. Poniendo el caso de que la cámara de distribución entregará 8 pulsos diarios y que el área se dividirá en dos lechos con una configuración de 35[m] x 45[m], es decir un total de 3150[m<sup>2</sup>].

$$37800[gO_2] = 1 \left[ \frac{gO_2}{h * m^2} \right] * A * \frac{24[h] - 1.5[h] * 8}{1[d]} \rightarrow 3150[m^2]$$

La Tabla 5.9 resume los aspectos de diseño de esta etapa de tratamiento.

Tabla 5.8.- Dimensiones de los HV.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Población	-	[Hab]	1.000
Dotación (95%)	-	[L/Hab/d]	152
Demanda por nitrificación	$OD_{NITRIFICACIÓN}$	[g]	52.084
Aporte por desnitrificación	$OD_{DESNITRIFICACIÓN}$	[g]	3.513
Demanda por DQO	$OD_{DQO}$	[g]	49.459
Demanda total	$OD_{TOTAL}$	[g]	98.030
Aporte por convección	$OI_{CONVECCIÓN}$	[g]	45.600
Aporte por difusión	$OD_{DIFUSIÓN}$	[g]	52.430
Demanda requerida	$OD_{REQUERIDO 70\%}$	[g]	36.701
Cantidad de pulsos	n	#	8
Área	A	[m <sup>2</sup> ]	3.150
Oxígeno suministrado	$OD_{SUMINISTRADO}$	[g]	37.800
Cantidad de lechos	-	#	2
Área por lecho	$A_{LECHO}$	[m <sup>2</sup> ]	1.575
Ancho del lecho	$W_{LECHO}$	[m]	35
Largo del lecho	$L_{LECHO}$	[m]	45
Relación	L/A	-	1,28
Tamaño grava superior	-	[mm]	12
Tamaño arena intermedia	-	[mm]	1,5
Tamaño grava inferior	-	[mm]	12
Altura	h	[m]	1

Para la distribución de agua en el humedal se considera una red de tuberías de 50[mm] de diámetro con orificios de 5[mm], cada 0,5[m], de modo que se distribuya lo más uniformemente posible, espaciando estas tuberías de aspersión en 1[m] como máximo y dispuesta en el interior de la grava de entrada de modo que se proteja.

### 5.5.- Humedal subsuperficial horizontal (HSS)

El humedal construido horizontal recibe  $152 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$  de agua proveniente de los humedales verticales y  $8 \left[ \frac{m^3}{d} \right]$  traídos directamente desde la salida del tanque Imhoff, es decir, antes de su ingreso al sistema se mezclan dos caudales con calidades diferentes. Generalmente el NTK es el contaminante de diseño que más área demanda [24], pero si se considera que hubo una etapa previa de humedal vertical, las concentraciones de NTK ya serán lo suficientemente bajas, dado que los sistemas verticales nitrifican en un 90% [19], es decir, un 63% si es llevado al 70% de su funcionalidad.

Para este caso el contaminante de diseño utilizado será la DBO<sub>5</sub>, calculada en base a que un sistema vertical eliminaría al menos el 85% de su concentración [19], casi un 60% si es llevada al porcentaje en que este sistema trabajaría (70%). Mientras que el flujo proveniente desde el tanque Imhoff vendrá con la calidad detallada en el diseño anterior. Con estos porcentajes resulta un afluente de  $88 \left[ \frac{mg}{L} \right]$  de DBO<sub>5</sub> proveniente de los humedales verticales y  $218 \left[ \frac{mg}{L} \right]$  de DBO<sub>5</sub> proveniente del tanque Imhoff.

La calidad total afluente se calculó mediante dilución simple  $C_{TOTAL} = \frac{C_1 \cdot Q_1 + C_2 \cdot Q_2}{Q_{TOTAL}}$ , obteniendo así el valor final de concentración de DBO<sub>5</sub>

$$C_{NTK} = \frac{152 \left[ \frac{m^3}{d} \right] * 88 \left[ \frac{mg}{L} \right] + 8 \left[ \frac{m^3}{d} \right] * 218 \left[ \frac{mg}{L} \right]}{160 \left[ \frac{m^3}{d} \right]} \rightarrow 95 \left[ \frac{mg}{L} \right]$$

Con esta concentración inicial se calculó el valor de área utilizando la ecuación 4.31 y los parámetros de la Tabla 4.7. Se consideró una temperatura del 15°C como en el diseño de tratamiento primario y una calidad objetivo efluente de acuerdo con las exigencias del DS90 [16].

$$K = 37 \left[ \frac{m}{año} \right] * 0,981^{15-20}$$

$$A = \frac{3 * 160 \left[ \frac{m^3}{d} \right]}{\left[ \frac{40,7 \left[ \frac{m}{año} \right]}{365} \right]} * \left[ \left( \frac{95 \left[ \frac{mg}{L} \right] - 5 \left[ \frac{mg}{L} \right]}{35 \left[ \frac{mg}{L} \right] - 5 \left[ \frac{mg}{L} \right]} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right] \rightarrow 1800 [m^2]$$

Con este requerimiento de área se propone un sistema con una configuración de 30[m] x 60[m], los resultados finales se resumen en la Tabla 5.10.

Tabla 5.9.- Dimensiones del HSS.

Parámetro	Sigla	Unidad	Valor
Caudal desde Humedal vertical	$Q_{HV}$	$\left[ \frac{m^3}{d} \right]$	152
Caudal desde tanque imhoff	$Q_{TI}$	$\left[ \frac{m^3}{d} \right]$	8
Concentración NTK	$C_{NTK}$	$\left[ \frac{mg}{L} \right]$	65
Temperatura	T°	C°	15
Constante de primer orden	K	$[m/año]$	9,05
Área	A	$[m^2]$	1.800
Ancho	W	$[m]$	30
Largo	L	$[m]$	60
Relación	L/A	-	2
Alto	h	$[m]$	1

## 5.6.- Sistema de desinfección

Considerando el caudal de diseño de los humedales de 160[m<sup>3</sup>/d] equivalente a 2[L/s] aproximadamente, se podría utilizar hipoclorito sódico o cálcico. Tomando en cuenta un tiempo de contacto de 25 [min], según lo recomienda la OPS, se calcula el volumen  $V = Q * t$  [42].

El dimensionamiento final de la cámara viene proponiendo una altura de canal, una relación ancho-largo y al menos tres sectores divididos por pantallas [42].

