

# TRABAJO FIN DE MÁSTER

## DISEÑO DE HUMEDAL ARTIFICIAL PARA LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL PARAJE LA SECADORA DEL MUNICIPIO DE CONSTANZA, REPÚBLICA DOMINICANA

Intensificación: **TRATAMIENTO DE AGUAS**

Autor

BRENDA DOLORES ROSADO DE LEÓN

Tutor

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Cotutor

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

SEPTIEMBRE, 2019



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

mihma  
máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente

DATOS DEL PROYECTO
<b>Título del TFM en español:</b> Diseño de Humedal Artificial para la Depuración de Aguas Residuales Domésticas en el paraje La Secadora del Municipio de Constanza, República Dominicana.
<b>Título del TFM en inglés:</b> Design of Artificial Wetland for the Debugging of Domestic Wastewater in La Secadora in the Municipality of Constanza, Dominican Republic.
<b>Título del TFM en valenciano:</b> Disseny d'Aiguamoll Artificial per a la Depuració d'Aigües Residuals Domèstiques en el paratge La Secadora del Municipi Constança, República Dominicana.
<b>Alumno:</b> Brenda Dolores Rosado De León
<b>Tutor:</b> Dra. Carmen Hernández Crespo
<b>Cotutor:</b> Dr. Miguel Martín Moneris
<b>Fecha de Lectura:</b> Septiembre 2019

## Resumen

Latinoamérica es una de las regiones del continente americano, donde 3/4 partes de las aguas fecales o residuales vuelven, sin tratamiento, a los ríos y otras fuentes hídricas, creando un serio problema de salud pública y para el medio ambiente, según advierten expertos del Banco Mundial.

República Dominicana es un paraíso natural que sufre el descuido por parte de las autoridades competentes en materia de protección de recursos naturales. Tal es el caso del municipio de Constanza, una zona con un clima benigno que le permite producir el 4% del producto interior bruto (PIB) nacional a la República Dominicana, gracias a la actividad agrícola. En esta misma zona se ubican las más importantes reservas naturales, encontrándose diversas variedades de plantas, únicas en el mundo y es donde nacen los ríos más significativos del país como lo son el Yuna, Nizao, Grande, Cuevas, Blanco, Banilejo, Guayabal, Ocoa y Tireíto, lo que lo convierte en un paraíso con un alto valor ecológico. No obstante, las aguas residuales no reciben el más mínimo tratamiento, retornando al medio receptor con características tales que provocan alteraciones en la calidad de sus aguas, atentando contra la salud de las personas y afectando a la flora y la fauna.

La problemática es de gran magnitud y las actuaciones para afrontarlas son urgentes. Las actuaciones a nivel local representan un paso hacia la solución total, es por lo que, este trabajo final de máster tendrá como objetivo principal diseñar un sistema de tratamiento de

las aguas residuales de una pequeña población llamada La Secadora perteneciente a dicho municipio, cuya población es de 782 habitantes. El sistema de tratamiento seleccionado es el de humedales artificiales, una tecnología extensiva muy apropiada a las características del lugar. Con este proyecto se contribuirá a mejorar el estado del medio receptor, aplicando a las aguas residuales un tratamiento adecuado mediante un sistema accesible para la población local, cuya explotación puede ser llevada a cabo por los propios habitantes y con recursos locales.

**Palabras clave:** Humedal Artificial, saneamiento, agua residual

## Abstract

Latin America is one of the regions of the Americas where 3/4 of the wastewater or sewage returns to rivers and other water sources, creating a serious public health problem and for the environment, according to World Bank experts.

The Dominican Republic is a natural paradise that suffers from carelessness on the part of the competent authorities in matters of protection of natural resources. Such is the case of the municipality of Constanza, an area with a benign climate that allows it to produce 4% of the national gross domestic product (GDP) to the Dominican Republic thanks to agricultural activity. In this same area are located the most important natural reserves, finding diverse varieties of unique plants in the world and where the most significant rivers of the country are born, such as Yuna, Nizao, Grande, Cuevas, Blanco, Banilejo, Guayabal, Ocoa and Tireíto, which makes it a paradise with a high ecological value. However, wastewater does not receive the slightest treatment, returning to the receiving environment with characteristics that cause alterations in the quality of its waters, threatening the health of people and affecting flora and fauna.

The problem is of great magnitude and the actions to face them are urgent actions at the local level represent a step towards the total solution, which is why this master's final project will have as main objective to design a wastewater treatment system for a small population named La Secadora belonging to said municipality, whose population is 782 inhabitants. The selected treatment system is that of artificial wetlands, an extensive technology very appropriate to the characteristics of the place. This project will contribute to improve the state of the Dominican rivers, avoiding the discharge of water without prior treatment, through systems accessible to the local population, whose exploitation can be carried out by the inhabitants themselves and with local resources.

**Key words:** Artificial Wetland, sanitation, residual water.

## Resum

Llatinoamèrica és una de les regions del continent americà on 3/4 parts de les aigües fecals o residuals tornen, sense tractament, als rius i altres fonts hídriques, creant un seriós problema de salut pública i per al medi ambient, segons adverteixen experts del Banc Mundial.

República Dominicana és un paradís natural que pateix el descuit per part de les autoritats competents en matèria de protecció de recursos naturals. Tal és el cas del municipi de Constança, una zona amb un clima benigne que li permet produir el 4% del producte interior brut (PIB) nacional a la República Dominicana gràcies a l'activitat agrícola. En aquesta mateixa zona se situen les més importants reserves naturals, trobant-se diverses varietats de plantes úniques en el món i on naixen els rius més significatius del país com ho són el \*Yuna, \*Nizao, Gran, Cuevas, Blanco, \*Banilejo, \*Guayabal, \*Ocoa i \*Tireíto, la qual cosa el converteix en un paradís amb un alt valor ecològic. No obstant això, les aigües residuals no reben el més mínim tractament, retornant al mitjà receptor amb característiques tals que provoquen alteracions en la qualitat de les seues aigües, atemptant contra la salut de les persones i afectant la flora i la fauna.

La problemàtica és de gran magnitud i les actuacions per a afrontar-les són urgents. Les actuacions a nivell local representen un pas cap a la solució total, és pel que aquest treball final de màster tindrà com a objectiu principal dissenyar un sistema de tractament de les aigües residuals d'una xicoteta població anomenada L'Assecadora pertanyent a aquest municipi, la població del qual és de 782 habitants. El sistema de tractament seleccionat és el d'aiguamolls artificials, una tecnologia extensiva molt apropiada a les característiques del lloc. Amb aquest projecte es contribuirà a millorar l'estat del mitjà receptor, aplicant a les aigües residuals un tractament adequat mitjançant un sistema accessible per a la població local, l'explotació de la qual pot ser duta a terme pels propis habitants i amb recursos locals.

**Paraules clau:** Aiguamoll Artificial, sanejament, aigua residual.

## Tabla de contenido

Resumen .....	ii
Abstract.....	iv
Resum .....	v
Índice de Figuras .....	ix
1. Introducción.....	1
2. Objetivos.....	3
2.1. Objetivo General .....	3
2.2. Objetivos Particulares .....	3
3. Marco Teórico.....	4
3.1. Terminología .....	4
3.2. Elementos de la línea del tratamiento de aguas.....	8
3.2.1. Pretratamiento .....	8
3.2.2. Tratamiento primario .....	9
3.2.3. Tratamiento secundario .....	10
3.2.4. Deshidratación del fango.....	17
3.3. Procesos Generales de Depuración en los Humedales Artificiales.....	18
3.4. Marco Legislativo .....	18
4. Datos de Partida .....	20
4.1. Climatología del municipio de Constanza .....	20
4.1.1. Temperatura .....	20
4.1.2. Precipitación .....	22
4.1.3. Viento.....	22
4.1.4. Evaporación.....	24
4.2. Redes de alcantarillado .....	24
4.3. Características de las Aguas Residuales .....	25
4.4. Población .....	25
4.4.1. Tasa de crecimiento poblacional .....	26
4.5. Dotación .....	28
4.6. Cálculo de los Caudales .....	29
4.6.1. Caudal medio diario ( $Q_{med\ d}$ , $m^3/d$ ).....	29
4.6.2. Caudal medio horario ( $Q_{med\ h}$ en $m^3/h$ ) .....	30

4.6.3.	Caudal punta horario ( $Q_{\text{punta, h}}$ en $\text{m}^3/\text{h}$ ) .....	30
4.6.4.	Caudal punta diario ( $Q_{\text{punta, d}}$ en $\text{m}^3/\text{d}$ ).....	30
4.6.5.	Caudal máximo diario ( $Q_{\text{máx.d}}$ en $\text{m}^3/\text{d}$ ) .....	31
4.6.6.	Caudal mínimo diario ( $Q_{\text{mín., d}}$ en $\text{m}^3/\text{d}$ ) .....	31
5.	Diseño de las Instalaciones.....	33
5.1.	Pretratamiento.....	33
5.1.1.	Canal de desbaste .....	33
5.1.2.	Estimación de residuos en la reja .....	36
5.1.3.	Desarenador.....	37
5.2.	Tratamiento Primario.....	40
5.2.1.	Tanque Imhoff.....	40
5.2.2.	Deshidratación del fango .....	49
5.3.	Tratamiento Secundario.....	51
5.3.1.	Diseño humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial (HAHFSs) .....	52
5.3.2.	Diseño humedal artificial vertical de flujo subsuperficial (HAVFSs) .....	62
6.	Presupuesto y comparación de alternativas .....	68
7.	Características de la Zona del Proyecto.....	72
7.1.	Suelo.....	75
8.	Líneas de actuación .....	79
9.	Conclusiones.....	80
10.	Bibliografía .....	82

## Índice de Tablas

Tabla 1. Rendimientos medios de Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial. ....	14
Tabla 2. Procesos que contribuyen a la depuración de las aguas residuales en SPA de las plantas acuáticas.....	18
Tabla 3. Valores máximos permisibles de descargas de agua residual municipal en la República Dominicana. ....	19
Tabla 4. Ejemplo de coeficientes de velocidad de reacción ( $\Theta$ ) basados en áreas. ....	21
Tabla 5. Ejemplo de factores de corrección de temperatura. ....	21
Tabla 6. Composición típica de las aguas residuales domésticas. ....	25
Tabla 7. Dotación neta según las características socioeconómicas y del sistema. ....	28
Tabla 8. Datos de partida obtenidos a través de cálculos planteados en las ecuaciones anteriores.....	29
Tabla 9. Valores recomendados de coeficientes punta para comunidades.....	31
Tabla 10. Resumen del resultado de los caudales a partir de las ecuaciones planteadas en el presente texto.....	32
Tabla 11. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejillas. ....	33
Tabla 12. Resumen de resultados del diseño del canal de desbaste. ....	36
Tabla 13. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores. ....	38
Tabla 14. Resumen de resultados obtenidos del diseño del desarenador.....	40
Tabla 15. Parámetros guías para el diseño del tanque Imhoff.....	41
Tabla 16. Parámetros usados para el correcto diseño del tanque Imhoff. ....	41
Tabla 17. Datos obtenidos del diseño de los tanques Imhoff. ....	47
Tabla 18. Resumen de la eficiencia de remoción de contaminantes en el tanque Imhoff. ....	48
Tabla 19. Resumen de los resultados del diseño de la era de secado.....	50
Tabla 20. Ejemplo de los valores de P para humedales HF, VF y FWS ....	52
Tabla 21. Ejemplo de concentraciones de fondo ( $C^*$ ) en mg / L para FH, FV y Humedales...53	
Tabla 22. Órdenes de magnitud de la conductividad. ....	55
Tabla 23. Tabla resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento biológico del humedal para cumplir $DBO_5 = 35$ mg/l. ....	58
Tabla 24. Resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento hidráulico del HAHFSs para cumplir $DBO_5 = 35$ mg/l.....	58
Tabla 25. Resumen de concentración de contaminantes para HAHFSs con $DBO_5=35$ mg/l...59	
Tabla 26. Tabla resumen de los cálculos del dimensionamiento biológico del humedal. ....	60
Tabla 27. Tabla resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento hidráulico del humedal para cumplir $DBO_5 = 50$ mg/l.....	61
Tabla 28. Resumen de concentración de contaminantes para HAHFSs con $DBO_5=50$ mg/l...62	
Tabla 29. Parámetros clave de diseño y concentraciones esperadas de efluentes. ....	62
Tabla 30. Resumen de cálculos del dimensionamiento del HAVFSs. ....	66
Tabla 31. Resumen de los datos de la carga de los contaminantes a lo largo del proceso de tratamiento del agua residual.....	67
Tabla 32. Evaluación aproximada de costes para cumplir con $DBO_5=35$ mg/l.....	69
Tabla 33. Evaluación aproximada de costes para cumplir con $DBO_5=50$ mg/l.....	70

## Índice de Figuras

Figura 1. Esquema de una fosa séptica de dos cámaras. ....	9
Figura 2. Esquema de tanque Imhoff.....	10
Figura 3. Esquema de humedales artificiales de flujo subsuperficial.....	12
Figura 4. Esquema de humedales artificiales de flujo subsuperficial.....	13
Figura 5. Plantas de Eneas República Dominicana, 2018. ....	15
Figura 6. Esquema de era de secado, no contempla resguardo.....	17
Figura 7: La temperatura promedio por hora, codificada por colores en bandas. ....	20
Figura 8: Esquema de canal de desbaste, zona de rejillas. ....	37
Figura 9. Dimensiones del tanque Imhoff del proyecto Humedal Artificial La Secadora.....	49
<i>Figura 10. Dimensionamiento era de secado del proyecto Humedal Artificial La Secadora. ...</i>	<i>51</i>
Figura 11. Distribución de las capas del medio granular y sus respectivas profundidades. ...	63
Figura 12. Perfil longitudinal de elevación del terreno del proyecto Humedal Artificial La Secadora.....	73
Figura 13. Perfil transversal de elevación del terreno del proyecto Humedal Artificial La Secadora.....	74
Figura 14. Mapa geológico del Municipio de Constanza, República Dominicana. ....	75
Figura 15. Esquema general de sistema de tratamiento de agua residual domestica del paraje La Secadora. Humedal artificial vertical de flujo subsuperficial.....	76
Figura 16. Esquema general de sistema de tratamiento de agua residual domestica del paraje La Secadora. Humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial. ....	77

## Índice de Gráficos

Gráfico 1. Precipitación promedio histórico mensual en milímetro, del Municipio de Constanza.....	22
Gráfico 2. Velocidad promedio del viento (km/h).....	23
Gráfico 3. Dirección del viento en Constanza.....	23
Gráfico 4. Evaporación media mensual de la provincia La Vega. ....	24
Gráfico 5. Comparación de los costes de inversión del HAHFSs y el HAVFSs para cumplir con DBO <sub>5</sub> = 35 mg/l. ....	70
Gráfico 6. Comparación de los costes de inversión y superficie necesaria del humedal horizontal para cumplir con DBO <sub>5</sub> = 35 mg/l y el horizontal para cumplir con DBO <sub>5</sub> = 50 mg/l. ....	71

## 1. Introducción

Las necesidades del agua aumentaron notablemente cuando el hombre empezó a usarla en la agricultura y desde entonces la misma también se convirtió en una fuente de contaminación de los cuerpos de agua, debido a los aportes en exceso de nutrientes, a esto se le suma el agua residual doméstica e industrial que en muchos casos son vertidas a los cuerpos de agua sin ningún previo tratamiento.

A través de los años se han realizado diversas investigaciones sobre los sistemas de tratamientos más factibles, tomando en cuenta varios aspectos tales como: económicos, disponibilidad del terreno, clima, características del agua residual, entre otras.

Las investigaciones sobre tratamiento de aguas residuales a través de humedales artificiales fueron iniciadas por la Dra. Käthe Seidel, en Alemania, en la década de los 50 (Vymazal, 2010). En un principio no se tomó como método válido debido a que, en ciertos aspectos no se consideraba que las plantas macrófitas podían sobrevivir por mucho tiempo en aguas contaminadas y que, a su vez, podían eliminar sustancias tóxicas, demostrándose con el tiempo lo contrario, llegando así a ser estas una de las principales características de los humedales artificiales.

A la hora de diseñar un proyecto para el tratamiento de las aguas residuales es de vital importancia encontrar soluciones definitivas y sustentables que permitan un manejo adecuado de los recursos naturales en las diferentes aglomeraciones. En este caso particular se plantea el diseño de un humedal artificial de flujo subsuperficial, con el cual se pretende solucionar la problemática de las aguas residuales de una de las dispersiones poblacionales (paraje) pertenecientes al municipio de Constanza.

El municipio de Constanza es conocido por ser la madre de la mayoría de los ríos más importantes y caudalosos de la República Dominicana y por ser el municipio de mayor producción de hortalizas del país convirtiéndola en la tercera ciudad de mayor producto interno bruto de la economía dominicana.

A raíz de ser un lugar de alta producción agrícola y de nacimiento de ríos, estos tienen una baja capacidad de autodepuración, por lo cual los vertidos no sólo afectan a este municipio, sino a todo el país y tiene repercusiones globales en los servicios ambientales.

Debido a la importancia ecológica de esta zona, en el 2016 se planteó realizar un taller para elaborar la matriz de marco lógico que sirviera de base para la formulación del Plan Estratégico de la Gestión Efectiva de los Recursos Naturales de este espacio territorial, con ello se busca evitar el deterioro de medio acuático, ya que este afecta directamente el medio ambiente, la estética, aspectos socioeconómicos, así como en la vida de las personas.

El mantenimiento de un humedal artificial se simplifica por su fácil control, el cual puede ser llevado cabo por un personal no especializado, aminorando los costes de mano de obra, del mismo modo se disminuyen o eliminan los costos energéticos, si se evita la instalación de equipos que requieran electricidad para su funcionamiento. El agua que se trata puede ser devuelta a los cuerpos de agua para luego ser aprovechada sin alterar la salud humana.

La disposición de aguas residuales con un deficiente tratamiento o que no son tratadas aumentan significativamente los riesgos de alteración ambiental y de la salud de la población, debido a que el agua se ve afectada con la aparición y aumento de la presencia de nutrientes y elementos patógenos.

Es de conocimiento general el hecho de que el agua es vida y sin agua potable la vida no sería posible, es por lo que la contaminación ambiental no debería ser un problema ajeno a ningún ciudadano.

## 2. Objetivos

### 2.1. Objetivo General

El objetivo de este proyecto es diseñar un humedal artificial para la depuración de las aguas residuales domésticas, que se integre perfectamente al ambiente del paraje La Secadora del Municipio de Constanza, República Dominicana.

### 2.2. Objetivos Particulares

- Diseñar distintas tipologías de humedales de flujo subsuperficial.
- Realizar un diseño más restrictivo en cuanto a los límites de vertido que exige la legislación actual de la República Dominicana.
- Realizar un análisis aproximado de costos de los tipos de humedales diseñados.

### 3. Marco Teórico

#### 3.1. Terminología

Este apartado se va a destinar para describir algunos términos básicos relacionados con el ámbito de las aguas que serán usados a lo largo de este proyecto.

- **Aguas residuales**

Aguas cuya composición y calidad original han sido afectadas como resultado de su utilización. Estas aguas provienen de uso municipal, industrial, agropecuario y otros. El uso al que han sido sometidas ha degradado su calidad original al cambiar su contenido en materiales disueltos y/o suspendidos. Sinónimos de aguas residuales son aguas negras, aguas cloacales y aguas servidas (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001).

- **Contaminación del agua**

Acción y/o efecto de introducir en el agua, elementos, compuestos, materiales o formas de energía que alteran la calidad de ésta para usos posteriores y, que incluyen uso humano y su función ecológica. La contaminación del agua altera sus propiedades físico-químicas y biológicas de forma que puede producir daño directo o indirecto a los seres humanos y al medio ambiente (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001).

- **Aguas residuales urbanas**

Las aguas residuales domésticas son las procedentes de zonas de vivienda y de servicios producidas principalmente por el metabolismo humano y las actividades domésticas. En las aguas residuales urbanas estarán siempre presentes las aguas residuales domésticas, pero también puede haber, dependiendo del grado de industrialización de la aglomeración urbana, aguas industriales procedentes de actividades de este tipo que descargan sus vertidos a la red de alcantarillado municipal (Entidad de Saneamiento de Agua, 2017).

- **Calidad del agua**

Concepto que implica un juicio subjetivo que es en función del uso. Relación de parámetros físicos, químicos y biológicos que determinan su composición, grado de alteración, y su

utilidad a los seres humanos y medio ambiente (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001).

- **Cuerpo receptor**

Toda masa de agua, corriente o no, natural o artificial, superficial o subterránea (río, arroyo, laguna, lago, embalse, acuífero, alcantarillado) susceptible a recibir directa o indirectamente vertidos o descargas de aguas residuales (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001).

- **Demanda Biológica de Oxígeno (DBO)**

Es una medida indirecta del contenido de materia orgánica (M.O.) biodegradable, expresada mediante la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar biológicamente la materia orgánica en una muestra de agua, a una temperatura estandarizada de 20°C. Si la medición se realiza al quinto día, el valor se conoce como DBO<sub>5</sub>.

Los microorganismos responsables de la biodegradación suelen estar asociados a películas que se desarrollan sobre la superficie de las partículas de suelo, vegetación y desecho vegetal

- **Demanda Química de Oxígeno (DQO)**

Es una medida indirecta del contenido de materia orgánica oxidable, mediante el uso de un fuerte oxidante en una muestra de agua. Sus unidades son mg O<sub>2</sub>/L. Su valor siempre será mayor o igual al obtenido en los ensayos de DBO<sub>5</sub> (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001).

- **Sólidos Totales (ST)**

Los sólidos totales o residuo de la evaporación son aquellos sólidos que quedan como residuos, una vez el agua es sometida a altas temperaturas (103 y 105 °C) para conseguir su evaporación. Estos sólidos se dividen en sólidos filtrables o sólidos no filtrables (sólidos en suspensión), los sólidos que atraviesan por un filtro de fibra de vidrio de 1,2 micrómetros son los filtrables, el resto corresponden a los no filtrables.

Los sólidos sedimentables son aquellos que se acumulan en el fondo de un recipiente con forma cónica, denominado cono de Imhoff, en un intervalo de 60 min. Con ello se obtiene

una medida aproximada a la cantidad de fango que sedimentarán en la decantación primaria de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

En los sistemas de flujo subsuperficial, los sólidos suspendidos se eliminan principalmente, por filtración en el terreno o en el medio subsuperficial. En los sistemas de baja carga y de infiltración rápida, la mayor parte de los sólidos se eliminan en la superficie. Por lo tanto, los sólidos del agua residual tienen tendencia a sellar las superficies de infiltración de estos sistemas de modo que es preciso diseñarlos y explotarlos de forma que se minimice la pérdida de capacidad de infiltración (Metcalf and Eddy, 1996).

- **Nitrógeno (N)**

Los mecanismos implicados en la eliminación de nitrógeno de agua residual dependen de la forma en que está presente el nitrógeno, nitrato, nitrito, amoníaco o nitrógeno orgánico. El nitrógeno suele estar presente en forma de amoníaco o de nitrógeno orgánico, excepto en el caso de aguas residuales que han sido sometidas a proceso de nitrificación como consecuencia de tratamientos avanzado (Metcalf and Eddy, 1996).

El nitrógeno orgánico asociado a los sólidos suspendidos presentes en el agua residual se elimina por sedimentación y filtración. El nitrógeno orgánico en fase sólida se puede incorporar directamente al humus del suelo. Parte del nitrógeno orgánico se hidroliza para formar aminoácidos que se pueden descomponer, adicionalmente, para producir iones amonio ( $NH_4^+$ ) (Metcalf and Eddy, 1996).

