



# UNIVERSIDAD DE CUENCA

## Facultad de Ciencias Químicas

### Carrera de Ingeniería Ambiental

**“Sistema combinado de humedales de flujo vertical-horizontal para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas rurales”**

**Trabajo de titulación previo a la  
Obtención del título de Ingeniero Ambiental**

**Autor:**

Pablo Andree Toral Argudo

C.I. 0105530539

Email: pablotoral7@gmail.com

**Director:**

Ing. Fausto Fernando García Avila. PhD

C.I. 0301454617

**Cuenca-Ecuador**

**5-mayo-2021**



## Resumen

El tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas rurales presenta ciertas limitaciones, los efluentes domésticos al ser vertidos a cuerpos receptores o el medio ambiente sin un correcto tratamiento, pueden generar afecciones a la salud de las personas y al ecosistema. El presente estudio se orientó al rediseño de un sistema combinado de humedales artificiales de flujo vertical-horizontal para el tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca. Con este fin se recolectó la mayor cantidad de información bibliográfica e información técnica brindada por ETAPA sobre las principales variables de diseño y parámetros operativos con lo que se pudo realizar un adecuado rediseño acorde a las características del área de estudio y a las principales variables a considerar en la mayoría de sistemas de tratamiento de aguas residuales, teniendo en consideración que la PTAR posee actualmente dos humedales horizontales operando en paralelo. Entre los principales resultados se obtuvo que para alcanzar una concentración de 50 mg/l en el efluente, siendo este el límite establecido por la normativa ecuatoriana; se debe operar con un caudal máximo de 1.81 l/s equivalente a una tasa de carga hidráulica de  $0.389 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{.d}$ , obteniéndose además un tiempo de retención hidráulica de 0.669 y  $0.626 \text{ d}^{-1} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{.d}$  y una tasa de carga orgánica de 0.096 y  $0.056 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^2\text{.d}$  para el HSSFV y HSSFH respectivamente , por otro lado con los datos del inventario de los insumos necesarios para el rediseño se pudo realizar el análisis económico del nuevo sistema propuesto, para lo cual se determinó que el proyecto es factible ya que se obtuvo un ahorro de \$3341.36 por año para un periodo de diseño hasta el año 2026, por último se realizaron los planos respectivos los cuales permitirán tener una visión más clara del diseño propuesto.

**Palabras Claves:** Aguas residuales. Efluente. Cuerpo receptor. Humedal artificial. Tasa de carga hidráulica. Demanda bioquímica de oxígeno.



## Abstract

The household wastewater treatment in rural area reveals some boundaries, for this reason effluents with various pollutant compounds are released to water bodies or to the environment without an acceptable treatment, it could generate negative conditions to public health and the ecosystem. This study is focused in the design of a combined system of vertical-horizontal flow constructed wetlands by the treatment of wastewater in the community of Churuguzo, parroquia Tarqui, canton Cuenca. For this reason, was necessary acquire bibliographical and technical data from ETAPA and other sources about the main design parameters and operational conditions, so the characteristics of the study area and the main variables that are used in this kind of wastewater treatment systems were determined, having to consider that currently there are two horizontal wetlands working in parallel. The main results indicated that to reach 50 mg/l in the effluent, being it the limit stablished in the Ecuadorian regulations; is necessary to operate with a maximum flow of 1.81 l/s equivalent at an hydraulic loading rate of  $0.389 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{.d}$ , also was calculated an hydraulic retention time of  $0.669 \text{ y } 0.626 \text{ d}^{-1} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{.d}$  and an organic loading rate of  $0.096 \text{ y } 0.056 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^2\text{.d}$  for HSSFV and HSSFH respectively, in the other hand with the supplies inventory data by the redesign and through an economic analysis was determined that the new system is feasible because an annual saving of \$3341.36 with a design period until 2026 can be reached, to finalize blueprints were done which are useful to get a better vision about the proposed new design.

**Keywords:** Wastewater. Effluent. Water body. Artificial wetland. Hydraulic loading rate. Biochemical oxygen demand.



## Contenido

Resumen .....	2
Abstract.....	3
Agradecimiento.....	12
SIMBOLOGÍA Y ABREVIATURAS.....	13
CAPITULO I.....	15
INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN.....	16
1.2 OBJETIVOS.....	18
1.2.1 Objetivo General.....	18
1.2.2 Objetivos Específicos.....	18
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO .....	18
2.1 Acceso a saneamiento en el Ecuador .....	19
2.2 Acceso a saneamiento en el cantón Cuenca .....	19
2.3 Tratamiento descentralizado de aguas residuales .....	21
2.4 Humedales Construidos .....	21
2.4.1 Humedales de flujo vertical.....	22
2.4.2 Humedales de Flujo Horizontal.....	24
2.4.3 Humedales Híbridos.....	25
2.5 Mecanismos de remoción .....	26
2.5.1 Materia orgánica.....	26
2.5.2 Materia orgánica particulada.....	26
2.5.3 Materia orgánica disuelta.....	27
2.5.4 Respiración microbiana aeróbica y anaeróbica .....	27
2.5.5 Remoción de patógenos.....	27
2.5.6 Consumo de las plantas.....	28
2.5.7 Sorción.....	28
2.5.8 Nitrificación.....	28
2.5.9 Desnitrificación .....	28
2.6 Ventajas y desventajas de la aplicación de humedales artificiales .....	29
2.7 Fenómeno de obstrucción .....	30
2.7.1 Mejores prácticas de manejo .....	31
2.7.2 Carga de entrada y configuración .....	31



2.7.3 Cambios en las condiciones de operación hidráulicas .....	32
2.7.4 Excavación y remplazo .....	32
2.7.5 Excavación y lavado.....	32
2.7.6 Aplicación de químicos.....	32
2.7.7 Lombrices .....	33
2.8 Vegetación en humedales artificiales .....	33
<b>CAPITULO III: METODOLOGÍA .....</b>	<b>34</b>
3.1 Caracterización del área de estudio.....	34
3.1.1 Ubicación e identificación de la PTAR de Churuguzo.....	35
3.1.2 Descripción del área de estudio.....	37
3.1.3 Clima.....	37
a. Temperatura.....	37
b. Precipitación.....	39
3.1.4 Infraestructura Sanitaria .....	40
a. Sistemas de Abastecimiento de Agua .....	40
b. Sistema de Alcantarillado.....	40
c. Tratamiento de Aguas Residuales .....	41
3.2 Recopilación de información sobre la infraestructura de la PTAR .....	41
3.2.1 Estructuras.....	42
a. Pozos. ....	43
b. Sedimentador. ....	43
c. Pozo Séptico.....	43
d. Lecho de secado de lodos.....	44
3.3 Humedales construidos existentes en la PTAR.....	44
3.3.1 Información de la infraestructura de los humedales .....	45
3.3.2 Deficiencias en los humedales de la PTAR.....	46
3.3.3 Temperatura del agua en los humedales .....	46
3.3.4 Determinación de los criterios de operación de los humedales.....	47
3.4 Revisión bibliográfica para el diseño de humedales de flujo subsuperficial.....	50
3.5 Modelos de remoción de contaminantes para los humedales de flujo subsuperficial .....	53
3.5.1 Método de diseño propuesto por Reed .....	53
3.5.2 Modelo de diseño propuesto por Kadlec and Knight.....	56
3.6 Diseño hidráulico de los humedales de flujo subsuperficial .....	58
3.6.1 Ley de Darcy para el flujo a través de medios porosos .....	58



3.6.2 Diseño hidráulico y comprobación de la ley de Darcy para el humedal de flujo horizontal .....	59
3.6.3 Diseño hidráulico y comprobación de la ley de Darcy para el humedal de flujo vertical .....	62
3.6.4 Limitación de las dimensiones del sistema.....	62
3.7 Determinación de los parámetros constructivos para el diseño del humedal vertical .....	64
3.7.1 Rediseño del sistema de tuberías del humedal vertical.....	64
3.7.2 Cambio de sustrato en el humedal vertical.....	67
3.7.3 Cambio de vegetación en el humedal de flujo vertical .....	68
3.8 Determinación de los parámetros constructivos para el diseño del humedal horizontal .....	68
3.8.1 Cambio del sistema de tuberías del HSSFH .....	68
3.8.2 Cambio de sustrato en el humedal horizontal.....	69
3.8.3 Mantenimiento de la vegetación en el humedal de flujo horizontal.....	69
3.9 Configuración del humedal híbrido .....	69
3.10 Análisis de ingeniería económica.....	71
CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES .....	74
4.1 Cálculo del caudal para la remoción de $DBO_5$ en el HSSFV por el método de Reed .....	74
4.2 Cálculo de la concentración afluente al HSSFH por el método de Kadlec and Knight.....	77
4.3 Resultados del diseño hidráulico y el número de Reynolds para el humedal de flujo vertical .....	78
4.4 Resultados del diseño hidráulico y el número de Reynolds para el humedal de flujo horizontal....	79
4.5 Limitación de las dimensiones del humedal de flujo vertical y horizontal .....	80
4.6 Criterios de operación y mantenimiento .....	82
4.6.1 Parámetros de operación propuestos.....	83
4.6.1 Parámetros de mantenimiento propuestos .....	86
a. Concentración de metales.....	86
b. pH.....	87
c. Clima.....	87
d. Vegetación.....	87
e. Tratamiento previo.....	87
f. Mosquitos.....	87
g. Malos olores.....	88
h. Limpieza de tuberías.....	88
i. Control de la profundidad del agua. ....	88
4.6.1 Parámetros de mantenimiento propuestos .....	86
4.7 Selección del método para la solución del problema de obstrucción .....	88
4.7.1 Diseño del sistema de tuberías para el HSSFV.....	89
4.7.2 Diseño del sistema de tuberías para el HSSFH.....	93



4.7.3 Parámetros constructivos del humedal de flujo vertical.....	96
4.7.4 Parámetros constructivos del humedal de flujo horizontal .....	97
4.8 Análisis de sostenibilidad de las soluciones planteadas .....	98
4.8.1 Resultados del análisis económico.....	98
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	103
Conclusiones .....	103
Recomendaciones .....	106
CAPITULO VI: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	108
CAPITULO VII: ANEXOS .....	117



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Comparación de humedales con diferente tipo de flujo .....	29
Tabla 2. Ubicación y extensión de la parroquia Victoria del Portete .....	36
Tabla 3. Características constructivas de los humedales.....	45
Tabla 4. Parámetros de las temperaturas del agua residual en la evaluación de la PTAR de Churuguzo..	47
Tabla 5. Concentraciones y porcentajes de remoción de DBO en la PTAR de Churuguzo .....	47
Tabla 6. Parámetros para determinar el caudal de diseño.....	49
Tabla 7. Parámetros de operación determinados para la PTAR de Churuguzo.....	49
Tabla 8. Características de humedales de flujo subsuperficial .....	51
Tabla 9. Parámetros de Diseño para Humedales de Flujo Subsuperficial .....	55
Tabla 10. Valores de $\theta$ , $K20$ y $C^*$ para humedales de flujo subsuperficial .....	57
Tabla 11. Densidad y viscosidad del agua en función de la temperatura .....	59
Tabla 12. Ordenes de magnitud de la conductividad hidráulica en función del material granular utilizado como substrato en un humedal de flujo subsuperficial .....	61
Tabla 13. Rangos aplicados de carga y valores medios de la concentración en el efluente .....	64
Tabla 14. Costos generados y proyectados por la PTAR de Churuguzo .....	72
Tabla 15. Mantenimientos proyectados dependiente del tiempo de operatividad remanente de una PTAR .....	73
Tabla 16. Caudal a tratar en función de la concentración y porcentaje de remoción de DBO5 en los humedales .....	83
Tabla 17. Parámetros de operación en función de un caudal propuesto .....	85
Tabla 18. Parámetros para el diseño del humedal de flujo vertical.....	96
Tabla 19. Parámetros para el diseño del humedal de flujo horizontal.....	97
Tabla 20. Mantenimientos y valores actuales proyectados para la PTAR de Churuguzo.....	99
Tabla 21. Inventario y costos de la inversión para la reparación del HSSFH .....	100
Tabla 22. Inventario y costos de la inversión para la reparación del HSSFV.....	101



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Humedal subsuperficial de flujo vertical.....	24
Figura 2. Humedal subsuperficial de flujo horizontal.....	25
Figura 3. Combinación de humedales artificiales .....	26
Figura 4. Vista General de la PTAR de Churuguzo con su respectiva Geolocalización en Google Earth ....	35
Figura 5. Plano General de la PTAR de Churuguzo; adaptado de los planos disponibles de la PTAR en AutoCAD .....	36
Figura 6. Temperatura Ambiente del sistema de monitoreo eco-hidrológico, físico-químico y bacteriológico en Irquis A.J. Tarqui .....	38
Figura 7. Relación entre la Temperatura Media Anual y la Elevación tomadas al azar en el Ecuador. Los colores representan las regiones biogeográficas del Ecuador .....	39
Figura 8. Relación entre la Precipitación Anual y la Elevación en el Ecuador. Cada color representa una región natural.....	39
Figura 9. Diagrama de funcionamiento de la PTAR.....	42
Figura 10. Estructuras de Pretratamiento (Sedimentador) y Tratamiento Primario (Pozo Séptico) de la PTAR .....	44
Figura 11. Humedales de Flujo Horizontal (Estructuras de Tratamiento Secundario) de la PTAR.....	45
Figura 12. Humedal Subsuperficial de Flujo Vertical.....	56
Figura 13. Diagrama de Moody.....	66
Figura 14. Disposición del sustrato en el Humedal Subsuperficial de Flujo Vertical.....	75
Figura 15. Correlación en el porcentaje de remoción para el HSSFV y HSSFH .....	84

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1. Totora como sistema de cultivo en el primer humedal de flujo horizontal.....	117
ANEXO 2. Humedal horizontal subsiguiente sin presencia de vegetación .....	118
ANEXO 3. Acumulación de vegetación aledaña a las tuberías de distribución y drenaje .....	119
ANEXO 4. Ausencia de rejilla para retención de gruesos en el sedimentador .....	120
ANEXO 5. Cajón de entrada al pozo séptico, a la derecha el cajón de válvulas y en la parte inferior el tramo final del sedimentador .....	121
ANEXO 6. Tapa del cajón de salida del pozo séptico.....	122
ANEXO 7. Planos de la vista en planta de sistema de humedales híbrido.....	124
ANEXO 8. Planos con distintos cortes del sistema de humedales híbridos .....	125
ANEXO 9. Planos de los detalles propuestos para el sistema de humedales .....	126



## Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Pablo Andree Toral Argudo en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Sistema combinado de humedales de flujo vertical-horizontal para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas rurales”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, una vez que se haya acordado una fecha de publicación de conformidad a lo dispuesto en el Art. 122 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 5 de mayo del 2021

Pablo Andree Toral Argudo

C.I: 0105530539



## Cláusula de Propiedad Intelectual

Pablo Andree Toral Argudo, autor del trabajo de titulación “Sistema combinado de humedales de flujo vertical-horizontal para el tratamiento de aguas residuales domésticas en zonas rurales”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 5 de mayo del 2021

Pablo Andree Toral Argudo

C.I: 0105530539



## Agradecimiento

Primeramente, quiero agradecer a Dios por haberme bendecido con lo máspreciado en este mundo que es la vida, también por darme las fuerzas y sabiduría para poder culminar mis estudios de pregrado.

A mis padres, por ser las bases sobre la que he sido educado y quienes han podido brindarme su amor, paciencia y tiempo.

A mi familia y amigos que con su experiencia supieron aconsejarme para poder continuar siempre adelante sin tambalear y mantener mi camino a seguir.

Un agradecimiento de manera muy especial al Ing. Fernando García que fue mi tutor en este proyecto, por todo su conocimiento que ha permitido que el presente trabajo haya sido culminado

Un agradecimiento a la Ing. Verónica Rodas quien apoyo con su conocimiento e información técnica valiosa, siendo de mucha ayuda en la investigación.



## SIMBOLOGÍA Y ABREVIATURAS

PTAR Planta de Tratamiento de Agua Residual

ETAPA EP Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Televisión Satelital, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento

PDOT Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial

DBO Demanda Bioquímica de Oxígeno

DQO Demanda Química de Oxígeno

CF Coliformes Fecales

SST Sólidos Suspendidos Totales

L/s Litros por segundo

Kg/m<sup>3</sup> Kilogramo por metro cúbico

Km Kilómetro

m Metro

cm Centímetro

mm Milímetro

°C Grados Celsius

m.s.n.m. Metros sobre el nivel del mar

m<sup>3</sup> Metro cúbico

m<sup>2</sup> Metro cuadrado

mg/l Miligramos por litro

φ Diámetro

PVC Policloruro de Vinilo

HS Hormigón simple



HFSS Humedales de flujo subsuperficial

HSSFV Humedal subsuperficial de flujo vertical

HSSFH Humedal subsuperficial de flujo horizontal

HH Humedal híbrido



## CAPITULO I

### INTRODUCCIÓN

El agua limpia y saneamiento es uno de los diecisiete objetivos de desarrollo sostenible propuestos por el (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo [PNUD], 2015) para el año 2030 aprobados en asamblea general de la Organización de las Naciones Unidas (ONU) en septiembre de 2015:

PNUD (2015) da como referencia que la escasez de agua afecta a más del 40 por ciento de la población mundial, para lo cual se estima que al menos una de cada cuatro personas se verá afectada por escasez recurrente de agua para 2050. Además, el 80 por ciento de las aguas residuales se vierte en vías fluviales sin un tratamiento adecuado y el mundo ha perdido el 70 por ciento de sus zonas húmedas naturales en el último siglo.

En este marco se ha generado el proyecto Ecuador 2030 como una iniciativa que busca articular al sector público, privado y sociedad civil para el logro de los objetivos de desarrollo sostenible con visión en las oportunidades derivadas de la cuarta revolución industrial (Ecuador 2030 Productivo y Sostenible, 2017). Como un referente en el país se tiene a la Empresa Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (ETAPA EP) que ha puesto al servicio de la población tanto rural como urbana del cantón Cuenca, el tratamiento de sus aguas residuales, la cual ha contribuido a la realización de inventarios de los tipos de sistemas de tratamiento de aguas residuales descentralizados utilizados en el cantón Cuenca, en donde se puede determinar que una de cada cuatro PTAR cuenta con humedales construidos, tal como se puede identificar en los estudios realizados por Once y Ruiz (2014) y Yunga (2019) lo que verifica que estos sistemas son una alternativa factible, ya que se asemeja a la depuración de aguas de manera natural considerando que:



Los procesos naturales deben ser un ejemplo para todas las actividades humanas, ya que en un ecosistema todos los materiales que no le sirven a un individuo pueden ser aprovechados o utilizados por otro convirtiéndose en un ciclo continuo en donde la materia y la energía son aprovechados en su totalidad. Por ende, se podría mencionar que un humedal es similar a un ecosistema, en donde tanto microrganismos y macroorganismos interactúan de manera simbiótica, los cuales utilizan la materia y energía entrante logrando en este proceso la disminución en la concentración de las sustancias contaminantes mediante la transformación de sustancias químicas en otras sustancias más factibles de asimilar por los cuerpos naturales.