Tabla 5.10: Dimensiones de la cámara de contacto.

<b>Parámetro</b>	<b>Sigla</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Volumen requerido	V	[m <sup>3</sup> ]	3
Largo	L	[m]	2
Ancho	W	[m]	1,5
# Pantallas	N	-	2
Altura	h	[m]	1

## Capítulo 6.- Verificación sistema completo

Con el diseño preliminar desarrollado, se propone como ubicación de la planta completa, un lugar cercano a la fosa séptica actual, buscando aprovechar los desniveles del terreno para que la disposición de cada elemento contribuya a un correcto funcionamiento, cumpliendo las condiciones de cota que aseguren un flujo continuo, tomando en cuenta las pérdidas de carga asociadas a la conducción.

La Ilustración 6.1 muestra el desnivel que atravesaría el sistema de tuberías y la disposición de cada elemento en un gráfico vertical a escala. Se contempla 1[m] de altura por humedal, que el Tanque Imhoff está enterrado a la mitad y que el tanque de desinfección estará en una cota inferior que el humedal horizontal. La Ilustración 6.2 detalla la vista en planta del sistema completo, la disposición de cada elemento y la distribución probable de tuberías, bajo un sistema referencial de coordenadas relativas y en coordenadas UTM pertenecientes a la zona 19K. Todo esto, en relación con las curvas de nivel de la zona obtenidas a través de modelos de información geográfica (sujeto a errores).

La Tabla 6,1 resume las principales características del sistema apreciado en los gráficos.

Tabla 6.1.- Características de la planta proyectada.

Tramo	Nivel inicial [msnm]	Nivel final [msnm]	Longitud de tubería [m]	N° codos 90°	N° codos 45°	Caudal[L/s]
Pretratamiento – Tanque Imhoff	2447,5	2447	5,4	1	0	1,851
Tanque Imhoff – Cámara	2447	2445	37	0	1	1,851
Tanque Imhoff – HSS	2447	2439	143,4	3	3	0,092
Cámara – HV 1	2445	2441	80	0	3	1,759
Cámara – HV 2	2445	2440	63	0	2	1,759
HV 1 – HSS	2440	2439,5	9	0	0	1,759
HV 2 – HSS	2440	2439,5	31	1	1	1,759
HSS - Desinfección	2439,5	2439	2,4	0	0	1,851

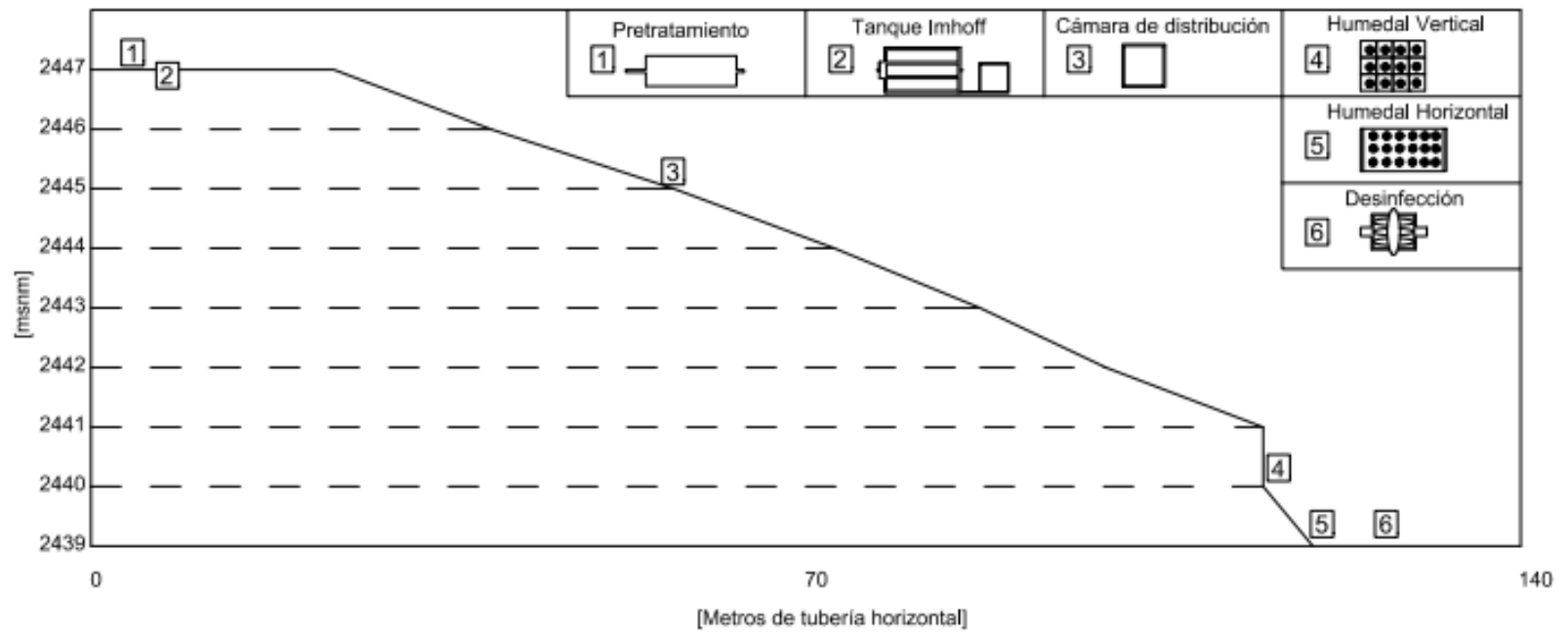
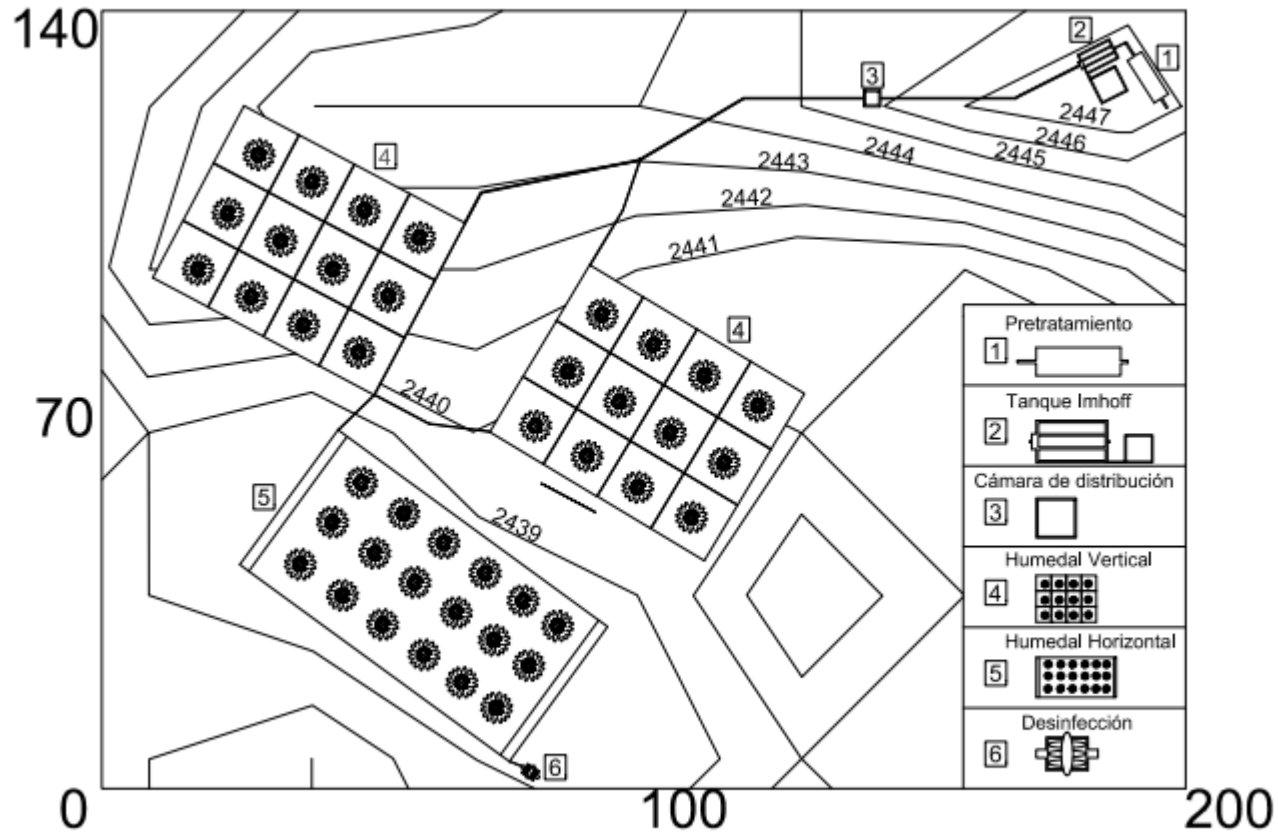