El amoníaco soluble se puede eliminar por volatilización directa a la atmósfera en forma de amoníaco gas. En los sistemas de tratamiento natural, la mayor parte del amoníaco afluente y del amoníaco convertido se adsorbe temporalmente, mediante reacciones de intercambios iónico, sobre las partículas del suelo y sobre las partículas orgánicas dotadas de carga (Metcalf and Eddy, 1996).

El nitrógeno en forma de nitratos no sufre reacciones de intercambio iónico debido a su carga negativa, permanece en solución, y es transportado como parte del agua percolada. Si no se elimina por consumo de las plantas o por procesos de desnitrificación, el nitrato lixiviará o percolará alcanzando las aguas subterráneas subyacentes (Metcalf and Eddy, 1996).

El agua con un contenido reducido de amoníaco no es perjudicial para usos agrícolas, pues se transforman en nitratos (abonos), pero si es perjudicial para la vida piscícola (Hernández & Galán, 1995).

- **Fósforo (P)**

El fósforo es un elemento imprescindible para el desarrollo de los microorganismos de las aguas y en consecuencia para el proceso de depuración biológica. El contenido de fósforo en las aguas residuales urbanas se debe principalmente a los vertidos urbanos (detergentes, fosas sépticas, etc.), el mismo puede encontrarse disuelto o en suspensión (Hernández & Galán, 1995).

En sistemas naturales de tratamientos de aguas residuales el fósforo se elimina por la adsorción, la precipitación química y el consumo de este por parte de las plantas.

- **Grasas**

Los glicéridos de ácidos grasos que se presentan en estado líquido a temperaturas normales se denominan aceites, mientras que los que se presentan en estado sólido reciben el nombre de grasas (Metcalf and Eddy, 1996).

La existencia de grasas genera problemas por su poder tensoactivo que impide la captación de oxígeno, o genera una película en los flóculos biológicos impidiendo su respiración y aligerándolos, permitiendo que floten, lo que evita su detención (Hernández & Galán, 1995).

- **Microorganismos (bacterias y parásitos)**

La presencia de microorganismos en el agua residual es muy común. La forma más frecuente de eliminación de los virus en sistemas de tratamiento naturales es por adsorción, seguida de la muerte.

- **Descarga o vertido**

La acción de descargar o verter aguas residuales a los cuerpos hídricos receptores o a sistemas de alcantarillado.

- **Tecnología extensiva (no convencional)**

Son las recomendadas para pequeñas aglomeraciones debido a que, su mantenimiento supone menos costes, aunque en estos casos se necesita de una mayor extensión de terreno por la poca energía aplicada a los procesos.

- **Tecnología intensiva (convencionales)**

Es aquella recomendada para grandes aglomeraciones, ya que requieren una mayor aplicación de energía y menos superficie.

- **Pequeña población**

La directiva 91/271 CEE define pequeña aglomeración urbana a aquellas que cuentan con un número de habitantes equivalentes menores de 2000 excluyendo las viviendas aisladas o poblaciones muy pequeñas que no dispongan de sistemas colectores para aguas residuales (Entidad de Saneamiento de Agua, 2017).

## 3.2. Elementos de la línea del tratamiento de aguas

En este apartado se definirán los elementos necesarios para el correcto funcionamiento del sistema de humedal artificial y así poder cumplir con los límites de vertidos en pequeñas poblaciones.

### 3.2.1. Pretratamiento

Su objetivo es la separación previa de la mayor cantidad posible de contaminantes que por su naturaleza o tamaño puedan dar problemas posteriores (sólidos gruesos, arenas y flotantes principalmente) (Huertas, Marcos, Ibarguren, & Ordás, n.d.).

Es el primer proceso de tratamiento al que es sometido el agua al llegar a un sistema de tratamiento de cualquier envergadura. Este puede estar compuesto de diferentes elementos como el aliviadero, las rejillas de gruesos y finos, desarenador, desengrasador, tanque de homogenización, etc.

En este caso en particular, al tratarse de un sistema de recolección de aguas separativo, solo se tomarán en consideración las aguas residuales domésticas, no existiendo la necesidad de diseñar el aliviadero, del mismo modo, el desarenador no resulta ser necesario, debido a que no existen elementos posteriores que necesiten una protección para su funcionamiento

continuo, no obstante, se plantea como ejercicio. Cabe destacar que cada una de las viviendas cuenta con una trampa de grasa, por lo que en el pretratamiento se obviará el diseño de la trampa de grasa. El pretratamiento estará compuesto por un canal de desbaste.

- **Canal de desbaste**

Tiene como función principal la separación de los sólidos de gran tamaño, los cuales quedan atrapados en las rejillas de gruesos y en la de finos, en él también se reduce la velocidad del caudal, lo que permite la sedimentación de las arenas que presentan una granulometría superior a 200  $\mu\text{m}$  (García & Corzo, 2008), con ello se logra proteger contra la abrasión y la sobrecarga los siguientes elementos de tratamientos.

### 3.2.2. Tratamiento primario

Su objetivo es la eliminación de sólidos sedimentables y flotantes (Huertas et al., n.d.). Para pequeñas poblaciones se suelen usar fosas sépticas y tanques Imhoff.

Las fosas sépticas permiten la sedimentación y acumulación de la materia en suspensión en el fondo. Esta se descompone por vía anaerobia reduciendo el volumen de lodos gracias a la producción de dióxido de carbono y metano. Las burbujas de gas atrapan sólidos haciéndolos flotar y dando lugar a una capa de espuma espesa. La falta de la capa de espuma espesa indica un mal funcionamiento de la fosa (García & Corzo, 2008), ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

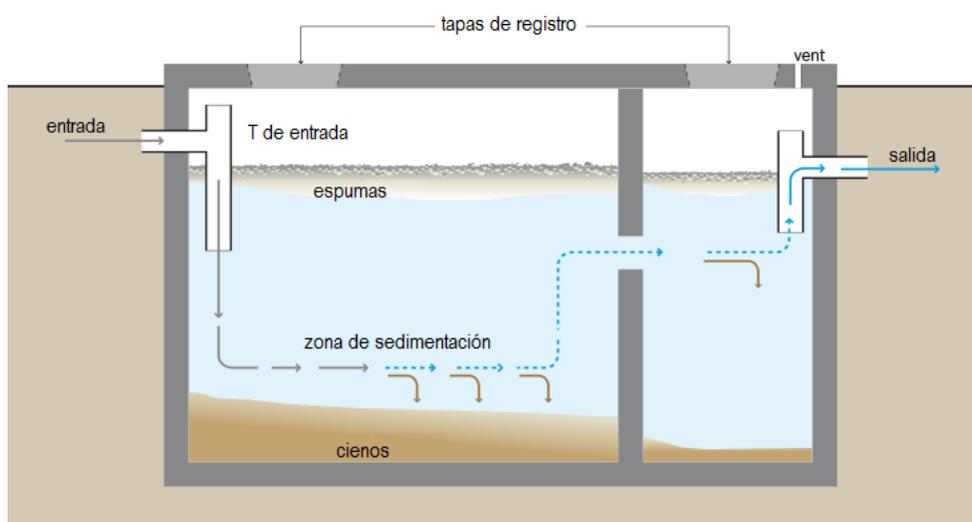
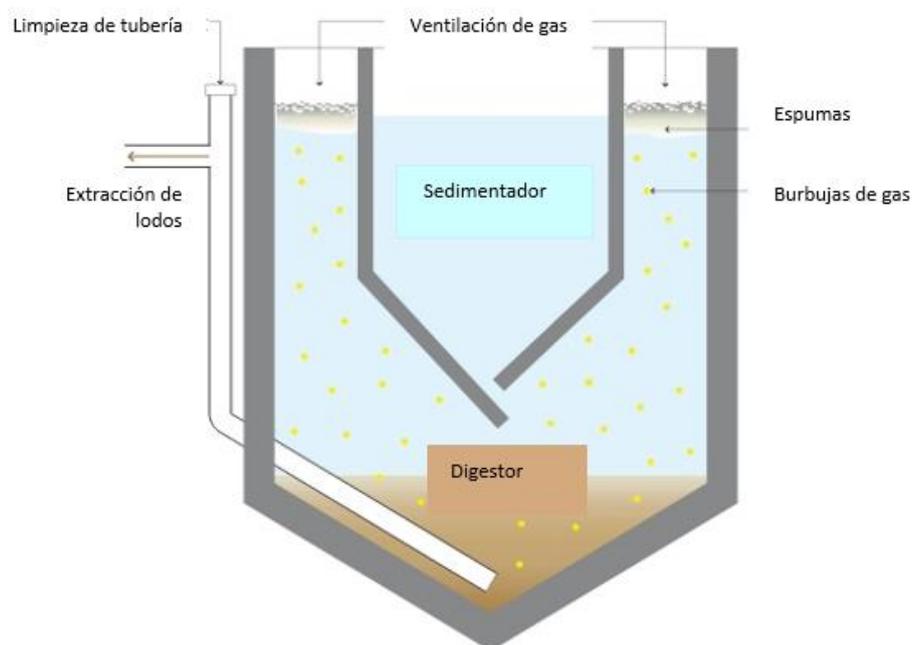


Figura 1. Esquema de una fosa séptica de dos cámaras.

El tanque Imhoff es un tanque decantador-digestor, su estructura y funcionamiento es diferente al de la fosa séptica, en este caso la zona de decantación y digestión están separadas. El tanque Imhoff cuenta con dos compartimientos, una cámara de decantación en la parte superior y en la parte inferior una zona de digestión donde las partículas de mayor peso sedimentan y se lleva a cabo el proceso de digestión, debido a las bacterias anaerobias, reduciendo así la materia orgánica. En los laterales de la superficie se deja la zona de escape de gas, donde los gases producidos son expulsados a la atmósfera (García & Corzo, 2008).



**Figura 2. Esquema de tanque Imhoff.**

**Fuente:** TILLEY et al. (2014).

### 3.2.3. Tratamiento secundario

Su objetivo es la eliminación de la materia orgánica biodegradable disuelta o en forma coloidal, así como el resto de sólidos y parte de los nutrientes presentes en el agua (Huertas et al., n.d.). En este proyecto se diseñarán humedales artificiales de flujo subsuperficial.

- **Humedales**

Son zonas encharcadas, en las que existe una vegetación acuática (macrófitas) perfectamente adaptada a tener todos o parte de sus órganos sumergidos en el medio acuoso. Pueden ser naturales o artificiales y la inundación puede ser temporal o permanente. En estos humedales se da una actuación simultánea y complementaria de las plantas superiores y los

microorganismos que favorecen la degradación de la materia orgánica. Por este motivo se utilizan los humedales naturales o artificiales para la depuración de aguas residuales (Fernández Gonzáles, Jesús; de Miguel Beascochea, Eduardo; Fernández de la Mora, 2000).

- **Humedal artificial**

Son zonas construidas por el hombre, se dan lugar los procesos de eliminación de contaminantes de forma muy similar a los humedales naturales (CENTA, 2008).

El humedal se compone del sustrato, de la vegetación y del agua residual (CENTA, 2008):

- El sustrato sirve de soporte a la vegetación y, permite la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula) que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes.
- La vegetación contribuye a la oxigenación del sustrato y a la eliminación de nutrientes. Además, se tiene lugar el desarrollo de la biopelícula.
- El agua residual circula a través del sustrato y de la vegetación para recibir el tratamiento.

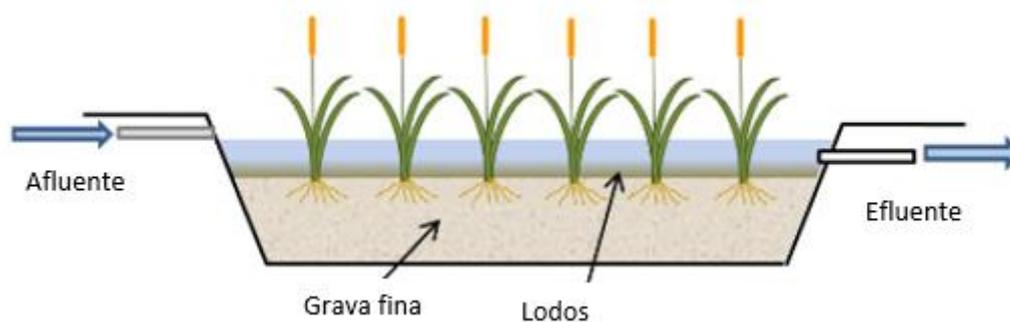
García y Corzo recomiendan tener como mínimo 2 celdas para la flexibilidad de mantenimiento o reparación de averías. Solo en sistemas muy pequeños y autónomos se permite la construcción de sistemas de una única celda. Del mismo modo, se han de evitar las zonas muertas por donde no circule el caudal y circuitos preferentes lo que provocaría una colmatación antes del tiempo estipulado

Clasificación de los humedales artificiales:

La clasificación de los humedales artificiales depende de varios factores. A continuación, se describirá la clasificación de los humedales artificiales plantados con macrófitas emergentes y según el sentido preferente del movimiento de agua.

- El humedal artificial de flujo superficial (HFS):

Es uno de los sistemas de tratamiento de aguas residuales que mantiene mayor similitud con un humedal natural, en este el agua se vierte en la superficie en un extremo del lecho, trasiega expuesta a la atmósfera, lenta y horizontalmente, para finalmente ser evacuada en el extremo opuesto del lecho, por medio de un vertedero (Arias & Brix, n.d.), ver **Figura 3**.



**Figura 3. Esquema de humedales artificiales de flujo subsuperficial.**

**Fuente:** Huertas R, Marcos C, Ibareguren N, Ordás S.

- **Humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial (HAHFSs)**

En este como su nombre lo indica, el flujo va por debajo de la superficie lo cual no le permite un contacto con la atmósfera, manteniendo la circulación del agua a través de un medio granular que se encuentra en contacto con las raíces las cuales se encargaran de realizar procesos de descontaminación.

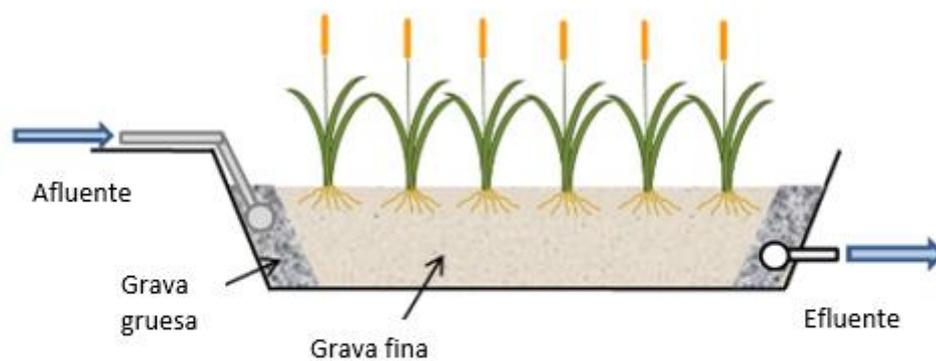
En el HAHFSs el agua se distribuye en un extremo del lecho, se infiltra, trasiega en sentido horizontal a través de un medio granular de relleno y entre las raíces de las plantas. Al final y en el fondo del lecho, el agua tratada se recoge y se evacua por medio de tuberías y/o vertederos. La profundidad no suele exceder los 0.60 m y para facilitar el flujo del agua se recomienda una pendiente leve, pero manteniendo un flujo laminar (Arias & Brix, n.d.), ver **Figura 4.**

- **Humedal artificial vertical de flujo subsuperficial (HAVFSs)**

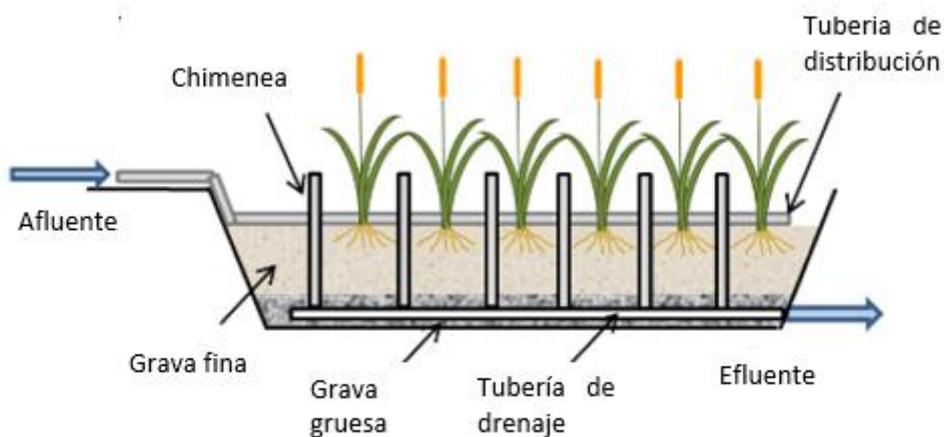
El agua fluye de manera descendente y percola en el humedal. El agua se vierte y se distribuye en toda la superficie del lecho, el agua percola entre las diferentes capas de material filtrante del lecho. La profundidad del lecho debe de ser  $\geq 1$  m (Arias & Brix, n.d.).

En los HAVFSs los contaminantes que se degradan aeróbicamente se eliminan fácilmente con carga intermitente. Para aguas residuales domésticas y municipales, la materia orgánica (DBO<sub>5</sub> o DQO) y el nitrógeno amoniacal se eliminan principalmente por procesos microbianos vía aeróbica. Los sólidos (como los SST) y los organismos patógenos se eliminan mediante filtración física (IWA, 2017).

La eficiencia del tratamiento en un HAVFSs está directamente relacionada con el material de filtro utilizado. Si se utiliza material fino, el tiempo de retención de las aguas residuales en el filtro es más largo, lo que a menudo permite mayores eficiencias de eliminación. Sin embargo, la carga hidráulica de la superficie es limitado, ya que el agua tarda más en infiltrarse y el potencial de obstrucción aumenta. El material de filtro más grueso permite mayores cargas hidráulicas y menos potencial de obstrucción, pero da como resultado menores eficiencias de eliminación. Esto se puede superar parcialmente en algunos casos aumentando la profundidad de la capa principal. Las directrices de diseño disponibles para los humedales verticales se basan en reglas empíricas, como las que usan los requisitos del área de superficie específica (Brix y Johansen, 2004; DWA, 2017; ÖNORM, 2009) (IWA, 2017).



**Humedal Artificial Horizontal de Flujo Subsuperficial**



**Humedal Artificial Horizontal de Flujo Subsuperficial**

**Figura 4. Esquema de humedales artificiales de flujo subsuperficial.**

**Tabla 1. Rendimientos medios de Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial.**

<b>Parámetro</b>	<b>Verticales</b>		<b>Horizontales</b>	
	<b>% reducción</b>	<b>Efluente(mg/l)</b>	<b>% reducción</b>	<b>Efluente(mg/l)</b>
SS (mg/l)	90 - 95	13 - 25	90 - 95	13 - 25
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	90 - 95	15- 25	85 - 90	15 - 30
DQO (mg/l)	80 - 90	60 - 120	80 - 90	60 - 120
N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg N/l)	60 - 70	9 - 12	20 - 25	22 - 24
N <sub>total</sub> (mg N/l)	60 - 70	15 - 20	20 - 30	35 - 40
P <sub>total</sub> (mg P/l)	20 - 30	7 - 8	20 - 30	7 - 8
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	1 - 2 u log	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>	3 - 2 u log	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>

**Fuente:** (EPSAR, 2017).

- **Humedales híbridos**

Son combinaciones de los humedales anteriormente descritos y pueden estar compuestos de diferentes lechos y/o de zonas en donde el agua circula expuesta a la atmósfera, zonas donde el flujo es subsuperficial e inclusive con sectores con flujo vertical. Su disposición dependerá de los objetivos de tratamiento, de las características del agua a tratar, de las condiciones de operación y de la disponibilidad económica (Arias & Brix, n.d.).

Estos humedales reciben diversos nombres como filtros de plantas, filtros verdes, biofiltros, lechos de plantas, y lecho de juncos, entre otros (García & Corzo, 2008).

- **Vegetación en los humedales**

El correcto funcionamiento de un humedal artificial depende en gran medida de la implementación de una vegetación idónea, adaptada a condiciones específicas.

Se debe tratar de usar una especie de vegetación autóctona, capaz de sobrevivir a las variaciones climáticas y a las diferentes condiciones ambientales a las cuales serán sometidas, del mismo modo se ha de tomar en consideración si la vegetación cumple con los objetivos para obtener rendimientos óptimos en el tratamiento de aguas residuales.

- **Macrófitas a usar**

La vegetación para usar en este diseño de humedal artificial es la *Typha* spp (Totora o junco de la pasión) un tipo de macrófita emergente usada para la Fito depuración en humedales artificiales de flujo superficial y subsuperficial. En República Dominicana se conoce con el nombre de enea y junco. Es una planta nativa de República Dominicana.

- **Typha spp (Totora o junco de la pasión)**

La familia de las Typhaceae está formada por un único género, el género Typha, de características morfológicas bastante homogéneas. Se trata de plantas acuáticas helófitas, esto es, plantas acuáticas con sistema radicular arraigado en el fango o fondo del humedal, y estructura vegetativa que emerge por encima de la lámina de agua; por esa razón también se denominan macrófitas emergentes. Son plantas herbáceas perennes, erectas, de gran desarrollo, que pueden alcanzar más de 3m de altura. Las hojas de las eneas se disponen formando un denso grupo desde la parte basal de la planta (Fernández Gonzáles, Jesús; de Miguel Beascochea, Eduardo; Fernández de la Mora, 2000).

La forma de la lámina de la hoja de las eneas es muy característica. Es extremadamente larga, entera y de bordes paralelos; su nerviación es paralela. Las hojas son planas, pero gruesas y esponjosas; al seccionarlas transversalmente se observan numerosos canales aeríferos (Fernández Gonzáles, Jesús; de Miguel Beascochea, Eduardo; Fernández de la Mora, 2000), ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**



**Figura 5. Plantas de Eneas República Dominicana, 2018.**

**Fuente:** <https://arbolesyfloresmarilin.wordpress.com/2018/05/01/eneas-o-junco/>.

- **Ventajas y Desventajas del uso de los Humedales Artificiales**

Entre las ventajas destacan:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo, si se consigue que el agua circule por gravedad.
- Perfecta integración ambiental.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire, las aguas de los humedales.
- Bajo coste de implementación y explotación en comparación con los sistemas de tratamiento con tecnologías convencionales.
- Creación de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).

Entre las desventajas destacan:

- Posible aparición de mosquitos.
- Mayor superficie en comparación con las tecnologías convencionales.
- Riesgo de colmatación en los sistemas de flujo subsuperficial.
- Pérdida de agua por evaporación, lo que incrementa la salinidad en el efluente.
- Poca posibilidad de actuación ante un mal diseño o construcción.
- Larga Puesta en marcha, que va desde meses hasta un año en sistemas de flujo subsuperficial.
- Este tipo de sistema no se recomienda para tratar las aguas industriales con alta contaminación de materia inorgánica.
- **Seguimiento del proceso del humedal**

En el manual CENTA (2007), se aconseja un control periódico de un conjunto de parámetros. Se recomienda visitar la estación depuradora diariamente con el objetivo de detectar posibles anomalías que puedan repercutir negativamente en el funcionamiento del sistema. Para dejar constancia del seguimiento del proceso, el operador dispondrá de un cuadernillo en el cual rellenará:

- La fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Los caudales tratados
- El número e identificación de los humedales artificiales puestos en operación.
- El aspecto de las plantas de los humedales.