Con este enfoque, en el presente trabajo se efectuó el rediseño de dos humedales horizontales funcionando en paralelo localizados en la PTAR de la comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, cantón Cuenca. Para esto, mediante la recopilación de información de distintas fuentes tales como tesis, artículos científicos, información proporcionada por ETAPA, estadísticas de institutos a nivel local y mundial, se obtuvo una base de información que permitió analizar los principales inconvenientes presentes y escoger el método más adecuado para el rediseño del sistema de tratamiento.

### **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN**

Actualmente debido al desarrollo y crecimiento poblacional, se generan grandes volúmenes de aguas residuales que en varias ocasiones llegan a superar la resiliencia de los cuerpos receptores, dando lugar a afecciones en la salud de las poblaciones aledañas a la cuenca del cuerpo receptor y degradación del medio ambiente, por esta razón se han generado nuevas regulaciones en cuanto a legislativa ambiental que precisan tomar medidas en el tratamiento de estos efluentes. El tratamiento de aguas residuales en zonas rurales ha venido implementándose con mayor frecuencia en las últimas décadas llamados también tratamientos descentralizados debiendo ser diseñados en función de varios parámetros, como el tipo de agua residual, clima, área de implementación, etc.



En la comunidad de Churuguzo se tratan sus efluentes en la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) que dispone de un sedimentador primario, un pozo séptico y dos humedales de flujo subsuperficial horizontal construidos en paralelo, estos humedales se han visto afectados por la obstrucción del sustrato, siendo esta una de las principales desventajas de este tipo de sistemas. Cabe señalar que se ha realizado la construcción de un sistema de alcantarillado que conecta a la comunidad de Churuguzo con la PTAR de Ucubamba ubicada en la ciudad de Cuenca, sin embargo, de acuerdo a Once & Ruiz (2014) indica que en época de lluvia el agua ingresa por los pozos de revisión y de esta manera entra a la red de alcantarillado aumentando el caudal afluente a la planta (p. 94).

Adicionalmente Once & Ruiz (2014) “mencionaron que se tiene un fuerte ingreso de excedentes provenientes de agua de riego y drenaje de potreros, que incrementa el caudal en los colectores y el ingreso a la planta, produciéndose una alteración de los procesos biológicos” de igual manera se indica que el sector en donde se encuentraemplazada la PTAR “es una zona plana, las pendientes de los colectores son las mínimas por diseño, provocando el ingreso del agua de origen pluvial por los pozos del sistema” (págs. 61, 64).

Este sistema de humedales se ha visto afectado por lo antes mencionado, provocando obstrucción en el sustrato según indica el personal técnico de ETAPA. El deterioro ha comenzado a evidenciarse y por ello tomar las medidas correctivas es un punto clave para preservar la operatividad y eficiencia del sistema de tratamiento. A esto se suma el crecimiento poblacional tanto rural como urbano provocando en los sistemas centralizados una disminución de su eficiencia, así como averías debido a sobrecargas, por lo cual se debería contar con sistemas de tratamiento de aguas descentralizados en óptimas condiciones.

Mediante este estudio se propuso el diseño de un sistema de humedales de flujo vertical-horizontal para remover la contaminación de las aguas residuales y mejorar la eficiencia de tratamiento.



Desde el punto de vista metodológico, se espera que, en un futuro cercano, permita aportar a otros estudios para el mejoramiento de la calidad de las aguas residuales domésticas y su posible implementación en poblaciones rurales con el objetivo de lograr mejores condiciones de vida y un desarrollo sostenible.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 *Objetivo General*

- Rediseñar un sistema combinado de humedales de flujo vertical-horizontal para optimizar el funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas en la comunidad de Churuguzo.

### 1.2.2 *Objetivos Específicos*

- Identificar los parámetros de operación de los humedales artificiales que funcionan actualmente.
- Proponer un diseño para un sistema combinado de humedales de flujo vertical-horizontal para la remoción de DBO en función de la infraestructura y condiciones de operación existentes.
- Proponer criterios de operación y mantenimiento para el sistema diseñado.

## CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

El acceso al saneamiento es una de las necesidades humanas más ignoradas y desatendidas. Simplemente se trata de una cuestión fundamental de dignidad y derechos humanos. Es una de las piedras angulares del desarrollo económico y protección ambiental. Y está estrechamente



vinculada con la totalidad de los objetivos de desarrollo del Milenio, en particular los relacionados con el medio ambiente, educación, igualdad entre los géneros y la reducción de la mortalidad infantil y pobreza (Salazar & Sánchez, 2015, p.16).

## **2.1 Acceso a saneamiento en el Ecuador**

Molina et al. (2018) propone que el indicador Objetivo de Desarrollo Sostenible (ODS) de saneamiento incluye tres componentes de acuerdo al saneamiento básico según territorios:

1) instalación mejorada (alcantarillado, pozo séptico, pozo ciego, letrina con losa; 2) uso exclusivo del servicio higiénico por parte del hogar; y 3) tratamiento seguro de aguas residuales. Sin embargo, no existe suficiente información para el último componente. A nivel nacional, el 85,9% de la población tiene manejo básico de saneamiento, es decir, cuenta con instalación mejorada y su servicio higiénico no es compartido con otros hogares con el 88.5% en el sector urbano y el 80.4% en el sector rural. Por ello, se presenta el indicador de saneamiento básico a nivel nacional, que incluye el componente instalación mejorada con valores de 95.9% con un valor del 98.9% para el sector urbano y el 90.1% para el sector rural, en cuanto el componente exclusividad en el uso del servicio higiénico se alcanza el 86.8% con el 88.9% y el 82.4% para el sector urbano y rural respectivamente, evidenciando que hay una diferencia aproximada del 10% entre el acceso a estos dos componentes (p.31).

## **2.2 Acceso a saneamiento en el cantón Cuenca**

En el cantón Cuenca, la Empresa Pública Municipal de Telecomunicaciones, Agua Potable y Alcantarillado de Cuenca (ETAPA EP) dentro del país ha sido pionera en la implementación de sistemas tanto convencionales como descentralizados del tratamiento de agua residual. Para el cantón Cuenca se ha alcanzado una cobertura del 94% del servicio de alcantarillado. En el sector rural dicha cobertura llega a 60%, disponiéndose de sistemas de tratamiento de aguas residuales



en algunas localidades, los cuales en su mayoría corresponden a pequeñas plantas constituidas por fosas sépticas, filtros anaerobios y humedales artificiales (Salazar & Sánchez, 2015).

El cantón Cuenca está ubicado en el octavo puesto a nivel nacional con respecto al porcentaje de población con mayor acceso a saneamiento básico en el año 2010 con un 80.9% para cantones de 200.000 y más habitantes (Molina et al., 2018).

Según Salazar & Sánchez (2015) “ETAPA ha implementado y mantiene en operación a más de 30 pequeñas plantas de tratamiento de agua residual en el sector rural del cantón Cuenca” (p. 17).

“Sin embargo, los sistemas una vez implementados no pueden operar y mantenerse por sí mismos, el deterioro comienza a evidenciarse y por ello tomar las medidas correctivas es un punto clave para preservar la operatividad y eficiencia de los sistemas” (Salazar & Sánchez, 2015, p.1).

Mediante un aviso de licitación ETAPA-EP (2020) ha priorizado la implementación de varios proyectos con la finalidad de mejorar los niveles actuales de servicio y mitigar los efectos que el cambio climático tendría en la prestación de los servicios en las poblaciones pertenecientes al cantón Cuenca, para lo cual en cooperación con el Banco de Desarrollo de América Latina (CAF), en el marco de un acuerdo de financiamiento y recursos propios de ETEPA EP solicita los servicios de consultoría para realizar los estudios de factibilidad y diseños definitivos de sistemas de agua potable y estudios de interceptores en el cantón Cuenca, provincia del Azuay. En el cual se especifica la construcción de las obras para los siguientes componentes:

1. Estudios Definitivos del sistema de agua potable del Proyecto Regional Moya.
2. Estudios Definitivos para el mejoramiento de los procesos de tratamiento de agua potable de la Planta de El Cebollar.
3. Diseños Definitivos para la reposición y sustitución de Sistemas de Alcantarillado prioritarios en el área de Saneamiento.



Por último, es importante mencionar que, debido a su tamaño, las pequeñas comunidades se enfrentan a una serie de problemas que dificultan la construcción y explotación de las plantas de depuración de aguas residual, habitualmente gestionadas por entes municipales (Salazar & Sánchez, 2015).

### **2.3 Tratamiento descentralizado de aguas residuales**

Según Sathe & Munavalli (2019) el tratamiento in situ (tratamiento descentralizado de las aguas residuales) es una buena opción para países en vías de desarrollo, particularmente para los establecimientos residenciales/comerciales/institucionales aislados. Las ventajas peculiares atribuidas a los sistemas descentralizados son su fácil instalación, sin requerir un presupuesto enorme especialmente en zonas descentralizadas.

Los sistemas de tratamiento para aguas residuales en zonas descentralizadas más estudiados y comúnmente utilizados son los Humedales Construidos (humedales artificiales), Contactores Biológicos Rotatorios, Filtros Anaeróbicos, Lagunas Aerobias, Anaerobias o Facultativas y Reactores de lotes secuenciales (Massoud et al., 2008).

### **2.4 Humedales Construidos**

Los humedales, tanto naturales como artificiales son ecosistemas sumamente frágiles considerados como los más productivos del mundo (García & Corzo, 2008). De igual manera establece que los humedales son sistemas de tratamiento de aguas residuales que se desarrollan en un medio acuático usando plantas propias de un tipo característico de vegetación (Pozo, 2012). Dicha vegetación está compuesta por una serie de plantas acuáticas las cuales ejercen una acción depuradora de sustancias contaminantes y microorganismos patógenos, entre las cuales se puede citar: carizos, totora, juncos y eneas o esparganios (Pozo, 2012).

Los humedales construidos (CW) son prometedoras alternativas de tratamiento verdes a las unidades de tratamiento de aguas residuales convencionales (Korkuzus et al., 2005; Wu et



al.,2015). Estos presentan una baja inversión y costos de operación, efluentes con un rendimiento de alta calidad con menor disipación de energía, y son bastante fáciles de manejar (Scholz, 2010), por lo que se han aplicado con éxito para el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales (Al-Isawi, Ray, & Scholz, Comparative study of domestic wastewater treatment by mature vertical-flow constructed wetlands and artificial ponds, 2017). Según Vymazal (2019) estos sistemas se clasifican de acuerdo con el régimen de flujo en: flujo superficial (SF o superficie de agua libre - FWS) y flujo subsuperficial (SSF). Los de flujo superficial podrían clasificarse según la forma de vida del macrófito dominante en sistemas con macrófitos flotantes, de hojas flotantes, emergentes y sumergidas. Mientras que dentro de los humedales construidos de flujo subsuperficial es posible distinguir entre sistemas: con flujo horizontal (HSSF CWS) y sistemas con flujo vertical (VSSF CWS).

Estudios previos de humedales construidos muestran que los porcentajes de eliminación de DQO, SS, y DBO son generalmente altos, mientras que los valores de eliminación de nutrientes (particularmente nitrógeno y fósforo) son a menudo más bajos y menos constantes (Vymazal, 2007).

#### ***2.4.1 Humedales de flujo vertical.***

También conocidos como filtros intermitentes, este tipo de humedales reciben las aguas residuales de arriba hacia abajo, a través de un sistema de tuberías de aplicación de agua. Las aguas infiltran verticalmente a través de un sustrato inerte (arenas, gravas) y se recogen en una red de drenaje situada en el fondo del humedal. La aplicación de agua se efectúa de forma intermitente, para preservar y estimular al máximo las condiciones aerobias. La vegetación emergente se planta también en este medio granular. Adicionalmente, para favorecer las condiciones aerobias del medio poroso, se suele colocar un sistema de aeración con chimeneas, que son tuberías cribadas con salidas al exterior. A diferencia del humedal subsuperficial de flujo horizontal, el sustrato está



constituido por varias capas, encontrándose las más finas en la parte superior, aumentando el diámetro de la grava hacia abajo (Delgadillo, 2010).

Existen diferentes variaciones de la tecnología existente; sistemas con carga de pulso (mayormente implementados en Europa), flujo vertical con recirculación (usado en Norte América, pero basados en antiguos estándares para recirculación de filtros de grava), flujo descendente continuamente inundado (para tratamiento de efluentes de minería) y humedales de llenado-drenado (flujo de marea). Estas celdas verticales están casi invariablemente relacionadas a los humedales de flujo horizontal para crear un sistema de humedal “hibrido”. Donde se usa inicialmente el humedal de flujo vertical para la remoción de TSS y BOD que podría crear problemas de obstrucción en las etapas de la corriente del humedal de flujo horizontal. La remoción de DBO es estrictamente un mecanismo anaerobio, aunque reducción anaeróbica también es posible. Además, los HSSFV han operado en regímenes de flujo tanto saturados como insaturados, para el flujo vertical saturado, muchos de los conceptos descritos para los humedales HSSFH se aplican directamente. (Kadlec & Wallace, 2009).

En la figura 1 se puede observar el esquema general de este tipo de sistemas:

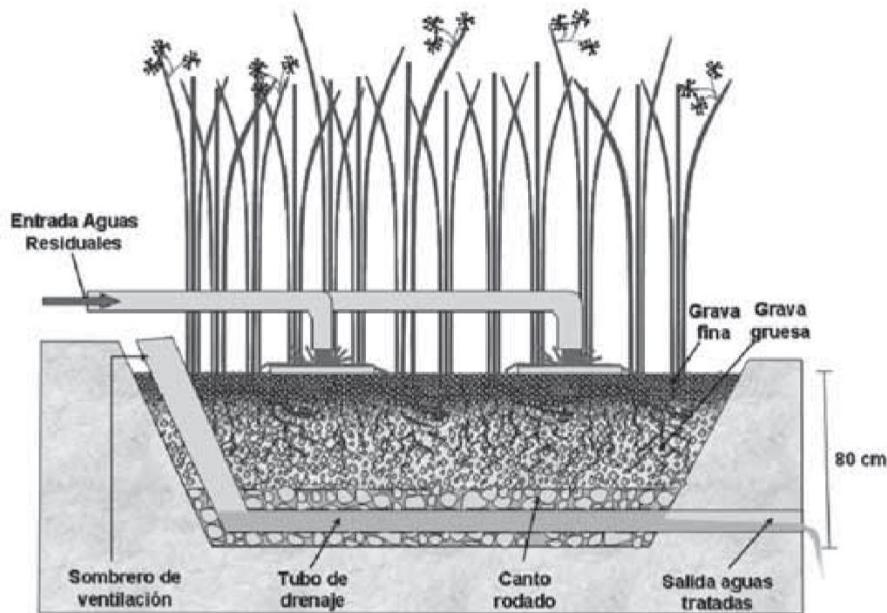


Figura 1. Humedal subsuperficial de flujo vertical

Fuente: (Delgadillo, 2010)

#### 2.4.2 *Humedales de Flujo Horizontal.*

Tienen su origen en la investigación de Seidel (1967) y Kickuth (1977). Consiste básicamente de una cama, ya sea de tierra o arena y grava, plantada con micrófitos acuáticas. El agua ingresa de forma constante desde la parte superior de un extremo y es recogida por un tubo de drenaje en la parte opuesta inferior. El agua residual se trata a medida que fluye lateralmente a través de un medio poroso (flujo pistón). El diámetro de la grava de ingreso y salida es de un diámetro mucho mayor a la grava que se encuentra en la zona de plantación, para lo cual el agua residual no ingresa directamente al medio granular principal (cuerpo), sino que primero pasa por la grava de mayor diámetro que funciona como una zona de amortiguación. Es importante que el agua residual que ingresa al sistema se mantenga a un nivel inferior de aproximadamente 5 a 10 cm de la superficie, para lo cual se debe regular la estructura de salida en función de este requerimiento (Delgadillo, 2010). En la figura 2 se puede observar la configuración básica de este tipo de sistemas:

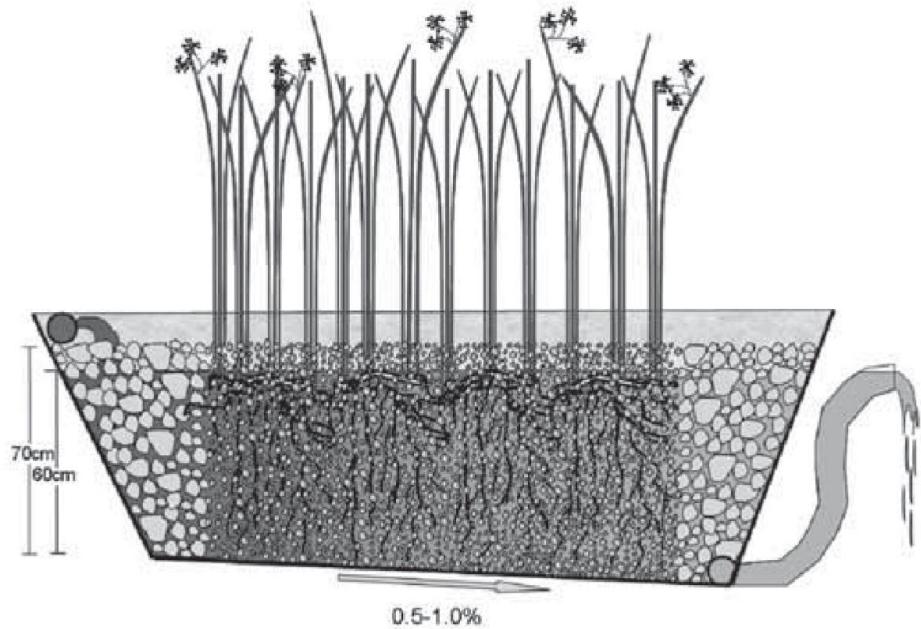


Figura 2. Humedal subsuperficial de flujo horizontal

Fuente: Adaptado de (Delgadillo, 2010)

#### 2.4.3 Humedales Híbridos.

Son humedales verticales seguidos por humedales horizontales, en donde la eliminación de DBO y nitrificación se consigue en los sistemas verticales y la desnitrificación se produce en los humedales horizontales (García, 2017).