Ilustración 6.1.- Disposición de elementos en escala para planta de tratamiento propuesta.

600499,27 mE  
7435490,65 mS

600698,45 mE  
7435391,47 mS



600443,99 mE  
7435351,14 mS

600643,46 mE  
7435251,7 mS

Ilustración 6.2.- Esquema en planta del sistema proyectado. Escala en metros.

## 6.1.- Calidad prevista de agua tratada

Para estimar la calidad del agua en cada etapa, se consideraron los porcentajes de remoción típicos entregados en Alarcón et al. [17] y se compararon con los valores límites del Decreto 90 en la categoría de descarga en ríos sin capacidad de dilución. Los resultados se presentan en la Tabla 6.2 y Tabla 6.3

Tabla 6.2.- Evolución esperada de concentraciones en cada etapa.

Parámetros	Unidad	Entrada T. Imhoff	Entrada HV	Entrada HSS	Entrada Cloro	Salida Cloro
DBO5	[mg/L]	312	219	95	34	34
DQO	[mg/L]	781	546	237	33	33
SS	[mg/L]	437	240	97	19	19
NTK	[mg/L]	93	80	32	24	24
PT	[mg/L]	12	11	7	6	6
CF	[UFC /100ml]	1*10 <sup>10</sup>	1*10 <sup>8</sup>	8*10 <sup>6</sup>	7*10 <sup>4</sup>	1000

Es necesario destacar que la concentración de NTK a la entrada del humedal horizontal subsuperficial tiene un valor de 32[mg/L], por debajo de las exigencias del DS90, lo cual justifica el haber utilizado la DBO<sub>5</sub> como contaminante de diseño.

Tabla 6.3: Comparación de resultados con la normativa.

Parámetros	Unidad	Salida del sistema	DS90	NCh 3456
DBO5	[mg/L]	34	35	C
DQO	[mg/L]	33	-	-
SS	[mg/L]	19	80	B
NTK	[mg/L]	24	50	-
PT	[mg/L]	6	10	-
CF	[UFC/100ml]	1000	1000	C

La columna correspondiente a la NCh 3456 representa la categoría en que se encuentra cada parámetro calculado, las cuales fueron detalladas en el apartado 3.1.

## 6.2.- Verificación hidráulica

Para la verificar las condiciones del flujo a través de cada elemento y comprobar el funcionamiento del sistema se utilizará la ecuación de equilibrio (Bernoulli) entre los elementos conectados por tuberías cerradas (utilizando la información de la Tabla 6.1), como si fuesen estanques abierto a la atmósfera, tal como lo muestra la Ilustración 6.3.

$$z_1 \geq z_2 + h_L + h_S$$

Ec. 6.1

Se debe satisfacer el equilibrio mostrado en la ecuación 6,1, donde “z” corresponde a la cota de cada elemento y  $h_L, h_S$  son las pérdidas de carga mencionadas en el apartado 3.4 y presentadas a continuación.

$$h_S = k * \frac{v^2}{2g} \rightarrow k * \frac{\left(\frac{Q}{A}\right)^2}{2g} \rightarrow \frac{4Q^2 * k}{2g * D^2 * \pi} \quad \text{Ec. 6.2}$$

$$h_L = \frac{10.665}{C^{1.852}} * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.869}} * L \quad \text{Ec. 6.3}$$

Con estas expresiones se reordena la ecuación de equilibrio (ecuación 6.4), la cual al ser resuelta determina los diámetros mínimos que aseguren el correcto flujo. La Tabla 6.4 entrega los valores obtenidos.