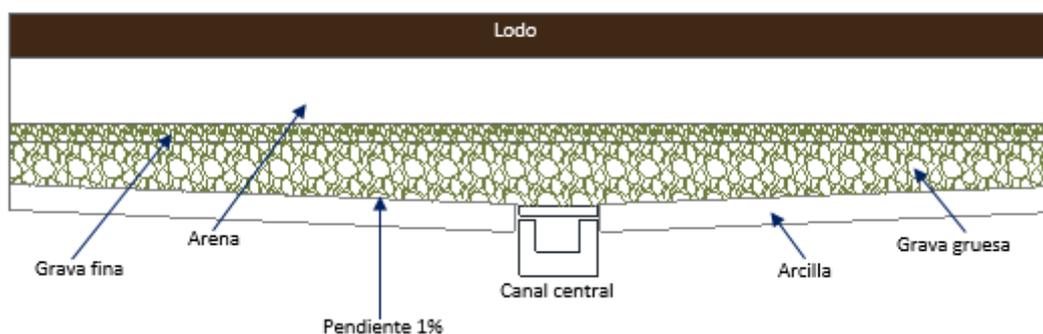
- El aspecto del efluente depurado.
- Las posibles anomalías en los viales y en la obra en general.
- La fecha de realización de las diferentes tareas de mantenimiento:
- Limpieza de rejas.
- Retirada de lodos del tanque Imhoff.
- Corte y retirada de las plantas secas, etc.

### 3.2.4. Deshidratación del fango

La deshidratación es un procedimiento físico en el cual el contenido de humedad se reduce y el contenido de sólidos aumenta (Crites & Tchobanoglous, 2000).

Con la deshidratación del fango se está contribuyendo a disminuir los costes de transporte, a la facilitación de manejo de los lodos y a la disminución de sólidos para el posterior uso de compostaje, relleno de terreno o quema.

Para el humedal diseñado se va a usar el método de eras de secado, siendo este el más común en los sistemas de tratamientos de aguas residuales de pequeños núcleos, debido a su bajo costo de implementación y mantenimiento. Los mecanismos que actúan en la era de secado son la percolación del agua a través de la capa de arena y la evaporación del agua por medio de la radiación solar.



**Figura 6. Esquema de era de secado, no contempla resguardo.**

El fango puede extraerse de la era de secado cuando esté agrietado, deshidratado y posea un color negro o marrón oscuro. El fango deshidratado se suele extraer de forma manual con palas en carretillas o en camiones. Para este proyecto se usará palas y carretillas, no obstante, se dejará el espacio necesario para la entrada de un camión.

### 3.3. Procesos Generales de Depuración en los Humedales Artificiales

Los procesos de depuración ayudan a reducir los contaminantes que trae consigo el influente. En la **Tabla 2**, se resumen los procesos de las diferentes fases que se llevan a cabo en un humedal artificial.

**Tabla 2. Procesos que contribuyen a la depuración de las aguas residuales en SPA de las plantas acuáticas.**

<b>Contaminante</b>	<b>HFS</b>	<b>HFSS</b>	<b>HFV</b>
Materia orgánica	Reducción de la DBO soluble por conversión biológica aeróbicas, facultativas y anaerobias que crecen en la superficie de las plantas y sobre los detritos. La DBO particulada se elimina por absorción, por filtración y por sedimentación.	Reducción por conversión biológica por intervención de bacterias facultativas y anaeróbicas adheridas a las superficies de las plantas y los detritos del medio de relleno del humedal.	Reducción por conversión biológica por medio de bacterias facultativas y anaeróbicas adheridas a las superficies de las plantas.
Materia en suspensión	Filtración y sedimentación	Filtración y sedimentación	Filtración
Nitrógeno	Procesos de nitrificación/desnitrificación, asimilación por las plantas y volatilización.	Nitrificación/desnitrificación, Asimilación por las plantas y volatilización.	Nitrificación/desnitrificación, asimilación por las plantas y volatilización.
Fósforo	Reducción por sedimentación y por asimilación por medio de las plantas y microorganismos.	Por filtración, sedimentación, adsorción, por asimilación por parte de las plantas y microorganismos.	Filtración, sedimentación, absorción y asimilación por las plantas.
Metales pesados	Absorción a las plantas, superficie de detritos y por sedimentación	Absorción a las raíces de las plantas y los detritos, sedimentación.	absorción a las raíces de las plantas, sedimentación y filtración
Trazas de contaminantes orgánicos	Volatilización, absorción, biodegradación.	Absorción, biodegradación.	Volatilización, absorción, biodegradación.
Patógenos	Muerte natural, depredación, radiación UV, sedimentación	Por muerte natural, por depredación, sedimentación, secreción de antibióticos desde las raíces de las plantas.	Muerte natural, depredación, sedimentación, secreción de antibióticos de las raíces de las plantas.

### 3.4. Marco Legislativo

El Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de la República Dominicana en su art. 4 de la Norma Ambiental sobre Control de Descargas a Aguas Superficiales, alcantarillado

sanitario y aguas costeras establece que todo ente generador deberá dar tratamiento a sus aguas residuales para que cumplan con las disposiciones de la norma en cuestión y evitar perjuicios al ambiente, a la salud, o al bienestar humano; procurando la mejor tecnología disponible, económicamente viable, y las mejores prácticas de manejo y prevención de la contaminación que garanticen que sus descargas cumplan con lo establecido en la norma.

Del mismo modo en su Art. 5 se establece que los sistemas de alcantarillado municipales, públicos y/o privados, que transportan aguas residuales deberán contar con sistemas de tratamiento que garanticen que sus descargas cumplan con lo establecido en la Norma Ambiental sobre Control de Descargas a Aguas Superficiales, Alcantarillado Sanitario y Aguas Costeras (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2012).

En la Tabla 3 se muestran los valores máximos permisibles de descargas de agua residual municipal en aguas superficiales, según los habitantes equivalente de la población.

**Tabla 3. Valores máximos permisibles de descargas de agua residual municipal en la República Dominicana.**

<b>VALORES MÁXIMOS PERMISIBLES</b>							
he	-	mg/l					
POBLACIÓN	pH	DBO <sub>5</sub>	DQO	SS	N-NH <sub>4</sub>	N-(NH <sub>4</sub> +NO <sub>3</sub> )	P-PO <sub>4</sub>
< 5,000	6 - 8.5	50	160	50	-	-	-
5,000 - 10,000	6 - 8.5	45	150	45	-	-	-
10,000 - 100,000	6 - 8.5	35	130	40	10	18	3
>100,001	6 - 8.5	35	130	35	10	18	2

## 4. Datos de Partida

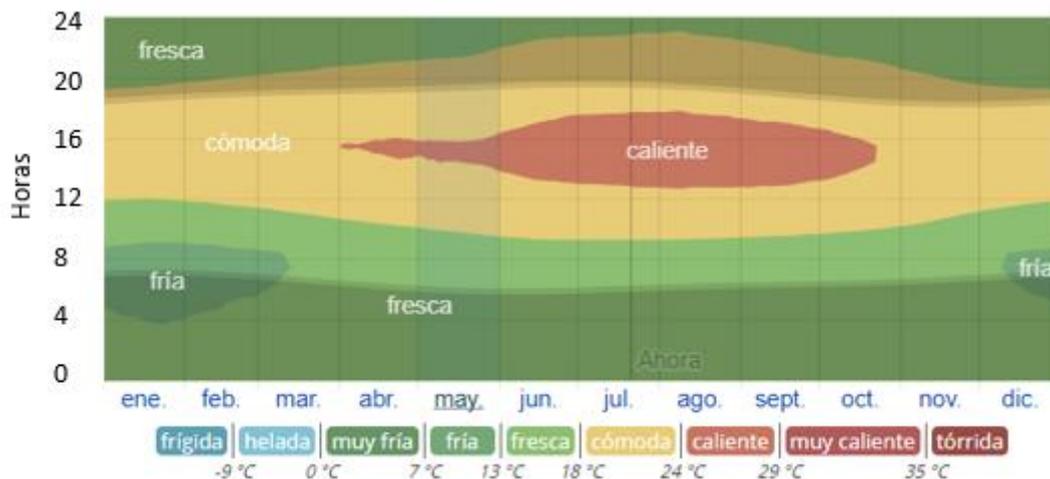
### 4.1. Climatología del municipio de Constanza

El clima es un factor de gran utilidad a la hora de diseñar un sistema de humedal artificial. Para que los procesos de eliminación del contaminante se lleven a cabo, se necesitan temperaturas que permitan condiciones para que las plantas y microorganismos puedan vivir.

#### 4.1.1. Temperatura

La temperatura juega un papel muy importante en la velocidad de las reacciones biológicas y de transferencia de gases, así como también en la solubilidad de las sales y en las características de sedimentación, etc (Ferrer & Seco, 2003).

En la **Figura 7** se muestran las temperaturas promedio por hora del valle de Constanza, donde se puede observar que las temperaturas más bajas se presentan en las horas nocturnas. La temperatura mínima promedio es de 16°C. Debido a la falta de datos para este proyecto la temperatura de diseño será igual a la temperatura promedio de los meses más fríos, (CENTA, 2008).



**Figura 7: La temperatura promedio por hora, codificada por colores en bandas.**

En este gráfico, las áreas sombreadas superpuestas indican la noche y el crepúsculo civil. En este gráfico, las áreas sombreadas superpuestas indican la noche y el crepúsculo civil. La IWA (International Water Association) en su publicación sobre humedales de tratamiento (Dotro et al. 2017), recomienda usar la Ec. 1 que es una variante de Vant Hoff-Arrhenius que,

puede aplicarse a todos los procesos biológicos para conocer el efecto de la temperatura sobre los parámetros cinéticos de un proceso. Puede ser usada para corregir tanto el coeficiente del área ( $k_A$ ) como el volumétrico ( $k_V$ ).

$$K_T = K_{20} \theta^{T-20} \quad \text{Ec. 1}$$

donde,

$K_T$ : valor del parámetro a la temperatura T.

$K_{20}$ : valor del parámetro a la temperatura 20 °C.

$\theta$ : coeficiente que depende del proceso.

T: temperatura del agua(°C).

**Tabla 4. Ejemplo de coeficientes de velocidad de reacción ( $\theta$ ) basados en áreas.**

<i>Contaminante</i>	<i>HF (<math>K_A</math>, m/d)</i>	<i>FWS (<math>K_A</math>, m/d)</i>
DBO <sub>5</sub>	0.0685	0.0904
NT	0.0230	0.0345
NH <sub>4</sub> -N	0.0312	0.0403
NO <sub>x</sub> -N	0.0405	0.0726
Coliformes termo tolerantes	0.2822	0.2274

*Fuente:* (IWA, 2017).

Un factor de corrección de temperatura de  $\theta= 1.0$  indica que, la eliminación de contaminantes no es influenciada por la temperatura del agua. Un valor mayor de  $\theta= 1.0$  indica que  $k$  aumenta con aumento de la temperatura del agua. Un valor menor de  $\theta= 1.0$  indica que  $k$  disminuye con aumento de la temperatura del agua (IWA, 2017).

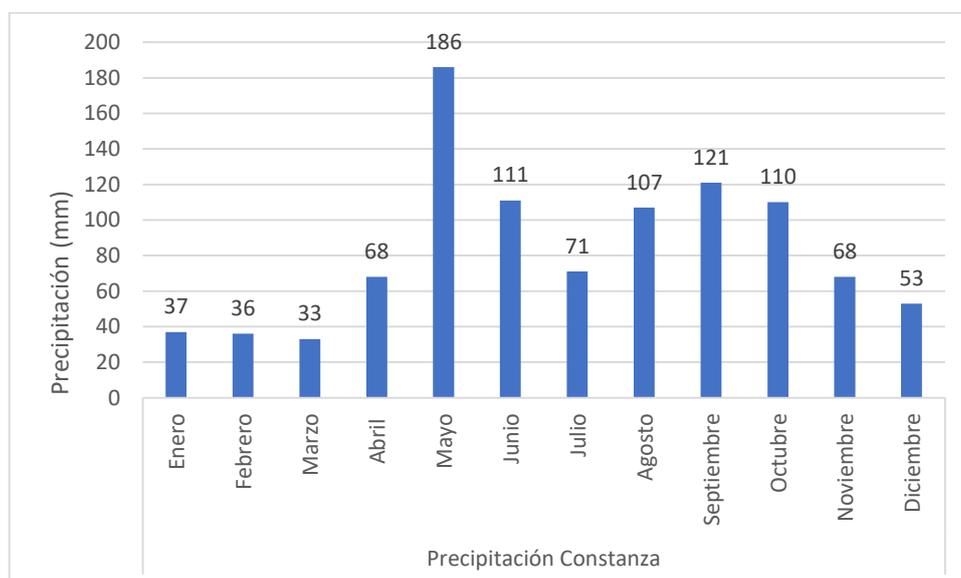
La Tabla 5 proporciona los factores de corrección para los humedales, en su publicación sobre humedales de tratamiento.

**Tabla 5. Ejemplo de factores de corrección de temperatura.**

<i>Parámetro</i>	<i>HF</i>	<i>FWS</i>
DBO <sub>5</sub>	0.981	0.985
Nitrógeno total	1.005	1.056
NH <sub>4</sub> -N	1.014	1.014
NO <sub>x</sub> -N	-	1.102
Coliformes termo tolerantes	1.002	-

#### 4.1.2. Precipitación

La temporada con más lluvia dura 6 meses, de mayo a octubre, siendo mayo el mes con mayor precipitación, con más de 60 mm en comparación con los demás meses mojados. La precipitación anual es de 1.001 mm/año, la temporada con menos precipitación se extiende desde noviembre hasta abril y la mayor cantidad de lluvia cae en mayo, con una acumulación total promedio de 186 mm/mes (Weather Spark, n.d.)(Weather Spark, n.d.)(Weather Spark, n.d.)(Weather Spark, n.d.). El operador de las estaciones donde se obtuvo la información de la gráfica es la Oficina Nacional de Meteorología de República Dominicana (ONAMET).



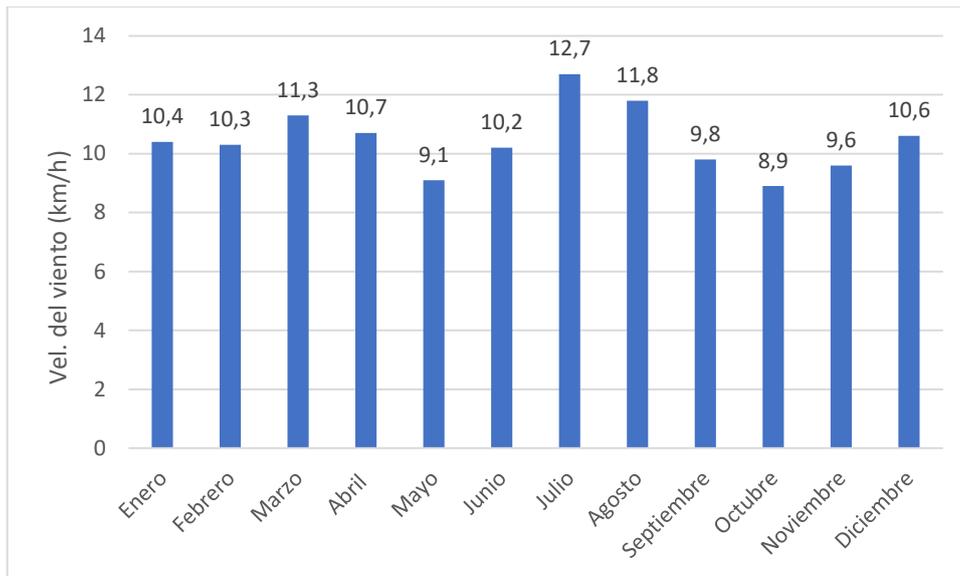
**Gráfico 1. Precipitación promedio histórico mensual en milímetro, del Municipio de Constanza.**

**Fuente:** (Weather Spark, n.d.)

#### 4.1.3. Viento

El viento de cierta ubicación depende en gran medida de la topografía local y de otros factores. La velocidad promedio del viento por hora en Constanza tiene variaciones estacionales leves en el transcurso del año.

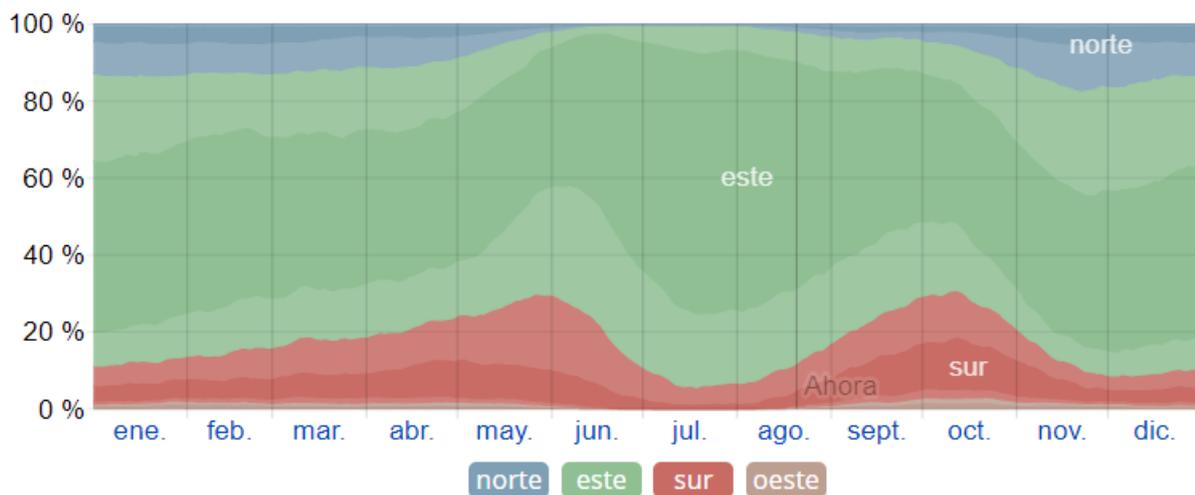
En el **Gráfico 2** se muestran las variaciones mensuales de la velocidad promedio del viento en km/h.



**Gráfico 2. Velocidad promedio del viento (km/h).**

**Fuente:** (Weather Spark, n.d.)

En el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la dirección promedio del viento en Constanza. Las áreas de colores claros en los límites son el porcentaje de horas que pasa en las direcciones intermedias implícitas (noreste, sureste, suroeste y noroeste).

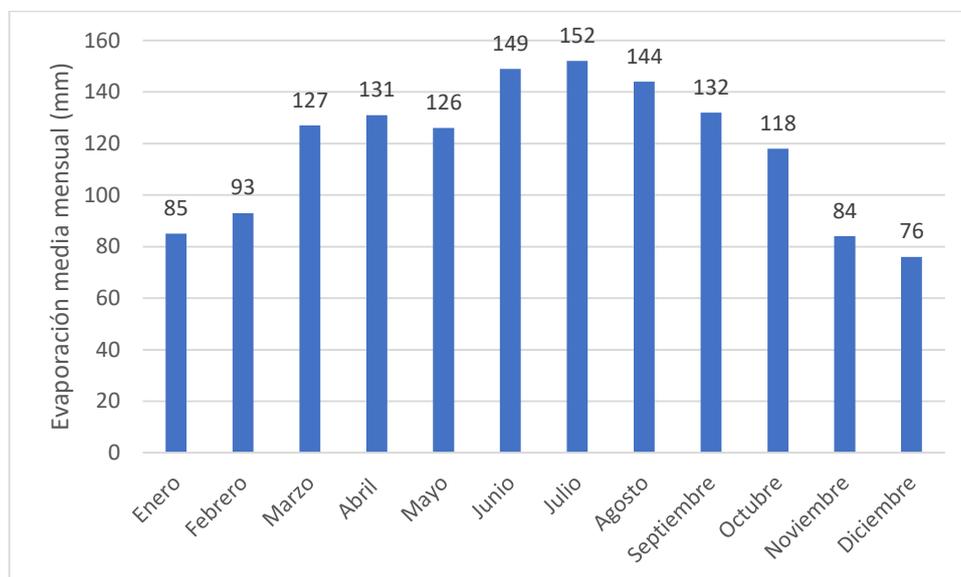


**Gráfico 3. Dirección del viento en Constanza.**

**Fuente:** (Weather Spark).

#### 4.1.4. Evaporación

Hay pocos datos registrados para la evaporación. La evaporación media mensual mostrada a continuación es la registrada en la Provincia La Vega, provincia a la cual pertenece el Municipio de Constanza.



**Gráfico 4. Evaporación media mensual de la provincia La Vega.**

**Fuente:** (Weather Spark, n.d.)

#### 4.2. Redes de alcantarillado

En el sistema unitario se realiza la recolección de aguas blancas y residuales. El agua se une y se transporta homogéneamente hasta su destino. Hoy en día sigue siendo un sistema muy popular y usado en muchos lugares, destacándose su uso en las zonas rurales y algunas zonas urbanas con infraestructuras antiguas.

El sistema de alcantarillado separativo es aquel que transporta por separado las aguas lluvias y las aguas residuales, esto facilita el tratamiento de las aguas residuales, debido a que no hay que tomar en consideración los caudales por lluvia. También evitan los desbordes por el aliviadero que muchas veces provocan efectos adversos a los cuerpos receptores.

En el paraje La Secadora se tiene como proyecto a corto plazo la construcción de red separativa, con la finalidad de verter directamente a los cuerpos de agua, el agua lluvia, y que solo llegue al sistema de tratamiento, las aguas residuales domésticas.

### 4.3. Características de las Aguas Residuales

Conocer las características del agua es de vital importancia para el diseño de un sistema de tratamientos de aguas residuales, de ello depende el correcto funcionamiento de los elementos y la obtención de resultados deseados.

Según el Reglamento Técnico para Diseño de Obras e Instalaciones Hidro-Sanitarias del INAPA, se deben hacer estimaciones de carga unitaria de origen domésticos, con base en las jornadas de mediciones de caudales y concentraciones de sustancias contaminantes. En caso de no contar con mediciones porque, no existen sistemas de alcantarillado, deben utilizarse los valores de la tabla dada a continuación, cuyos valores fueron tomados del libro de Ingeniería de Aguas Residuales, Metcalf & Eddy, Inc. Mc Graw Hill. 1996.

**Tabla 6. Composición típica de las aguas residuales domésticas.**

CONTAMINANTE	CONCENTRACIÓN DÉBIL (mg/l)	CONCENTRACIÓN MEDIA (mg/l)	CONCENTRACIÓN FUERTE (mg/l)
DQO	250	500	1000
DBO <sub>5</sub>	110	220	400
Nitrógeno total (N <sub>t</sub> )	20	40	85
Nitrógeno Orgánico (NO)	8	15	35
Nitrógeno Amoniacal libre (N-NH <sub>3</sub> )	12	25	50
Fósforo Total (PT)	4	8	15
Fósforo Orgánico (PO)	1	3	5
Sólidos Totales (ST)	350	720	1200
Grasas	50	100	150

En pequeñas poblaciones usualmente se tienen caudales pequeños con lo cual se diluyen poco los contaminantes, llegando una mayor concentración al sistema de tratamiento. Para este diseño se tomó el promedio de la concentración de contaminantes media y la concentración fuerte.

### 4.4. Población

La población (pob), en su proceso de transformación cuantitativa y cualitativa, está sujeta de manera permanente a factores que determinan sus características particulares de evolución y crecimiento. Las condiciones particulares de reproducción biológica, la mortalidad y la movilidad territorial, son los determinantes fundamentales del crecimiento o decrecimiento poblacional.

En República Dominicana, la realización de los censos de población permite cada diez años, observar los cambios producidos en el volumen y la estructura de la población. La información censal, facilita afinar las hipótesis de la evolución de los componentes demográficos sobre las que se elaboran las estimaciones y proyecciones de población, a mediano y largo plazo.

Los datos del IX Censo Nacional de Población y Vivienda 2010, han ayudado a establecer más certeramente las características de la evolución demográfica de República Dominicana en los últimos 50 años del siglo XX, y en el primer decenio del presente siglo. De este análisis se derivaron los insumos fundamentales para la actualización de las proyecciones de población previas, proyecciones éstas que fueron concluidas en el año 2008 (Oficina Nacional de Estadística, 2015).