Según (Vymazal, 2018) indica que debido a que muchas aguas residuales son difíciles de tratar en un sistema de una sola etapa, se han introducido sistemas híbridos que consisten en varios tipos de humedales construidos en etapas. Los Humedales construidos por sus siglas en inglés (CWs) híbridos suelen estar formados por una combinación de un sistema de flujo horizontal y vertical. Sin embargo, cualquier tipo de CW podría combinarse para lograr un mejor rendimiento del tratamiento, especialmente para el nitrógeno total. En la figura 3 se puede observar la configuración básica de este tipo de sistemas:

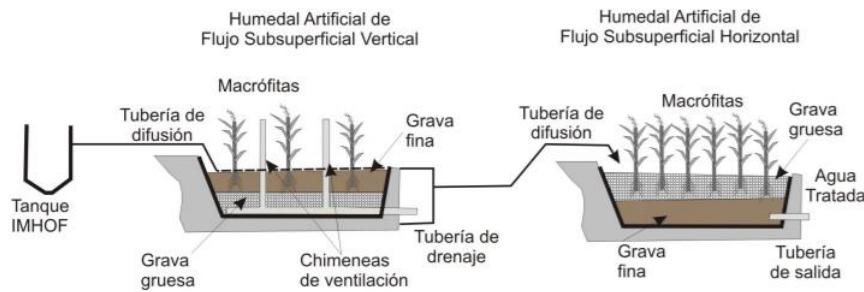


Figura 3. Combinación de humedales artificiales

Fuente: (Govern de les Illes Balears, 2011)

## 2.5 Mecanismos de remoción

Múltiples caminos de remoción pueden darse simultáneamente, además una cualidad única de los humedales es su habilidad de mantener una diversidad de microorganismos como: aerobios obligados, facultativos y anaerobios obligados que pueden ser encontrados debido a grandes gradientes de oxidación-reducción, siendo un factor que contribuye al robusto rendimiento del tratamiento en humedales (Dotro et al., 2017).

Según Dotro et al. (2017) indica que entre los principales mecanismos de remoción de patógenos y contaminantes están los siguientes:

### 2.5.1 Materia orgánica

Esta puede ser considerada como una fracción soluble correspondiente a los sólidos orgánicos disueltos que son los más rápidos en biodegradarse y los sólidos orgánicos en suspensión teniendo una biodegradación más lenta (Sperling, 2007).

### 2.5.2 Materia orgánica particulada

Es principalmente retenida mediante procesos físicos tales como la filtración y sedimentación en donde las partículas retenidas se acumulan, además en la etapa hidrolítica se produce la solubilización de una parte de la materia orgánica particulada (Salas, 2007).



### **2.5.3 Materia orgánica disuelta**

La materia orgánica es necesaria para el desarrollo de varios procesos metabólicos en organismos heterótrofos, en este proceso los microorganismos inducen a una reacción química en la que los electrones son transferidos desde la materia orgánica actuando como el electrón donador a un componente específico como el oxígeno (condiciones aerobias) u otro (ej. nitrato en condiciones anoxicas), siendo estos últimos los aceptores de electrones en el proceso de liberación de energía para la reproducción y el crecimiento celular (Sperling, 2007). Cada camino tiene un potencial de reducción óptimo, el cual puede estar activo en diferentes partes dentro del humedal encontrándose fuertes gradientes redox como una función del nivel de saturación y la distancia desde la superficie del agua hasta las raíces de la planta en el rango de fuertemente anaerobio (menor a -100 mV) hasta totalmente aerobio (mayor a +400 mV) (Dotro et al., 2017).

### **2.5.4 Respiración microbiana aeróbica y anaeróbica**

Muchas de las bacterias heterotróficas usan oxígeno como el electrón aceptor terminal, dando como resultado CO<sub>2</sub>, agua y energía; debido a que este es el campo con mayor cantidad de energía estos microbios van a dominar cuando el oxígeno es disponible. La mayoría de bacterias heterotróficas son facultativas, lo que significa que ellas también pueden usar nitrato o nitrito como aceptor de electrones cuando el oxígeno es limitado, dando como resultado de la reacción CH<sub>4</sub>, CO<sub>2</sub> y energía (Sperling, 2007).

### **2.5.5 Remoción de patógenos**

Aunque todavía se desconoce la importancia relativa de los mecanismos de remoción específicos, debido a la variedad de procesos que podrían generar la remoción o inactivación de bacterias, virus, protozoarios o parásitos. La mayor cantidad de datos disponibles respecto a la capacidad de los humedales para remover patógenos está en referencia a los coliformes fecales, en general un



humedal de flujo subsuperficial puede remover  $3 \log_{10}$  unidades de bacterias indicadores fecales (Dotro et al., 2017).

### ***2.5.6 Consumo de las plantas***

El uso de plantas para eliminar contaminantes del entorno; también llamado fitorremediación se ha empleado para descontaminar suelos o emplazamientos contaminados. Las plantas acuáticas tienen la propiedad de inyectar grandes cantidades de oxígeno hacia sus raíces, el cual es absorbido por microorganismo, bacterias y hongos que se asocian a la raíz y se encargan de metabolizar los contaminantes, sin embargo ciertos nutrientes como los nitratos son utilizados también como nutrientes, los cuales deben ser removidos para revenir el crecimiento excesivo de estas plantas (Patiño & Zhinín, 2015).

### ***2.5.7 Sorción***

Incluye las operaciones de absorción, adsorción, intercambio iónico y diálisis. La sorción podría ser cercana al 100% en el afluente por un pequeño periodo de tiempo después del inicio de la operación del humedal, sin embargo la capacidad de sorción del medio es finita y una vez todos los sitios están saturados esta capacidad es significativamente reducida (Vymazal, 2007).

### ***2.5.8 Nitrificación***

La nitrificación puede ser considerada como la principal causa de la disminución de pH en HSSFV, debido a que en este proceso iones  $H^+$  son liberados y la alcalinidad es consumida, además se indica que en HSSFV se alcanzan una exitosa remoción del amonio, pero la desnitrificación es muy limitada. Por otro lado, indica que condiciones anaerobias son necesarias para el inicio en la reducción de nitratos lo cual se presenta mayormente en HSSFH (García et al., 2019).

### ***2.5.9 Desnitrificación***

Es fundamental para la efectiva remoción del nitrógeno la transformación del nitrato a gas nitrógeno, pudiendo ser liberado de esta manera a la atmósfera. Este proceso se da a través de



varias etapas en la ausencia de oxígeno molecular disuelto, bajo condiciones anóxicas y cuando suficiente nitrato está disponible, pudiendo ser el camino predominante para la degradación de materia orgánica, especialmente en humedales de flujo horizontal según (García et al., 2004).

## 2.6 Ventajas y desventajas de la aplicación de humedales artificiales

la siguiente Tabla 1, se muestra un resumen de los principales parámetros a considerar en el momento de la elección entre un humedal de flujo superficial y uno de flujo subsuperficial:

**Tabla 1.** Comparación de humedales con diferente tipo de flujo

	<b>Flujo Superficial</b>	<b>Flujo Subsuperficial</b>
<b>Tratamiento</b>	Tratamiento de flujos secundarios	Para tratar flujos primarios
<b>Operación</b>	Con baja carga orgánica	Altas tasas de carga orgánica
<b>Olor</b>	Puede ser controlado	No existe
<b>Insectos</b>	Control costoso	No existe
<b>Protección Térmica</b>	Bajas temperaturas afectan el proceso de remoción	Por acumulación de restos vegetales y flujo subterráneo la temperatura del agua es casi constante
<b>Área</b>	Mayor	Menor
<b>Costo</b>	Menor	Mayor
<b>Valor Ecosistémico</b>	Mayor, ya que el agua es accesible a la fauna	Menor, ya que el agua es difícilmente accesible a la fauna
<b>Usos Generales</b>	Restauración y creación de nuevos ecosistemas	Para aguas residuales en poblaciones aisladas
<b>Operación</b>	Adicionales a los sistemas convencionales	Para tratamiento secundario

Nota: Adaptado de Delgadillo et al. (2010).

De acuerdo a Delgadillo et al. (2010) los humedales de flujo subsuperficial requieren un mayor costo de inversión que los humedales de flujo superficial ya que se requiere considerar los costos de impermeabilización, así como la provisión y colocación del sustrato.



## 2.7 Fenómeno de obstrucción

Se ha considerado este apartado como un tema importante a considerar en el presente estudio ya que de acuerdo al personal técnico de ETAPA y a la información citada a continuación, la obstrucción es el principal problema de operación en los humedales presentes en la PTAR y a nivel general también.

Kadlec & Wallace (2009) indica que para humedales de flujo vertical se consideran los siguientes como potenciales mecanismos de obstrucción en adición a la presencia de raíces:

1. Deposición y filtración de las partículas de entrada induciendo al bloqueo de los poros cerca de la superficie.
2. Formación de biomasa en los poros del suelo, debido a las condiciones favorables producidas por el agua residual doméstica o municipal.
3. Precipitación química en los poros, como ejemplo, el carbonato de calcio.
4. Presencia de raíces.

El tercer mecanismo es especialmente para tratamiento de agua residual minera. La acumulación de materiales por el mecanismo uno y dos probablemente se mantendrá en los poros, lo cual eventualmente producirá el bloqueo. Sin embargo, los materiales orgánicos son sujeto de oxidación por lo cual se ven degradados y son removidos a una cierta velocidad en el proceso de degradación, siendo las partículas de mayor tamaño las que contribuyen de manera más rápida a la obstrucción por lo cual se determina a la acumulación de sólidos como el principal mecanismo de obstrucción.

De manera general la acumulación de la materia orgánica particulada es mucho mayor que la tasa de carga típica del afluente indicando que existen otras fuentes de material particulado generadas por el crecimiento de la biopelícula y por la acumulación de detritos de las plantas y microbios (Dotro et al., 2017).



La obstrucción genera una disminución en la conductividad hidráulica del humedal, afectando el flujo y la eficiencia de filtración. Para lo cual se recomienda remover y lavar el medio filtrante, remplazo del medio o ir añadiendo un agente oxidante como el  $H_2O_2$  que puede romper la biopelícula. Este fenómeno puede ser un proceso costoso de tratar dependiendo del tamaño del humedal, además se puede monitorear la conductividad hidráulica para mantener tablas del grado de obstrucción (Zheng et al., 2013).

Entre las mejores prácticas para el manejo de la obstrucción en humedales de flujo subsuperficial que se indican a continuación son las dadas por Nivala et al. (2012), en el cual se realiza un análisis y manejo de la obstrucción a través de la recopilación de información en literatura en donde se han realizado cálculos de la conductividad hidráulica *in situ*, ensayo de trazadores y caracterización fisicoquímica de la materia de obstrucción.

### ***2.7.1 Mejores prácticas de manejo***

El flujo superficial producido en 132 de 255 sistemas, se debe a la acumulación de lodo superficial en la entrada a una profundidad de 150 mm, para lo cual se sugiere como pasos para prevenir la obstrucción mediante el lavado en el distribuidor de entrada y removiendo el lodo desde la superficie de la cama, especialmente en la entrada. Además, se propone que la remediación de gravas obstruidas debería ocurrir antes que la acumulación de tramos de lodo en la superficie alcance el tramo final en la salida del humedal (Vymazal, 2008).

### ***2.7.2 Carga de entrada y configuración***

En Steiner & Watson (1993) se recomienda cargas de DBO entre 244 y 488 g/m<sup>2</sup>.d, sin embargo, en (Kadlec & Wallace, 2009) indican que al realizar cálculos *in situ* en 9 HSSFH, la carga de DBO a través de la sección debería ser menor a 250 g/m<sup>2</sup> para un sustrato  $d_{10}$  mayor a 4 mm.



### ***2.7.3 Cambios en las condiciones de operación hidráulicas***

Desde que se conoce que la mayor parte del material particulado es depositado en los primeros metros de la cama en un HSSFH, algunos diseños han sido desarrollados, los cuales emplean múltiples tubos de distribución y/o flujo invirtiendo es decir cambiando la dirección del flujo, pudiendo mejorar la remoción del contaminante comparado a HSSFH estándares usados como un control (Shen et al., 2010). Además, tanto para HSSFV como para HSSFH se propone la utilización de tuberías en el fondo del humedal para permitir el lavado de los sólidos acumulados mediante un flujo vertical saturado hacia arriba a través del medio del lecho (Ma et al., 2010).

### ***2.7.4 Excavación y remplazo***

En HFSSH una parcial excavación y remplazo es posible si la obstrucción está limitada a la zona de entrada, esta labor requiere de un cuidado intensivo para asegurar que la línea del humedal no sea dañada; cortos circuitos y caminos con flujo preferenciales pueden ser exacerbados si el nuevo medio tiene un diferente tamaño de partícula respecto al original (Kadlec & Wallace, 2009). Por otro lado un reporte de la industria del agua en U.K. indica un costo de £3.75/m<sup>2</sup> por año para la remodelación de humedales que funcionan como sistema terciario con un periodo de vida promedio de 8 años (Nivala et al., 2012).

### ***2.7.5 Excavación y lavado***

Ambos permiten el reúso del medio filtrante original, eliminando los costos de disposición de la grava utilizada y la compra de una nueva, sin embargo, todavía se debe considerar el costo de disposición de la materia obstruida (Nivala et al., 2012).

### ***2.7.6 Aplicación de químicos***

Además del peróxido de hidrógeno, a escala de laboratorio se ha usado ácido clorhídrico (HCl), hidróxido de sodio (NaOH) y el hipoclorito de sodio (NaClO) con aplicaciones de 8 horas por una semana alcanzando una restauración en la porosidad efectiva del 15%, 18% y 23%



respectivamente, se estima que la comunidad de microorganismos va a ser recuperada totalmente después de siete días, sin embargo, la materia desprendida puede ser transportada mediante el flujo descendente desde la zona de entrada causando obstrucción también en la zona inferior del humedal (Guofen et al., 2010).

### **2.7.7 *Lombrices***

Este método ha ganado atención en casos de estudio recientes, encontrando que con la adición de 0.5 kg/m<sup>2</sup> de lombrices la obstrucción puede ser disminuida en un tiempo de 10 días sin tener efectos negativos en la calidad del agua del efluente y además parece ser la solución de menor costo (Li et al., 2011).

Finalmente se puede concluir que, aunque las técnicas como la excavación, lavado aplicación de químicos y la introducción de lombrices han sido desarrolladas recientemente para humedales de flujo subsuperficial, el mejor enfoque es el minimizar los efectos obstrucción a través la mejora en el pretratamiento, mejores diseños del sistema y adecuados parámetros de operación y mantenimiento.

### **2.8 Vegetación en humedales artificiales**

Se debe tener en consideración el rango de tolerancia y adaptación de la vegetación a las condiciones climáticas y físico-químicas, así como la disponibilidad de la misma en el área de estudio. De acuerdo al estudio comparativo realizado por Patiño & Zhinín (2015) indica que el papiro (*Cyperus papyrus*) presenta mejores porcentajes de remoción de DBO<sub>5</sub> que el carrizo (*Phragmites australis*), ya que el mismo presenta en sus tallos una estructura porosa, además en el papiro no se desarrollan raíces profundas y forman una especie de redes lo que garantiza una mayor cobertura de área radicular que a su vez permite una mayor oxigenación del sistema.



Por otro lado, en Salazar & Sánchez (2015) mencionan que las totoras (*Schoenoplectus californicus*) son típicas de regiones con climas fríos indicando que es necesario la poda periódica como un método de mantenimiento.

Finalmente, en García & Corzo (2008) se indica que se obtienen buenos resultados con plantaciones monoespecíficas de carrizo (*Phragmites australis*), espadaña (*Typha latifolia* o *T. angustifolia*) o juncos (*Scirpus lacustris*) con densidades de 3 plantas por  $m^2$ .

## CAPITULO III: METODOLOGÍA

### 3.1 Caracterización del área de estudio

Para la caracterización del área de estudio se realizó la búsqueda e indagación de diferentes fuentes bibliográficas, especialmente portales electrónicos de varias instituciones públicas del país, además se descargó de información de distintos sitios como el Geo portal de acceso abierto de ETAPA-EP, Planes de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT), el Instituto Geográfico Militar (IGM), Sistema Nacional de Información (SNI), el actual Ministerio de Medio Ambiente y Agua, Ministerio de Agricultura Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP).

Todos los datos e información adquirida fueron procesados y corroborados a través de diferentes programas de software como Excel, ArcMap, AutoCAD, etc. Con lo cual se procedió a realizar el

ingreso, procesamiento y el respectivo análisis de los resultados permitiendo la obtener nueva información con una visión más detallada del área de estudio.

### **3.1.1 Ubicación e identificación de la PTAR de Churuguzo**

Para la ubicación del área de estudio se utilizó la herramienta Google Earth Pro en la cual de procedió a ingresar un punto como se puede ver en la figura 4 con lo cual se generó las siguientes coordenadas UTM (por sus siglas en inglés Universal Transversal Mercator) Zona 17m 715550.00 m E; 9662414.00 m S. De acuerdo a Salazar & Sánchez (2015) el área aproximada de construcción de la PTAR es de 4181.6 m<sup>2</sup> la cual recibe el agua residual de un sistema que abastece a un área total de 226.5 ha a través de un colector de 4.329 Km.

En la siguiente figura se puede observar mediante un alfiler amarillo la geolocalización de la PTAR, así como el área de emplazamiento de la PTAR:



*Figura 4. Vista General de la PTAR de Churuguzo con su respectiva Geolocalización en Google Earth*

Fuente: Elaboración propia

En la figura 5 se puede observar la vista en planta del emplazamiento en general y los límites del emplazamiento; al sur y este con terrenos de propiedad privada y al oeste con la carretera hacia Victoria del Portete:



Figura 5. Plano General de la PTAR de Churuguzo; adaptado de los planos disponibles de la PTAR en AutoCAD

Fuente: (V. Rodas, comunicación personal, 18 de abril del 2019)

Las coordenadas geográficas sexagesimales y la división política de la parroquia Victoria se indican en la Tabla 2:

Tabla 2. Ubicación y extensión de la parroquia Victoria del Portete

Variable	Unidad	Nombre o Valor
Provincia		Azuay
Cantón		Cuenca
Parroquia		Victoria del Portete
Superficie del Cantón (aprox.)	$\text{Km}^2$	$3104.369 \text{ Km}^2$
Superficie de la Parroquia (aprox.)	$\text{Km}^2$	$201.869 \text{ Km}^2$
Altura <sup>2</sup> m s.n.m. (aprox.)	m	2639

Nota: Adaptado de (CLIRSEN, 2011).<sup>2</sup> Coordenadas aproximadas en grados, minutos y segundos del Centro de Victoria del Portete.