Donde:

- $\Delta z$ , corresponde al desnivel entre los elementos
- $D_{min}$ , es el diámetro mínimo obtenido para esa sección de la conducción.
- $h_L * D^{4,869}$ , representa el valor calculado mediante la expresión  $\frac{10.665}{C^{1.852}} * Q^{1.852} * L$ , lo que permite obtener el valor asociado a las pérdidas de carga por conducción.
- $h_S * D^2$ , representa el valor asociado a las pérdidas de carga por singularidades, calculado mediante la expresión  $\frac{4Q^2 * k}{2g * \pi}$ , con ambas perdidas de carga y la diferencia de cotas de resuelve el diámetro mínimo requerido.

$$\Delta z = \frac{10.665}{C^{1.852}} * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.869}} * L + \frac{4Q^2 * k}{2g * D^2 * \pi} \quad \text{Ec. 6.4}$$

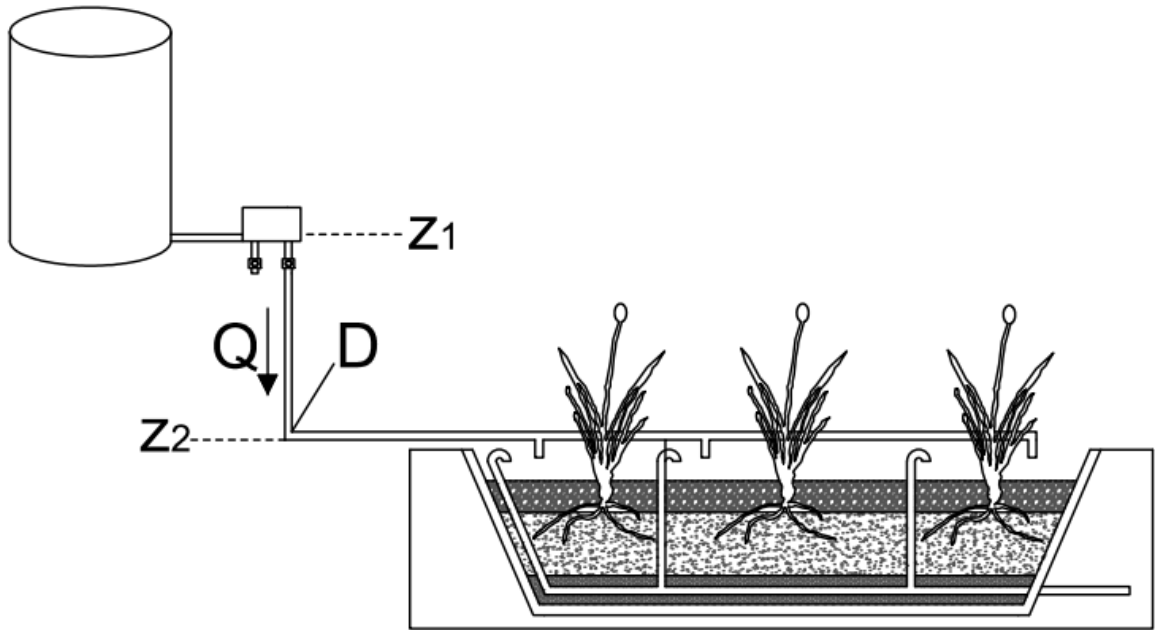


Ilustración 6.3.- Esquema de conducción entre elementos.

Tabla 6.4.- Diseño hidráulico.

Tramo	$\Delta z$ [m]	$h_L * D^{4,869}$	$h_S * D^2$	D min [mm]
Pretratamiento – Tanque Imhoff	0,5	$4,67 * 10^{-8}$	$2,00 * 10^{-7}$	36
Tanque Imhoff – Cámara	2	$3,20 * 10^{-7}$	$1,00 * 10^{-7}$	40
Tanque Imhoff – HSS	7,5	$4,83 * 10^{-9}$	$2,25 * 10^{-9}$	12,9
Cámara – HV 1	4	$6,29 * 10^{-7}$	$2,71 * 10^{-7}$	40
Cámara – HV 2	5	$4,96 * 10^{-7}$	$1,8 * 10^{-7}$	36
HV 1 – HSS	1,5	$7,08 * 10^{-8}$	-	31
HV 2 – HSS	0,5	$2,44 * 10^{-7}$	$2,71 * 10^{-7}$	50
HSS - Desinfección	0,5	$2,07 * 10^{-8}$	-	30

## Capítulo 7.- Construcción y puesta en marcha

El proyecto trata de una planta de tratamiento de aguas servidas para el poblado de Toconao, la cual eventualmente recibiría 160[m<sup>3</sup>] diarios de agua residual proveniente del uso doméstico de los pobladores, para ser tratada por un sistema híbridos de humedales construidos detallado en el capítulo 4. El objetivo del tratamiento es entregar agua con potencial para ser utilizado en el riego mediante el siguiente proceso:

- Ingreso de agua servida cruda al canal bastidor
- Ingreso del agua servida al tanque Imhoff donde son tratados los sólidos
- Ingresa el agua ya tratada de manera primaria al estanque con el sifón invertido que derivará el agua a uno de los dos humedales verticales
- Ingreso de agua al humedal vertical a través de las tuberías de distribución
- Ingreso al humedal horizontal un caudal directo desde el tanque Imhoff y otro con agua ya tratada desde el humedal vertical
- Ingreso al tanque de contacto donde se le integra hipoclorito sódico o cálcico.

La ubicación del proyecto fue determinada en un lugar cercano a la planta de tratamiento actual, ya que es un lugar de fácil acceso, con factibilidad para tener servicio eléctrico, contar con agua potable y lo suficientemente lejano para no incomodar a los pobladores con la generación de olores. El lugar proyectado se aprecia en la Ilustración 7.1, disponiendo en un área aproximada de 2[Ha] con cotas de entre los 2439 - 2447[msnm], mientras que el sector de las viviendas se encuentra a 2478 – 2552[msnm].

Tabla 7.1.- Área de elementos de la planta de tratamiento.

Elemento	Área [m <sup>2</sup> ]	%
Pretratamiento	31,4	0,6
Tanque Imhoff	21,76	0,4
Lecho de secado	25	0,5
Cámara de distribución	5,76	0,1
Humedales Verticales	3150	63
Humedal Horizontal	1800	36
Desinfección	2	0,04
Suma	5011	100



Ilustración 7.1: Ubicación donde se llevará a cabo el proyecto.; Fuente: GoogleEarth.