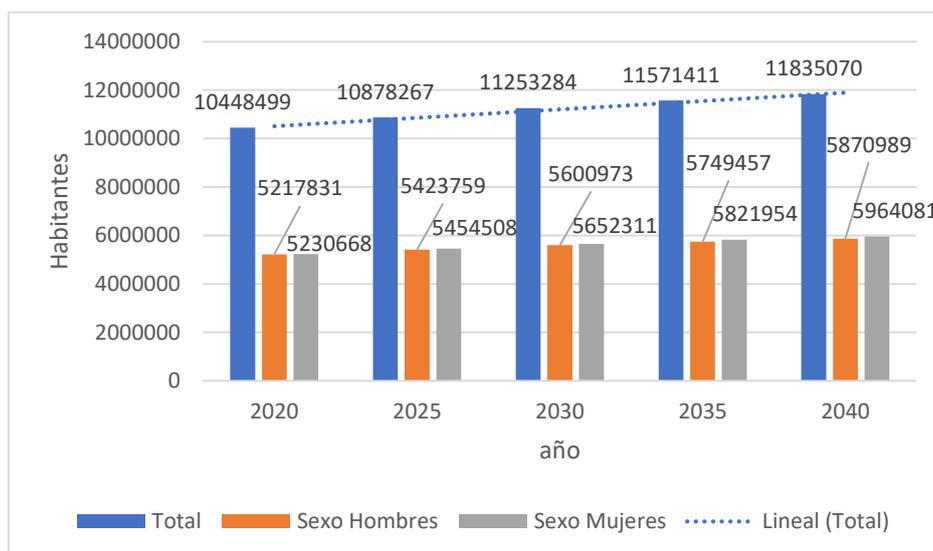
Para la realización del diseño del humedal artificial en la localidad La Secadora, se hizo uso de la información del censo más actualizado, realizado en la República Dominicana, el cual corresponde al año 2010. Dicho censo, afirma que para el 2010 en el paraje La Secadora, habitaba un total de 782 habitantes.

#### 4.4.1. Tasa de crecimiento poblacional

República Dominicana se encuentra en una etapa de plena transición demográfica (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2012), con unos niveles de fecundidad y mortalidad relativamente bajos. La previsión de futuro es que continuará esta tendencia y que el país avanzará hacia una estructura poblacional envejecida, en el cual se incrementarán los niveles de mortalidad adulta, y la fecundidad se mantendrá baja y decreciente (ONE, 2015). Para el cálculo de la tasa de crecimiento se hará uso de la siguiente tabla, donde se observa las estimaciones y proyecciones de la población dominicana.

República Dominicana se encuentra en una etapa de plena transición demográfica (Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2012), con unos niveles de fecundidad y mortalidad relativamente bajos. La previsión de futuro es que continuará esta tendencia y que el país avanzará hacia una estructura poblacional envejecida, se incrementarán los niveles de mortalidad adulta, y la fecundidad se mantendrá baja y decreciente (ONE, 2015). Para el cálculo de la tasa de crecimiento se hará uso de la siguiente tabla se observa las estimaciones y proyecciones de la población dominicana.

La previsión de crecimiento población es un dato muy importante para tener en cuenta, con el fin de mantener el correcto funcionamiento del sistema de depuración a corto y largo plazo. Según las normas de diseño de agua potable, alcantarillado y pluvial de la República Dominicana, se establece un periodo económico del diseño del sistema para plantas de tratamiento de 15-20 (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001), por lo cual se diseñará el humedal artificial para una proyección poblacional de 20 años. La previsión de crecimiento población es un dato muy importante para tener en cuenta para mantener el correcto funcionamiento del sistema de depuración a corto y largo plazo. Según las normas de diseño de agua potable, alcantarillado y pluvial de la República Dominicana, se establece un periodo económico del diseño del sistema para plantas de tratamiento de 15-20 (Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales, 2001), por lo cual se diseñará el humedal artificial para una proyección poblacional de 20 años.



**Gráfico: Estimaciones y proyecciones de la población total. (adaptado ONE, 2012).**

Obtenidos los datos de la estimación poblacional de la República Dominicana y el tiempo de vida útil, se procede a la estimación de la tasa de crecimiento, la cual se usará para conocer el crecimiento poblacional en la comunidad de interés. Para su obtención el método usado fue el geométrico.

$$Pob_{2040} = Pob_{2020}(1 + \alpha)^t \quad \text{Ec. 2}$$

$$\alpha = \sqrt[20 \text{ años}]{\frac{11,835,070 \text{ hab}}{10,448,499 \text{ hab}}} - 1 = 0.0062$$

$$Pob_{futura} = Pob_0(1 + \alpha)^t = 782 \text{ hab}(1 + 0.0062)^{20 \text{ años}} = 886 \text{ hab}$$

#### 4.5. Dotación

Es el número de litros de agua que consume un habitante por día. La dotación neta depende del uso del agua asociado a las características de la comunidad, y sus valores mínimos y máximos se establecen de acuerdo con la **Tabla 7**.

**Tabla 7. Dotación neta según las características socioeconómicas y del sistema.**

Características Sistema	Dotación Neta Mínima (l/hab/día)	Dotación Neta Máxima (l/hab/día)
Rural (Fuente Pública)	40	60
Rural (Acometida Rural)	80	120
Semi-Urbano (Acometida Urbana)	120	150
Urbano (Acometida Urbana)	200	-

*Fuente: (INAPA, 2018)*

El Reglamento para el diseño y la construcción de instalaciones sanitarias en edificaciones R-008, en su artículo 320 plantea que, el caudal medio diario se calculará usando una dotación de aguas residuales de al menos el 75% de la dotación del agua potable elegida.

La dotación elegida para este proyecto es el promedio entre la dotación neta mínima y la dotación neta máxima de una zona rural con acometida rural (ver Ec. 3). Luego se le aplica el 75% de coeficiente de retorno y se obtiene una dotación de agua residual igual a 75 l/hab/día, cuya dotación se usará en el presente proyecto.

$$dotación_{agua \text{ potable}} = \frac{dotación \text{ neta } mín. + dotación \text{ neta } máx.}{2} \quad \text{Ec. 3}$$

$$dotación_{agua \text{ potable}} = \frac{80 + 120}{2} = 100 \text{ l/hab/día}$$

$$dotación_{agua \text{ residual}} = dotación_{agua \text{ potable}} * 75\% \quad \text{Ec. 4}$$

$$dotación_{agua \text{ residual}} = 100 * 75\% = 75 \text{ l/hab/día}$$

A continuación, se muestra la **Tabla 8** con un resumen de los datos de partida para el diseño del humedal de flujo subsuperficial.

**Tabla 8. Datos de partida obtenidos a través de cálculos planteados en las ecuaciones anteriores.**

<b>Datos de Partida</b>	
Población <sub>2020</sub> Rep. Dom.	10.448.499,00
Población <sub>2040</sub> Rep. Dom.	11.835.070,00
Tasa de crecimiento	0,0062
Población <sub>actual</sub>	782 hab
Población <sub>futura</sub>	886 hab
Dotación	75,00 l/hab d
DBO <sub>5</sub> a la entrada	310,00 mg/l
DBO <sub>5 (h-e)</sub>	60,00 g/he d
Coefficiente de retorno	75%

#### 4.6. Cálculo de los Caudales

La determinación de los caudales de aguas residual a eliminar de una determinada población, es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación (Metcalf and Eddy, 1996).

A continuación, se detallan las fórmulas usadas para el cálculo de los caudales necesarios para el diseño de los diferentes elementos del sistema de tratamiento, para ello se hace uso de la guía de García y Corzo, 2008.

##### 4.6.1. Caudal medio diario ( $Q_{med,d}$ , m<sup>3</sup>/d)

Para el cálculo del caudal medio diario se tomará en consideración el número de habitantes y la dotación correspondiente.

$$Q_{med,d} = \frac{pob * dotación}{1000} \quad \text{Ec. 5}$$

$$Q_{med,d} = \frac{886 * 75}{1000} = 66,45 \text{ m}^3/d$$

donde,

$\beta$ : cantidad de agua de abastecimiento que se convierte en agua residual, expresada en tanto por uno.

p: población futura (hab).

d: dotación (l/hab/día).

En este caso según el Reglamento para el diseño y la construcción de instalaciones sanitarias en edificaciones R-008 de la República Dominicana en su artículo 320 se usa un  $\beta$  de 75%.

#### 4.6.2. Caudal medio horario ( $Q_{med, h}$ en $m^3/h$ )

Es el caudal resultante del cociente entre el caudal medio diario y un periodo de 24 horas.

$$Q_{med,h} = \frac{Q_{med,d}}{24} \quad \text{Ec. 6}$$

$$Q_{med,h} = \frac{66,45}{24} = 2,77 \text{ m}^3/h$$

#### 4.6.3. Caudal punta horario ( $Q_{punta, h}$ en $m^3/h$ )

En este caso, para el cálculo del caudal se hace necesario conocer el coeficiente punta horario. El mismo depende de la población en miles de habitantes. Una vez obtenido el coeficiente punta se procede al cálculo del caudal punta haciendo uso de la Ec. 8

$$C_{ph} = 5/(Pob/1000)^{1/6} \quad \text{Ec. 7}$$

$$C_{ph} = \frac{5}{\left(\frac{886}{1000}\right)^{1/6}} = 5,10$$

$$Q_{punta,h} = Q_{med,h} * C_{ph} \quad \text{Ec. 8}$$

$$Q_{punta,h} = 2,77 * 5,10 = 14,12 \text{ m}^3/h$$

El valor obtenido del coeficiente punta horario, haciendo uso de la Ec. 7 es de 5,10, este es un valor adimensional.

#### 4.6.4. Caudal punta diario ( $Q_{punta, d}$ , en $m^3/d$ )

Es el resultado del producto del caudal medio horario y el coeficiente punta diario elegido por el diseñador. A partir de la **Tabla 9**, en la misma se facilitan los intervalos y valores típicos de

los coeficientes punta. A partir de las investigaciones y experiencias de diversos autores, se toma el valor típico de 1,7.

**Tabla 9. Valores recomendados de coeficientes punta para comunidades.**

<i>Parámetros</i>	<i>Intervalo</i>	<i>Valor Típico</i>
Coeficiente punta diario	1,2 – 2,0	1,7
Coeficiente punta mensual	1,0 – 1,5	1,2

**Fuente:** (García & Corzo, 2008)

$$Q_{punta,d} = Q_{med,d} * C_p \quad \text{Ec. 9}$$

$$Q_{punta,d} = 66,45 * 1,7 = 112,97 \text{ m}^3/d$$

#### 4.6.5. Caudal máximo diario ( $Q_{m\acute{a}x,d}$ , en $\text{m}^3/d$ )

Este caudal se considera como 2 veces el caudal punta diario.

$$Q_{m\acute{a}x,d} = Q_{punta,d} * 2 \quad \text{Ec. 10}$$

$$Q_{m\acute{a}x,d} = 112,97 * 2 = 225,93 \text{ m}^3/d$$

#### 4.6.6. Caudal mínimo diario ( $Q_{m\acute{i}n.,d}$ , en $\text{m}^3/d$ )

La guía de García y Corzo 2008, recomiendan tomar un valor correspondiente al 30% del caudal medio diario, tal como se muestra en la Ec. 11.

$$Q_{min,} = Q_{medio,d} * 0.3 \quad \text{Ec. 11}$$

$$Q_{min,} = 66,45 * 0.3 = 19,94 \text{ m}^3/d$$

A continuación, se muestra la **Tabla 10** con un resumen de los caudales que se usarán para el diseño del humedal de flujo subsuperficial.

**Tabla 10. Resumen del resultado de los caudales a partir de las ecuaciones planteadas en el presente texto.**

<i>Valores de los Caudales</i>	
$Q_{\text{medio día}}$	66,45 m <sup>3</sup> /d
$Q_{\text{medio h}}$	2,77 m <sup>3</sup> /h
$Q_{\text{punta, d}}$	112,97 m <sup>3</sup> /d
$Q_{\text{punta, h}}$	14,13 m <sup>3</sup> /h
$Q_{\text{máx., d}}$	225,93 m <sup>3</sup> /d
$Q_{\text{min, d}}$	19,94 m <sup>3</sup> /d

## 5. Diseño de las Instalaciones

### 5.1. Pretratamiento

Está compuesto por una reja de fino para evitar el paso de los sólidos mayores de 0,015m, y un desarenador que solo se diseñará a modo de ejemplo, pues el tipo de red es unitaria y las arenas que pueden llegar son mínimas. Se diseñarán solo las rejas finas, tomando en consideración que los habitantes tienen la costumbre de evitar tirar residuos inorgánicos por las tuberías, el principal motivo es para evitar la obstrucción dentro de las mismas.

#### 5.1.1. Canal de desbaste

Está compuesto de rejas y un desarenador. Para el diseño del canal de desbaste se seguirán las recomendaciones dadas por (García & Corzo, 2008).

En la **Tabla 11** se muestran los parámetros a seguir para un correcto diseño de rejas.

**Tabla 11. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas.**

Características	Rejas de Gruesos	Reja de Finos
Modo de funcionamiento	manual	Automático
Anchura de los barrotes (mm)	>12	<6
Luz entre barrotes (mm)	50-100	10-25
Pendiente con relación a la vertical (grados)		30-45
Velocidad de aproximación (m/s)		0,3-0,6
Pérdida de carga admisible (m)	0,15	0,15

*Fuente: (Metcalf and Eddy, 2003).*

Para determinar el ancho útil del canal en la guía de (García & Corzo, 2008), recomiendan fijar un valor de partida para el ancho del canal entre 0,2 y 2 m. Para ese caso en concreto se ha tomado un ancho de 0,3 m para facilitar la limpieza de esta.

El número de espacios se despeja a partir de la fórmula del ancho del canal Ec. 12,

$$W = (N^{\circ} \text{ espacios} * a) + (N^{\circ} \text{ barrotes} * e) \quad \text{Ec. 12}$$

donde,

N° espacios: son los espacios libres entre las rejas para el paso del agua, en espacios.

N° barrotes: total de barras en la reja, en barrotes.

a: espaciamiento entre barrotes, en m. Se asume a = 0,015 m.

e: ancho de barrotes, en m. Se asume e = 0,010 m.

La ecuación Ec. 13 permite conocer el número de barrotes.

$$N^{\circ} \text{ barrotes} = N^{\circ} \text{ espacios} - 1 \quad \text{Ec. 13}$$

Tomando en consideración la Ec. 12 y Ec. 13 se despeja y obtiene el número de espacios.

$$N^{\circ} \text{ espacios} = \frac{W + e}{a + e} \quad \text{Ec. 14}$$

$$N^{\circ} \text{ espacios} = \frac{0,30 + 0,01}{0,015 + 0,01} = 12 \text{ espacios}$$

Sustituyendo valores en la Ec. 13.

$$N^{\circ} \text{ barrotes} = 12 - 1 = 11 \text{ barrotes}$$

- **Ancho útil del canal de desbaste (W<sub>u</sub>, en m)**

$$W_u = (W_{\text{asumido}} - N^{\circ} \text{ barrotes} * A_{\text{barrotes}}) * (1 - G/100) \quad \text{Ec. 15}$$

$$W_u = (0,3 - 11 * 0,015) * \left(1 - \frac{30}{100}\right) = 0,13 \text{ m}$$

donde,

W<sub>asumido</sub>: ancho de canal asumido, en m.

G: grado de colmatación, en %. Se asume un 30% de colmatación.

- **Calado necesario (h, en m)**

Es la altura precisa que debe de tener el canal para evitar desbordes. Se asume una velocidad de aproximación (v<sub>aprox</sub>, en m/s) de 0,6 m/s.

$$h = \frac{Q_{\text{paso}}}{v_{\text{aprox.}}} * \frac{1}{W_u} \quad \text{Ec. 16}$$

$$h_{\text{necesario}} = \frac{225,93}{0,60} * \frac{1}{0,13} = 0,03 \text{ m}$$

donde,

h: calado, en m.

Q<sub>paso</sub>: caudal de paso (Q<sub>máx,d</sub>), en m<sup>3</sup>/s.

Se asume un calado de resguardo igual a 0,30 m, siendo h<sub>diseño</sub> igual a 0,33 m.

- **Suma de espacios (b)**

$$b = N^{\circ} \text{ espacios} * a \quad \text{Ec. 17}$$

$$b = 12 * 0,015 = 0,18 \text{ m}$$

- **Área libre (A<sub>libre</sub>, en m<sup>2</sup>)**

$$A_{libre} = b * h_{necesario} \quad \text{Ec. 18}$$

$$A_{libre} = 0,18 * 0,03 = 0,006 \text{ m}^2$$

- **Área mínima (A<sub>min</sub>, en m<sup>2</sup>)**

$$A_{min} = A_{libre} * \text{Grado de colmatación} \quad \text{Ec. 19}$$

$$A_{min} = 0,006 * 0.7 = 0.004 \text{ m}^2$$

- **Velocidad de paso (vel<sub>paso</sub>, en m/s)**

$$vel_{paso} = Q_{máx,d} / A_{min} \quad \text{Ec. 20}$$

$$vel_{paso} = \left( \frac{225,93}{86.400} \right) / 0,004 = 0,63 \text{ m/s}$$

- **Longitud del canal, (L<sub>canal</sub>, en m)**

La extensión necesaria en el canal se determina a partir del tiempo de retención hidráulica (TRH, en s) y la velocidad de aproximación. El TRH usado para el cálculo de la longitud necesaria del canal en la zona de las rejillas es de 5 segundos. (García & Corzo, 2008), recomienda el uso de tiempo de retención entre 5-15 segundos.

$$L_{canal} = v_{aprox.} * TRH \quad \text{Ec. 21}$$

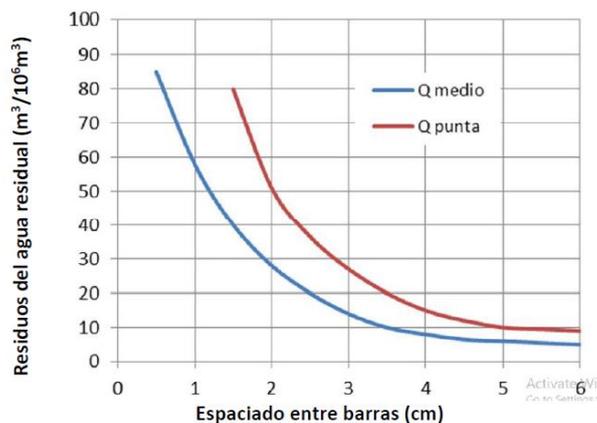
$$L_{canal} = 0,60 * 5 = 3,00 \text{ m}$$

**Tabla 12. Resumen de resultados del diseño del canal de desbaste.**

<b>Rejas de finos</b>	
Ancho de barrotes (e)	0,01 m
Espaciamiento entre barrotes (a)	0,015 m
$W_{canal}$ asumido	0,30 m
N° espacios	12,00 espacios
N° barrotes	11,00 barrotes
Velocidad de aproximación	0,60 m/s
$W_{útil}$	0,133
$h_{necesario}$ rejas gruesas	0,03 m
$h_{resguardo}$	0,3
$h_{canal}$	0,33 m
Suma de espacios (b)	0,18 m
$A_{libre}$	0,006 m <sup>2</sup>
$A_{mín}$	0,004 m <sup>2</sup>
Velocidad de paso	0,63 m/s
Tiempo de retención	5,00 s
Longitud	3,00 m

### 5.1.2. Estimación de residuos en la reja

La cantidad de sólidos atrapados en las rejas depende en gran parte de la cultura de la zona, es por lo que se estima un valor aproximado al volumen de residuos en las rejas, el mismo va a depender de varios factores como lo es el caudal, las características del agua residual, la separación de los barrotes y del tipo de colectores.



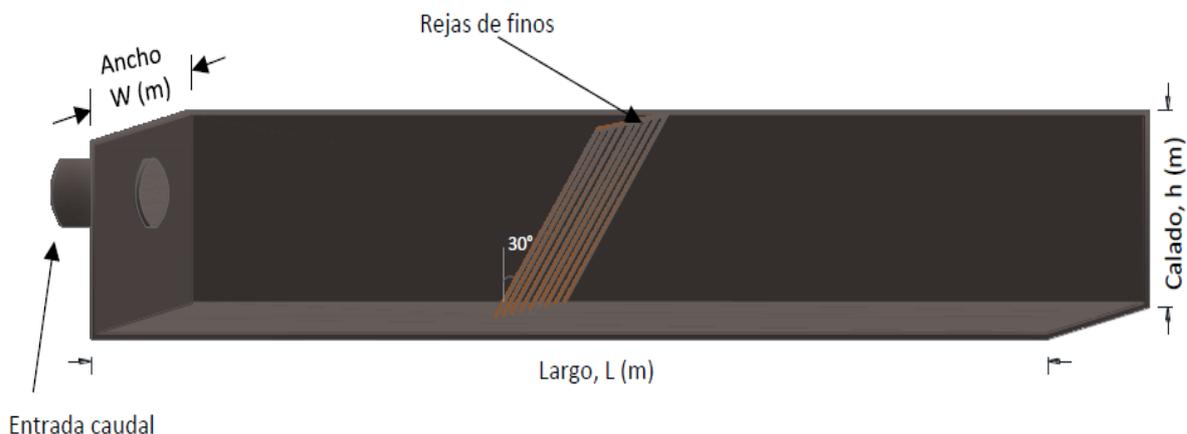
- **Sólidos totales aproximados recogidos en las rejillas**

El espaciamiento (a) usado para el cálculo de los sólidos totales es el tomado con anterioridad para el cálculo de las rejillas finas de 1,5 cm, ya que todos los sólidos recogidos quedan retenidos en las rejillas finas. En caso de que no se diseñen rejillas gruesas los sólidos totales serán iguales a los recogidos en las rejillas finas.

$$Sólidos_{totales} = \text{residuos del agua residual (l/10}^3\text{m}^3) * Q_{med} \text{ (m}^3\text{/d)} \quad \text{Ec. 22}$$

$$Sólidos_{totales} = \left( \frac{40}{1000} \right) * 66,45 = 2,66 \text{ l/d}$$

La limpieza de las rejillas se realizará, al menos, 3 veces por semana. Los residuos retenidos en las rejillas serán incorporados al sistema de recogida de residuos de la comunidad de Constanza.



**Figura 8: Esquema de canal de desbaste, zona de rejillas.**

### 5.1.3. Desarenador

El desarenador se diseña para que las arenas, gravas, partículas minerales y cualquier partícula superior a los 0,2mm sea retenida (Colegio de ingenieros de caminos canales y puertos, 1992), protegiendo de esta forma los equipos de procesos posteriores ante la abrasión, atascos y sobrecargas. Para el correcto cálculo de las dimensiones del desarenador se toma en consideración los valores de los parámetros recomendados por (García & Corzo, 2008), ver Tabla 13 y las ecuaciones recomendadas por la misma guía. Siempre se trata dentro de lo posible de trabajar con los valores típicos recomendados.