### **3.1.2 Descripción del área de estudio**

De acuerdo al Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia Victoria del Portete realizado en el año 2011, se indica que:

“Según el Censo de Población y Vivienda realizado por el INEC en el año 2010, Victoria del Portete cuenta con una población de 5.251 habitantes de los cuales 2.391 son hombres y 2860 mujeres. El régimen de humedad de esta zona, se caracteriza por tener un período de crecimiento de entre 9 y 10 meses, con un período húmedo de 1 a 2 meses, la temperatura en la zona central fluctúa entre los 8 y 15° C; y en la parte alta entre los 0 y los 10° C. El relieve, en su mayoría (68%) incluye superficies planas con pendientes entre 0 y 25% y en las partes altas de la cordillera existen pendientes que varían desde el 25 al 60%. La vegetación de paramo ocupa un 32.35% del total del área parroquial, la cual se ha visto afectada por el acelerado avance de la frontera agrícola, la quema de bosques y chaparros en verano has contribuido a que se pierda especies nativas de la zona, como consecuencia en el sector exigen pequeños bosques naturales andinos y manchas de bosques secundarios con vegetación arbustiva y chaparrales” (Municipalidad de Cuenca, 2011).

### **3.1.3 Clima**

**a. Temperatura.** La empresa pública ETAPA-EP cuenta con un geoportal en el que presenta varias aplicaciones de acceso al público entre una de ellas en el área de gestión ambiental en donde se cuenta con estaciones hidrometeorológicas y estaciones de monitoreo de la calidad del agua para la recolección de datos hidrometeorológicos, integridad ecológica, monitoreo físico-químico y bacteriológico en el cantón Cuenca.

Actualmente las estaciones más cercanas a la PTAR son las presentes en la hacienda Irquis A.J. Tarqui y la estación de Cumbe. En la figura 6 se puede observar la variación de la temperatura ambiente registrada desde mediados del año 2017 hasta mediados del año 2020:

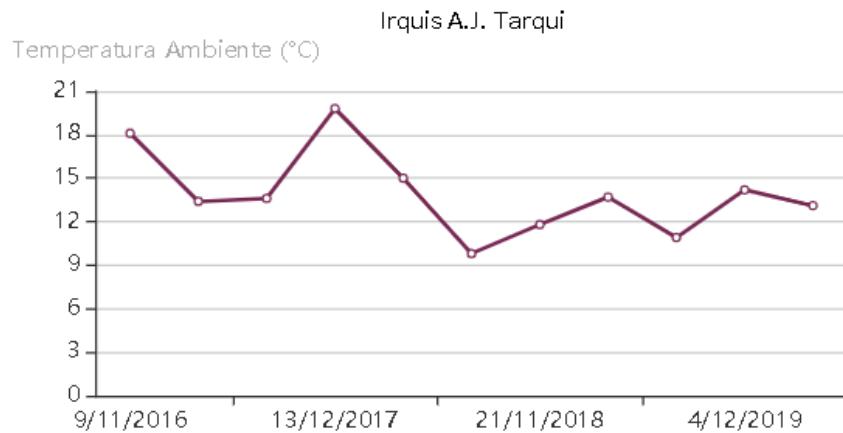


Figura 6. Temperatura Ambiente del sistema de monitoreo eco-hidrológico, físico-químico y bacteriológico en Irquis  
A.J. Tarqui

Fuente: (ETAPA, 2020)

Por otro lado, la Universidad Politécnica Salesiana (UPS) ha facilitado tablas de Excel con registros de datos horarios, para lo cual se ha realizado el promedio de promedios de los registros anuales, presentando en su estación meteorológica Irquis una temperatura ambiente promedio desde el año 2014 hasta el año 2018 de  $12.54^{\circ}\text{C}$  y  $10.25^{\circ}\text{C}$  para la estación Cumbe.

En la figura 7 se muestra la relación entre la temperatura y la elevación, siendo estas dos variables muy importantes para el rediseño del sistema de humedales, ya que los microorganismos se desarrollan e interaccionan de distinta manera dependiendo del rango de temperaturas donde habitan:

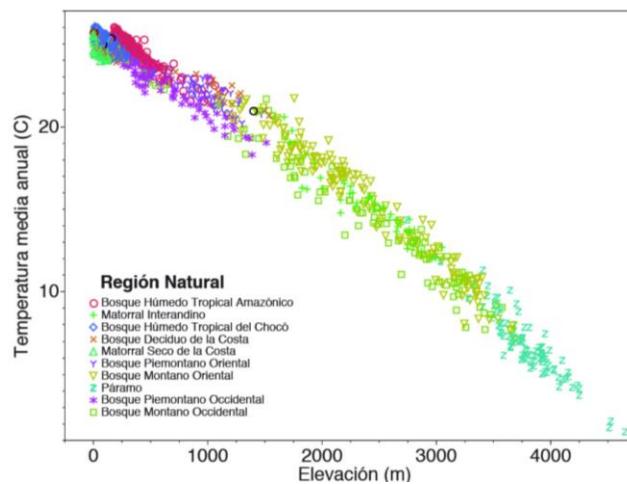


Figura 7. Relación entre la Temperatura Media Anual y la Elevación tomadas al azar en el Ecuador. Los colores representan las regiones biogeográficas del Ecuador

Fuente: (Varela, 2018).

En contraste con la figura 7 se pudo evidenciar que las temperaturas entre 10 y 18 °C son características de elevaciones entre los 2000 a 3000 m en las distintas regiones biogeográficas del Ecuador (Varela, 2018).

Con base a la información presentada se puede indicar que es un clima característico de latitudes medias con una combinación de verano e invierno que conforme a la clasificación de Köppen se podría definir como un clima templado húmedo ya que su temperatura media del mes más frío es mayor a -3 y menor que 18 °C habiendo verano e invierno (Añazco, 2019).

**b. Precipitación.** Según registros realizados en la Finca Irquis perteneciente a la Facultad de Ciencias Agropecuarias la Universidad de Cuenca, situada a 2663 msnm, en la Parroquia Victoria del Portete se registró un valor de 789 mm para la precipitación media anual para el año 2016.

De igual manera en la figura 8 se muestra la relación entre la precipitación y la altura en las distintas regiones biogeográficas del Ecuador:

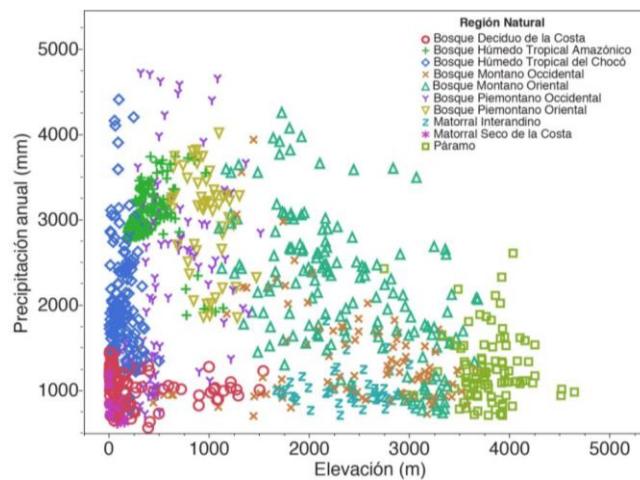


Figura 8. Relación entre la Precipitación Anual y la Elevación en el Ecuador. Cada color representa una región natural

Fuente: (Varela, 2018).



Según los datos registrados por la UPS desde el año 2014 hasta el año 2018 se presenta un promedio de 0.145 mm en su registro de precipitación horaria para la estación Irquis y para la estación Cumbe un valor promedio horario de 0.129 mm.

De acuerdo a la clasificación de climas en función de la precipitación se puede definir a la zona como un clima subhúmedo ya que se encuentra dentro del rango de precipitaciones de 500 – 1000 mm/año (Añazco, 2019)

### ***3.1.4 Infraestructura Sanitaria***

**a. Sistemas de Abastecimiento de Agua.** De acuerdo al PDOT de la parroquia Victoria del Portete realizado en conjunto con la municipalidad de Cuenca en el año 2011 indica que se dispone de 6 sistemas de agua entubada para consumo humano. Sin embargo, en Once & Ruiz (2014) se indicó que la parroquia se abastece por dos sistemas: Tarqui-Victoria administrado por ETAPA-EP el cual abastece al sector Churuguzo y centro parroquial, representando el 44% (64 viviendas) y Pucaraloma-Buena Esperanza a cargo de la junta parroquial, que abastece al sector de Mataquillcana e Irquis siendo el 56% (80 viviendas) de la población, ambos con una antigüedad de 30 años por lo cual se constatan afecciones en su infraestructura.

En Guamán & Leonor (2017) se indica que la parroquia cuenta con el sistema de riego Santo Tomás, sistema de riego Irquis y sistema de riego Irquis-Carrasco, para lo cual la compañía canadiense INV Metals apoya con tubería para el agua del sistema Durazno-Santo Tomás con una inversión de \$10.000.

Además de acuerdo a los datos del SNI para el año 2017, Victoria del Portete cuenta con dos nuevos sistemas de Agua Potable y se beneficia de la Planta de tratamiento de Agua Potable “Pucaraloma”.

**b. Sistema de Alcantarillado.** En Once & Ruiz (2014) se indica que el sistema de alcantarillado de Churuguzo y del centro parroquial, está conformado por una red de tuberías de hormigón simple



con un diámetro de 110mm para las tuberías que conducen las aguas residuales domésticas de aproximadamente 127 viviendas y tuberías de 200mm de diámetro para los colectores, el sistema está conectado mediante pozos de revisión ubicados al margen de la vía alcanzando una longitud aproximada de 3.5 Km.

Como referencia se tiene que el 88% de la población estudiada dispone de conexión a la red de alcantarillado mientras que el porcentaje restante cuenta con pozos sépticos para la disposición de sus excretas, además se pudo constatar conexiones ilícitas de las cuales el 7% se determina que el agua ingresa desde los patios a la red y el 6% el agua ingresa desde las cubiertas.

**c. Tratamiento de Aguas Residuales.** De igual manera en Once & Ruiz (2014) se establece que la PTAR de Churuguzo se construyó para tratar las aguas residuales provenientes del centro parroquial de Victoria del Portete y Mataquillcana, que solían ser descargadas directamente a una quebrada afluente al río Tarqui, afectando las comunidades de San Pedro, Tarqui y otras ubicadas aguas abajo.

### **3.2 Recopilación de información sobre la infraestructura de la PTAR**

En la PTAR de Churuguzo se han venido realizando varios estudios que han permitido mantener un seguimiento de la misma, entre los principales autores y siguiendo un orden cronológico se puede citar a Ordóñez (2009), Arévalo et al. (2010), Once & Ruiz (2014), Salazar & Sánchez (2015) y Yunga (2019), los cuales principalmente han caracterizado el agua residual, determinado los deterioros y propuesto soluciones para mejorar la eficiencia y tiempo de vida de la planta, permitiendo obtener una cantidad significativa de datos lo cual facilita la evaluación realizada en el presente estudio.

Además de los datos obtenidos por estos estudios se ha podido obtener una base de datos en Excel en la que se encuentra información de los resultados de laboratorio realizados por el laboratorio de

ETAPA-EP, una planilla de Excel con parámetros de operación de los humedales y los respectivos planos de la PTAR que han sido facilitados a través del personal técnico de ETAPA.

### 3.2.1 Estructuras

En el estudio realizado por Once & Ruiz (2014) indica que el sistema se encuentra conformado por un sedimentador que dispone de una rejilla en la sección inicial, un pozo séptico y dos humedales horizontales operando en paralelo.

Además, en el mismo estudio a través de un levantamiento topográfico y planimétrico se indica que la planta tiene un total de 6 pozos de distribución conectados mediante un sistema de tuberías que permiten regular el flujo a las distintas estructuras de tratamiento que se describirán a mayor detalle en los siguientes apartados. Por último, mencionar que el sistema dispone de un sistema bypass en ambos humedales en caso que se dé una sobrecarga de agua residual a la PTAR debido a condiciones climáticas o en los días de mayor producción en las industrias de lácteos, por otro lado, el sistema bypass también es de uso para realizar reparaciones en las estructuras, accesorios o mantenimientos periódicos.

En la figura 9 se puede observar la configuración general que posee la PTAR antes de que el agua residual llegue a los humedales:

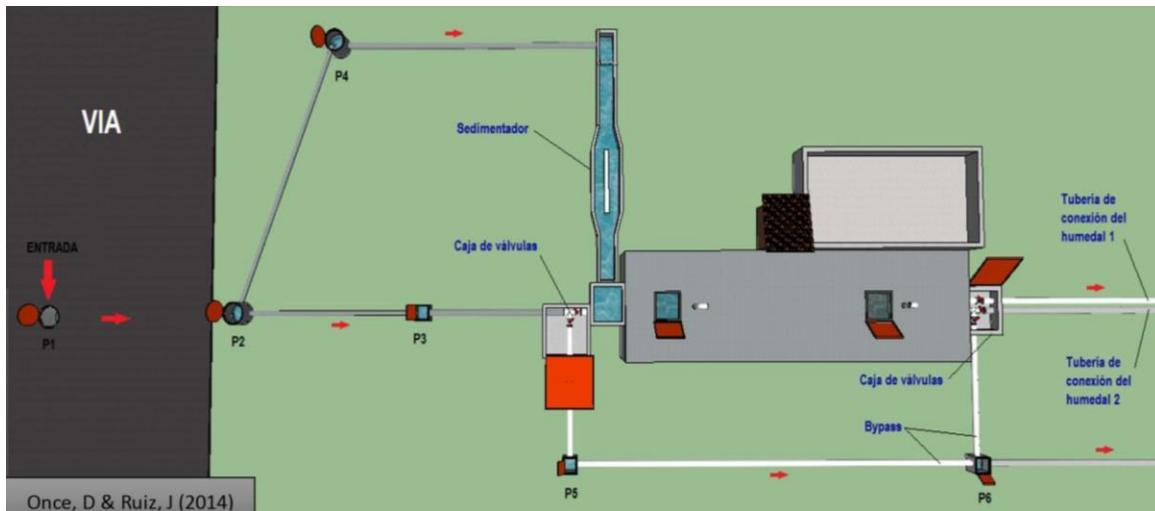


Figura 9. Diagrama de funcionamiento de la PTAR



Fuente: (Once & Ruiz, 2014)

**a. Pozos.** P1: Pozo de llegada (final) de la red de alcantarillado, con una entrada con tubería de HS

de  $\phi$  200mm y una salida al pozo P2 de HS  $\phi$  200mm.

P2: Pozo de vertedero, para dividir las aguas en dos caudales, con dos salidas de PVC de  $\phi$  200mm a los pozos P3 y P4.

P3: Pozo de paso del primer caudal, que se conecta con la caja de válvulas, con una tubería de PVC de  $\phi$  200mm. Este pozo contiene dos entradas adicionales de PVC de  $\phi$  110mm, proveniente de casas aledañas a la planta.

P4: Pozo de cambio de dirección del segundo caudal, que se conecta con el sedimentador, mediante una tubería de PVC de  $\phi$  200mm.

P5, P6: Pozos del bypass de la planta, que se conectan con las cajas de válvulas.

**b. Sedimentador.** Esta estructura tiene 0.71 m de ancho, 8.5 m de largo y 1 m de profundidad, siendo construida para la sedimentación del material de diámetro mayor, también menciona que se disponía de una rejilla de entrada, la cual no se pudo constatar en la visita a la PTAR realizada el 11 de septiembre del 2020.

**c. Pozo Séptico.** La fosa séptica tiene 3.40 m de ancho, 11.90 m de largo, y 2.70 m de profundidad, con una tapa de hormigón armado de 0.15 m de espesor, dos tapas de revisión de 0.9 x 0.9 m y dos ductos de ventilación. La fosa está dividida en dos cámaras de tratamiento mediante una pantalla de hormigón armado a 8 m de longitud desde la entrada, la primera cámara permite la sedimentación, permaneciendo el agua parcialmente en reposo generándose un proceso anaerobio con lo cual se forman espumas y lodo por la acción de los microorganismos; esta se comunica con la segunda mediante dos tuberías de PVC de  $\phi$  110 mm a 2 m de altura desde el fondo, esta permite un mayor tiempo de retención como consecuencia se reduce la cantidad de material orgánico y contaminantes.

**d. Lecho de secado de lodos.** Salazar & Sánchez (2015) indican que esta estructura tiene una forma rectangular con 3 m de ancho, 6 m de longitud y 0.8 m de altura, la misma que se ha visto deteriorada debido a la falta de mantenimiento. En la figura 10 se puede observar las distintas estructuras de tratamiento que el agua residual atraviesa antes de llegar a los humedales artificiales:

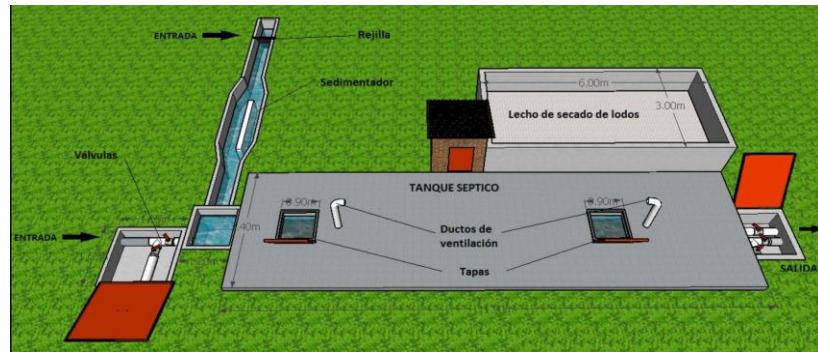


Figura 10. Estructuras de Pretratamiento (Sedimentador) y Tratamiento Primario (Pozo Séptico) de la PTAR

Fuente: (Once & Ruiz, 2014)

### 3.3 Humedales construidos existentes en la PTAR

De igual manera en los planos realizados por Once & Ruiz (2014) muestran que el área del lecho de los humedales artificiales presenta una dimensión de 14 m de ancho y 28.5 m de largo, cada estructura esta soportada por un talud de 8.5 m de ancho y 1.5 m de altura.

Los humedales fueron construidos en paralelo, recibiendo el agua en la parte superior a través de una tubería de  $\varnothing$  160 mm perforada, una vez que el agua ha atravesado el humedal, es recolectado por una tubería de las mismas características, que lleva el agua a un pozo para la evacuación al efluente (quebrada), además existe plantas acuáticas para la asimilación de la materia orgánica y un lecho de material granular de soporte. En la figura 11 se presenta un esquema de los humedales.