## 7.1.- Construcción

### 7.1.1.-Obras previas

Las principales labores de una etapa constructiva comienzan con una investigación de terreno y un posterior levantamiento topográfico, para luego realizar las obras de limpieza y trazado. Considerando que la construcción de los principales elementos del sistema requerirá una excavación y que el hormigón necesario vendrá desde una planta, la maquinaria necesaria será la siguiente:

- Retroexcavadora, a cargo del movimiento de tierra
- Compactadora, para garantizar la geometría de fondo
- Camiones de volteo, que retiren el material.
- Herramientas menores

### 7.1.2.-Pretratamiento

El pretratamiento está compuesto por un canal con vertedero lateral, una posterior rejilla de desbaste. Para esta estructura hidráulica se debe realizar una excavación de las dimensiones descritas en la sección 5.1, sumado a 0.1[m] que tendrá la estructura de espesor de hormigón. Desde la parte baja del canal saldría una tubería de PVC de 100[mm] que derivaría el agua al tanque Imhoff.

### 7.1.3.- Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es una estructura semi enterrada, de manera que se sostenga. En la superficie se encuentra el lecho de secados

Está considerado en las dimensiones totales un espesor de muro de 0.2[m], mientras que para el lecho de secado no se contempla excavación y se debe disponer de los materiales para la composición del medio de drenaje.

Adicionalmente el tanque Imhoff debe tener una bomba de lodo que derive el contenido al lecho de secado con una tubería de 200[mm]. La salida del sistema se realiza por la parte alta a través de una tubería de PVC de 100[mm] que debiese derivar una porción de caudal al humedal horizontal.

### 7.1.4.- Cámara de distribución

Para el sistema de distribución se proyecta una estructura de hormigón de espesor 0,2[m] y un sifón construido con PVC.

### 7.1.5.- Sistema híbrido de humedales construidos

#### 7.1.5.1.- Establecimiento de plataforma de trabajo

Se debiese realizar una limpieza en la zona a construir removiendo todo el material presente en una capa de 0.2[m] de suelo, eliminando raíces y realizando una posterior demarcación en puntos importantes.

#### 7.1.5.2.- Excavación y movimientos de tierras

El siguiente paso es realizar la excavación que marque el camino de las tuberías y los volúmenes de los lechos, se debe excavar manteniendo un talud perimetral que evite el desprendimiento de material y pueda servir para definir la celda de este, en tal caso, se debe tomar en cuenta un borde por sobre el nivel del terreno retenga la intromisión de finos. Una vez terminada la excavación de proceder a verificar las dimensiones.

#### 7.1.5.3.- Nivelación y compactación

Este paso es fundamental, ya que debe resultar una correcta y uniforme distribución del flujo que garantice la efectividad del sistema. Tanto el fondo como los terraplenes perimetrales se deben compactar con una capa de material exento de gravas menor a 0.25[m], por medio de equipos que no dejen huella.

En algunos casos con condiciones topográficas o geotécnicas adversas se opta por construir una estructura de hormigón que proteja el lecho o logre definir correctamente la geometría, así como también se le puede agregar alguna sustancia que evite el crecimiento de vegetación. Para este sistema se propone cubrir las paredes del humedal con hormigón y darle un borde libre que lo proteja de la intromisión de partículas externas y facilite la implementación del fondo impermeable.

#### **7.1.5.4.- Sistema de distribución y recogida**

Las tuberías y canales debiesen estar cubiertas de arena para su protección, la nivelación debe ser un proceso minucioso que logre el flujo deseado, con uniones correctamente pegadas y ancladas si se requieren fijas. Las arquetas son consideradas prefabricadas.

El sistema de distribución tiene el objetivo de realizar un ingreso de agua de manera homogénea, para el humedal vertical se utilizarán tuberías de PVC de 50[mm] en lo posible, sabiendo que en el diseño hidráulico existen tramos con exigencia de diámetros mayores (al principio en el tratamiento primario), con agujeros de 5[mm] para la aspersion y con una separación entre agujeros y tuberías de 40[cm], mientras que para la recogida se disponen de tuberías en el fondo con aperturas en la parte superior por donde ingresa el agua.

Las tuberías de aireación estarán dispuestas en los humedales verticales, atravesando el lecho a lo alto y conectándose con en el fondo con las tuberías de captación perforadas que atraviesan el lecho a lo largo.

El sistema horizontal se utilizará una tubería de 100[mm] que conecte con un vertedero de entrada que integre el agua al sistema a través de aperturas a lo ancho del humedal.

#### **7.1.5.5.- Impermeabilización**

Existe un método tradicional de impermeabilización con capas de arcilla, sin embargo, en la actualidad se realiza a través de una lámina geotextil (HDPE) electrosoldada para total impermeabilización y entremedio de capas de geomembrana que la protejan del daño que pudiesen causar las irregularidades del terreno natural y medio filtrante.

#### **7.1.5.6.- Medio granular**

Para el humedal horizontal se comienza colocando el material más grueso de los extremos del humedal, considerado en este caso como de 2[m] y posteriormente se coloca el medio principal con las características descritas en el capítulo 5.

Para el humedal vertical se deben separar las capas descritas por una capa intermedia o una geomembrana que evite el lavado de arena. Esta colocación del material debiese realizarse con maquinaria ligera, sin compactación.

#### **7.1.5.7.- Vegetación**

Esta es la última del tratamiento luego realizadas las conexiones, esta etapa debe realizarse ya con agua circulando. Se propone un monocultivo de *Shoenoplectus californicus* (totora), una planta que se da en humedales de todo Chile y funciona con altos índices de materia orgánica, para ellos se recurrirá a un vivero. La colocación de estas plantas se realiza de manera manual en agujeros dentro del lecho a una profundidad aproximada de 30[cm] con una densidad de 4 [plantas/m<sup>2</sup>].

#### **7.1.5.8.- Tanque de desinfección**

Se propone utilizar canal abierto, cuyas dimensiones dependan de las características de las lámparas de mercurio obtenidas en el mercado.

## **7.2.- Operación y mantenimiento**

Luego de aproximadamente un año de haber realizado la plantación de macrófitas, se puede decir que estas ya se han consolidado y generado un ambiente con una profusa población de bacterias con el que se puede iniciar la operación de este sistema [36].