**Tabla 13. Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores.**

Parámetros	Valor	
	Intervalo	Valor típico
<b>Flujo horizontal (canales desbaste)</b>		
Carga hidráulica		< 70 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> * hora (a Q <sub>máx</sub> )
Velocidad horizontal del agua	0,2 – 0,4 m/s	0,3 m/s
Tiempo de retención	45 - 90 s	60 s
Longitud	20 - 25 veces la altura de la lámina de agua	
Relación Largo-ancho	1,5 – 3,0	2
<b>Aireados de flujo helicoidal</b>		
Carga hidráulica		< 70 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> * hora (a Q <sub>máx</sub> )
Velocidad horizontal del agua		< 0,15 m/s
Tiempo de retención a caudal punta	2 - 5 min	3
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	4:01
Profundidad	2 - 5 m	
Relación anchura-profundidad	1:1 a 5:1	1,5:1,0
Longitud	7,5 a 20 m	
Anchura	2,5 a 7 m	
Suministro de aire	0,20 – 0,60 m <sup>3</sup> /min	0,5

- **Longitud del desarenador**

Una vez obtenido el ancho del canal, a partir de Ec. 23 tomada de la guía (García & Corzo, 2008), y haciendo uso de la Tabla 13, se obtiene la longitud del desarenador Ec. 24.

$$W = \frac{l}{\text{Relación ancho - largo}} \quad \text{Ec. 23}$$

donde,

W: ancho del canal (m)

L: longitud del canal (m)

$$L = \text{Relación largo - ancho} * W \quad \text{Ec. 24}$$

$$L = 2 * 0,30 = 0,60 \text{ m}$$

Para el diseño del canal, la longitud se redondeará a 1 m, para mayor facilidad constructiva. La longitud total del canal es de 2,5 m.

- **Sección transversal del canal en (A en m<sup>2</sup>)**

Es el cociente entre el caudal máximo horario y la velocidad horizontal que se obtiene de la Tabla 13, en este caso se ha tomado una velocidad horizontal de 0,3 m/s.

$$A = \frac{Q_{max}}{v_{hor}} \quad \text{Ec. 25}$$

$$A = \frac{225,93}{0,30} = 0,009 \text{ m}^2$$

donde,

Q<sub>máx</sub>: caudal máximo (m<sup>3</sup>/h).

V<sub>hor</sub>: velocidad horizontal del agua (m/s).

- **Calado del canal (h, en m).**

Es el calado necesario para que el agua no desborde.

$$h = \frac{A}{W} \quad \text{Ec. 26}$$

$$h = \frac{0,009}{0,3} = 0,030$$

donde,

A: sección transversal (m<sup>2</sup>).

W: ancho del canal (m).

Si el calado necesario para el desarenador del canal de desbaste es menor que el obtenido en los cálculos, se toma este valor, de lo contrario se usa el calado calculado en las rejillas. h<sub>canal</sub> es igual a 0,33 m, calculado en el diseño de rejillas.

- **Carga hidráulica (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> h)**

Para que el dimensionamiento del canal sea correcto, la carga superficial debe de ser menor de 70 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> h, de lo contrario los expertos recomiendan aumentar la longitud del canal.

$$C_s = \frac{Q_{m\acute{a}x,h}}{L * W}$$

$$C_s = \frac{225,93/24}{0,6 * 0,3} = 52,30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$$

donde,

$Q_{m\acute{a}x,h}$ : caudal máximo por hora ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

L: largo del canal (m).

W: ancho del canal (m).

**Tabla 14. Resumen de resultados obtenidos del diseño del desarenador**

<i>Desarenador</i>	
Ancho (W)	0,30 m
Relación largo-W	2
T <sub>retención</sub>	60,00 s
Longitud <sub>desarenador</sub>	1,0 m
A <sub>sección Transversal</sub>	0,009 m <sup>2</sup>
h <sub>calculada</sub>	0,03 m
h <sub>diseño canal</sub>	0,33 m
C <sub>s</sub>	52.30 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> h

La extracción de las arenas se realizará manualmente al menos dos veces a la semana.

## 5.2. Tratamiento Primario

Su objetivo principal es la reducción de los sólidos en suspensión del influente, la alternativa elegida para este proceso es el tanque Imhoff, el cual se adecua mejor, debido a la cantidad de personas de la zona de estudio.

### 5.2.1. Tanque Imhoff

Para conocer los rangos de los parámetros de diseño del tanque Imhoff se tomará en consideración los valores recomendados por (Crites & Tchobanoglous, 2000). Las fórmulas usadas son las recomendadas por (García & Corzo, 2008).

Tabla 15. Parámetros guías para el diseño del tanque Imhoff.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor usual
<b>Zona de decantación</b>			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d	24 - 40	32
Tiempo de retención a Qmed	h	2 - 4	3
Tiempo de retención a Qpunta horario	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	< 0,3
Relación longitud/ancho	-	2/1 - 5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1,25:1,0 – 1,75:1,0	1,5:1,0
Obertura inferior	m	0,15 – 0,3	0,25
Pestaña inferior	m	0,15 – 0,3	0,25
Deflector debajo de la superficie	m	0,25 – 0,4	0,3
Deflector encima de la superficie	m	0,3	0,3
Resguardo	m	0,45 – 0,60	0,6
<b>Zona de escape de gas</b>			
Área (% de la superficie total)	%	15 - 30	20
Anchura <sup>a</sup>	m	0,45 – 0,75	60
<b>Zona de digestión</b>			
Tiempo de digestión	años	0,5 – 1,5	1
Tasa de emisión unitaria de lodos	l/hab*año	100 - 200	140
Tubería de extracción de lodos	m	0,2 – 0,3	0,25
Distancia libre hasta el nivel de lodo	m	0,3 – 0,9	0,6
Profundidad total del agua en el tanque <sup>b</sup>	m	7 - 9	9

<sup>a</sup> la obertura mínima debe ser de 0,45 m para permitir el acceso

<sup>b</sup> desde la superficie hasta el fondo

**Fuente:** (Cristes, R y Tchobanoglous G. 2000)

En la Tabla 16 se muestran los parámetros seleccionados de la Tabla 15 y otros cálculos necesarios para el diseño del tanque Imhoff.

Tabla 16. Parámetros usados para el correcto diseño del tanque Imhoff.

<b>PARÁMETROS DE DISEÑO TANQUE IMHOFF</b>	
Parámetro	Valor resultante
Temperatura media promedio	16 °C
Altitud promedio	1156 msnm
Carga hidráulica sup. Punta diaria	24 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d
Obertura inferior	0,25 m
Relación L/B	3 :1
Pendiente de la cámara de decantación	1,25 :1
Espesor muros sedimentador	0,20 m
Angulo fondo digestor	30°

% superficie zona escape gas	38%
Ancho zona de escape de gas	0,60 m
Núm. De puntos de recogida de lodos	2
Distancia fondo sed. a $h_{m\acute{a}x}$ de lodos (zona neutra)	0,30 m
$h_{resguardo}$	0,45 m
$h_{deflector}$	0,30 m
Tiempo de digestión	0,60 años
Tasa de emisión unitaria de lodos	100 l/hab/año

- **Superficie zona de decantación ( $S_d$ , en  $m^2$ )**

Para el cálculo de la superficie del tanque se aplica la Ec. 28. Esta ecuación toma en consideración el caudal punta diario y la carga hidráulica superficial. El caudal punta diario se divide en 2, debido a que se diseñarán 2 tanques Imhoff.

$$S_d = \frac{Q_{punta\ d}}{C_H} \quad \text{Ec. 28}$$

$$S_d = \frac{112,97/2}{24} = 2,35\ m^2$$

donde,

$Q_{punta,\ d}$ : caudal punta diario, en  $m^3/h$ .

$CH_{punta,\ d}$ : carga hidráulica superficial punta diaria, en  $m^3/m^2\ d$ .

Una vez obtenida la superficie de la zona de decantación se procede a tomar la relación longitud/ancho más conveniente para calcular las dimensiones de dicha superficie, el rango de la relación  $L/W$  oscila entre  $2/1 - 5/1$ , como se muestra en Tabla 16.

La superficie de decantación para el diseño es de  $8,60\ m^2$ , con una relación de  $3/1$  donde la longitud es  $5,08\ m$  y el ancho es igual a  $1,69\ m$ . La longitud total es igual a la longitud del tanque de decantación.

- **Profundidad de la zona de decantación ( $P$ , en  $m$ )**

Es la profundidad obtenida a través de la geometría del prisma que forma el decantador.

Ec. 29

$$P = \frac{W - O_i}{2} * pte$$

$$P = \frac{1,69 - 0,25}{2} * 1,25 = 0,90 \text{ m}$$

donde,

W: ancho del área de decantación (m).

O<sub>i</sub>: longitud de la abertura inferior (m).

Pte: la pendiente de la zona de decantación (m/m).

- **Área total del volumen de decantación (A<sub>t</sub>, en m<sup>2</sup>)**

Es el área necesaria para que se lleve a cabo la separación de las partículas sedimentables. Para su cálculo se divide la superficie del decantador en figuras conocidas como lo son el triángulo y el rectángulo.

$$A_{\text{triángulo}} = [(W - O_i)/2] * P/2 \quad \text{Ec. 30}$$

$$A_{\text{triángulo}} = [(1,69 - 0,25)/2] * \frac{0,90}{2} = 0,33 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{rectángulo}} = O_i * P \quad \text{Ec. 31}$$

$$A_{\text{rectángulo}} = 0,25 * 0,90 = 0,23 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2 * A_{\text{triángulo}} + A_{\text{rectángulo}} \quad \text{Ec. 32}$$

$$A_t = 2 * 0,33 + 0,23 = 0,88 \text{ m}^2$$

donde,

A<sub>triángulo</sub>: superficie correspondiente al área formada por un triángulo.

A<sub>rectángulo</sub>: superficie correspondiente al área formada por un rectángulo.

- **Volumen de decantación (V<sub>decantación</sub>, en m<sup>3</sup>)**

Es el volumen correspondiente al volumen de la zona de decantación y del deflector.

$$V_{\text{decantación}} = (h_{\text{deflector}} * S) + (A_t * L) \quad \text{Ec. 33}$$

$$V_{\text{decantación}} = (0,30 * 8,50) + (0,88 * 5,08) = 7,03 \text{ m}^3$$

donde,

$h_{\text{deflector}}$ : altura que se corresponde con la zona debajo de la superficie (m).

- **Comprobaciones**

Antes de continuar con el diseño se debe realizar una serie de comprobaciones. Si cumplen con los parámetros establecidos, se procede con el cálculo, en caso contrario se podría hacer un reajuste de estos.

$$v_{ph} = \frac{Q_{\text{punta h}}}{A_t} < 0,3 \text{ m/min} \quad \text{Ec. 34}$$

$$v_{ph} = \frac{14,13}{0,88 * 60} = 0,25 \text{ m/min} < 0,3 \text{ m/min} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$TRH_{\text{med d}} = \frac{V_{\text{decantación}}}{Q_{\text{med d}}} \in 2 - 4 \text{ h} \quad \text{Ec. 35}$$

$$TRH_{\text{med d}} = \frac{7,03}{2,77/2} = 5,08 \text{ h} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

$$TRH_{\text{punta h}} = \frac{V_{\text{decantación}}}{Q_{\text{punta h}}} > 1 - 4 \text{ h} \quad \text{Ec. 36}$$

$$TRH_{\text{punta h}} = \frac{7,03}{14,13/2} = 1 \text{ h} > 1 \text{ h} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

donde,

$V_{ph}$ : velocidad horizontal punta horaria (m/min).

$Q_{\text{punta h}}$ : caudal punta horario ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

TRH: es el tiempo de retención hidráulico (h).

Al realizar las comprobaciones, tanto la velocidad a caudal punta ( $v_{\text{punta h}}$ ) como el tiempo de retención hidráulica a caudal punta ( $TRH_{\text{punta,h}}$ ), resultaron estar dentro de los rangos de valores aceptados, caso contrario ocurrió con el tiempo de retención a caudal medio ( $TRH_{\text{medio,h}}$ ) cuyo valor, tras varios intentos con diferentes alternativas de combinación de

parámetros y superficie, resulto ser de 5,08 h, superando con 1,08 h el rango máximo aconsejable, esto implica una mayor retención de sedimentación, lo cual no es un punto negativo.

- **Ancho total del tanque Imhoff ( $W_t$ , en m)**

En la Ec. 30 se toma en consideración el ancho de los muros de la zona de sedimentación puesto que para el cálculo de zona de digestión se hace necesario.

$$W_t = W_{dec} + W_{gas} + 2 W_{muros\ sed} \quad \text{Ec. 27}$$

$$W_t = 1,69 + (0,60 * 2) + (2 * 0,20) = 3,29 \text{ m}$$

donde,

$W_{dec}$ : ancho de la zona de decantación (m).

$W_{gas}$ : ancho de la zona de gas (m).

$W_{muros\ sed}$ : espesor de los muros de sedimentador (m)

- **Superficie total de la zona de digestión ( $S_t$ , en  $m^2$ )**

Es el producto de la longitud de la zona del sedimentador, que es la misma que la longitud total del tanque y el ancho total del tanque Imhoff.

$$S_t = L_t * W_t \quad \text{Ec. 37}$$

$$S_t = 5,08 * 3,29 = 16,73 \text{ m}^2$$

- **Altura del fondo del digestor ( $h_f$ )**

Es la altura de fondo con la forma piramidal.

$$h_f = [(L_t/n)/2] * tg \alpha \quad \text{Ec. 38}$$

$$h_f = [(5,08/2)/2] * tg30^\circ = 0,73 \text{ m}$$

donde,

$\alpha$ : inclinación de las paredes del fondo.

n: puntos de recogida de lodos.

- **Volumen de lodos**

Volumen ocupado por los lodos producidos por los habitantes de un determinado lugar en un tiempo de digestión establecido.

$$V_{lodos} = \frac{T_d * VEU * Pob}{1000} \quad \text{Ec. 39}$$

$$V_{lodos} = \frac{0,6 * 100 * (886/2)}{1000} = 26,58 \text{ m}^3$$

donde,

$T_d$ : tiempo de digestión (l/hab/año).

VEU: volumen ocupado por los lodos ( $\text{m}^3$ ).

Pob: número de habitantes (hab).

- **Altura ocupada por los lodos ( $h_{lodos}$ , en m)**

Esta altura no incluye la altura del fondo del digestor.

$$h_{lodos} = \frac{V_{lodos} - (\frac{1}{3} * L_t * W_t * h_f)}{L_t * W_t} \quad \text{Ec. 40}$$

$$h_{lodos} = \frac{26,58 - (\frac{1}{3} * 5,08 * 3,29 * 0,73)}{5,08 * 3,29} = 1,34 \text{ m}$$

- **Altura total tanque Imhoff ( $h_t$ , en m)**

Es la suma de todas las alturas anteriormente calculadas para el tanque Imhoff.

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_{lodos} + h_f + h_{neutra} \quad \text{Ec. 41}$$

$$h_t = 0,45 + 0,30 + 0,90 + 1,34 + 0,73 + 0,3 = 4,03 \text{ m}$$

- **Volumen total del tanque ( $V$ , en  $\text{m}^3$ )**

Se obtienen a partir de la suma de todos los volúmenes anteriormente calculados.

$$V = V_{resguardo} + V_{deflector} + V_{dec} + V_{lodos} + [h_{neutra} * \text{sup. tanque}] \quad \text{Ec. 42}$$

$V = (0,45 * 14,33) + (0,30 * 14,33) + 7,03 + 26,58 + [0,30 * 16,73] = 48,74 \text{ m}^3$   
 donde,

$h_{\text{neutra}}$ : altura que separa la superficie de los lodos del fondo de la zona de decantación.

### Resumen Datos Tanques Imhoff

**Tabla 17. Datos obtenidos del diseño de los tanques Imhoff.**

<b>Dimensionamiento los Tanques Imhoff</b>	
Caudal punta diario	112,965
N° de tanques Imhoff	2 tanques
Caudal punta diario por tanque	56,48 m <sup>3</sup> /día
Superficie de decantación ( $S_d$ )	2,35 m <sup>2</sup>
Superficie de decantación ( $S_d$ ) asumida	8,60 m <sup>2</sup>
Ancho zona sedimentador (W)	1,69 m
Largo zona sedimentador (L)	5,08 m
Profundidad zona sedimentador (H)	0,90 m
$A_{\text{triangulos}}$	0,33 m <sup>2</sup>
$A_{\text{rectangulo}}$	0,23 m <sup>2</sup>
Área total de vol. de dec.	0,88 m <sup>2</sup>
Volumen decantación	7,03 m <sup>3</sup>
Superficie total del tanque ( $S_t$ )	16,73 m <sup>2</sup>
Ancho tanque Imhoff (Bim) ( $W_t$ )	3,29 m
Longitud Total Tanque ( $L_t$ )	5,08 m
Volumen de lodos en digestor ( $v_{\text{lodos}}$ )	26,58 m <sup>3</sup>
Superficie libre %	36%
Altura del fondo del digestor ( $h_f$ )	0,73 m
Altura ocupada por los lodos (sin $h_f$ )	1,34 m
Altura total tanque Imhoff	4,03 m
Volumen total del tanque	48,74 m <sup>3</sup>
Superficie libre	36%
<b>COMPROBACIONES</b>	
$V_{\text{punta h}}$	0,27 m/min
$TRH_{\text{medio, h}}$	5,08 h
$TRH_{\text{punta, h}}$	1,00 h

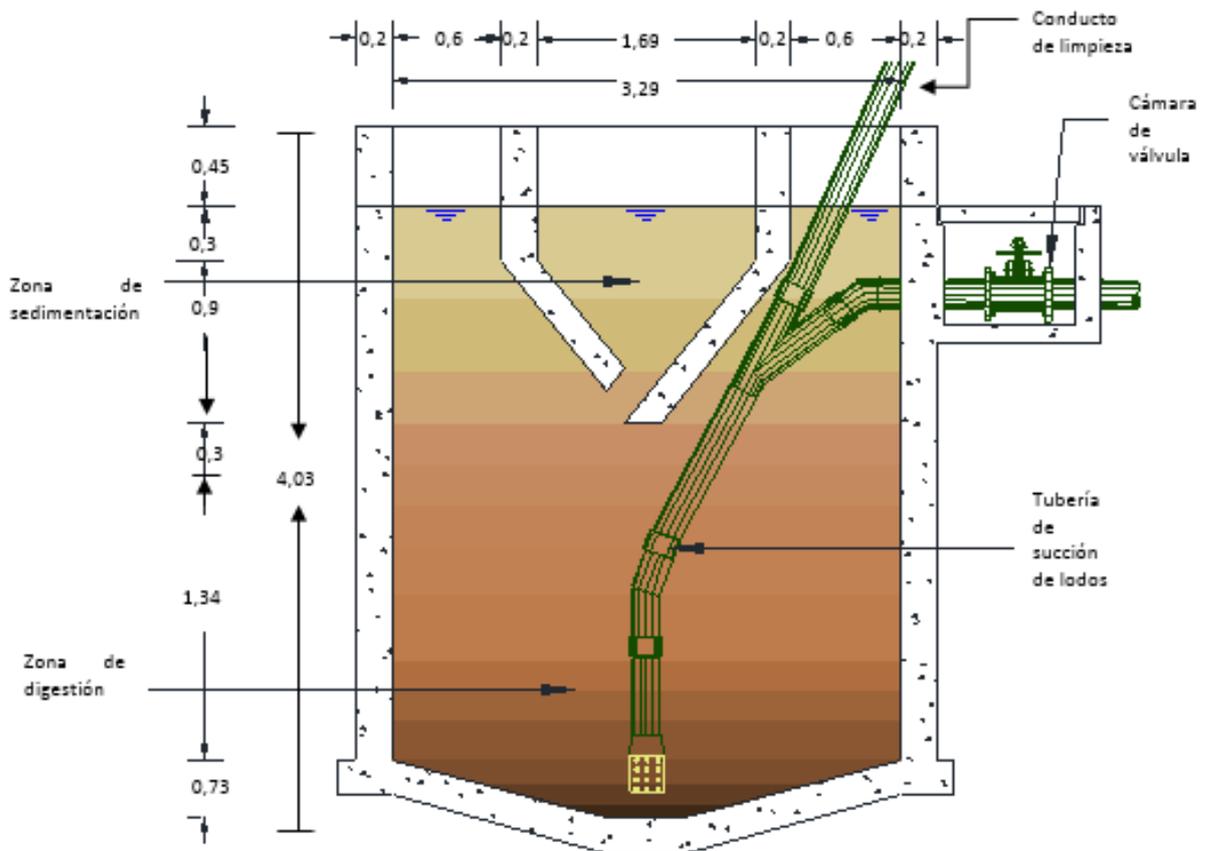
**Tabla 18. Resumen de la eficiencia de remoción de contaminantes en el tanque Imhoff.**

<i>Parámetro</i>	<i>Concentración influyente (mg/l)</i>	<i>Eficiencia de remoción del tanque Imhoff</i>	<i>Concentración que ingresa al humedal (Ci) (mg/l)</i>
DQO	750,00	36,00%	480,00
DBO <sub>5</sub>	310,00	30,00%	217,00
NKT	62,50	21,00%	49,38
SS(a)	960,00	60,00%	384,00

En el diseño se contemplan 2 tanques Imhoff en paralelo, lo que facilita el funcionamiento continuo del sistema de tratamiento en el caso de limpieza o problemas de otra índole. Con el implemento de un par de tanques Imhoff se logra disminuir la altura de estos, lo que facilita su construcción evitando profundas excavaciones. Las grasas y flotantes que lleguen al tanque Imhoff se acumularán en la superficie y serán retiradas periódicamente haciendo uso de un recoge hojas de piscinas.

Periódicamente se llevará a cabo la extracción de los lodos. Para esta operación se empleará un camión dotado de un equipo de bombeo para la extracción del lodo acumulado, luego serán transportado a la era de secado para una deshidratación in situ.

En la **Figura 9** se muestra detalladamente las dimensiones del tanque. La altura obtenida del tanque Imhoff es de 5,08 m, para conseguirlo se aumentó la superficie aproximadamente 3,6 veces, su superficie calculada inicialmente, obteniendo una superficie de 8,5 m<sup>2</sup>.



**Figura 9. Dimensiones del tanque Imhoff del proyecto Humedal Artificial La Secadora**

### 5.2.2. Deshidratación del fango

Para el cálculo del área de secado ( $A_{\text{secado}}$ , en m) se requiere el volumen de lodos y la altura de lodos en la era de Secado, ver **Tabla 17**. La capa de la arena deberá tener un espesor de 0,22 a 0,33 m, se debe tomar en consideración la pérdida por motivos de limpieza.

$$A_{\text{secado}} = \frac{V_{\text{lodos}}}{h_{\text{lodosecado}}} \quad \text{Ec. 43}$$

$$A_{\text{secado}} = \frac{26,58}{0,3} = 19,77 \text{ m}^2$$

donde,

$V_{\text{lodos}}$ : volumen de lodo extraído del tanque Imhoff, en m<sup>3</sup>.

$h_{\text{lodosecado}}$ : altura de la capa de lodos en la era de Secado, en m.