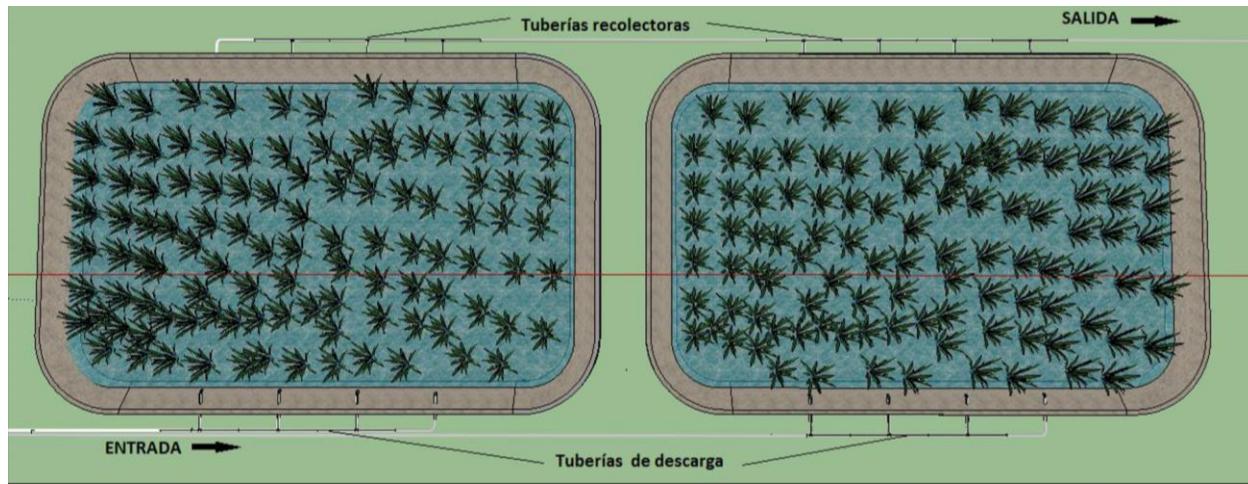


Figura 11. Humedales de Flujo Horizontal (Estructuras de Tratamiento Secundario) de la PTAR

Fuente: (Once & Ruiz, 2014)

### 3.3.1 Información de la infraestructura de los humedales

En la Tabla 3 se indican las características estructurales de los humedales en la PTAR de Churuguzo que han sido obtenidas mediante un levantamiento planimétrico y topográfico de la PTAR realizado por (Once & Ruiz, 2014).

**Tabla 3. Características constructivas de los humedales**

Parámetro	Unidad	Valor
Pendiente (m)	Adimensional	0.03
Relación largo ancho (4:3)	Adimensional	1.38
Área superficial ( $A_s$ )	$m^2$	399
Granulometría <sup>b</sup>	mm	Sin Valor
Porosidad <sup>a</sup>		0.35
Sustrato		grava
Vegetación		totoras
Longitud (L)	m	28.5
Ancho (W)	m	14
Altura del talud del humedal (h)	m	1.5
Diámetro de la tubería de alimentación ( $\phi$ )	mm	160



---

<b>Diámetro de la tubería de recolección (φ)</b>	mm	160
--	----	-----

---

Nota: Adaptado de Once & Ruiz (2014).<sup>b</sup> Valor desconocido <sup>a</sup> Valor establecido en base a las tablas de Excel proporcionadas por (V.Rodas, comunicación personal, 22 de marzo del 2020).

El valor de la granulometría no ha sido calculado; mientras que el valor de la porosidad es establecido en base a revisión bibliográfica, siendo este uno de los valores más usados corroborando con lo recomendado por la supervisora de la PTAR.

### **3.3.2 Deficiencias en los humedales de la PTAR**

Se efectuó una visita a la PTAR de Churuguzo, en la que se pudo evidenciar el fenómeno de obstrucción, por lo cual el sistema de humedales se encontraba inundado, en el primer humedal la altura de la totora había alcanzado una altura aproximada de 2 m (anexo 1), el segundo humedal no tenía presencia de vegetación (anexo 2), en los bordes cercanos a las tuberías de distribución y drenaje existía una acumulación de algas y moho lo que podría generar la obstrucción de las tuberías (anexo 3).

En cuanto a las demás unidades se puede mencionar que ya no se contaba con la rejilla del sedimentador, el cajón de entrada al pozo séptico se encontraba a la intemperie y la tapa de la caja de válvulas a la salida del pozo séptico estaba rota como se puede observar en los anexos 4 y 5 respectivamente. Por otro lado, el personal técnico de ETAPA indicó que el principal problema actualmente de la PTAR es la obstrucción.

### **3.3.3 Temperatura del agua en los humedales**

Conforme al estudio realizado por Once & Ruiz (2014) la temperatura se midió en forma manual con un termómetro de mercurio, esto se lo realizó cada hora durante 24 horas los días 18 y 19 de junio del 2014, estos valores se presentan en la Tabla 4.



**Tabla 4.** Parámetros de las temperaturas del agua residual en la evaluación de la PTAR de Churuguzo

Parámetro	Unidad	Valor
Temperatura máxima (T min)	°C	16
Temperatura mínima (T máx.)	°C	13
Temperatura de operación (T)	°C	14.63

Nota: Adaptado de Once & Ruiz (2014).

### 3.3.4 Determinación de los criterios de operación de los humedales

El personal técnico de ETAPA-EP ha venido caracterizando el agua residual a través de muestras periódicas de varios contaminantes, las mismas que han sido analizadas en el laboratorio de saneamiento ambiental que posee la misma institución, entre los principales contaminantes medidos están el fosforo, nitrógeno, carbón, oxígeno disuelto, pH, sólidos suspendidos, sólidos sedimentables, sólidos orgánicos, etc.

En la tabla 5 se puede observar los resultados de los muestreos realizados desde el 26 de junio del 2015 hasta el 1 de agosto del 2019 con respecto a la medición de las concentraciones de DBO<sub>5</sub> en el afluente y efluente de la PTAR Churuguzo, así como las respectivas fechas en las que ha sido realizado el muestreo:

**Tabla 5.** Concentraciones y porcentajes de remoción de DBO en la PTAR de Churuguzo

Fecha	DBO en el Afluente (mg/l)	DBO en el Efluente (mg/l)	Porcentaje de Remoción
26/6/2015	63	9	85.71
9/10/2015	600	58	90.33
2/4/2015	170	17	90.00
3/3/2016	855	57	93.33
18/8/2016	570	20	96.49
14/10/2016	233	15	93.56
25/11/2016 <sup>a</sup>	<b>47</b>	14	70.21
27/4/2017	85	29	65.88



25/5/2017	140	115	17.86
6/8/2017	510	120	76.47
24/8/2017	190	103	45.79
5/10/2017	370	44	88.11
11/1/2018	56	28	50.00
8/2/2018	233	21	90.99
8/3/2018	67	56	16.42
12/4/2018	330	193	41.52
7/6/2018	390	14	96.41
12/6/2018	283	77	72.79
30/8/2018	133	23	82.71
27/11/2018	218	65	70.18
7/3/2019	488	32	93.44
16/4/2019	590	97	83.56
16/5/2019	355	18	94.93
18/6/2019 <sup>b</sup>	<u>2838</u>	159	94.40
<b>Promedio</b>	<b>408.92</b>	<b>57.67</b>	<b>75.05</b>

Nota: <sup>a</sup>Valor mínimo de concentración de DBO. <sup>b</sup>Valor máximo de concentración de DBO. No hay Valor (N.V).

Adaptado de resultados de laboratorio en planillas de Excel realizadas por el laboratorio de ETAPA-EP (2019).

Estos datos sirven para ser comparados con respecto a la normativa para descarga de efluentes al recurso agua propuesta por el TULAS en su libro VI referente a la NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES AL RECURSO AGUA anexo 1.

Si se realiza el cálculo del promedio tenemos un valor de 408.92 mg/l para la concentración de DBO en la entrada a la PTAR y 57.67 mg/l en la salida, de igual manera se obtiene un valor promedio de remoción en la DBO del 75.05%. De acuerdo a la tabla 5 se observó que en 12 de las 24 muestras que se analizaron en laboratorio la concentración de DBO5 del efluente estuvo por debajo de 50 mg/l de acuerdo con el anexo 1 del libro VI del TULSMA la cual indica los límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.

Es necesario señalar que el personal técnico de ETAPA indica que los valores que están muy por encima de la media se deben a que en ciertas ocasiones la PTAR recibe elevadas concentraciones de DBO provenientes principalmente de la industria de producción de lácteos, siendo la misma una gran fuente de ingresos económicos a la parroquia.



Para el diseño de los humedales artificiales se tomó en consideración varios parámetros de diseño como: caudales a tratar, concentración de DBO en el afluente, concentración de DBO a alcanzar en las aguas residuales, temperatura de operación (generalmente la del mes más frío), tiempo de retención hidráulica, profundidad del agua, carga orgánica superficial, carga hidráulica superficial, longitud y anchura del humedal (Pidre, 2010). Así como otros parámetros indicados en la literatura. En las Tabla 6 y Tabla 7 se indican los parámetros de operación de la PTAR de Churuguzo para los años 2014 y 2019 respectivamente, los mismos que han sido obtenidos mediante encuestas, aforamientos y bases de datos de sistemas de información nacionales en la evaluación realizado por (Once & Ruiz, 2014) y por (Yunga, 2019).

**Tabla 6. Parámetros para determinar el caudal de diseño**

Parámetro	Acrónimo	Unidad	Valor
Población	P	PE	699
Dotación de agua potable	q	$m^3/PE.d$	0.084
Caudal de infiltración	$Q_i$	$m^3/d - l/s$	242.8 – 2.81
Caudal ilícito	$Q_I$	$m^3/d - l/s$	55.9 – 0.65
Caudal de diseño o teórico	$Q_d$	$m^3/d - l/s$	371.52 – 4.3
Caudal medio	Q	$m^3/d - l/s$	398.3 - 4.61
Altura del nivel de agua	y	m	0.8

Nota: Adaptado de Once & Ruiz (2014).

Además, Yunga (2019) presenta un análisis de la sostenibilidad operacional de las plantas de tratamiento de aguas residuales del área rural de la ciudad de Cuenca, en donde se determinaron los parámetros indicados en la tabla 7:

**Tabla 7. Parámetros de operación determinados para la PTAR de Churuguzo**

Parámetro	Unidad	Valor
-----------	--------	-------



<b>Población</b>	PE	955
<b>Agua tratada o caudal de descarga</b>	$m^3/d - l/s$	284.26 – 3.29
<b>Agua enviada</b>	l.PE/d	297.65
<b>Caudal supuesto<sup>a</sup></b>	$m^3/d$	114.6
<b>Caudal excedente<sup>b</sup></b>	$m^3/d$	169.66
<b>Concentración de DBO<sub>5</sub> en el afluente</b>	mg/l	319.42
<b>Concentración de DBO<sub>5</sub> en el efluente</b>	mg/l	50.08
<b>Eficiencia de remoción de DBO<sub>5</sub></b>	%	76%

Nota: <sup>a</sup> Suposición de la cantidad de agua que debería ser tratada por las plantas, tomando en cuenta el número de habitantes atendidos y los 150 l.PE/d en climas fríos, con un desperdicio del 80% (Nawaz & Waya, 2013). <sup>b</sup>

El caudal excedente es la diferencia de la cantidad de agua tratada y el supuesto. Adaptado de Yunga (2019).

De acuerdo a la tabla anterior, se puede observar que en los estudios realizados en los años 2014 y 2019, se ha presentado un incremento de 699 a 955 en el número de habitantes dando como resultado un incremento de 156 habitantes en un periodo de 5 años, sin embargo se puede observar que no existe una relación directa entre el número de habitantes y el caudal tratado ya que este ha disminuido de 4.61 a 3.29 l/s, resultando en una producción de agua residual de 569.81 l/hab.día y de 297.65 l/hab.día respectivamente, por lo que se puede determinar que la capacidad depuradora de la PTAR ha ido disminuyendo con el tiempo, además se debe tomar en consideración que el mayor porcentaje del caudal tratado en la PTAR proveniente en su mayoría de las aguas residuales vertidas por la industria de producción de lácteos según indica el personal técnico de ETAPA.

### **3.4 Revisión bibliográfica para el diseño de humedales de flujo subsuperficial**

El diseño y dimensionamiento de los humedales ha venido evolucionando por lo que se dispone de una amplia información disponible sobre este tipo de tratamientos a nivel mundial, para lo cual la elección del modelo adecuado para el diseño ingenieril del sistema dependerá de la experiencia del investigador, así como de los datos disponibles en cuanto a las variables que puedan afectar a la zona de estudio específico, debido a que actualmente se cuenta con varios métodos para el diseño.



Sin embargo, en la práctica viene a ser de gran medida empírico, debido a que cada humedal tiene condiciones específicas que definen su comportamiento y rendimiento, dificultando la extrapolación y replicabilidad de los datos disponibles.

A continuación, se indica una breve reseña sobre las principales características que han sido definidas para los humedales de flujo subsuperficial, los mismos que se dividen en flujo subsuperficial vertical y flujo subsuperficial horizontal siendo en ambos casos un sistema de tratamiento biológico de aguas residuales, entre las características más importantes que diferencian a ambos tipos de sistema tenemos las que se presentan en la Tabla 8:

**Tabla 8. Características de humedales de flujo subsuperficial**

Tipo	Breve descripción
<b>Humedal de flujo vertical</b>	<p>El agua residual es cargada de manera intermitente sobre la superficie del filtro y percola verticalmente a través del filtro</p> <p>Entre cada carga el aire reingresa a los poros y el filtro, así ocurre de gran manera un proceso de degradación aerobia</p> <p>Es requerido un efectivo tratamiento primario para la remoción de material particulado con el fin de prevenir la obstrucción del filtro</p> <p>Uso de macrófitas emergentes</p>
<b>Humedal de flujo horizontal</b>	<p>Debido a la condición de saturación del lecho filtrante, el proceso de degradación anaerobia ocurre principalmente</p> <p>Es necesario un efectivo tratamiento primario para la remoción de material particulado con el fin de prevenir la obstrucción del filtro</p> <p>Plantas emergentes (macrofitas) son usadas</p> <p>Sirven tanto para tratamiento secundario y terciario</p>

Nota: Adaptado de (Dotro et al., 2017)



En el estudio realizado por Dotro et al. (2017) indica que:

Existen muchos caminos para dimensionar y diseñar un sistema de humedales, especialmente en las recientes décadas el diseño ha ido evolucionando desde la simple regla del pulgar a enfoques basados en regresión o a cálculos más avanzados que toman en cuenta varios factores como TRH, flujo no-ideal, concentración de fondo y disminución del contaminante. Para cualquier diseño es esencial considerar que los parámetros de diseño publicados son basados en datos de sistemas reales. Por lo que ecuaciones y/o parámetros de diseño deberían solo ser aplicados a nuevos diseños que pertenecen o están dentro del rango de datos de los cuales fueron derivados. De igual manera el mismo autor propone que el nuevo diseño debería basarse en condiciones físicas y operacionales de una fuente de datos tales como:

- Tipo de humedal de tratamiento
- Concentración de entrada y salida
- Carga másica e hidráulica
- Dimensión, relación largo-ancho y profundidad
- Clima y agua asociada a pérdidas y ganancias (lluvia, evapotranspiración, etc.)
- Ecología y vegetación

Kadlec & Wallace (2009) recomienda realizar una breve verificación de la aplicabilidad de un modelo de diseño en el dimensionamiento humedales, para garantizar que se evite la extrapolación de datos durante el proceso de diseño.

De igual manera Rabat indica que “actualmente la mayoría de expertos en diseño de humedales considera los modelos de primer orden como la mejor opción para su dimensionamiento” (2016, p. 35), en los trabajos realizados por Rabat (2016) y Dotro et al. (2017) indican que entre los métodos de diseño más comunes se incluyen:

- Tasas de carga superficial o regla del pulgar



- Gráficos de carga másica

- Ecuaciones de regresión

- Modelos de flujo hidráulico (flujo en pistón, reactor de tanque continuamente agitado, flujo en pistón con dispersión, tanques en serie, etc.) En el presente estudio se utilizarán los modelos propuestos por de Reed, Kadlec and Knight y la ecuación de Darcy los mismos que simulan un flujo pistón.

### **3.5 Modelos de remoción de contaminantes para los humedales de flujo subsuperficial**

En el presente estudio se considerará a la  $DBO_5$  como el parámetro que determine las dimensiones del sistema, para lo cual se utilizarán las ecuaciones de regresión, las cuales son generadas a partir de una gran cantidad de datos que generalmente requieren uno o más valores de entrada (concentración de entrada o carga másica y probablemente tasa de carga hidráulica) para lo cual se genera un valor estimado de la concentración del efluente esperado (Dotro et al., 2017). La reducción de un contaminante en el agua tras su paso por un humedal de tratamiento puede representarse mediante una ecuación de primer orden (Rabat, 2016), sin embargo, muchos procesos biológicos que ocurren en los humedales sólo siguen una tasa de transformación de primer orden mientras tengan una concentración inferior a un valor de saturación (Sánchez, 2013). Finalmente se debe considerar que la modelización hidráulica en los humedales de flujo subsuperficial se realiza en base a la ecuación de Darcy, que a pesar de las limitaciones que tiene, puede ser una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas existentes en este tipo de humedales siempre y cuando se utilicen gravas de tamaño medio a pequeño y el sistema esté cuidosamente construido (Rabat, 2016).

#### **3.5.1 Método de diseño propuesto por Reed**

Para el dimensionamiento del humedal de flujo vertical es recomendable utilizar “Las ecuaciones de (Reed et al., 1995) que están basadas en la asunción de un flujo pistón de primer orden para



todos los contaminantes que son removidos inicialmente por procesos biológicos" (Salazar & Sánchez, 2015, p. 63).

En cuanto al modelamiento del flujo hidráulico se considera que los sistemas de humedales artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos y su rendimiento puede estimarse por medio de una cinética de primer orden de flujo pistón para la remoción de DBO (Rabat, 2016).

La cinética de primer orden para la remoción de  $DBO_5$  y el tiempo de retención hidráulico en función de la porosidad vienen expresados por:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{K_T t} \quad (1)$$

$$t = \frac{LWyn}{Q} \quad (2)$$

En donde:

$Q$  = caudal

$K_T$  = constante de reacción a la temperatura del agua

$t$  = tiempo de retención hidráulica

$C_e$  = concentración del efluente

$C_o$  = concentración del afluente

$L$  = largo de la celda del humedal, m

$W$  = ancho de la celda del humedal, m

$y$  = profundidad de la celda del humedal, m

$n$  = porosidad

Se conoce, además:

$$K_T = K_R \theta_R^{T-T_R} \quad (3)$$

En donde:

$T$  = temperatura del agua en el humedal.