Se debe tener preocupación de que no aflore agua en el sistema subsuperficial, tener la precaución de que roedores herbívoros no se coman los nuevos brotes de plantas, y fijar de que no crezca maleza en el medio granular. La plantación es recomendable realizarla en primavera para que la vegetación se desarrolle correctamente [36].

Para la mantención del sistema lo primero es verificar dos veces a la semana que los sistemas primarios de tratamiento están funcionando correctamente, debido a que la colmatación por exceso de partículas y grasas se acelera afectando la vida útil del HC. Con la misma frecuencia se debe verificar el funcionamiento de los sistemas de distribución que podrían obturarse. En ambos HC los sistemas de distribución deberán limpiarse una vez al mes. Se debe revisar semanalmente que el agua fluya correctamente por el lecho de modo que la raíces reciban al agua [36].

## Capítulo 8.- Costos aproximados

Para determinar el gasto económico que demandan estos sistemas se deben tener en cuenta la adquisición de tierras y la valoración de estas, ya que la demanda de superficie es mayor que en otros sistemas. Se debe considerar el movimiento de tierras que demandan todas las instalaciones entre excavación y nivelación en el dimensionamiento. también dependerá de los materiales utilizados, los materiales sintéticos son más caros, pero más fáciles de utilizar, instalar y transportar. Finalmente, los costos indirectos referidos a las actividades de diseño, inspecciones, imprevistos, estudios topográficos, asesoría profesional y mano de obra [22].

La tabla 8.1 presenta algunos costos que ya han sido calculados en trabajos anteriores, referidos a Chile.

Tabla 8.1: Costos según bibliografía

Referencia	Cantidad de usuarios	Costo por usuario	Ubicación	Costo total
Vera et al (2015)	-	85 – 630[USD]	Chile general	-
Gomez & Perez (2020)	3	-	Región del Maule	9.100.000[CLP]
Escobar (2021)	1000	102 [USD]	Región de Tarapacá	97.443 [USD]

Los costos de operación y mantención de los HC son bajos, incluyen energía para utilizar las bombas, monitoreo para el cumplimiento de normas, mantenimiento general de los sectores de acceso, remplazo o reparación de elementos mecánicos, elementos para la cosecha (se realiza entre plazos largos de tiempo), control de plagas. Dotro et al [19], establece que un HV referenciado a 8 [hab] en Austria (2015), gasta 180 [EUR] anual en muestreos y análisis que solicitan las autoridades, 120 [EUR] anual eliminando lodo primario del tanque séptico, una hora mensual en verificaciones visuales, análisis de etapas y limpieza y cinco horas anuales en la mantención de la vegetación [22].

Para este trabajo, se calculó un presupuesto aproximado de los costos de inversión de la planta proyectada, mediante un análisis de precios unitarios, sin considerar el detalle de las instalaciones menores. A continuación, se presentan los cálculos realizados en cada etapa de tratamiento.

### 1. Pretratamiento

Tabla 8.2: Costos asociados al pretratamiento.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	0,88	3.200	2,82	Mercado local
Movimiento de tierra	[m <sup>3</sup> ]	2,64	3.200	8,45	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	1,16	69.180	79,96	Globalgtc.cl
Tuberías 100[mm]	[m]	5	2.400	12	Sodimac
Total				103,23	

## 2. Tanque Imhoff y lecho de secados

Tabla 8.3: Costos asociados al tratamiento primario.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	9,35	3.200	29,93	Mercado local
Movimiento de tierra	[m <sup>3</sup> ]	113	3.200	362	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	295	69.180	20.431	Globalgtc.cl
Tuberías 100[mm]	[m]	130	2.400	312	Sodimac
Tuberías 200[mm]	[m]	2	7800	15,6	
Bomba de lodo	-	1	237.940	238	Toolmania.cl
Ladrillos	-	312	700	218	Mercado local
Total				21.608	

## 3. Cámara de distribución

Tabla 8.4: Costos asociados a la cámara de distribución sin bomba.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	1,15	3.200	3,69	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	80	69.180	5.532	Globalgtc.cl
Tuberías 100[mm]	[m]	100	2.400	240	Sodimac
Total				5.776	

## 4. Humedales verticales

Tabla 8.5: Costos asociados a los dos HV.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	630	3.200	2.016	Mercado local
Movimiento de tierra	[m <sup>3</sup> ]	3.150	3.200	10.080	Mercado local
Compactación	[m <sup>2</sup> ]	3150	-	20	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	1.286	69.180	89.000	Globalgtc.cl
Tuberías 100[mm]	[m]	30	2.400	72	Sodimac
Tuberías 50[mm]	[m]	540	2.300	1242	Sodimac
Grava 10-20[mm]	[m <sup>3</sup> ]	1.260	15.000	18.900	Mercado local
Arena	[m <sup>3</sup> ]	1.890	15.000	28.350	Mercado local
Geomembrana	[m <sup>2</sup> ]	6300	975	6.142	Sodimac
Impermeabilización	[m <sup>2</sup> ]	3.150	4.000	12.600	Sodimac
Plantas	-	12.600	4.000	50.400	Gómez & Pérez (2020)
Total				218.768	

## 5. Humedal horizontal

Tabla 8.6: Costos asociados a el HSS.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	360	3.200	1.152	Mercado local
Movimiento de tierra	[m <sup>3</sup> ]	1800	3.200	5.760	Mercado local
Compactación	[m <sup>2</sup> ]	5.011	-	10	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	734	69.180	50.810	Globalgtc.cl
Tuberías 100[mm]	[m]	2	2.400	5	Sodimac
Grava 10-20[mm]	[m <sup>3</sup> ]	1.566	15.000	23.490	Mercado local
Grava 100-200[mm]	[m <sup>3</sup> ]	52	15.000	787	Mercado local
Geomembrana	[m <sup>2</sup> ]	3.600	975	3.510	Sodimac
Impermeabilización	[m <sup>2</sup> ]	1.800	4.000	28.800	Sodimac
Plantas	-	7.200	4.000	28.800	Gómez & Pérez (2020)
Total				121.525	

## 6. Desinfección

Tabla 8.7: Costos asociados al tanque de cloración.