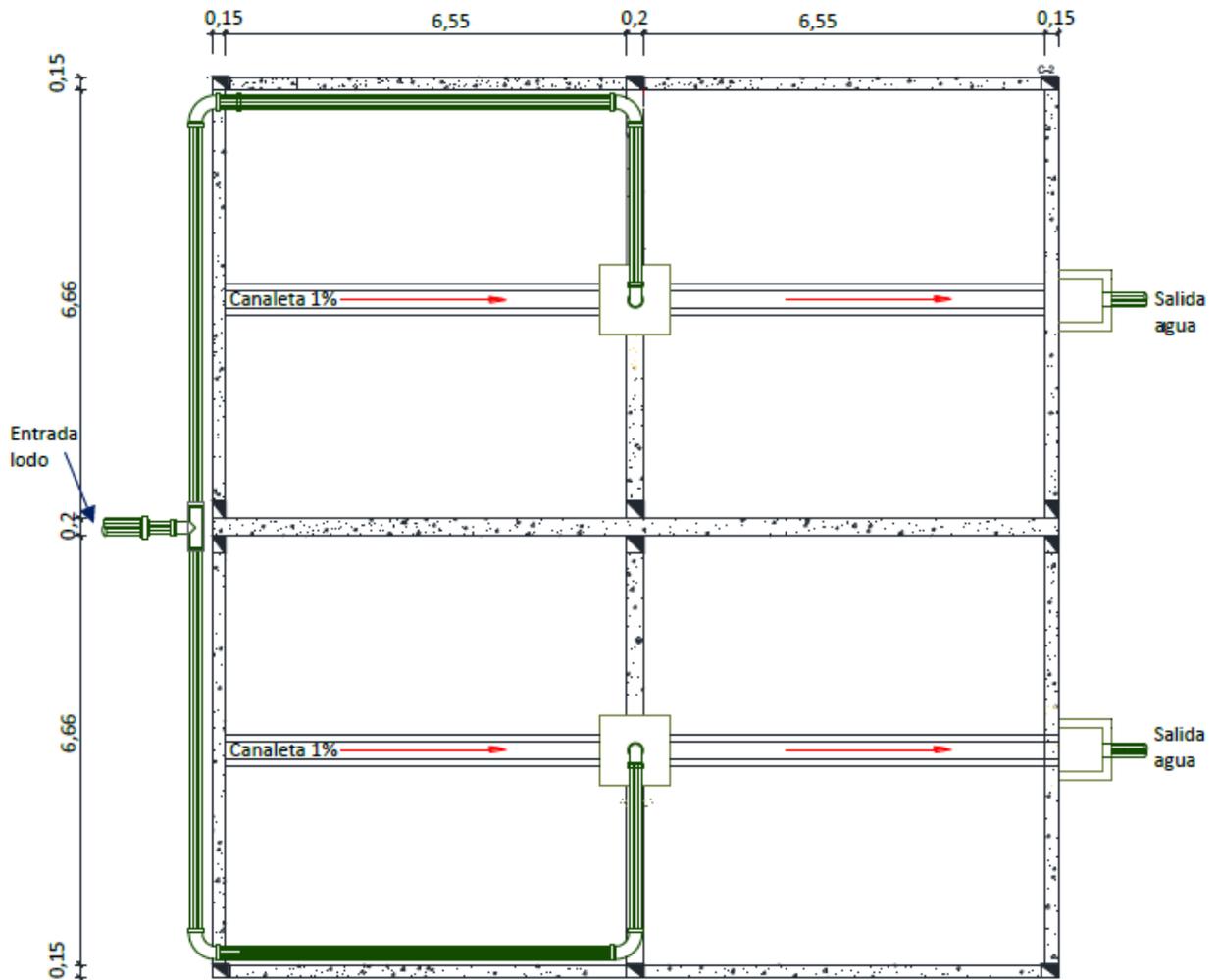
Se dispondrá de dos eras de secado para facilitar el mantenimiento de estas. Cada una estará diseñada con el volumen de lodos de un tanque Imhoff.

Se propone:

- Techar la era de Secado para que se complete el ciclo de secado sin preocupación de las precipitaciones, de ser posible el fango se debe extraer de las ras de Secado, en los meses secos. La frecuencia de extracción de lodos será de 6 meses, pues se cuenta con dos eras de secado y el lodo se extraerá de los tanques Imhoff cada 6 meses, el periodo puede distribuirse de la siguiente manera, extracción del fango a inicios de septiembre hasta finales de febrero e inicios de marzo hasta finales de agosto. En agosto se tienen precipitaciones promedio de 40 mm, si se tiene una era de secado techada esto no supondrá un inconveniente.
- Hacer las pruebas de laboratorio necesarias (nitrógeno, fósforo, patógenos, etc.) para evaluar la viabilidad del uso de los lodos para su aprovechamiento como medio fertilizante en la agricultura.

**Tabla 19. Resumen de los resultados del diseño de la era de secado.**

<i>Era de secado</i>	
A <sub>secado</sub>	88,60 m <sup>2</sup>
relación L/W	2 :1
Ancho (W)	6,66 m
Largo (L)	13,31 m
Calado (h)	0,30 m
Frecuencia de extracción de lodos	6 meses



**Figura 10. Dimensionamiento era de secado del proyecto Humedal Artificial La Secadora.**

Por lo general, los drenajes son de tuberías plásticas perforadas o de baldosas de arcillas colocadas a junta perdida; tienen un diámetro de 100 mm y una pendiente de 1%. Los lechos se dividen en particiones que ocurren cada 6 m y tienen 0,6 m de altura (Crites & Tchobanoglous, 2000).

### 5.3. Tratamiento Secundario

Constituye una serie de eventos de naturaleza biológica, para ello se utiliza microorganismos, estos ayudan a la eliminación de  $DBO_5$  y nutrientes. En pequeñas poblaciones se suelen utilizar sistemas extensivos como lo son los humedales artificiales.

### 5.3.1. Diseño humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial (HAHFSs)

Para el diseño del humedal artificial se debe de calcular la superficie necesaria, para disminuir los contaminantes hasta los niveles de vertidos deseados empleando la Ec. 44 recomendada por (IWA, 2017) en su publicación sobre tratamiento de humedales.

A continuación, se dimensionará para disminuir la concentración de DBO<sub>5</sub> y de nitrógeno. La norma de vertido de la República Dominicana para poblaciones menores de 5.000 habitantes equivalentes no tiene como requisito el cumplimiento de niveles de vertido de nitrógeno, no obstante, se plantea una alternativa más conservadora, para cumplir con los requisitos de vertidos en poblaciones de 10.000 – 100.000 he. Para este rango de población se toma en consideración los límites de vertido de nitrógeno.

$$S = \frac{PQ_{medio\ d}}{k_A} \left( \left( \frac{C_i - C^*}{C_f - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad \text{Ec. 44}$$

donde,

S: superficie del humedal.

P: número aparente de tanques en serie, TES (adimensional).

K<sub>A</sub>: coeficiente de primer orden, (días<sup>-1</sup>).

C<sub>i</sub>: concentración inicial del contaminante (mg/l).

C<sub>f</sub>: concentración final del contaminante (mg/l).

C\*: concentración de fondo (mg/l).

K<sub>A</sub> se debe corregir por temperatura como se muestra en Ec. 1. Los valores de los números aparentes de tanques en serie (P) se toman de la **Tabla 20**, recomendada por (IWA, 2017) en su publicación sobre humedales de tratamiento. El valor de Θ se tomó de la **Tabla 5**.

**Tabla 20. Ejemplo de los valores de P para humedales HF, VF y FWS**

Parámetro	HF	VF	FWS
DBO <sub>5</sub>	3	2	1
Nitrógeno	6	-	3
NH <sub>4</sub> -N	6	6	3

**Fuente:** (Kadlec and Wallace, 2009).

- **Concentraciones de fondo**

La concentración de fondo ( $C^*$ ) es una concentración de efluente irreducible que resulta del ciclo biogeoquímico interno dentro de los humedales (IWA, 2017).

En la **Tabla 21** se muestran las estimaciones de las concentraciones de fondo para humedales que proporcionan tratamiento secundario de aguas residuales domésticas (IWA, 2017).

**Tabla 21. Ejemplo de concentraciones de fondo ( $C^*$ ) en mg / L para FH, FV y Humedales.**

Parámetros	HF	VF	FWS	
			Ligeramente cargado	Muy cargado
DBO <sub>5</sub>	10	2	2	10
NT	1	0	1,5	-
NH <sub>4</sub> -N	0	0	0,1	0,1

- **Carga Orgánica superficial**

Según diversos autores, la carga orgánica superficial debe de ser menor de 6 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d, de lo contrario se ha de recalcular aumentando la superficie.

$$C_{sup} = \frac{Q_{medio,d} * C_i}{superficie} \quad \text{Ec. 45}$$

donde,

C<sub>i</sub>: concentración del contaminante que ingresa al humedal (mg/l).

### 5.3.1.1. Diseño conservador para cumplir con DBO<sub>5</sub>=30 mg/l

- **Dimensionamiento para cumplir con DBO<sub>5</sub> = 30 mg/l**

$$k_T = 0,068 * 0,981^{16-20} = 0,074 \text{ m/d}$$

$$S = \frac{3 * 66,45}{0,074} \left( \left( \frac{186 - 10}{35 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) = 2470,64 \text{ m}^2$$

$$C_{sup} = \frac{66,45 * 186}{2470,64} = 5,00 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ d}$$

- **Dimensionamiento para cumplir con Nitrógeno = 18 mg/l**

$$k_T = 0,023 * 1,005^{16-20} = 0,023 \text{ m/d}$$

$$S = \frac{6 * 66,45}{0,023} \left( \left( \frac{49,38 - 1}{18 - 1} \right)^{\frac{1}{6}} - 1 \right) = 4057,10 \text{ m}^2$$

$$C_{sup} = \frac{66,45 * 49,38}{4057,10} = 0,81 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \text{ d}$$

La diferencia de superficie necesaria para cumplir con la DBO<sub>5</sub> y con el nitrógeno es casi el doble, por lo que no es factible reducir el nitrógeno a 18 mg/l. La superficie por usar en el diseño es la del dimensionamiento para cumplir la DBO<sub>5</sub> igual a 2470,64 m<sup>2</sup>.

- **Verificación de la carga orgánica de la sección transversal**

La mayoría de las pautas de diseño especifican una tasa de carga máxima basada en el plan de área del humedal, Wallace and knight (2006) y posteriormente la (IWA, 2017) en su publicación sobre tratamiento de humedales, recomiendan un máximo de 250 g DBO<sub>5</sub> /m<sup>2</sup> d de carga orgánica en la sección transversal para evitar el problema de la obstrucción a la entrada de los humedales. Para ello se hace uso de la Ec. 49.

- **Carga del contaminante (M en g DBO/d)**

La carga de DBO<sub>5</sub> influyente en el humedal se calcula como se muestra en la Ec. 46. Si la carga orgánica transversal es mayor al máximo recomendado de 250 g DBO<sub>5</sub> /m<sup>2</sup>d, se debe recalcular partiendo de ese valor máximo.

$$M = \text{Conc. contaminante a la entrada} * Q_{med} \quad \text{Ec. 46}$$

$$M = 186,00 * 66,45 = 12359,70 \text{ g DBO}_5/\text{d}$$

- **Área de la sección transversal (A<sub>s</sub>, en m<sup>2</sup>)**

A partir de la Ley de Darcy planteada en la Ec. 47, se despeja el área de la sección transversal como se muestra en la Ec. 48.

(García & Corzo, 2008) señala que los valores de la pendiente (s) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m y que es conveniente que la pendiente no sea superior a 0.02 m/m para evitar elevados costes de excavación. No obstante, se deberá evaluar de forma independiente cada proyecto pudiendo ser más factible tener una pendiente mayor.

La conductividad hidráulica se ve afectada por la cantidad y el tamaño de los huecos del medio granular, ver Tabla 22. A través del tiempo se produce una retención de sólidos y crecimiento

de biofilm lo que disminuye la capacidad del sustrato para conducir el agua, sobre todo en la zona de entrada. Para este diseño se usará un tipo de sustrato de arenas gravosas, de 8 mm con una porosidad del efluente de 30% y una conductividad hidráulica de 3.000 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d.

Tabla 22. Órdenes de magnitud de la conductividad.

<i>Tipo de sustrato</i>	<i>Tamaño efectivo D10 (mm)</i>	<i>Porosidad del efluente (%)</i>	<i>Cond. hidráulica ks (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d)</i>
Arenas graduadas	2	28 - 32	100-1000
Arenas gravosas	8	30 - 35	500 - 5000
Gravas finas	16	35 - 38	1000 - 10000
Gravas medianas	32	36 - 40	10000 - 50000
Rocas pequeñas	128	38 - 45	50000 - 250000

$$Q = k_s * A_s * s \quad \text{Ec. 47}$$

$$A_s = \frac{Q_{med,d}}{(k_s/f_s) * s} \quad \text{Ec. 48}$$

$$A_s = \frac{66,45}{(3.000/5) * 1\%} = 11,08 \text{ m}^2$$

donde,

Q<sub>med, d</sub>: caudal medio diario (m<sup>3</sup>/d).

K<sub>s</sub>: conductividad hidráulica (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> d).

s: gradiente hidráulico o pendiente (m/m).

A<sub>s</sub>: sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo (m<sup>2</sup>).

F<sub>s</sub>: factor de seguridad, adimensional.

- **Carga orgánica de la sección transversal (Carga orgánica<sub>transv.</sub> en g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup> d)**

$$\text{Carga orgánica}_{transv.} = \frac{M}{A_s} \quad \text{Ec. 49}$$

$$\text{Carga orgánica}_{transv.} = \frac{12359,70}{11,08} = 1116,00 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 \text{ d}} > 250 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 \text{ d}} \text{ NO CUMPLE}$$

Si la carga orgánica transversal es superior a la recomendada se debe de recalcularse la sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo ( $A_s$ ), tomando como referencia los 250 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>d, como se muestra en la Ec. 50. El área transversal ( $A_s$ ) se despeja a partir de la Ec. 49.

En este diseño la carga orgánica transversal superó el máximo recomendado de 250 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup> d, por lo que se recalcula el área tomando como punto de partida el valor máximo recomendado, ver Tabla 23. El área recalculada será el área definitiva por usar.

$$A_{s \text{ recalculada}} = \frac{M \text{ (g DBO}_5\text{/d)}}{250 \text{ (g DBO}_5\text{/m}^2\text{d)}} \quad \text{Ec. 50}$$

$$A_{s \text{ recalculada}} = \frac{12359,70}{250} = 49,44 \text{ m}^2$$

- **Ancho del humedal (W, en m)**

El ancho del humedal se obtiene a partir del cociente del área transversal y el calado saturado establecido en el humedal. Las proporciones de largo y ancho para los humedales secundarios de flujo horizontal generalmente caen entre 2: 1 y 4: 1. El ancho del humedal es típicamente limitado a un máximo de 25-30 m para facilitar la distribución uniforme del flujo en una sola celda de humedal (IWA, 2017).

$$W = \frac{A_s}{h} \quad \text{Ec. 51}$$

$$W = \frac{49,44}{0,4} = 123,60 \text{ m}$$

donde,

h: profundidad del humedal, sin resguardo (m).

- **Longitud del humedal (L, en m)**

Una vez calculado el ancho del humedal y la superficie de este, se procede a determinar su longitud.

$$L = \frac{S}{W} \quad \text{Ec. 52}$$

$$L = \frac{49,44}{123,60} = 20,00 \text{ m}$$

- **Número de celdas**

$$N \text{ de celdas} = W/L \quad \text{Ec. 53}$$

$$N \text{ de celdas} = \frac{123,60}{20} = 7 \text{ celdas}$$

- **Ancho de las celdas**

$$W_{\text{celdas}} = W/N \text{ de celdas} \quad \text{Ec. 54}$$

$$W_{\text{celdas}} = \frac{123,60}{7,00} = 18,00 \text{ m}$$

Se colocarán tubos de distribución para la alimentación del humedal en el ancho de las celdas. A la salida del humedal se pondrá una arqueta para recoger el efluente y una tubería que controle el nivel de encharcamiento.

- **Tiempo de retención hidráulico del humedal ( $TRH_{\text{humedal}}$ )**

$$TRH_{\text{humedal}} = \frac{\% \text{ porosidad del material} * \text{superficie} * h_{\text{saturado}}}{Q_{\text{med,d}}} \quad \text{Ec. 55}$$

$$TRH_{\text{humedal}} = \frac{35\% * 2470,64 * 0.4}{66,45} = 5,21 \text{ d}$$

**Tabla 23. Tabla resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento biológico del humedal para cumplir  $DBO_5 = 35$  mg/l.**

<b>Dimensionamiento Biológico del Humedal, para <math>DBO_5 = 35</math> mg/l</b>	
<b>(<math>DBO_5</math>)</b>	
$k_A$	0,068 m/d
$\theta$	0,981 m/d
$k_T$	0,074 m/d
$C^*$	10,00 mg/l
P	3
Superficie	2470,64 m <sup>2</sup>
$C_{sup.}$	5,00 g $DBO_5$ /m <sup>2</sup> d
<b>Nitrógeno</b>	
$k_A$	0,023 m/d
$\theta$	1,005 m/d
$k_T$	0,023 m/d
$C^*$	1,00 mg/l
P	6
Superficie	4057,10 m <sup>2</sup>
$C_{sup.}$	0,81 g $DBO_5$ /m <sup>2</sup> d
<b>Carga orgánica Sección transversal</b>	
Carga del contaminante transv. de $DBO_5$ (M)	12359,70 g $DBO_5$ /d
Carga org. Sección transversal	NO CUMPLE 1116,00 g/m <sup>2</sup> d
Max. Carga org. Sección transversal <sub>Asumida</sub>	250,00 g $DBO_5$ /m <sup>2</sup> d

La mayor área resultó ser para el parámetro del nitrógeno con una superficie de 4057,10 m<sup>2</sup>, no obstante, la  $DBO_5$  es el parámetro limitante con una superficie de 2470,64 m<sup>2</sup>.

Para futuras ampliaciones o cambios de límites de vertido se analizó el caso de tener que cumplir con los límites de vertidos de nitrógeno igual a 18 mg/l. Para obtener los rendimientos deseados se ha de tener una superficie de 4057,10 m<sup>2</sup> distribuidos en 9 celdas de 29,00 m por 25,00 m, con un calado de 0,3 m.

**Tabla 24. Resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento hidráulico del HAHFSs para cumplir  $DBO_5 = 35$  mg/l.**

<b>Dimensionamiento Hidráulico del Humedal para <math>DBO_5 = 35</math> mg/l</b>	
$A_s$	11,08 m <sup>2</sup>
Pendiente del lecho (s)	1%
factor de seguridad (fs)	5,00
$h$ (saturada)	0,40 m

$h_{\text{resguardo (no saturada)}}$	0,10 m
$h_{\text{total}}$	0,50 m
$A_s$ recalculada	49,44 m <sup>2</sup>
Ancho (W)	123,60 m
Longitud	19,99 m
N de celdas	7 celdas
$W_{\text{celdas}}$	18 m
TRH humedal	5,21 d

Para cumplir con la carga orgánica transversal se requiere un total de 7 celdas, con una longitud de 20,00 m y un ancho de 18,00 m cada una.

Para obtener la concentración final ( $C_f$ ) de los contaminantes en el humedal de la  $DBO_5$  y del nitrógeno se despeja a partir de la Ec. 44. La  $C_f$  de DQO y sólidos totales fueron calculadas con los porcentajes de eficiencia ya tabulados, ver **Tabla 25**.

**Tabla 25. Resumen de concentración de contaminantes para HAHFSs con  $DBO_5=35$  mg/l.**

Parámetro	Concentración que ingresa al humedal ( $C_i$ ) (mg/l)	Concentración máx. permisible en efluente (mg/l)	Concentración esperada en el efluente (mg/l)	Eficiencia de remoción
DQO	480,00	130	96,00	80%
$DBO_5$	186,00	35	35,00	81%
NKT	49,38	15	23,06	42%
$SS^{(a)}$	384,00	40	38,40	90%

### 5.3.1.2. Diseño no conservador para cumplir con $DBO_5=50$ mg/l

Este diseño se realiza tomando en consideración las normas de vertido para poblaciones menores de 5.000 habitantes equivalentes.

- **Dimensionamiento para cumplir con  $DBO_5 = 50$  mg/l**

$$k_T = 0,068 * 0,981^{16-20} = 0,074 \text{ m/d}$$

$$S = \frac{3 * 66,45}{0,074} \left( \left( \frac{186 - 10}{50 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right) = 1721,48 \text{ m}^2$$

$$C_{sup} = \frac{66,45 * 186}{1721,48} = 7,18 \text{ g } DBO_5/\text{m}^2 \text{ d}$$

La carga superficial es mayor de 6 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup> d, por lo que no cumple y se debe recalculer la superficie a partir de este valor, despejando de la ecuación de la carga superficial.

$$S_{recalculada} = \frac{66,45 * 186}{6} = 2059,95 \text{ m}^2$$

No existen límites de vertido de nitrógeno para poblaciones menores de 5.000 habitantes equivalentes por lo que no es necesario su cálculo.

La carga de contaminante será igual a la calculada para DBO<sub>5</sub> de 35 mg/l, la cual depende de la concentración del contaminante en el afluente. Del mismo modo el área de la sección transversal y el ancho del humedal se mantienen igual, puesto que se asumen los mismos parámetros de diseño.

- **Longitud del humedal (L, en m)**

Una vez calculado el ancho del humedal y la superficie de este, se procede a determinar su longitud.

$$L = \frac{49,44}{123,60} = 16,67 \text{ m}$$

- **Número de celdas**

$$N \text{ de celdas} = \frac{123,60}{16,67} = 8 \text{ celdas}$$

- **Ancho de las celdas**

$$W_{celdas} = \frac{123,60}{8} = 15 \text{ m}$$

- **Tiempo de retención hidráulico del humedal (TRH<sub>humedal</sub>)**

$$TRH_{humedal} = \frac{35\% * 2059,95 * 0.4}{66,45} = 4,34 \text{ d}$$

**Tabla 26. Tabla resumen de los cálculos del dimensionamiento biológico del humedal.**

<b>Dimensionamiento Biológico del Humedal para DBO<sub>5</sub> = 50 mg/l</b>	
<b>(DBO<sub>5</sub>)</b>	
k <sub>A</sub>	0,068 m/d
θ	0,981 m/d

$k_T$		0,074 m/d
$C^*$		10,00 mg/l
P		3
Superficie		1721,48 m <sup>2</sup>
$C_{sup.}$		7,18 g DBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> d
Superficie recalculada ( $C_{sup.}=6$ g DBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> d)		2059,95
<b>Carga orgánica Sección transversal</b>		
Carga del contaminante transv. de DBO <sub>5</sub> (M)		12359,70 g DBO <sub>5</sub> /d
Carga org. Sección transversal	NO CUMPLE	930,00 g/m <sup>2</sup> d
Max. Carga org. Sección transversal Asumida		250,00 g DBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> d

**Tabla 27. Tabla resumen de los datos obtenidos a partir de los cálculos del dimensionamiento hidráulico del humedal para cumplir DBO<sub>5</sub> = 50 mg/l.**

<b>Dimensionamiento Hidráulico del Humedal para DBO<sub>5</sub> = 50 mg/l</b>	
$A_s$	13,29 m <sup>2</sup>
Pendiente del lecho (s)	1%
factor de seguridad (fs)	5,00
Porosidad sustrato	35%
$h_{saturada}$	0,40 m
$h_{resguardo}$ (no saturada)	0,10 m
$h_{total}$	0,50 m
$A_s$ recalculada	49,44 m <sup>2</sup>
Ancho (W)	123,60 m
Longitud	16,67 m
N de celdas	8 celdas
$W_{celdas}$	15 m
TRH <sub>humedal</sub>	4,34 d

Para cumplir con la carga orgánica transversal se requiere un total de 8 celdas, con una longitud de 16,67 m y un ancho de 15 m cada una.

En la Tabla 28, se observan los resultados de las diferentes concentraciones de contaminante según el punto de análisis y su eficiencia de remoción en el proceso de tratamiento del agua residual.

**Tabla 28. Resumen de concentración de contaminantes para HAHFSs con DBO<sub>5</sub>=50 mg/l.**

<b>Parámetro</b>	<b>Concentración que ingresa al humedal (C<sub>i</sub>) (mg/l)</b>	<b>Concentración máx. permisible en efluente (mg/l)</b>	<b>Concentración esperada en el efluente (mg/l)</b>	<b>Eficiencia de remoción</b>
DQO	480,00	160	96,00	80%
DBO <sub>5</sub>	186,00	50	50,00	85%
NKT	49,38	-	25,96	47%
SS <sup>(a)</sup>	384,00	-	38,40	90%

### 5.3.2. Diseño humedal artificial vertical de flujo subsuperficial (HAVFSs)

(IWA, 2017) presenta dos enfoques de diseño de HAVFSs diferentes. El primero usa arena con un tamaño de grano de 0,06 - 4 mm ( $d_{10} = 0,3$  mm; según ÖNORM, 2009). El segundo enfoque utiliza arena gruesa con tamaño de grano 2 - 3 mm, como la primera etapa según (Langergraber et al., 2011). Los parámetros clave de los dos diseños se muestran en la Tabla 29.