$T_R$  = temperatura de referencia



$K_R$  = constante de reacción a la temperatura de referencia

$\theta_R$  = coeficiente de temperatura para la constante de remoción

Igualando los tiempos de retención hidráulica de las ecuaciones (1) y (2) se puede obtener el caudal para un humedal de flujo subsuperficial vertical que se determinará por la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{A_s K_T(y)(n)}{\ln(C_o) - \ln(C_e)} \quad (4)$$

La Tabla 9 contiene el valor de los parámetros de diseño ( $K_R$  y  $\theta_R$ ) para la remoción de DBO en humedales de flujo subsuperficial:

**Tabla 9. Parámetros de Diseño para Humedales de Flujo Subsuperficial**

Variable	Unidad	Remoción de DBO
$K_R$	días <sup>-1</sup>	1.104
$\theta_R$		1.06

Nota: El valor de los parámetros vienen dados para una temperatura de 20°C, adaptado de (Reed et al., 1995).

Patiño & Zhinín (2015) proponen para el cálculo de la porosidad una relación en la cual se hace una ponderación entre la porosidad y la profundidad de cada sustrato:

$$n = (y_x * n_x) / y \quad (5)$$

Siendo:

$y_x$  = profundidad de un tipo de sustrato

$n_x$  = porosidad dependiente del tipo de sustrato

El sustrato está conformado por varias capas de material según el tipo de uso (tratamiento primario o secundario) (Delgadillo et al., 2010). Teniendo como referencia la figura 12:

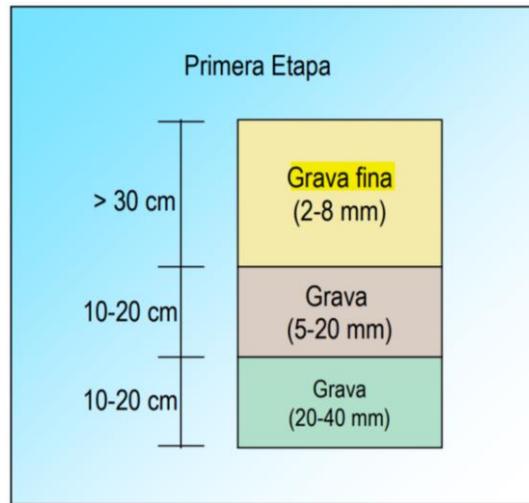


Figura 12. Humedal Subsuperficial de Flujo Vertical

Fuente: (García & Corzo, 2008)

### 3.5.2 Modelo de diseño propuesto por Kadlec and Knight

Este modelo considera la existencia de una limitante en la remoción de contaminantes denominada concentración de fondo ( $C^*$ ), siendo una concentración de un contaminante en el humedal por debajo de la cual es difícil llegar (Kadlec & Wallace, 2009).

En contraste Rabat (2016) indica que al relacionar la concentración de fondo y la constante de remoción de contaminantes dieron lugar a los modelos  $k-C^*$ , que han resultado ser muy efectivos para lograr simulaciones que sean próximas al funcionamiento real de los humedales. Existirán, por tanto, para cada parámetro, unas concentraciones umbral mínimas por debajo de las cuales no es posible mejorar la calidad de las aguas depuradas ( $C^*$ ) (Rabat, 2016, p. 69).

El modelo viene determinado por la siguiente expresión (Kadlec et al., 2000):

$$\frac{(C_o - C^*)}{(C_e - C^*)} = e^{\left(\frac{-K_T}{HLR_A}\right)} \quad (6)$$

Donde:

**HLR<sub>A</sub>**= carga hidráulica nominal, m/año

**K<sub>T</sub>** = constante de primer orden dependiente de la temperatura, m/año



$C^*$  = concentración de fondo (Indica un valor de la concentración por debajo del cual es prácticamente imposible llegar mediante el tratamiento con humedales, ya que la reducción de un contaminante difícilmente puede ser total)

$C_e$  = Concentración del efluente

$C_o$  = Concentración del afluente

Y la superficie necesaria para la remoción de los contaminantes viene dada por la ecuación:

$$A_s = \frac{365 * Q}{K_T} * \ln \frac{(C_o - C^*)}{(C_e - C^*)} \quad (7)$$

Siendo:

$A_s$  = Superficie necesaria para la remoción del contaminante

De igual manera tenemos una  $K_T$ ; constante de primer orden dependiente de la temperatura:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{T-20^\circ\text{C}} \quad (8)$$

En donde  $\theta$ ,  $K_{20}$  y  $C^*$  vienen dados por la Tabla 10:

**Tabla 10.** Valores de  $\theta$ ,  $K_{20}$  y  $C^*$  para humedales de flujo subsuperficial

Parámetro	DBO <sub>5</sub>
$K_{20}$	180
$\theta$	1
$C^*$	$3.05 + 0.053 C_0$

Nota: El valor de los parámetros son para una temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , adaptado de Pidre (2010).

Finalmente tenemos la ecuación para el cálculo del caudal:

$$Q = \frac{A_s * K_T}{365 * \ln \left( \frac{C_o - C^*}{C_e - C^*} \right)} \quad (9)$$



### **3.6 Diseño hidráulico de los humedales de flujo subsuperficial**

La inmensa mayoría de los modelos de diseño que se usan en la actualidad asumen condiciones uniformes de flujo a pistón y que además no existen restricciones para el contacto entre los constituyentes del agua residual y los organismos responsables del tratamiento (Rabat, 2016).

En los humedales subsuperficiales este concepto es necesario para asegurar que las condiciones de flujo subsuperficial se mantengan en circunstancias normales durante todo el periodo de funcionamiento del sistema. Esto solo es posible a través de un cuidadoso diseño hidráulico y métodos constructivos apropiados (Lara, 1999).

La mejor solución referente de construcción, es proveer al humedal de un fondo con una pendiente suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel del agua (Crites et al., 2006).

#### ***3.6.1 Ley de Darcy para el flujo a través de medios porosos***

La ley de Darcy, describe el régimen de flujo en un medio poroso que es lo generalmente aceptado para el diseño de humedales subsuperficiales usando suelo y arena como medio del lecho. Este asume condiciones de flujo laminar, pero el flujo turbulento puede darse con grava gruesa cuando el diseño usa un gradiente hidráulico alto (Rabat, 2016).

La ley de Darcy considera que el flujo en el sistema es constante y uniforme, pero en la aplicación práctica la precipitación y evaporación pueden afectar el modelo; además una porosidad desigual o una mala construcción pueden ocasionar cortocircuitos en el flujo (Crites et al., 2006).

No obstante, la ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en humedales subsuperficiales, si (Lara, 1999):

- Se utiliza una grava de tamaño medio o pequeño
- El sistema está bien construido para evitar los cortocircuitos



- El sistema está diseñado para tener una mínima dependencia del gradiente hidráulico en el cual las pérdidas y ganancias del sistema están adecuadamente reconocidas.

### 3.6.2 Diseño hidráulico y comprobación de la ley de Darcy para el humedal de flujo horizontal

Para el caso del humedal de flujo horizontal la ley de Darcy viene definida por la siguiente expresión:

$$v = \frac{Q}{A_c} \quad (10)$$

Donde:

$A_c$  = área de la sección perpendicular al flujo, ( $m^2$ )

$v$  = velocidad de Darcy, la velocidad aparente del flujo a través de la totalidad del área de la sección transversal del lecho (m/s)

Sánchez (2017) indica que “para estudiar este límite de validez de la ley de Darcy se aplica el número de Reynolds” (p. 7).

$$R = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{v d}{\nu} \quad (11)$$

Donde:

$\rho$  = densidad del fluido ( $Kg/m^3$ )

$d$  = diámetro medio de los granos (m)

$\mu$  = viscosidad dinámica (Pascal.m =  $Kg/(m.s)$ )

$\nu$  = viscosidad cinemática =  $\mu / \rho$  ( $m^2 / s$ )

Para el cálculo de la viscosidad cinemática se tomará los valores de la Tabla 11:

**Tabla 11. Densidad y viscosidad del agua en función de la temperatura**

Temperatura (°C)	Densidad ( $10^3 \text{ Kg/m}^3$ )	Viscosidad dinámica ( $10^{-3} \text{ Kg/(m.s)}$ )	Viscosidad cinemática (centistokes = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )
0	1000	1.002	0.001002
10	999.7	0.997	0.000997
20	999.4	0.994	0.000994
30	999.1	0.991	0.000991
40	998.8	0.988	0.000988
50	998.5	0.985	0.000985
60	998.2	0.982	0.000982
70	997.9	0.979	0.000979
80	997.6	0.976	0.000976
90	997.3	0.973	0.000973
100	997.0	0.970	0.000970



11	0.99968	1.271	1.271
12	0.99958	1.236	1.237
13	0.99946	1.202	1.203
14	0.99933	1.170	1.171
15	0.99919	1.139	1.140

Nota: En la tabla original se establecen los valores  $\mu$  y  $\nu$  para el rango de temperatura entre 0 y 39 °C, adaptado de Sánchez (2017).

No obstante, se indica que la ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en los humedales de flujo subsuperficial, si se cumplen las condiciones dadas por Lara (1999) citadas con anterioridad.

Por lo que:

$$\mathbf{v} = K_s * \mathbf{s} \quad (12)$$

Igualando la ecuación (10) con la ecuación (12), entonces tenemos que:

$$\mathbf{Q} = K_s * A_c * \mathbf{s} \quad (13)$$

Donde:

$\mathbf{Q}$  = caudal promedio a través del humedal,  $\text{m}^3/\text{d}$

$K_s$  = conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular al flujo

$s$  = gradiente hidráulico o pendiente de superficie de agua en el sistema,  $\text{m/m}$

Además, se tiene que el cálculo del gradiente hidráulico será determinado mediante la fórmula:

$$s = \frac{\mathbf{m} * \mathbf{y}}{L} \quad (14)$$

Donde:

$\mathbf{m}$  = pendiente

$\mathbf{y}$  = profundidad del humedal

$L$  = longitud en el sentido del flujo del humedal



Debido a que se realizara el cambio de sustrato en el primer humedal, fue necesario revisar los datos dados por García & Corzo (2008), el cual recomienda valores de conductividad hidráulica dependiendo del tipo de sustrato como se indica en la Tabla 12:

**Tabla 12.** *Ordenes de magnitud de la conductividad hidráulica en función del material granular utilizado como substrato en un humedal de flujo subsuperficial*

<b>Tipo de substrato</b>	<b>Tamaño efectivo <math>D_{10}</math> (mm)</b>	<b>Porosidad (%)</b>	<b>Conductividad hidráulica <math>K_s</math> (<math>m^3/m^2 \cdot d</math>)</b>
<b>Arenas graduadas</b>	2	28-32	100-1000
<b>Arenas gravosas</b>	8	30-35	500-5000
<b>Gravas finas</b>	16	35-38	100-10 000
<b>Gravas medianas</b>	32	36-40	10 000-50 000
<b>Rocas pequeñas</b>	128	38-45	50 000-250 000

Nota: Propiedades físicas del agua adaptado de García & Corzo (2008)

El área de la sección según indica Sánchez (2017) viene a ser el área perpendicular a la dirección del flujo, para lo cual:

$$A_c = y * L_p \quad (15)$$

Siendo  $L_p$  la longitud perpendicular al flujo.

Es complicado conocer el grado de turbulencia del flujo a través de un medio poroso, pero experimentalmente se ha observado que deja de cumplirse la Ley de Darcy (la cual indica que el caudal es linealmente proporcional al gradiente) bajo las siguientes condiciones:

- $R < 1$ ; si se cumple Darcy.
- $R > 10$ ; no se cumple Darcy.
- Cuando  $R$  alcanza un valor que varía entre 1 y 10; el caudal deja de ser linealmente proporcional al gradiente, por lo que puede cumplirse o no. Esa falta de precisión del valor límite será debida a otros factores diferentes del diámetro medio de los granos: heterometría, forma, etc. (Sánchez, 2017).



### 3.6.3 Diseño hidráulico y comprobación de la ley de Darcy para el humedal de flujo vertical

Aunque la ley de Darcy es aplicable tanto para el humedal de flujo vertical como para el humedal de flujo horizontal, en este estudio la conductividad hidráulica aparente solo será calculada para el humedal de flujo vertical, ya que esta es aplicable cuando el flujo del agua es perpendicular al medio filtrante.

El cálculo de la conductividad hidráulica aparente cuando el flujo es perpendicular a las capas se calcula con la siguiente formula (Sánchez, 2017):

$$K_v = \frac{B}{\sum \frac{b_i}{K_i}} \quad (16)$$

Donde:

$K_v$  = conductividad hidráulica vertical equivalente

$K_i$  = conductividad hidráulica de cada una de las capas

$b_i$  = espesor de cada una de las capas

B = espesor total, suma de todos los espesores

### 3.6.4 Limitación de las dimensiones del sistema

Como se hace referencia en el estudio realizado por Dotro et al. (2017), indicando que una vez establecidas las dimensiones del sistema se puede usar la tasa de carga superficial para su comprobación. Por otro lado, Pázan & Trelles (2018) mencionan en climas cálidos los humedales están limitados por la demanda de oxígeno, mientras que para climas fríos están limitados por la carga orgánica, siendo así que la actividad biológica está limitada por la temperatura del suelo y la obstrucción.

Dotro et al. (2017) propone para el cálculo de la tasa de carga contaminante y la tasa de carga hidráulica superficial las siguientes ecuaciones:

$$TCO = \frac{C_o * Q}{A_s} \quad (17)$$



$$TCO = \frac{Q}{A_s} \quad (18)$$

Donde:  $TCO$  = tasa de carga contaminante superficial (g/m<sup>2</sup>.d)

$TCH$  = tasa de carga hidráulica superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d)

$C_o$  = concentración del afluente

$Q$  = caudal de entrada

$A_s$  = área superficial

Finalmente se espera que el dimensionamiento del sistema este dentro de ciertos límites establecidos por diferentes autores:

Kadlec & Wallace (2009), indica que la carga equivalente de DBO en la región de obstrucción en un orificio de tubería en HSSFV es de aproximadamente 0.2 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d.

Hoffmann & Platzer (2009) establecen una relación DQO/DBO de 2:1 dando una tasa de carga orgánica de 0.0125 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d para HSSFV en climas fríos.

En Delgadillo (2010) se propone para HSSFV un intervalo de carga hidráulica y orgánica entre 0.4-0.6 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d y 0.0025-0.01 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d y para HSSFH un intervalo de carga hidráulica y orgánica entre 0.1-0.2 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d y 0.003-0.0075 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d respectivamente.

Dotro et al. (2017) establece una tasa de carga orgánica para el modelo P-K-C\* (modelo de flujo pistón que considera la constante cinética de remoción y la concentración de fondo) igual a 0.0047 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d para HSSFH.

Vymazal (2018) indica una carga de 0.00188 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d para HSSFV.

Pázan & Trelles (2018) en base a recopilación de información de un número significativo de humedales, definieron tasas hidráulicas de aplicación de hasta 0.82 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d para HSSFV y 1.18 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d para HSSFH.

En el estudio de Pidre (2010) indica que en HSSFV se alcanzan mayores tasas de aplicación que en los HSSFH con valores entre 0.02 y 0.04 Kg DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d cuando la alimentación se efectúa de

forma intermitente permitiendo tiempos de retención hidráulica de tan solo horas. Por otro lado, establece un rango de carga orgánica superficial en función de los valores medios de concentración en el efluente para un HSSFV, como se muestra en la Tabla 13:

**Tabla 13. Rangos aplicados de carga y valores medios de la concentración en el efluente**

Rango (Kg DBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d)	Valor medio (mg DBO <sub>5</sub> /l)
2 – 4	6
4 – 6	14
6 – 8	22
8 – 10	23
10 – 12	30
12 – 14	32
14 – 17	35
17 – 23	38

Nota: El coeficiente de correlación lineal entre la concentración de salida y la carga orgánica es igual a  $R^2 = 0.9456$ , adaptado de Pidre (2010).

### **3.7 Determinación de los parámetros constructivos para el diseño del humedal vertical**

Para el HSSFV es necesario señalar que se realizará el cambio de sustrato, además se requerirá de un nuevo diseño y disposición del sistema de tuberías que serán analizados en los siguientes apartados.

#### **3.7.1 Rediseño del sistema de tuberías del humedal vertical**

De acuerdo a lo recomendado en García et al. (2019) es necesario al menos una tubería de aereación por cada 4 m<sup>2</sup>, por otro lado en Stefanakis et al. (2014) se indica que para mejorar la aereación una serie de tuberías verticales perforadas deben ser conectadas a las tuberías de drenaje; las cuales se extienden a lo largo de las distintas capas del medio filtrante desde el fondo hasta 1 m sobre la superficie de la cama para que no sean saturadas conforme incrementa la formación de la capa de lodo residual permitiendo también la aereación del medio y la deshidratación del lodo. Para el presente estudio se necesita un total de 100 tuberías para cubrir toda el área del humedal.



Dichas tuberías tienen como función airear el lecho de manera que mejora los procesos de degradación aeróbica y la nitrificación (Patiño & Zhinín, 2015).

El caudal utilizado para el diseño de tuberías será el que permita alcanzar una concentración en el efluente que cumpla con los límites establecidos por la normativa vigente. La siguiente ecuación propuesta fue utilizada para el cálculo del diámetro en tuberías circulares:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * v}} \quad (19)$$

En donde:

D = diámetro de la tubería

v = velocidad del agua

En Villar et al. (2015) se propone velocidades de 0.7 m/s para la tubería de alimentación y 0.3 m/s para la tubería de distribución; de igual manera indica que el diámetro de la tubería de drenaje es el mismo que para la tubería de alimentación. Por otro lado, no es recomendable establecer valores menores a 0.3 m/s para prevenir la sedimentación de las partículas y como valores máximos de 3 a 5 m/s para no erosionar las paredes de las tuberías, sin embargo en la práctica no se tiende a llegar a dichos valores, con mínimos y máximos entre 0.5 m/s y de 2.1 a 2.5 m/s respectivamente (CONAGUA, 2015). Por otro lado, se debe considerar que las tuberías deben funcionar como máximo con una altura de agua del 70 – 75% del diámetro de la tubería para que el flujo sea en lámina libre. La velocidad de circulación se recomienda no sea superior a 1 m/s porque de ella depende los diámetros de la tubería (García & Corzo, 2008).