Elemento / Obra	Unidad	Cantidad	Precio unitario [CLP]	Precio total [1000 CLP]	Referencia
Limpieza	[m <sup>3</sup> ]	0,6	3.200	1,92	Mercado local
Movimiento de tierra	[m <sup>3</sup> ]	3	3.200	9,6	Mercado local
Hormigón	[m <sup>3</sup> ]	2,74	69.180	189	Globalgtc.cl
Total				200,8	

El costo total de los elementos necesarios para este sistema de tratamiento es de 367.981.180 [CLP]. Se consideró un adicional del 5% que correspondería a mano de obra (costos de limpieza, movimiento de tierra, compactación y hormigonado vienen con mano de obra ya incluida). Además de considerar un 10% de gastos generales de obra. El valor final se resume en la Tabla 8.8, el cual refleja un costo total de 423.178.350 [CLP], es decir, aproximadamente 423.000  $\left[\frac{CLP}{hab}\right]$

Tabla 8.8: Costo final aproximado.

Descripción	Costo [CLP]
Materiales y obras previas	367.981.180
Mano de obra	18.399.058
Costos generales	36.798.117
Total	423.178.350

## Capítulo 9.- Conclusiones y comentarios

### 9.1.- Conclusiones

En este documento se presentó el diseño completo de una planta de tratamiento de agua residual, la cual realiza el tratamiento biológico a través de un sistema híbrido de humedales construidos, este diseño fue llevado a cabo siguiendo guías extranjeras de esta tecnología. En relación con los tópicos abordados en este trabajo y la actividad realizada se presentan las conclusiones y comentarios.

Se logró diseñar una planta de tratamiento de humedales construidos cuyos resultados finales a la salida del sistema en general cumplen con las exigencias del D90, exceptuando los coliformes, que se asumen como eliminados eficazmente con el proceso de desinfección. Es necesario destacar que, dado el entorno árido de aplicación, los efluentes, se espera puedan ser reutilizados. Si se toma en cuenta la Nch3456, donde el efluente que se propone para esta planta de tratamiento podría ser clasificado en la categoría C y D lo que indica que se podría reutilizar para el riego de cultivos no alimentarios o cultivos de tipo industria.

Esta propuesta de diseño con la implementación del sifón invertido busca automatizar la operación de la planta de tratamiento, para que la mantención sea más económica y sencilla. Si bien, Dotro et al, 2017 [20] habla de la existencia de sistemas de humedales construidos con este mecanismo, el trabajo en laboratorio no tuvo la efectividad esperada. Debido a la importancia que tiene la cámara de distribución en el sistema es que se propuso una alternativa con bomba, pero como actividad futura se plantea el seguir con el experimento, utilizando un estanque más grande que no rebalse y contemplando una variabilidad de caudales que permitan observar distinto escenarios.

Existe otra labor pendiente que permita verificar este tipo de diseños en condiciones reales, esto es posible tomando muestras experimentales de la calidad del agua servida específica de la zona y verificando las condiciones de terreno de manera tal de tener un diseño certero sin caer en sobreestimaciones. Además de que a nivel país, la tarea radica en validar de mejor manera los valores estimados para los efluentes, que se traduce en evaluar la aplicabilidad de los modelos de diseño extranjeros utilizados y abriéndose a la implementación de nuevos sistemas.

### 9.2.- Comentarios

Existe otra labor pendiente que permita verificar este tipo de diseños en condiciones reales, esto es posible tomando muestras experimentales de la calidad del agua servida específica de la zona y verificando las condiciones de terreno de manera tal de tener un diseño certero sin caer en sobreestimaciones. Además de que a nivel país, la tarea radica en validar de mejor manera los valores estimados para los efluentes, que se traduce en evaluar la aplicabilidad de los modelos de diseño extranjeros utilizados y abriéndose a la implementación de nuevos sistemas.

Los costos de construcción son relativamente altos, la literatura y las experiencias realizadas comprueban que la inversión es similar a los sistemas tradicionales u otros semejantes [4]. El principal valor económico está en la operación y su escaso gasto energético, haciéndolo una opción conveniente en el tiempo de vida que se utilice. El costo calculado para este sistema es mayor a los mostrados en la Tabla 8.1, si bien, existen factores externos e internos que mantienen al país en un momento de inestabilidad y volatilidad económica [45], es aún accesible para una comunidad que recibe aportes por la explotación del litio [16].

Finalmente hay que destacar la constante intervención de organismos como la ONU, OCDE u OMS de advertir del entorno actual de crisis climática, donde la zona centro norte del país está dentro de las más afectadas [46]. Lamentablemente las localidades rurales y grupos de pobreza están más

expuestos a las consecuencias del cambio climático, al tener infraestructura más precaria [5]. Es por ello por lo que se ha trabajado hace varios años en este tipo de alternativas de tratamiento, pero entendiendo el daño irreversible del que se advierte [8], aun este tipo de tecnologías tiene coberturas mínimas [6] y para colaborar una real solución se tiene que trabajar en conjunto con las comunidades en políticas públicas [5].

## Referencias

- [1] O. Delgadillo, A. Camacho, L. Perez y M. Andrade, Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales., Cochabamba, 2010.
- [2] G. Vidal y F. Araya, LAS AGUAS SERVIDAS Y SU DEPURACIÓN EN ZONAS RURALES, Concepción, 2014.
- [3] H. Javier, «CONSTRUCCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, PARA BENEFICIAR A LA LOCALIDA DE ABEJONES, MUNICIPIO DEL MISMO NOMBRE,» Oaxaca, 2019.
- [4] S. Hormazábal y G. Vidal, Humedales Construidos, Diseño y Operación, Concepción, Chile, 2018.
- [5] Departamento de Trabajo Social Universidad Alberto Hurtado, Pobreza Multidimensional, Santiago de Chile, 2016.
- [6] I. Vera, C. Jorquera, D. Lopez y G. Vidal, «Humedales construidos para tratamiento y reuso de aguas servidas en Chile: Reflexiones,» *Tecnología y Ciencias del Agua*, 2015.
- [7] A. Noyola, J. Morgan y L. Guereca, «Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales,» 2013.
- [8] Comisión Nacional del Agua, «Manual de Agua Potable y Saneamiento,» Ciudad de Mexico, 2014.
- [9] Fundación Chile, *Aguas residuales com nueva fuente de agua*, Valparaíso, 2016.
- [10] Ministerio del Interior y Seguridad Pública, «MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE ESTABLECE PROGRAMA DE REGULACION AMBIENTAL,» *DIARIO OFICIAL DE LA REPUBLICA DE CHILE*, 2020.
- [11] Fundación Chile, Gobierno Regional de Valparaíso, «Las aguas residuales como nueva fuente de agua,» 2016.
- [12] Instituto Nacional de Estadísticas Chile, «Ciudades, Pueblos, Aldeas y Caseríos,» 2017.
- [13] Google, *Google Earth*, 2022.
- [14] Ministerio de Obras Públicas, DGA, «Diagnostico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua Segun Objetivos de Calidad,» 2004.
- [15] R. A. INIA, «Agroeteorología,» [En línea]. Available: [www.https://agrometeorologia.cl/](http://www.https://agrometeorologia.cl/).
- [16] H. Alonso, *Geoquímica del salar de Atacama*, Antofagasta, Chile, 1996.
- [17] J. Escobar, «Evaluación del Desempeño de Humedales Construidos Verticales Plantados con Especies Ornamentales para ser Aplicados en el Tratamiento de Aguas Servidas en Zonas Áridas,» Iquique, Chile, 2021.
- [18] M. Alarcon, F. Zurita, G. Vidal, A. García y H. Hadad, «Humedales de Tratamiento: Alternativa de Saneamiento de Aguas Residuales en América Latina.,» Bogotá, Colombia, 2018, p. 270.