**Tabla 29. Parámetros clave de diseño y concentraciones esperadas de efluentes.**

<b>Capa principal</b>	<b>Arena (0,06 - 4 mm)</b>	<b>Arena gruesa (2 - 3 mm)</b>
<b>Área de superficie</b>		
Máxima tasa de carga orgánica del área (g COD/m <sup>2</sup> d)	20	80
Carga Orgánica (g COD/ d) <sup>a</sup>	4,000	4,000
Área de superficie requerida (m <sup>2</sup> ) <sup>b</sup>	200	50
Configuración de celdas del humedal (m)	10 x 20	5 x 10
<b>Carga intermitente</b>		
Intervalo de carga (horas)	6	2
Volumen de dosis única (m <sup>3</sup> ) <sup>c</sup>	1,875	0,625
Área de superficie del tanque de carga intermitente (m <sup>2</sup> ) <sup>d</sup>	0,875	0,875
Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente (m) <sup>e</sup>	2,2	0,7
<b>Distribución de tuberías</b>		
Mínimo una apertura por	2 m <sup>2</sup>	1 m <sup>2</sup>
<b>Concentración esperada en el efluente (T ≥ 10 °C) <sup>f</sup></b>		
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	< 3	30 - 40
DQO (mg/l)	< 20	80 - 100
TSS (mg/l)	< 5	10 - 20
NH <sub>4</sub> -N (mg/l)	< 1	10 - 20

<sup>a</sup> Carga orgánica:  $Q_{\text{medio,d}} \cdot \text{Concentración de DQO en el efluente del tanque séptico.}$

<sup>b</sup> Área de superficie requerida:  $\text{Carga orgánica} / \text{Máxima tasa de carga orgánica del área.}$

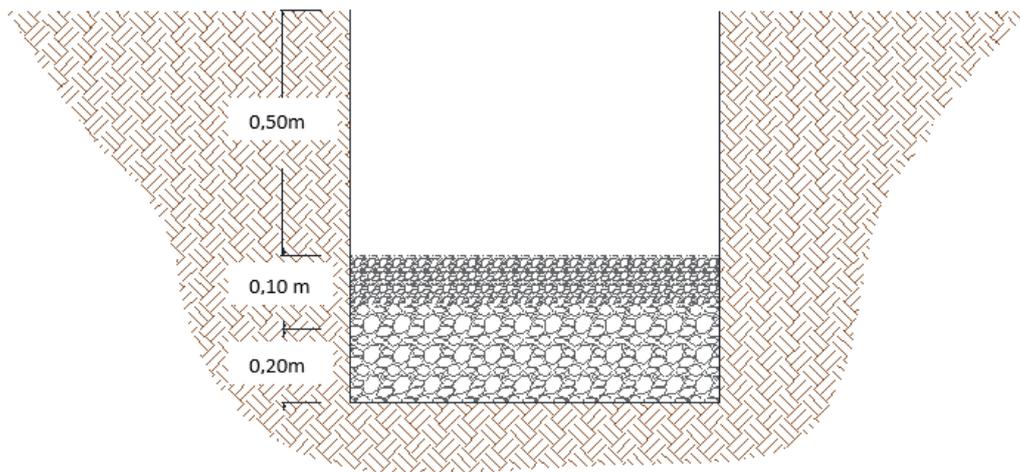
<sup>c</sup> Cantidad de una sola carga:  $Q_{\text{medio,d}} / (24 \text{ horas} / \text{intervalo de carga})$ .

<sup>d</sup> Superficie del tanque de carga intermitente:  $Q_{\text{medio,d}} / (24 \text{ horas} / \text{intervalo de carga})$ .

<sup>e</sup> Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente: volumen de una dosis única/área de superficie de la cámara de dosificación.

<sup>f</sup> Langergraber y col. (2007) para la capa principal de arena con un tamaño de grava de 0,06 - 4 mm, y Langergraber y col. (2008) para la capa principal de arena gruesa con un tamaño de grano de 2 a 3 mm, respectivamente.

(IWA, 2017) recomienda que la profundidad del medio granular de los sistemas verticales sea aproximadamente igual a 1,00 m, el resguardo suele ser  $\geq 0,2$  m, la capa de filtración principal  $\geq 0,50$  m, la capa de transición  $\geq 0,10$  cm y la capa de drenaje  $\geq 0,2$  cm. Para este diseño se asumen las profundidades granulométricas mostradas en la **Figura 11**.



**Figura 11. Distribución de las capas del medio granular y sus respectivas profundidades.**

- **Habitantes equivalentes (hab. equivalente, he)**

Es una unidad de contaminación que hace referencia no sólo a los habitantes, sino también a la industria, ganadería etc., y a la carga orgánica biodegradable con demanda bioquímica de oxígeno de 5 días de 60 g de oxígeno por día (Entidad de Saneamiento de Agua, 2017).

$$\text{hab. equivalente} = \frac{Q_{\text{med,d}} * DBO_5 (\text{influyente})}{DBO_5 (\text{he})} \quad \text{Ec. 56}$$

$$\text{hab. equivalente} = \frac{66,45 * 310}{60} = 344 \text{ he}$$

-

- **Superficie necesaria (m)**

Para humedales verticales más grandes (> 100 PE), es una práctica común dividir el área de superficie en secciones más pequeñas, que se pueden cargar de forma independiente, lo que permite que una de estas áreas esté en fase de reposo y no cargadas.

Las pautas de diseño alemanas (DWA, 2017) recomiendan que los humedales verticales se diseñen de modo que una cuarta parte de la superficie total esté en fase de reposo. Las pautas de diseño austriacas (ÖNORM, 2009) recomiendan para una cama de humedal de flujo vertical una superficie máxima de 400 m<sup>2</sup> para garantizar incluso la distribución de las aguas residuales en la superficie (IWA, 2017).

La experiencia en Austria muestra que se puede alcanzar la misma eficiencia de tratamiento con humedales de flujo vertical diseñados con 2 m<sup>2</sup> / he, si se opera solo en verano, lo que significa que las aguas residuales estarán temperaturas ≥ 10 °C (IWA, 2017).

El paraje La Secadora del Municipio de Constanza cuenta con 344 he y las temperaturas están siempre por encima de 10 °C, por lo que se asume que se requieren 2 m<sup>2</sup> por habitante equivalente.

$$S = \text{habitante equivalente (he)} * 2 \text{ (m}^2\text{/he)} \quad \text{Ec. 57}$$

$$S = 344 * 2 = 688 \text{ m}^2$$

El humedal se dividirá en 3 celdas de 15,14 x 15,14 m, si el solar lo permite, cada una tendrá un volumen de 298,13 m<sup>3</sup>.

- **Volumen total (m<sup>3</sup>)**

Para el cálculo del volumen total se toma en consideración la superficie y los calados de las diferentes capas de material granular y el resguardo.

$$V = S * (h_{\text{arena}} + h_{\text{grava}(3-10\text{mm})} + h_{\text{grava}(20-40\text{mm})} + h_{\text{resguardo}}) \quad \text{Ec. 58}$$

$$V = 688 * (0,5 + 0,1 + 0,2 + 0,5) = 894,40 \text{ m}^3$$

-

- **Volumen de carga**

El intervalo entre cargas debe ser  $\geq 6$  horas (IWA, 2017), o entre 3 y 6 horas (ÖNORM, 2009). Para este diseño se ha tomado 6 horas para fase de llenado intermitente.

$$V_{carga} = Q_{med,h} (m^3/h) * horas\ de\ carga\ (h) \quad Ec. 59$$

$$V_{carga} = 2,77 * 6 = 16,61\ m^3$$

- **Número de tuberías de aireación**

Para mantener las capas más profundas aireadas se suelen insertar tuberías verticales. Se recomienda distribuir las tuberías como mínimo una apertura por  $2\ m^2$  cuando se usa arena (0,06 – 4 mm) 1 tubería por cada  $4\ m^2$  y 1  $m^2$  para arena gruesa (2 – 3 mm) (García & Corzo, 2008), ver Tabla 29.

$$N^{\circ}\ tuberias = \frac{A_{humedal}}{4\ m^2} \quad Ec. 60$$

$$N^{\circ}\ tuberias = \frac{688}{4} = 172\ tuberias$$

El humedal se dotará de un sistema de distribución, compuesto de tuberías asentadas sobre la superficie granular de las celdas. Tendrá un sistema de recogida del efluente basada en una red de tuberías perforadas ubicadas debajo de la capa de gravas gruesas, para evitar que el medio granular con menor diámetro entre, dentro de la tubería a través de las perforaciones.

- **Comprobación**

En la **Tabla 29** se muestra el máximo valor de la tasa de carga orgánica del área. Para arena gruesa su valor es de  $80\ g\ COD/m^2\ d$ .

$$Carga\ DQO = Q_{med,d} * DQO \quad Ec. 61$$

$$Carga\ DQO = 66,45 * 480,00 = 31896,00\ g\ DQO/d$$

- **Carga superficial**

(IWA, 2017) facilita la Ec. 62 para el cálculo de la carga superficial.

$$C_s = \frac{Carga\ DQO}{S} \quad Ec. 62$$

$$C_s = \frac{31.896}{688,00} = 46,36 \text{ g} \frac{\text{DQO}}{\text{m}^2} \text{d} < 80 \text{ g} \frac{\text{DQO}}{\text{m}^2} \text{d} \quad \text{CUMPLE}$$

En la **Tabla 30** se muestran los valores obtenidos a partir de las fórmulas planteadas para el diseño del humedal artificial vertical de flujo subsuperficial.

**Tabla 30. Resumen de cálculos del dimensionamiento del HAVFSs.**

<i>Dimensionamiento Humedal HAVFSs</i>	
Arena gruesa	2 - 3 mm
calado (h) <sub>arena</sub>	0,5 m
h Grava (3-10 mm)	0,1 m
h Grava (20-40 mm)	0,2 m
h resguardo	0,5 m
Profundidad total (h <sub>t</sub> )	1,3 m
Superficie	688,00 m <sup>2</sup>
Volumen total	894,40 m <sup>3</sup>
Área requerida por he	2,00 m <sup>2</sup> /he
Celdas	3 celdas
Volumen celda	298,13 m <sup>3</sup>
Ancho celda(W)	15,14 m
Longitud celda (L)	15,14 m
Horas de fase de llenado intermitente	6 h
Volumen de carga	16,61 m <sup>3</sup>
Separación entre tuberías	4 m <sup>2</sup>
N de tuberías de aireación	172 tuberías
<b>Comprobación de carga superficial</b>	
Carga orgánica DQO	31896,00 g DQO/d
Tasa máx. de carga orgánica en m <sup>2</sup> de DQO	80 g DQO/m <sup>2</sup> d
Carga superficial	46,36 g DQO/m <sup>2</sup> d
46,36 g DQO/m <sup>2</sup> d < 80 g DQO/m <sup>2</sup> d CUMPLE	

**Tabla 31. Resumen de los datos de la carga de los contaminantes a lo largo del proceso de tratamiento del agua residual.**

<i>Parámetro</i>	<i>Concentración que ingresa al humedal (Ci) (mg/l)</i>	<i>Concentración máx. permisible en efluente (mg/l)</i>	<i>Concentración esperada en el efluente (mg/l)</i>	<i>Eficiencia de remoción</i>
DQO	480,00	130,00	96,00	80%
DBO <sub>5</sub>	217,00	35,00	21,70	90%
NKT	49,38	15,00	17,28	65%
SS <sup>(a)</sup>	384,00	40,00	38,40	90%

A la entrada del HAVFSs se colocará una arqueta de distribución del afluente para conseguir una alimentación intermitente que ayudará a mantener el nivel hídrico. Para evitar bombeos y, como el sistema funciona por gravedad se usarán sifones hidromecánicos que estarán dentro de las arquetas de distribución. Los extremos de la tubería deben sobresalir para que el aire pueda pasar durante la descarga.

Para que el sifón funcione correctamente debe haber suficiente diferencia de cota entre la salida de la arqueta y la superficie de los humedales (García & Corzo, 2008).

El sistema de salida del efluente consiste en una red de tuberías drenadas que dirigirán el agua a un sumidero de recolección.

En caso de detectarse una obstrucción en el sistema, se debe dejar descansar para que se recupere. Este periodo es necesario para secar. Se ha demostrado que el HFV puede recuperar casi por completo su eficacia después de largos períodos de reposo. Como se ha indicado previamente, este período de descanso es necesario para secar completamente la capa de tapado y puede ser tan corto como tres semanas en clima seco y soleado a cerca de seis meses en clima frío y húmedo (Platzer y Mauch, 1997).

## 6. Presupuesto y comparación de alternativas

Dada la escasez de los recursos con los que cuentan los ayuntamientos de los pequeños municipios, estos hacen uso de las tecnologías no convencionales , ya que ofrecen grandes ventajas en comparación con los sistemas convencionales de depuración de aguas residuales, lo cual queda evidenciado en los apartados de los costes de explotación y mantenimiento (Martín et al., 2006).

La simplicidad de las labores de explotación y mantenimiento que ofrecen los sistemas no convencionales como lo son los humedales artificiales, no requiere la participación de personal cualificado, permitiendo abaratar los costes de explotación.

Los costes de mantenimiento electromecánico son nulos o casi nulos en sistemas no convencionales. El conjunto de estos costes son los que hacen la diferencia sobre el coste total de operación (Martín et al., 2006).

Los costos unitarios fueron obtenidos de la guía de análisis de costos e índices de precios en Santo Domingo, República Dominicana en su 19<sup>va</sup> edición y la Confederación Hidrográfica del Duero (CHD, 2010).

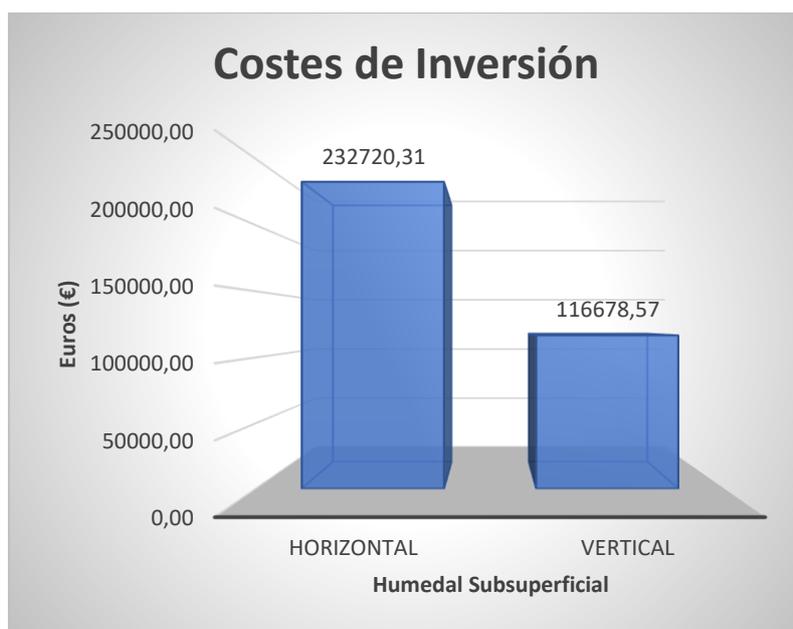
A los costes de excavación del humedal vertical de flujo subsuperficial se le agregó un 10% de su coste, por requerir de una variación significativa de cota.

**Tabla 32. Evaluación aproximada de costes para cumplir con DBO<sub>5</sub>=35 mg/l.**

Partida	<b>Análisis de costes estimados del Humedal Artificial la Secadora</b>				
01.01.00	<b>Costo de inversión del humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial</b>				
	<b>Materiales</b>	<b>Cantidad</b>	<b>UD<sup>a</sup></b>	<b>CU<sup>b</sup></b>	<b>Costo (€)</b>
01.01.01	Costes de expropiación	3706,00	m <sup>2</sup>	22,81	84.522,81
01.01.02	Limpieza del terreno	3706,00	m <sup>2</sup>	0,61	2.264,56
01.01.03	Excavación y movimiento de tierra	1235,32	m <sup>3</sup>	16,84	20.805,19
01.01.04	Arena lavada (transporte incluido)	988,26	m <sup>3</sup>	17,76	17.548,49
01.01.05	Plantas	248,00	ud	1,05	261,05
01.01.06	Plantación	345,00	ud	1,75	605,26
01.01.07	Levantamiento topográfico	5,00	día	121,93	609,65
01.01.08	Geomembrana	2602,40	m <sup>2</sup>	18,95	49.308,70
01.01.09	Tuberías de distribución	442	m	11,03	4.875,26
01.01.10	Pretratamiento y tratamiento primario	1	ud	51919,33	51.919,33
	<b>Total</b>				<b>232.720,31</b>
01.02.00	<b>Costo de inversión del del humedal artificial vertical de flujo subsuperficial</b>				
	<b>Materiales</b>	<b>Cantidad</b>	<b>UD<sup>a</sup></b>	<b>CU<sup>b</sup></b>	<b>Costo (€)</b>
01.02.01	Costes de expropiación	1032,00	m <sup>2</sup>	22,81	23.536,84
01.02.02	Limpieza del terreno	1032,00	m <sup>2</sup>	0,61	630,61
01.02.03	Excavación y movimiento de tierra	656,27	m <sup>3</sup>	16,84	11.052,80
01.02.04	Arena lavada (transporte incluido)	229,33	m <sup>3</sup>	17,76	4.072,28
01.02.05	Grava 1/4"	22,93	m <sup>3</sup>	17,80	408,29
01.02.06	Grava 3/4"	22,93	m <sup>3</sup>	18,11	415,21
01.02.07	Plantas	258,00	ud	1,05	271,58
01.02.08	Plantación	258,00	ud	1,75	452,63
01.02.09	Geomembrana	656,27	m <sup>2</sup>	18,95	12.434,53
01.02.10	Sifones y arquetas	3,00	ud	1000,00	3.000,00
01.02.11	Pretratamiento y tratamiento primario	1	ud	51919,33	51.919,33
01.02.12	Levantamiento topográfico	4,00	día	121,93	487,72
01.02.13	Tuberías de distribución	672	m	11,03	7.412,16
	<b>Total</b>				<b>116.093,98</b>
	<sup>a</sup> Unidad				
	<sup>b</sup> Costo Unitario				

A los costes de excavación del HAVFSs se le agregó un 10% de su coste, por requerir de una variación significativa de cota.

En el Gráfico 5 se muestra, en resumen, la diferencia de los costes de inversión del HAVFSs y HAHFSs.



**Gráfico 5. Comparación de los costes de inversión del HAHFSs y el HAVFSs para cumplir con DBO<sub>5</sub>= 35 mg/l.**

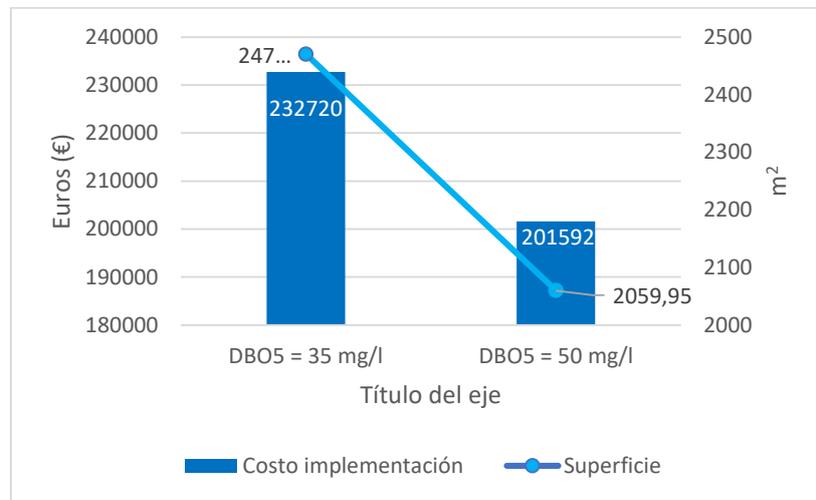
El costo de implementación de un sistema de HAHFSs resulta ser el doble, en comparación con el HAVFSs.

**Tabla 33. Evaluación aproximada de costes para cumplir con DBO<sub>5</sub>=50 mg/l.**

Partida	<b>Análisis de costes estimados del Humedal Artificial la Secadora</b>				
01.01.00	<b>Costo de inversión de una celda del humedal artificia horizontal de flujo subsuperficial</b>				
	<b>Materiales</b>	<b>Cantidad</b>	<b>UD<sup>a</sup></b>	<b>CU<sup>b</sup></b>	<b>Costo (€)</b>
01.01.01	Costes de expropiación	3090,00	m <sup>2</sup>	22,81	70.473,68
01.01.02	Limpieza del terreno	3090,00	m <sup>2</sup>	0,61	1.888,15
01.01.03	Excavación y movimiento de tierra	1029,98	m <sup>3</sup>	16,84	17.346,77
01.01.04	Arena lavada (transporte incluido)	688,59	m <sup>3</sup>	17,76	12.227,37
01.01.05	Plantas	173,00	ud	1,05	182,11
01.01.06	Plantación	345,00	ud	1,75	605,26
01.01.07	Levantamiento topográfico	5,00	día	121,93	609,65
01.01.08	Geomembrana	2188,42	m <sup>2</sup>	18,95	41.464,71
01.01.09	Tuberías de distribución	442	m	11,03	4.875,26
01.01.10	Pretratamiento y tratamiento primario	1	ud	51919,33	51.919,33
	<b>Total</b>				<b>201.592,29</b>
	<sup>a</sup> Unidad				
	<sup>b</sup> Costo Unitario				

En el Gráfico 6, se muestra en resumen la diferencia de los costes de implementación y de superficie del diseño de los humedales horizontales de flujo subsuperficial. Para cumplir con la DBO<sub>5</sub> = 35 mg/l se requiere una superficie de 2.470,64 m<sup>2</sup>, lo que supone tener más de 410,69 m<sup>2</sup> por encima del necesario para cumplir la DBO<sub>5</sub> =50 mg/l. Por otro lado, se tiene

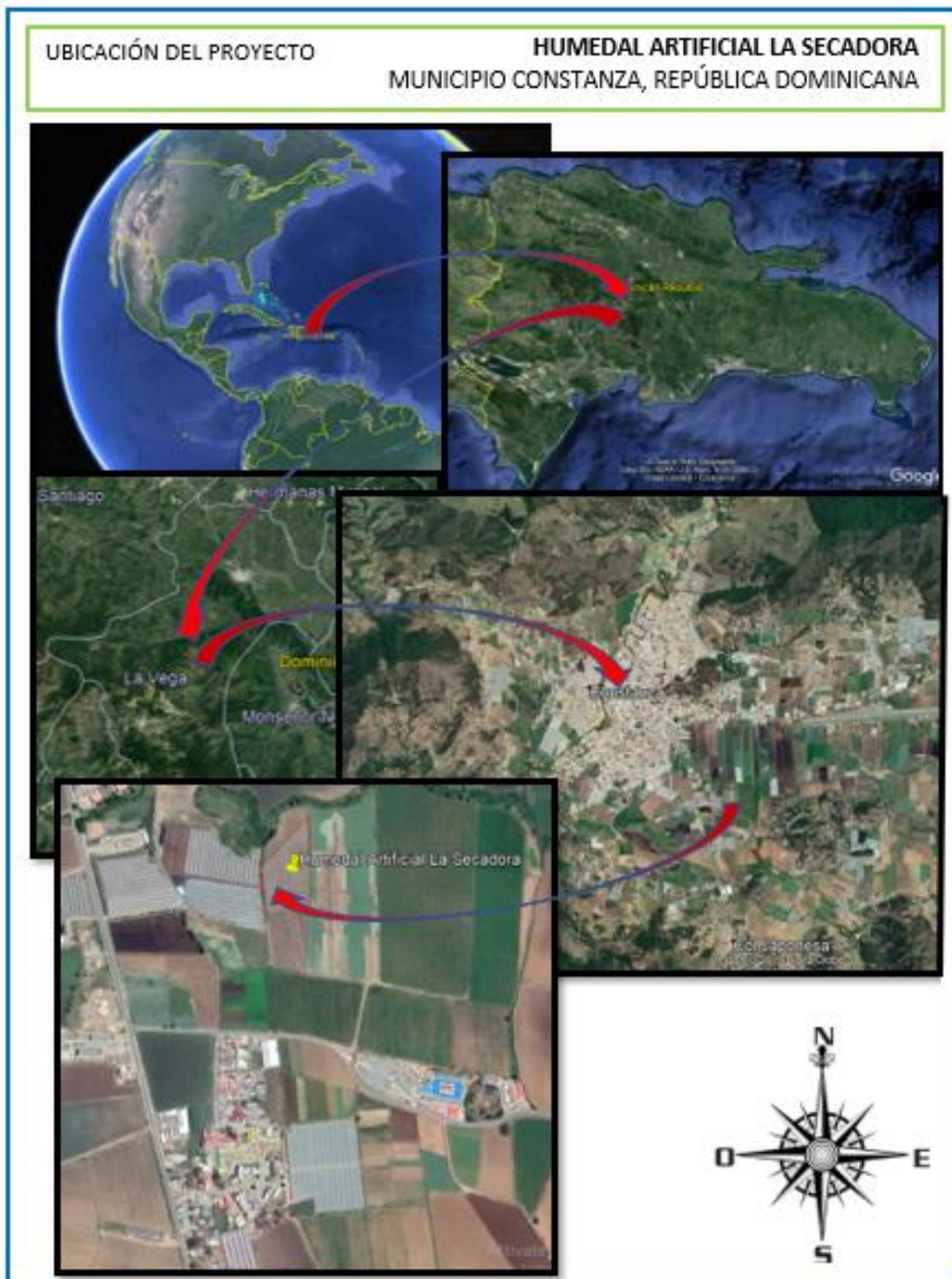
una inversión de 232.720 € lo que supera en 31.128 € de su coste, al humedal horizontal diseñado para cumplir con  $DBO_5 = 50 \text{ mg/l}$ .