Para el cálculo de la perdida de carga en el sistema de tuberías se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach a la cual se le ha sumado las perdidas por accesorios:

$$h_L = \left( \frac{f(L + L_e)}{D} \right) \left( \frac{v^2}{2g} \right) \quad (20)$$

En donde:

$h_L$  = pérdida de carga o energía

$f$  = coeficiente de fricción

$L$  = longitud del sistema de tuberías

$L_e$  = longitud equivalente en metros de tubería (perdida por accesorios)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

Para determinar el coeficiente de fricción se debe calcular la rugosidad relativa con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{D} \quad (21)$$

En donde  $\varepsilon$  es la rugosidad absoluta que depende del material, para lo cual en Uribe (2012) se indica un valor de 0.0015 mm para tuberías de PVC. Por otro lado, el diagrama de Moody relaciona el número de Reynolds con la rugosidad relativa como se muestra en la figura 13:

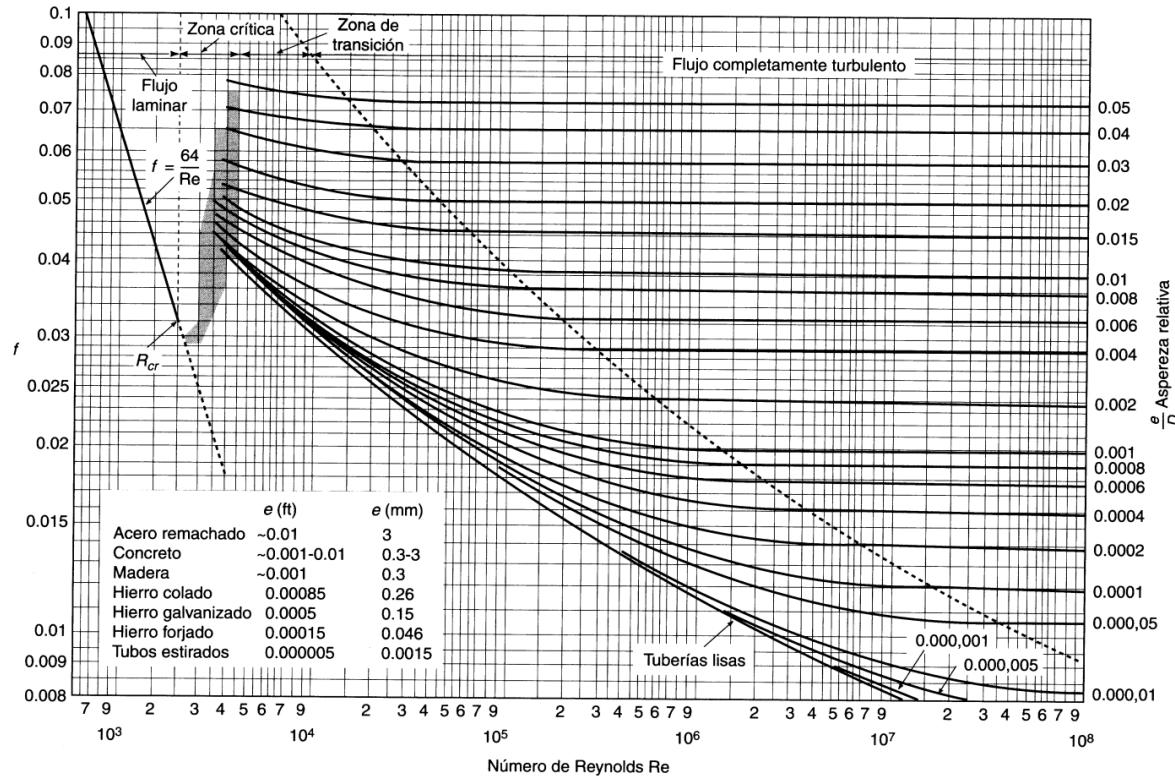


Figura 13. Diagrama de Moody

Fuente: (Uribe, 2012)



Además, Uribe (2012) menciona que el número de Reynolds se considera laminar si es menor a 2000, transitorio entre 2000 – 4000 y turbulento si es mayor a 4000.

Villar et al. (2015) indica las siguientes ecuaciones para el determinar el gasto en cada orificio y el gasto total como se muestra a continuación:

$$q_o = \alpha A_o \sqrt{2gh} \quad (22)$$

Donde:

$q_o$  = gasto del orificio

$\alpha$  = coeficiente de gasto (0.6)

$A_o$  = área del orificio

$h$  = Pérdidas, para el último orificio es el diámetro de la tubería y para el primero es la suma del diámetro de la tubería y las pérdidas de la tubería de distribución.

$$q_T = q_o N_o N_T \quad (23)$$

Donde:

$q_T$  = gasto total

$N_o$  = número de orificios por tubo

$N_T$  = número de tubos por celda

Para lo cual se indica que es necesario variar el diámetro de los orificios en función del gasto para evitar que en la primera mitad del lecho se distribuya mayor cantidad de agua residual, además el gasto total de los orificios debe ser menor que el caudal suministrado al humedal para que la tubería se mantenga llena y el agua residual pueda distribuirse por todos los orificios (Villar et al., 2015).

### 3.7.2 Cambio de sustrato en el humedal vertical

Primero se realizará la remoción, transporte y la correcta disposición final del sustrato que se encuentra presente actualmente en la PTAR, el cual será remplazado por 3 distintos tipos de grava,



cuya granulometría se especifica en posteriores apartados. Considerando que para el análisis de ingeniería económica se analizará la base de precios unitarios que ETAPA dispone.

### ***3.7.3 Cambio de vegetación en el humedal de flujo vertical***

En el HSSFV se realizará el cambio de la especie totora a papiro tomando en consideración las conclusiones realizadas por Patiño & Zhinín (2015) indicando que el papiro (*Cyperus papyrus*) presenta mejores porcentajes de remoción de  $DBO_5$  que el carrizo (*Phragmites australis*), ya que el mismo presenta en sus tallos una estructura porosa, además en el papiro no se desarrollan raíces profundas y forman una especie de redes lo que garantiza una mayor cobertura de área radicular que a su vez permite una mayor oxigenación del sistema. Por otro lado, García et al. (2019) recomienda una densidad de plantación tanto para el carrizo como para el papiro de 4 plantas por metro cuadrado con lo cual el número total de plantas necesarias para el HSSFV será de 1596, las mismas que serán obtenidas de viveros ubicados cerca de la zona de estudio.

## **3.8 Determinación de los parámetros constructivos para el diseño del humedal horizontal**

Sperling (2007) establece porcentajes de remoción en  $DBO_5$  para tratamientos secundarios en general entre 60-99% y para humedales con concentraciones en sus efluentes entre 30-70 mg/l se tiene entre el 80-90% de remoción. Por último, Salas (2007) establece porcentajes de remoción de  $DBO_5$  en humedales de flujo subsuperficial de manera general entre 80-90%. Por lo que el porcentaje de remoción para este caso será del 85% ya que la eficiencia de los humedales artificiales disminuye con el tiempo.

### ***3.8.1 Cambio del sistema de tuberías del HSSFH***

Este humedal recibirá el caudal del cajón de salida que recibe el agua residual del HSSFV, para lo cual se utilizarán las mismas ecuaciones utilizadas para el diseño del HSSFV. Teniendo en consideración que no se realizará un cambio en cuanto al sentido del flujo por lo que la tubería de distribución para este humedal estará en la misma posición que en su actual diseño.



### **3.8.2 Cambio de sustrato en el humedal horizontal**

De igual manera se necesitará la remoción, transporte y la correcta disposición final del sustrato que se encuentra presente actualmente en la PTAR, el cual será remplazado por 2 tipos de grava con granulometría definida que también será indicada en los posteriores apartados.

### **3.8.3 Mantenimiento de la vegetación en el humedal de flujo horizontal**

Once & Ruiz (2014) indican que los humedales artificiales de la PTAR operan con plantas acuáticas (totoras) y Salazar & Sánchez (2015) mencionan que las mismas son típicas de regiones con climas fríos por lo que para el HSSFH no se realizará un cambio de especie, además es necesario señalar a la poda periódica como una medida de mantenimiento. Por otro lado, García & Corzo (2008) indicaron que se obtienen buenos resultados con plantaciones monoespecíficas de carrizo (*Phragmites australis*), espadaña (*Typha latifolia* o *T. angustifolia*) o juncos (*Scirpus lacustris*) con densidades de plantación de 3 por m<sup>2</sup>.

Sin embargo, hay que mencionar que en la visita realizada no se pudo observar la vegetación mencionada en Once & Ruiz (2014), como se puede observar en el anexo 2. Para lo cual se recomienda realizar una nueva siembra con totora con una densidad de 4 plantas por metro cuadrado, con lo que será necesario un total de 1596 plantas al igual que en el humedal vertical.

## **3.9 Configuración del humedal híbrido**

Cuando se utiliza la combinación de distintos tipos de humedales tanto de flujo superficial como de flujo subsuperficial en un mismo sistema compacto se denomina humedal híbrido, los cuales permiten mejorar la eficiencia en la remoción de contaminantes aeróbica y anaeróbicamente (Estrada, 2010). Aunque existe una gran variedad de configuraciones dependiendo del área disponible, así como de los requerimientos del agua tratada. Entre las posibles configuraciones que se han venido realizando se pueden citar los siguientes trabajos:



- Tejeda et al. (2015) Propone 3 configuraciones de humedales híbridos para la remoción de carbamazepina.
- El-Hamouri (2012) Propone la configuración HSSFV -HSSFH- HSSFV para el tratamiento de agua residual de una pequeña comunidad en Marruecos, para un caudal de entrada de  $12 \text{ m}^3/\text{d}$ .
- Ayaz (2015) indica el tratamiento para dos pequeñas comunidades, en las cuales se indica un pretratamiento anaeróbico seguido por 3 HSSFH en paralelo seguido de 4 HSSVF en paralelo para la primera comunidad y para la segunda comunidad establece 3 HSSFH en paralelo seguido de 2 HSSVF de igual manera en paralelo.
- Kato & Inoue (2013) establecen un tanque séptico seguido por una configuración con la siguiente secuencia HSSVF (aeróbico) – HSSVF (aeróbico con recirculación) – HSSFH (anaeróbico) y finalmente un HSSVF (aeróbico).
- Masi & Martinuzzi (2007) menciona que la una combinación de un sistema híbrido HSSFH – HSSFV ofrece la ventaja de obtener altos rendimientos con una baja necesidad de área superficial.
- Zhang et. al (2014) establece que en los HSSFV se pretende remover la materia orgánica, los sólidos en suspensión y proveer la nitrificación, mientras la desnitrificación y además la remoción de materia orgánica y sólidos en suspensión ocurre en los HSSFH.
- Por otro lado, Kadlec & Wallace (2009) establece que actualmente, la mayoría de sistemas incluye comúnmente la configuración dada por células con HSSFV seguida por un HSSFH.
- Finalmente Vymazal (2019) resalta que la combinación HSSFV- HSSFH ha sido utilizada exclusivamente para el tratamiento de aguas residuales hasta ahora.

Hay que aclarar que a partir de las unidades existentes se va a diseñar el sistema humedales vertical-horizontal recomendación dada por (F. García, comunicación personal, 4 de Junio de 2020), tomando en consideración de igual manera a los casos citados anteriormente sobre la configuración de humedales híbridos, también es necesario indicar que los mismos van a trabajar



en serie por lo que el caudal de entrada será menor al caudal que se ha venido tratando, tomando en consideración que actualmente se puede regular el caudal de ingreso a la PTAR.

### 3.10 Análisis de ingeniería económica

Según indica Sperling (2007), el costo del tratamiento varía con las características del agua residual, el proceso de tratamiento, los criterios de diseño, las condiciones locales y el salario en la localidad, materiales, tierra y energía. Para lo cual el valor estimado debe incluir:

El costo de implementación: construcción, compra de tierra, costos del proyecto y supervisión, impuestos legales e intereses de préstamos durante el periodo de construcción.

El costo anual: Intereses de los préstamos, pago anual por recuperación del capital, depreciación y seguro de las obras, operación y mantenimiento.

En Yunga (2019) se indica que el costo de operación y mantenimiento viene dado por:

$$CO\&M = m * \$m \quad (24)$$

En donde:

$m$  = número de mantenimientos en el año

$\$m$  = valor del costo por un mantenimiento dado

Con lo cual el costo total de la implementación de una medida se define por:

$$CT = CI + CO\&M \quad (25)$$

Donde:

$CT$  = costo total

$CI$  = costo de inversión

$CO\&M$  = costo de operación y mantenimiento



De igual manera en Yunga (2019) se define al valor presente de un flujo de efectivo con la siguiente expresión:

$$VA = \sum_{t=0}^n \frac{CO\&M_n}{(1+d)^n} \quad (26)$$

Donde:

VA = valor actual del flujo de costos

d = tasa de descuento

n = tiempo remanente del proyecto

Además, se menciona que el costo de la implementación de la medida debe acoplarse al periodo de tiempo en el que acontece, con lo que CO&M debe descontarse en términos de valor presente.

Para lo cual se propone la siguiente ecuación:

$$CAE = \frac{VA(1+d)^n i}{(1+d)^n - 1} \quad (27)$$

Donde:

CAE = costo anual equivalente (calculado la anualidad del valor actual de los costos)

Además, en la Tabla 14 se presentan datos recolectados y analizados por Yunga (2019) en donde se pueden observar distintas variables a considerar para poder realizar un adecuado análisis económico, por otro lado se ha realizado un análisis de los principales costos de operación y mantenimiento que han venido siendo generados por la PTAR de Churuguzo desde al año 2015 al año 2017:

**Tabla 14.** Costos generados y proyectados por la PTAR de Churuguzo

Parámetros	Unidad	Valor	Descripción
Periodo de diseño	años	22	
Tiempo de operatividad	años	16	
Vida útil remanente	años	6	



---

<b>Costo total por mantenimiento</b>	\$	112.67	Supervisor/chofer = 4.5; trabajadores = 48.45; transporte de lodos = 50.70; insumos = 3.38; combustible = 4.5
<b>Promedio del número de mantenimientos 2015-2017</b>		52	
<b>Promedio del costo por mantenimiento 2015-2017</b>	\$	112.66	
<b>Promedio del costo anual por mantenimiento 2015-2017</b>	\$	5,989.5	
<b>Costo anual para el 2018 por m<sup>3</sup></b>	\$	1.82	
<b>Número de mantenimientos proyectados<sup>a</sup></b>		27	
<b>VA O&amp;M<sup>b</sup></b>	\$	10,924.52	
<b>CAE O&amp;M<sup>c</sup></b>	\$	1,901.03	
<b>Costo por mantenimiento<sup>d</sup></b>	\$	10.67	
<b>Número de mantenimientos mensuales<sup>e</sup></b>		2	

---

Nota:<sup>a,b,c,d,e</sup> Valor proyectado para el último año del tiempo de vida útil remanente (año 2026) en caso que se dé la reparación de los sistemas existentes. Se utilizó un porcentaje de crecimiento anual en sus mantenimientos de 12%.

VA: valor actual neto. Adaptado de Yunga (2019).

Por otro lado, en la Tabla 15 se puede observar la proyección en el número de mantenimientos que dispone ETAPA desde el año 2015 hasta el año 2040, lo que permitirá predecir el número de mantenimientos anuales futuros, así como los respectivos gastos que se deberán realizar.

**Tabla 15. Mantenimientos proyectados dependiente del tiempo de operatividad remanente de una PTAR**

Año	Número de mantenimientos	Porcentaje de crecimiento	Porcentaje promedio anual usado
2015	26		
2016	28	8%	
2017	38	35%	



2018	43	12%	
2019	49	14%	
2020	55	12%	
2021	61	11%	
2022	67	10%	15%
2023	73	9%	
2024	79	8%	
2025	85	8%	
2026	91	7%	12%
2027	97	7%	
2028	103	6%	11%
2029	109	6%	
2030	115	6%	
2031	121	5%	
2032	127	5%	10%
2033	133	5%	
2034	139	5%	
2035	145	4%	
2036	151	4%	
2037	157	4%	
2038	163	4%	8%
2039	169	4%	
2040	175	4%	7%

Nota: Para obtener el número de mantenimientos proyectados se usó un porcentaje de crecimiento anual diferente, que dependió del tiempo de operatividad remanente de cada planta. Así, para sistemas con tiempos de operatividad remanente de 5, 9, 11, 15 y 20 años se utilizó un porcentaje de crecimiento anual en sus mantenimientos de 15%, 12%, 11%, 10% y 8% respectivamente. Adaptado de Yunga (2019).

## CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIONES

### 4.1 Cálculo del caudal para la remoción de DBO<sub>5</sub> en el HSSFV por el método de Reed

Este humedal funcionará como tratamiento secundario ya que el afluente proviene de un pozo séptico. Para lo cual se estableció una capa superficial de 40 cm de profundidad conformada por arenas gravosas de 8 mm de diámetro; una capa intermedia de 20 cm conformada por gravas finas de 16 mm de diámetro y como capa de drenaje se colocará grava mediana de 32 mm con una profundidad de 20 cm. La figura 14 muestra la disposición de las distintas capas:

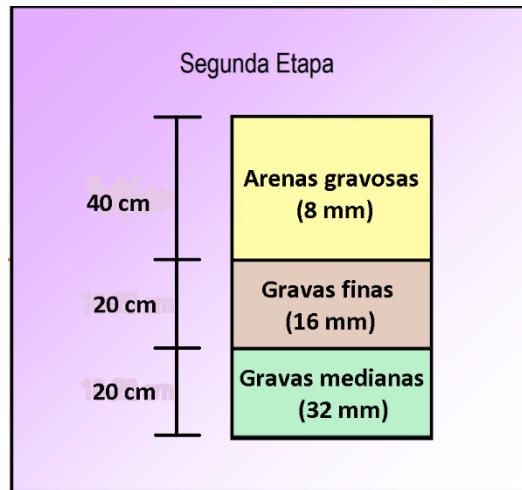


Figura 14. Disposición del sustrato en el Humedal Subsuperficial de Flujo Vertical

Fuente: Elaboración propia

Para la capa superficial se estableció una porosidad de 0.3 obteniendo una conductividad hidráulica de  $500 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ , para la capa intermedia se determinó una porosidad de 0.35 con una conductividad hidráulica de  $1000 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$  y para la capa de drenaje una porosidad de 0.36 con una conductividad hidráulica de  $10000 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ , considerando que para cada capa se estableció las porosidades mínimas y por interpolación sus respectivos valores de conductividad según indica la Tabla 12, para lo cual la porosidad ponderada fue calculada con la ecuación (5):

$$n = \frac{0.4 * 0.3 + 0.2 * 0.35 + 0.2 * 0.36}{0.8} = 0.328$$

Como se indicó en la Tabla 4 la temperatura promedio del agua es de  $14.63^\circ\text{C}$ , tomando para las variables  $K_R$  y  $\theta_R$  los valores indicados en la Tabla 9, que corresponden a una temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , la constante de reacción seria calculada con la ecuación (3):

$$K_T = 1.104 * 1.06^{14.63-20}$$

$$K_T = 0.8074$$



Se consideró la concentración de DBO del afluente a la PTAR igual a 408.92 mg/l. Se estableció un porcentaje de remoción del 5% de DBO en sedimentadores como se indica en la tabla 5.6 de Tchobanoglous et al. (1991) y la tabla 5.2 de Romero (1999). Para lo cual se calculó el valor del efluente al sedimentador con la siguiente relación:

$$C_e \text{ sedimentador} = 408.92 - \frac{408.92 * 5}{100} = 388.471 \text{ mg/l}$$

El pozo séptico se consideró como tratamiento primario, con porcentajes de remoción de DBO entre un 30 a 40%, según se indica en la tabla 5.6 de Tchobanoglous et al. (1991), entre un 25 a 40% en Sperling (2007) y entre 30 a 50% en Salazar & Sánchez (2015). Según lo antes mencionado se consideró un 35%, considerando la concentración del afluente al pozo séptico como la concentración del efluente del sedimentador:

$$C_e \text{ pozo séptico} = 388.471 - \frac{388.471 * 35}{100} = 252.506 \text{ mg/l}$$

A partir de los valores de la concentración afluente al HSSFV, se procedió a determinar el caudal en función del área superficial construida actualmente. A partir de la ecuación (4) se realizó el cálculo del caudal necesario para alcanzar una remoción del 85% que es el promedio citado en bibliografía:

$$C_e \text{ HSSFV} = 252.506 - \frac{252.506 * 85}{100} = 37.87 \text{ mg/l}$$

$$Q = \frac{399 * 0.8074 * 0.8 * 0.328}{In(252.506) - In(37.87)} = 44.489 \text{ m}^3/\text{d} * \frac{1000}{86400} = 0.515 \text{ l/s}$$

En cuanto a los porcentajes de remoción de  $DBO_5$ , en Estrada (2010) se indica que si los HSSFV están bien construidos y diseñados se pueden alcanzar porcentajes de hasta 94%. Por otro lado,



García & Corzo (2008) indica que para humedales verticales y horizontales se tiene porcentajes de remoción entre 75-95%.