- [19] D. Lopez, «Evaluación Estacional de Humedales Construidos de Flujo Horizontal Subsuperficial para la Depuración de Aguas Servidas en Zonas Rurales: Implicancia en la Generación de Metano,» Concepción, 2016.
- [20] G. Dotro, G. Lanergraber, P. Molle, J. Nivala, J. Pulgagut, O. Stein y M. Von Sperling, HUMEDALES PARA TRATAMIENTO, 2017.
- [21] Biblioteca del Congreso Nacional., «Reglamento Para la Dictación de Normas de Emisión,» Santiago, 1995.
- [22] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Decreto 90,» 2001. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=1099220>.
- [23] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Decreto 46,» 2003. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=1143590>.
- [24] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Decreto 609,» 1998. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=121486>.
- [25] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Ley Núm 20.988 Regula Los Servicios Sanitarios Rurales,» 2020. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=1100197>.
- [26] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Ley 21075 Regula la recolección, reutilización y disposición de aguas grises,» 2018. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=1115066>.
- [27] Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, «Ley 19300 APRUEBA LEY SOBRE BASES GENERALES DEL MEDIO AMBIENTE,» 1994. [En línea]. Available: <https://www.bcn.cl/leychile/navegar?idNorma=30667>.
- [28] Instituto Nacional de Normalización, «Directrices para el uso de aguas residuales tratadas para proyecto de riego,» 2019.
- [29] J. Fajardo, M. Ruiz y S. Muñoz, «COMBUSTIÓN IN SITU: UN ESTUDIO DE REACTORES PARA REPRESENTARLA,» *Revista Fuentes: El reventon Energético*, 2012.
- [30] J. Larriva y O. Gonzalez, «Cinética de la remoción de DBO5 en humedales con flujo subsuperficial horizontal,» *CIX: Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 2017.
- [31] M. Grau, «ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE REACTORES DISCONTINUOS Y SEMICONTINUOS: MODELIZACIÓN Y COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL,» 1999.
- [32] P. Basile, «Flujo en Conducciones a Presión,» Rosario, 2020.
- [33] A. Vicente, R. Ramirez, M. Vázquez y M. Carrillo, «Factores de ajuste para la pérdida de carga por fricción en tuberías con salidas múltiples telescópicas o con servicio mixto,» Texcoco, 2007.
- [34] R. Moreno, P. Carrasco, A. Figueroa, C. Espoz y C. Luz de la Masa, «Sitios Ramsar de Chile,» Santiago, 2015.
- [35] Ministerio de Agricultura de Chile, *LOS HUMEDALES Y LA IMPORTANCIA DE CONSERVARLOS*, 2006.
- [36] Biblioteca del Congreso Nacional, «Ley N° 21202,» Enero 2020. [En línea].

- [37] J. García y A. Corzo, *Depuración con Humedales Construidos*, Catalunya, 2008.
- [38] Organización Panamericana de la Salud, *Guía para el Diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y Lagunas de Estabilización.*, Lima, 2005.
- [39] A. Herrera y E. Adams, «Honduran Imhoff Tanks: Potentials and Pitfalls,» *Journal of Water Management Modeling*, pp. 362-375, 2010.
- [40] H. Brix y C. Arias, «The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: New Danish guidelines,» *Elsevier*, p. 495, 2005.
- [41] J. Rossel, A. Rossel, F. Ferro, A. Ferro y R. Zapana, «Radiación ultravioleta-c para desinfección bacteriana (coliformes totales y termotolerantes),» *Revista de investigación Altoandinas*, 2020.
- [42] Organización Panamericana de Salud, *Manual II: Diseño de Plantas de Tecnología Apropiaada*, Lima, 2004.
- [43] D. Zubieta, «Diseño de Sifón Hidráulico para un Sistema Piloto de Humedales Híbridos como Post-Tratamiento de Aguas Residuales de una Porcícola,» Pereira, 2013.
- [44] R. Gomez y V. Perez, «Evaluación de la Modificación de Parámetros de Construcción y Operación en el Funcionamiento de Humedales Construidos de Tipo Vertical,» Talca, 2020.
- [45] F. & Muñoz, «Factores Externos e Inflación,» Santiago, 2021.
- [46] P. Viveros, «Humedales Artificiales en Mercado de Tratamiento de Aguas Residuales.,» Valparaíso, 2017.
- [47] A. Castañeda, «Evaluación de Humedales Construidos en Los Altos de Jalisco,» *Revista Latinoamericana el Ambiente y las Ciencias*, p. 18, 2020.
- [48] Organización Panamericana de Salud, *Manual II: Diseño de Plantas de Tecnología Apropiaada*, Lima, 2004.
- [49] United States, Environmental Protection Agency, «Folleto informativo de tecnología de aguas residuales desinfección con luz ultravioleta.,» 1999.
- [50] G. Calderon, «El espectro UV se mueve en un rango de longitud de ondas entre 100[nm] a 400[nm] y se divide entre UV al vacío (100[nm] a 200[nm]), UV-C (200[nm] a 280[nm]), UV-B (280[nm] a 315[nm]) y UV-A (315[nm] a 400[nm]) [2]. Los rayos UV-C son los considerados may,» Cuenca, 2014.