**Gráfico 6. Comparación de los costes de inversión y superficie necesaria del humedal horizontal para cumplir con  $DBO_5= 35 \text{ mg/l}$  y el horizontal para cumplir con  $DBO_5= 50 \text{ mg/l}$ .**

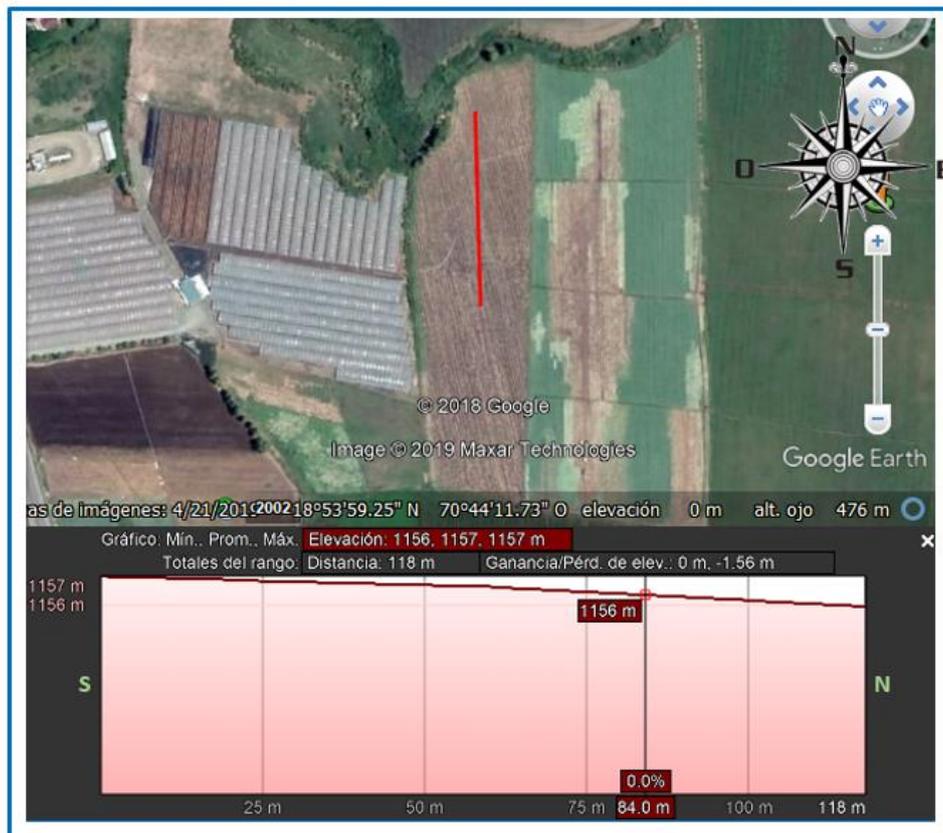
Los costes y superficies para el diseño humedal artificial vertical de flujo subsuperficial  $DBO_5=50 \text{ mg/l}$  serán igual que para  $DBO_5=35 \text{ mg/l}$ , puesto que la superficie de dicho diseño depende de la concentración de DQO en el afluente y del número de habitantes equivalentes.

## 7. Características de la Zona del Proyecto



La República Dominicana, se ubica en la región del Caribe. Ocupa una porción de las Antillas Mayores compartiendo la isla con Haití. Está comprendida entre la latitud  $17^{\circ} 36' - 19^{\circ} 58' N$  y entre las longitudes  $68^{\circ}19' - 72^{\circ}01' O$ .

El proyecto estará localizado en el paraje La Secadora del Municipio del Valle de Constanza, perteneciente a la rica región del Cibao en el centro de la República Dominicana. En la latitud  $18^{\circ} 54' 0.72'' N$  y longitud de  $70^{\circ} 44' 16.03'' O$ , a una altura promedio de 1.158 m.s.n.m. y a una distancia de 1,00 km del centro del Municipio de Constanza.



**Figura 12. Perfil longitudinal de elevación del terreno del proyecto Humedal Artificial La Secadora.**

Una vez el agua tratada cumpla con las condiciones de vertido, se dirige al río Constanza, el cual se encuentra en las proximidades del humedal artificial. El tipo de suelo en la comunidad donde se encuentra localizado el proyecto es de arcillas y limos, ver **Figura 14**. Los suelos naturales de permeabilidad rápida pueden ser aptos para la construcción de pequeños sistemas construyendo depósitos revestidos con arcilla o con láminas impermeabilizantes (Metcalf and Eddy, 1996)

La diferencia de cota de la superficie del humedal y de los demás elementos que forman el sistema de tratamiento de agua residual, es de 1 metro, con lo que se garantiza un desplazamiento del agua por gravedad en todos los elementos del sistema tanto en dirección sur-norte como en dirección este-oeste, ver Figura 13.

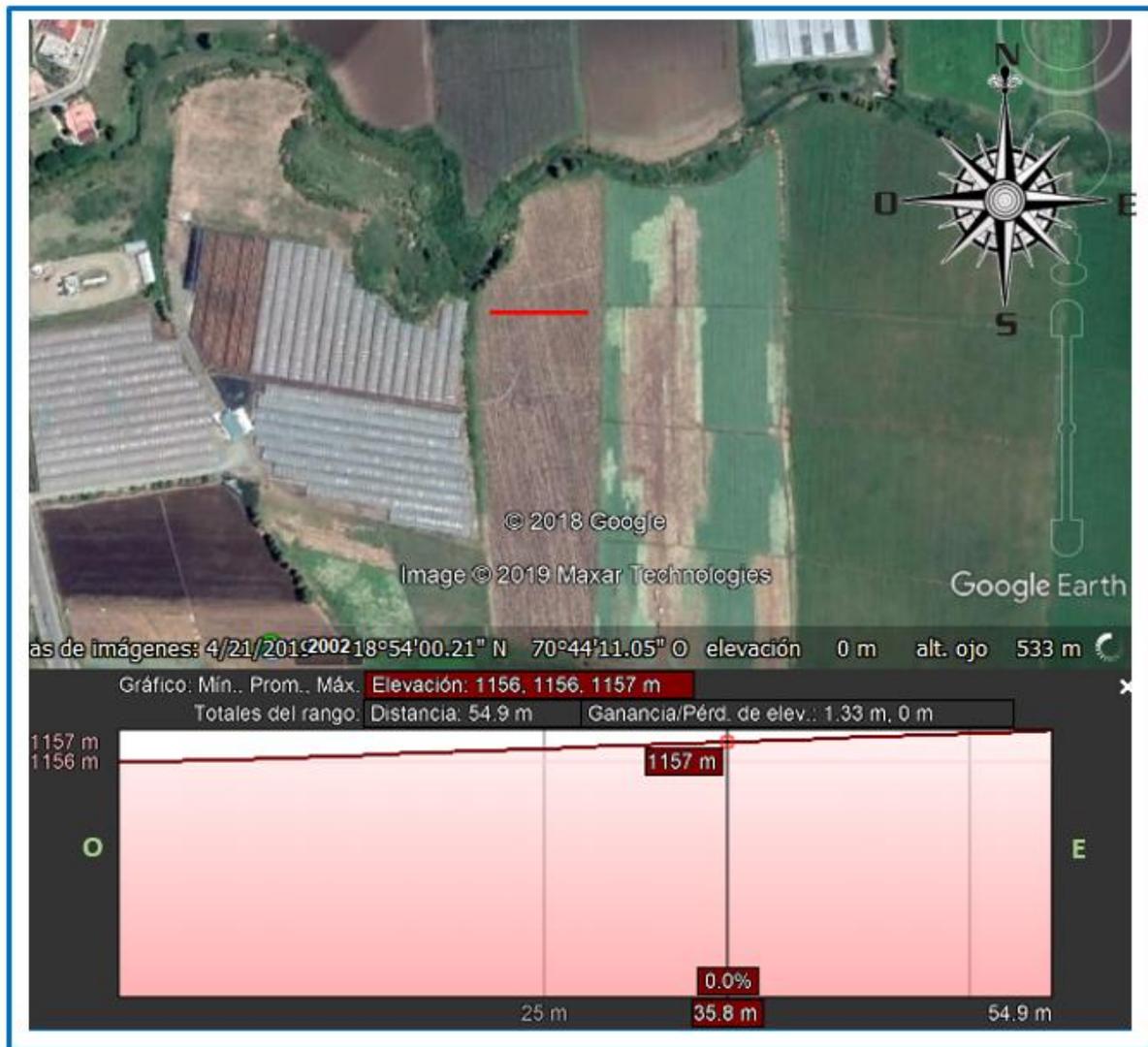


Figura 13. Perfil transversal de elevación del terreno del proyecto Humedal Artificial La Secadora.

- **Impermeabilización del suelo**

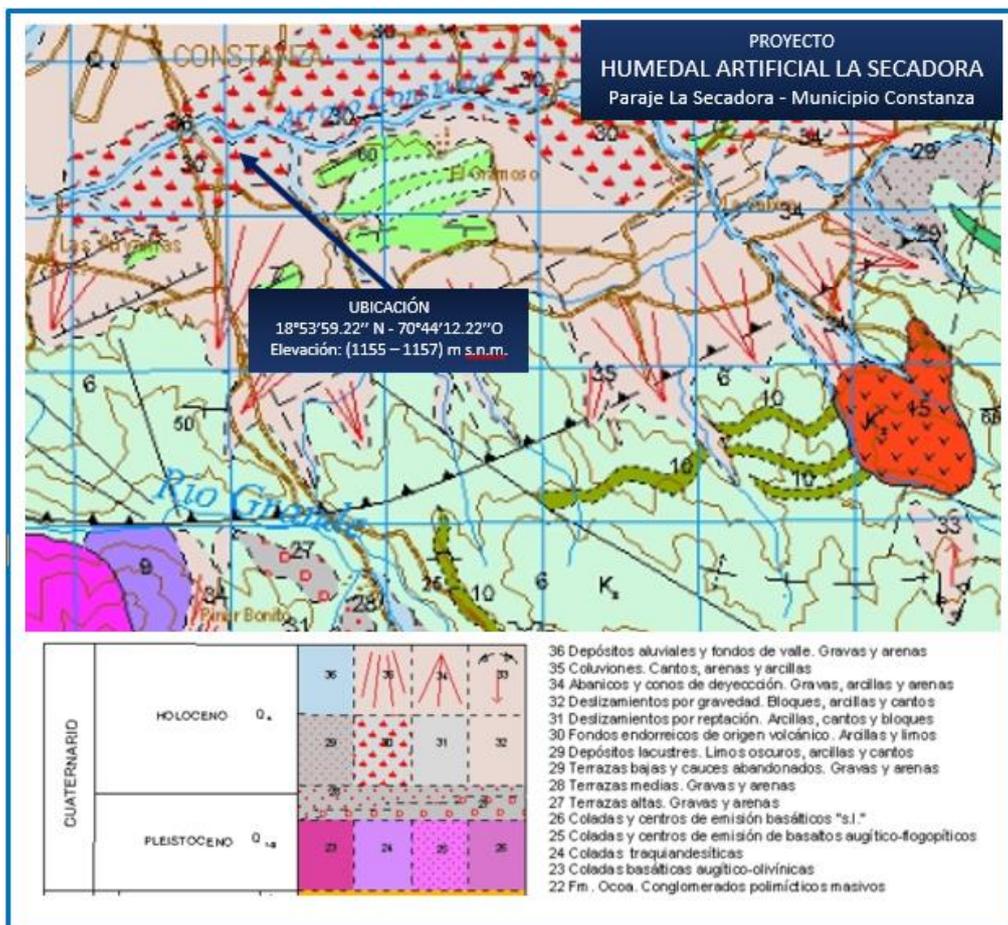
Una vez realizada las excavaciones y una adecuada compactación del terreno, las celdas se deben cubrir con un impermeabilizante, antes de colocar el material granular y las plantas, para evitar contaminar las aguas subterráneas. El material usado para evitar las infiltraciones es la geomembrana, aunque dependiendo del tipo de suelo se colocará un geotextil interno o externo (Rodríguez, 2017).

## 7.1. Suelo

El terreno idóneo para la instalación de un sistema de humedal artificial debe ser de topografía uniforme horizontal o en ligera pendiente (Metcalf and Eddy, 1996), de esta forma se reducen los costes de movimientos de tierra en excesivos y del funcionamiento del sistema por gravedad.

(Metcalf and Eddy, 1996) señala que el tipo de terreno preferido para la instalación de sistema de humedales artificiales son espacios abiertos o de uso agrario, ambas características las posee el terreno del proyecto en cuestión.

El tipo de suelo de ubicación del proyecto y sus alrededores se muestra en **Figura 14**.



**Figura 14.** Mapa geológico del Municipio de Constanza, República Dominicana.



Figura 15. Esquema general de sistema de tratamiento de agua residual domestica del paraje La Secadora. Humedal artificial vertical de flujo subsuperficial.



Figura 16. Esquema general de sistema de tratamiento de agua residual domestica del paraje La Secadora. Humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial.

Para la localización del proyecto se tomaron en consideración los siguientes aspectos:

- Ubicarlo donde menos impacto ambiental produzca.
- Esté situado próximo a un río.
- Fácil acceso.
- Costes de expropiación bajos.
- El caudal pueda llegar por gravedad y que la topografía del sistema permita su total funcionamiento por gravedad.

El impacto ambiental que surgirá, tomando en consideración todas las medidas posibles para mitigar los efectos negativos son: el ruido y el polvo ocasionados durante el proceso de construcción acompañados por el riesgo de proliferación de mosquitos e insectos.

## 8. Líneas de actuación

En este proyecto se han planteado soluciones para el tratamiento de aguas residuales, con las cuales se pretende despertar el interés de las autoridades competentes para su construcción y posterior puesta en marcha. Crear un proyecto que sirva de ejemplo a las comunidades cercanas que les sirva como modelo de buena práctica de protección del medio ambiente. No se debe buscar hacer un cambio puntual, se busca un cambio global.

En conjunto con el proyecto del humedal se proponen las siguientes acciones:

- Realizar campañas en los centros educativos, en el sector laboral y en las comunidades, para concienciar y motivar a toda la población del Municipio de Constanza a que hagan un uso adecuado del agua y sean respetuosos con el medio ambiente, que puedan tomar iniciativas de participación para hacerle frente a los problemas que acarrearán las aguas residuales.
- Actualizar las normas y cambiar los valores de los límites de vertidos en las zonas sensibles para evitar el deterioro de los recursos hídricos.
- Ante futuras ampliaciones, se propone adicionar un humedal horizontal de flujo subsuperficial de una celda, se propone ubicar el mismo, después de las celdas del HAVFSs, garantizando la eliminación de nitrógeno a un coste bajo. Esta decisión ayudará a mitigar posibles problemas por vertidos que contienen nitrógeno.

Estas acciones propuestas deberían implementarse tan pronto como sea posible, a fin de evitar de que se continúe haciendo un uso indiscriminado de los recursos naturales.

## 9. Conclusiones

Son muchos los problemas que trae consigo el vertido de aguas residuales a los cuerpos de agua sin previo tratamiento. Las soluciones suelen ser de alto coste, complejas y sofisticadas, lo que las hace ser no viables en lugares de pocos recursos. Es por lo que, la propuesta del humedal artificial en la comunidad de la Secadora es una técnica interesante que permite tratar las aguas residuales domesticas a bajo costes y medios.

Se ha planteado un diseño más conservador de lo que exige la norma de vertido de la República Dominicana, debido a que el municipio de Constanza es una zona medio ambientalmente vulnerable de la que depende todo el país por sus nacientes aguas y por la gran biodiversidad que aporta.

Se han diseñado tres alternativas de humedales que cumplen con los límites de vertido, un humedal artificial vertical de flujo subsuperficial, un humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial para cumplir  $DBO_5$  de 35 mg/l y otro para cumplir  $DBO_5$  de 50 mg/l.

El coste de inversión aproximado necesario para el humedal horizontal de flujo subsuperficial es de € 232.720 con una superficie de 2.470,64 m<sup>2</sup>, mientras que el HAVFSs tiene un coste aproximado de € 116.678 con una superficie de 688 m<sup>2</sup>, lo que supone una diferencia de € 116.042, un 50% por encima del coste de implementación en comparación con el HAVFSs. Aunque algunos autores coinciden en que el coste de mantenimiento de HAVFSs es más elevado. En este caso en particular se tiene un área de humedal horizontal que supera más de tres veces el área requerida por HAVFSs, con lo cual podría lograr que los costes de mantenimiento no estén muy alejados uno del otro.

Considerando que el coste de mantenimiento no tiene una variación significativa entre los humedales verticales y horizontales, y que ambos cumplen con los límites de vertido establecido por las normas de la República Dominicana, resulta más factible la alternativa del HAVFSs ante el HAHFSs. Ante futuras ampliaciones se podría colocar un HAHFSs después del HAVFSs para eliminar una mayor cantidad de nitrógeno.

El costo de inversión del HAHFSs diseñado para cumplir con  $DBO_5$  de 50 mg/l es de € 201.592 con una diferencia de € 31.128 por debajo de los costes de inversión del HAHFSs diseñado para cumplir con  $DBO_5$  igual a 35 mg/l. Dicha diferencia no podría considerarse muy

significativa, por lo que es más conveniente invertir en un humedal en el cual el efluente tenga concentraciones bajas de contaminantes, contribuyendo a mitigar el estrés en el medio receptor.

Con el diseño del HAVFSs se cumple con  $DBO_5$  de 35 mg/l y  $DBO_5$  de 50 mg/l, sin tomar en cuenta la  $DBO_5$  para el cálculo de la superficie.

Con la puesta en marcha de una de estas propuestas de diseño, se pretende disminuir la perturbación del ecosistema, debido a los vertidos de agua residual sin previo tratamiento, logrando que la naturaleza alcance y mantenga su equilibrio ecológico.

## 10. Bibliografía

- Arias, C., & Brix, H. (n.d.). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 17–24. Retrieved from <https://revistas.unimilitar.edu.co/index.php/rcin/article/view/1321/1051>
- CENTA. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas.
- Colegio de ingenieros de caminos canales y puertos. (1992). *Depuración de aguas residuales en pequeñas comunidades*.
- Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de Manejos de Aguas Residuales Para Núcleos Pequeños y descentralizados*. Colombia.
- Entidad de Saneamiento de Agua. (2017). Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones, 30.
- EPSAR. Criterios de diseño y construcción de humedales artificiales aplicados en la EPSAR (2017).
- Fernández Gonzáles, Jesús; de Miguel Beascochea, Eduardo; Fernández de la Mora, D. C. (2000). *Manual de Fito Depuración. Filtros de macrofitas en flotación*. Madrid, España. Retrieved from [https://www.fundacionglobalnature.org/macrophytes/Manual sobre fitodepuracion.htm](https://www.fundacionglobalnature.org/macrophytes/Manual_sobre_fitodepuracion.htm)
- Ferrer, J., & Seco, A. (2003). *Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales - .pdf*.
- García, J., & Corzo, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos*. Retrieved from <http://hdl.handle.net/2117/2474>
- Hernández, A., & Galán, P. (1995). *Manual de Depuración Uralita*. Madrid, España.
- Huertas, R., Marcos, C., Ibarguren, N., & Ordás, S. (n.d.). *Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. (Confederación Hidrográfica del Duero, Ed.).
- INAPA. (2018). *Reglamento Técnico para Diseño de Obras e Instalaciones Hidro-Sanitarias del INAPA* (1ra ed.). Santo Domingo, República Dominicana.
- IWA. (2017). *Treatment Wetlands (IWA 2017)* (7th ed.). IWA Publishing. <https://doi.org/10.2166/9781780408774>
- Martín, I., Betancort, J., Salas, J. J., Peñate, B., Pidre, J. R., & Sardón, N. (2006). *Guía sobre ratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población* (1ra ed.).
- Metcalf and Eddy. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales: tratamiento, vertido y reutilización*. (Antonio Gacía Brage, Ed.) (3ra ed., Vol. 1). España.
- Metcalf and Eddy. (2003). *Waterwater Engineering. Treatment and Reuse*.
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Norma Ambiental sobre Control de Descargas a Aguas Superficiales Alcantarillado Sanitario y a Aguas-Costeras.pdf (2012). Santo Domingo, República Dominicana.

- Oficina Nacional de Estadística. (2015). *República Dominicana: Estimaciones y proyecciones nacionales de población 1950 - 2100*. Santo Domingo, República Dominicana. Retrieved from [www.one.gob.do](http://www.one.gob.do)
- ONE. (2015). *República Dominicana: Estimaciones y proyecciones nacionales de población 1950-2100*. Santo Domingo, República Dominicana. Retrieved from [www.one.gob.do](http://www.one.gob.do)
- Rodríguez, A. (2017). Diseño de un humedal artificial para el municipio de Arcos de las Salinas (Teruel). Retrieved from <https://riunet.upv.es:443/handle/10251/89917>
- Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (2001). *Norma Sobre Aguas Residuales*. Santo Domingo, República Dominicana.
- Vymazal, J. (2010). *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment*. *Water* (Vol. 25). <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2005.07.002>
- Weather Spark. (n.d.). Clima promedio en Constanza, República Dominicana, durante todo el año - Weather Spark. Retrieved December 13, 2018, from <https://es.weatherspark.com/y/26706/Clima-promedio-en-Constanza-República-Dominicana-durante-todo-el-año>