Por último, el tiempo de retención hidráulico se calculó con la ecuación (2):

$$t = \frac{28.5 * 14 * 0.8 * 0.328}{44.489} = 2.35 \text{ d}^{-1}$$

El tiempo de retención hidráulico calculado está dentro del rango establecido para una temperatura entre 15 y 20 °C según indica (Montiel, 2014).

#### **4.2 Cálculo de la concentración afluente al HSSFH por el método de Kadlec and Knight**

Este método es aplicable al HSSFH, ya que al mantenerse el mismo sustrato se tendrá un valor de concentración de fondo debido a la acumulación de contaminantes en el lecho del humedal durante el tiempo de operación del mismo.

El efluente del HSSFV vendría a ser el afluente del HSSFH para lo cual en el método de Kadlec and Knight se debe calcular la concentración de fondo con la relación expresada en la Tabla 10 como se indica a continuación:

$$C^* = 3.05 + 0.053 * 37.87 = 5,507 \text{ mg/l}$$

De igual manera se procede a calcular la constante de primer orden dependiente de la temperatura del agua para un valor predeterminado de 20 °C en función de los valores indicados en la Tabla 10 para las variables  $\theta$  y  $K_{20}$ :

$$K_T = 180(1)^{14.63-20^{\circ}\text{C}} = 180$$

Finalmente, con todos los datos obtenidos y considerando que el caudal de salida del HSSFV será el mismo en la entrada al HSSFH, despejando  $C_e$  de la ecuación (6) se procedió a determinar la concentración del efluente en el HSSFH y el porcentaje de remoción:



$$C_e \text{ HSSFH} = \frac{37.87 - 5.507}{\frac{180*399}{e365*44.489}} + 5.507 = 5.896 \text{ mg/l}$$

$$\text{Porcentaje de remoción en el HSSFH} = \frac{100 * 37.87 - 5.896}{37.87} = 84.434\%$$

Sperling (2007) estableció porcentajes remoción de  $\text{DBO}_5$  para tratamiento secundario entre 60-99% y para humedales con concentraciones en sus efluentes entre 30-70 mg/l si se tiene entre el 80-90% de remoción.

El tiempo de retención hidráulica para este humedal fue calculado con la ecuación (2):

$$t = \frac{28.5 * 14 * 0.7 * 0.35}{44.489} = 2.197 \text{ d}^{-1}$$

#### 4.3 Resultados del diseño hidráulico y el número de Reynolds para el humedal de flujo vertical

Reemplazando los datos establecidos para el HSSFV en la Tabla 12 se procedió al cálculo de la conductividad hidráulica equivalente a través de la ecuación (16):

$$K_v = \frac{0.4 + 0.2 + 0.2}{\frac{0.4}{500} + \frac{0.2}{1000} + \frac{0.2}{10000}} = 784.314 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

De igual manera la longitud a través de la que se dirige el flujo va a ser igual al ancho del humedal, para lo cual el gradiente hidráulico será calculado con la ecuación (14):

$$s = \frac{0.03 * 0.8}{14} = 0.00171$$

Reemplazando los términos se procedió a determinar el caudal con la ecuación (13):

$$Q_i = 399 * 784.314 * 0.00171 = 536.47 \text{ m}^3/\text{d} = 0.0062 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al calcular la velocidad de Darcy con la ecuación (12) tenemos:

$$v = \frac{0.0062}{399} = 1.556 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$



De igual manera la viscosidad cinemática del agua es la misma que para el HSSFH, para lo cual el número de Reynolds para la capa con arenas gravosas de 8 mm fue calculado con la ecuación (11):

$$R = \frac{1.556 \times 10^{-5} * 0.008}{1.151 \times 10^{-6}} = 0.108$$

El número de Reynolds para la capa con gravas finas de 16 mm fue:

$$R = \frac{1.556 \times 10^{-5} * 0.016}{1.151 \times 10^{-6}} = 0.216$$

El número de Reynolds para la capa con gravas medianas de 32mm fue:

$$R = \frac{1.556 \times 10^{-5} * 0.032}{1.151 \times 10^{-6}} = 0.432$$

Considerando que para cada sustrato si se cumple la ley de Darcy ya que en todos los casos el número de Reynolds es menor a uno.

#### **4.4 Resultados del diseño hidráulico y el número de Reynolds para el humedal de flujo horizontal**

La conductividad hidráulica para el humedal de flujo horizontal fue establecida en función de una porosidad de 0.35, sin embargo, este último valor es válido tanto para arenas gravosas y gravas finas como se indicó en la Tabla 12, por lo que según los valores más comunes citados en bibliografía se estableció el valor de conductividad hidráulica de  $5000 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$  para gravas de 20 mm de diámetro y una conductividad hidráulica de  $50000 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$  para gravas de 60 mm de diámetro.

Considerando que la pendiente está ubicada a lo largo del ancho del humedal y (L) debe ser la longitud en sentido del flujo; con lo cual se calculó el gradiente hidráulico como se indica a continuación:

$$s = \frac{0.03 * 0.7}{14} = 0.0015$$



Reemplazando tenemos el área transversal:

$$A_c = 0.7 * 28.5 = 19.95 \text{ m}^2$$

Para el HSSFH, Once & Ruiz (2014) indicaron que la mayor parte el humedal está compuesto por gravas sin especificar su diámetro, sin embargo, Salazar & Sánchez (2015) recomiendan la colocación de gravas de 20 mm de diámetro, la misma que se usó en el presente trabajo. Aplicando la ecuación propuesta por Darcy se tiene:

$$Q = 5000 * 19.95 * 0.0015 = 149.625 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} * \frac{1}{86400} = 0.00173 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad de Darcy fue igual a:

$$v = \frac{0.00173}{19.95} = 8.681 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

Dado que la temperatura del agua fue de 14.63 °C se iteró el valor de la Tabla 11 teniendo que la viscosidad cinemática es igual a  $1.15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Aplicando la ecuación (11) para el cálculo del número de Reynolds se obtiene:

$$R = \frac{8.681 \times 10^{-5} * 0.02}{1.151 \times 10^{-6}} = 1.507$$

El valor de 1.507 indica que la ley de Darcy puede cumplirse o no, sin embargo, hay que tomar en consideración que la conductividad hidráulica aparente no es aplicable para el HSSFH ya que la ecuación (16) es aplicable cuando las capas del medio a través del que fluye el agua están superpuestas en sentido vertical

#### **4.5 Limitación de las dimensiones del humedal de flujo vertical y horizontal**

En Rabat (2016) se indica que el contaminante que necesite mayor área para su remoción será el factor limitante en el diseño que controlará el tamaño del humedal, para lo cual en el presente trabajo el caudal necesario para la remoción de  $\text{DBO}_5$  en el HSSFV vendría a ser el principal factor limitante, además, las ecuaciones tanto de Reed como de Kadlec and Knight establecen una



relación directa del área superficial con el caudal, como consecuencia, la remoción de  $DBO_5$  en este estudio controlará el caudal del sistema ya que el área va a ser constante.

Dadas las referencias citadas en el aparatado anterior se procede al cálculo de la tasa de carga orgánica e hidráulica en el HSSFV calculadas con las ecuaciones (17) y (18) respectivamente, para lo cual se tomó en consideración la concentración del afluente al humedal:

$$252.5 \frac{mg}{l} * \frac{1000}{1000000} = 0.2525 \text{ Kg/m}^3$$

$$TCO = \frac{0.2525 * 44.489}{399} = 0.0282 \text{ Kg}DBO_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

El valor encontrado se encuentra fuera del rango establecido por (Delgadillo, 2010) y por Vymazal (2018).

La tasa de carga hidráulica en función del caudal determinado para la remoción de  $DBO_5$  y en función del caudal determinado por la Ley de Darcy para el diseño hidráulico que es dependiente de la conductividad hidráulica para el HSSFV se muestran a continuación:

$$TCH_{DBO5} = \frac{44.489}{399} = 0.112 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$TCH_{Darcy} = \frac{536.47}{399} = 1.345 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

Con lo cual, se comprueba que la TCH determinada en el diseño hidráulico es mayor al rango establecido, mientras que la TCH determinada para la remoción de  $DBO_5$  se encuentra debajo de lo propuesto en (Delgadillo, 2010) y en (Pázan & Trelles, 2018).

De igual manera para el HSSFH se procedió al cálculo de la tasa de carga orgánica e hidráulica como se muestra a continuación:

$$37.87 \frac{mg}{l} * \frac{1000}{1000000} = 0.03787 \text{ Kg/m}^3$$



$$TCO = \frac{0.03787 * 44.489}{399} = 0.00422 \text{ KgDBO}_5/\text{m}^3.\text{d}$$

La tasa de carga orgánica para este sistema si se encuentra dentro del rango dado en (Delgadillo, 2010). Ya que la concentración de entrada del contaminante para este humedal es mucho menor, debido a la remoción de  $\text{DBO}_5$  producida en el HSSFV.

Finalmente, las tasas de carga hidráulica para el HSSFH serán:

$$TCH_{DBO5} = \frac{44.489}{399} = 0.112 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

$$TCH_{Darcy} = \frac{149.625}{399} = 0.375 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Con lo cual se determina que el valor de la TCH para la remoción de  $\text{DBO}_5$  está dentro del rango, mientras que la TCH determinada para el diseño hidráulico esta fuera del rango establecido por (Delgadillo, 2010). Finalmente se puede observar que ambos valores están por debajo de lo establecido en (Pázan & Trelles, 2018).

Finalmente es necesario señalar que en el presente estudio los valores calculados desde el apartado 4.1 al 4.5 son principalmente un ejemplo del procedimiento de cálculo y que sirven como referencia para entender el cálculo de los valores que se presentarán en el apartado 4.6, además estos valores fueron determinados en función de un porcentaje de remoción teórico que viene dado por la bibliografía citada.

#### 4.6 Criterios de operación y mantenimiento

Con el fin de alargar la vida útil de la PTAR no solo se debe realizar el cambio, remplazo y adición de nuevos insumos y estructuras, también se debe tomar en consideración que una vez implementado el sistema este debe ser operado bajo ciertos parámetros entre los cuales se pueden considerar el caudal de entrada, tiempos de retención hidráulica, carga orgánica e hidráulica,

periodo de limpieza de tuberías, recolección de lodos, poda de plantas, nivel de agua en los humedales, olores, vectores, etc.

#### **4.6.1 Parámetros de operación propuestos**

En los muestreos realizados por ETAPA se han recolectado información de varios parámetros adicionales a la  $DBO_5$ , de igual manera en Zhang et al. (2013) se establecen varios parámetros a medir cuando una PTAR está en funcionamiento, entre los principales están la carga de sólidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno amoniacal, nitrógeno total, fósforo, etc.

Con la finalidad de alargar la vida útil de la PTAR y el cumplimiento con la normativa ambiental vigente, es necesario determinar un rango de caudales de operación que están en función de distintos porcentajes de remoción como se presenta en la Tabla 16. Siendo necesario señalar que el caudal de operación es el mismo para el ambos humedales, por tanto para el HSSFH se calculó su porcentaje de remoción en función del caudal.

En la tabla 16 se puede observar que existe un punto a partir del cual el porcentaje de remoción en el HSSFH comienza a disminuir, el mismo que se encuentra cuando en el HSSFV se alcanzan porcentajes de remoción entre el 80 y 85%:

**Tabla 16. Caudal a tratar en función de la concentración y porcentaje de remoción de  $DBO_5$  en los humedales**

Porcentaje de remoción propuesto en el HSSFV (%)	Caudal a tratar en los humedales (l/s)	Concentración efluente del HSSFV y afluente al HSSFH (mg/l)	Concentración efluente al HSSFH (mg/l)	Porcentaje de remoción en el HSSFH (%)
40.00	1.91	151.50	54.07	64.31
45.00	1.63	138.88	42.63	69.31
50.00	1.41	126.25	33.25	73.66
55.00	1.22	113.63	25.70	77.38

60.00	1.07	101.00	19.74	80.46
65.00	0.93	88.38	15.12	82.89
70.00	0.81	75.75	11.64	84.64
75.00	0.70	63.13	9.07	85.64
80.00	0.61	50.50	7.22	85.71
85.00	0.51	37.88	5.90	84.43
90.00	0.42	25.25	4.93	80.46
95.00	0.33	12.63	4.18	66.92

Nota: El porcentaje de remoción para el HSSFV viene preestablecido de acuerdo a fines del presente estudio. Los porcentajes de remoción para el HSSFH son dependientes del caudal a tratar. Elaboración propia.

A partir de la anterior tabla se procedió a realizar una gráfica determinando de forma explícita que cuando el HSSFV alcanza un 80 % de remoción el porcentaje de remoción en el HSSFH comienza a disminuir, como consecuencia de la disminución en la concentración de entrada del agua residual, para lo cual se realizó la agrupación de los datos obtenidos en cuanto a los porcentajes de remoción del HSSFH en el eje de las ordenadas y el porcentaje de remoción para el HSSFV en el eje de las abscisas a través de una tabla de Excel como se muestra en la figura 15:

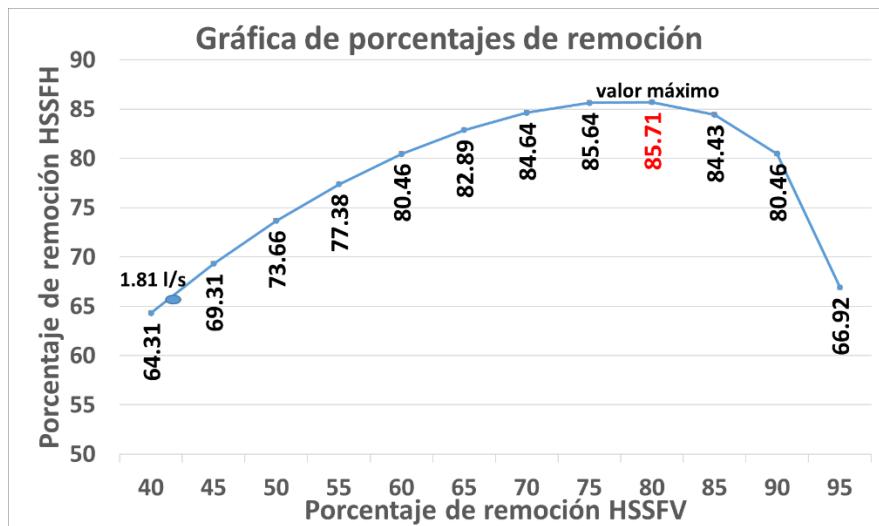


Figura 15. Correlación en el porcentaje de remoción para el HSSFV y HSSFH

Fuente: Elaboración propia.

Para calcular el caudal teórico máximo necesario que permita una concentración en el efluente de 50 mg/l como establece la normativa ecuatoriana se realizó una interpolación entre el caudal de



1.63 y 1.91 l/s dando como resultado un valor igual a 1.81 l/s. Siendo necesario un porcentaje mínimo de remoción del 41.78% en el HSSFV y del 67.52% para el HSSFH como se observó en el punto azul de la figura 15, sin embargo se estableció un rango de error de  $\pm 10\%$  debido a que el caudal de operación se puede ver influenciado por otros factores como la época del año, clima, el día, etc, siendo uno de los principales factores a tomar en consideración los días en los que las industria de lácteos tiene mayor actividad y por ende genera una mayor carga orgánica en el agua residual. A partir de un caudal referencia de 1.81 l/s, se estableció un rango de caudales de operación óptimos entre 1.63 y 1.99 l/s con un rango de concentraciones en sus efluentes entre 42.63 y 57.42 mg/l respectivamente con lo cual se podrá alcanzar concentraciones en el efluente próximas a los 50 mg/l que establece la normativa.

Por otro lado, en la Tabla 17 se presentan los valores del tiempo de retención hidráulico, tasa de carga orgánica e hidráulica en función de los valores obtenidos en la Tabla 16:

**Tabla 17. Parámetros de operación en función de un caudal propuesto**

Caudal (l/s)	t HSSFV (d <sup>-1</sup> )	t HSSFH (d <sup>-1</sup> )	TCO HSSFV (KgDBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d)	TCO HSSFH (KgDBO <sub>5</sub> /m <sup>2</sup> .d)	TCH HSSFV- HSSFH (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d)
1.91	0.63	0.59	0.10	0.06	0.41
1.63	0.74	0.69	0.09	0.05	0.35
1.41	0.86	0.80	0.08	0.04	0.31
1.22	0.99	0.92	0.07	0.03	0.26
1.07	1.13	1.06	0.06	0.02	0.23
0.93	1.30	1.22	0.05	0.02	0.20
0.81	1.49	1.39	0.04	0.01	0.18
0.70	1.72	1.61	0.04	0.01	0.15
0.61	1.99	1.86	0.03	0.01	0.13
0.51	2.35	2.20	0.03	0.004	0.11
0.42	2.85	2.67	0.02	0.002	0.09
0.33	3.71	3.47	0.02	0.001	0.07

Nota: t: Tiempo de retención hidráulico, TCO: Tasa de carga orgánica, TCH: Tasa de carga hidráulica.



De igual manera se procedió a realizar la interpolación de las distintas variables indicadas en la anterior tabla en función de un caudal de 1.81 l/s obteniendo un tiempo de retención hidráulica de 0.669 y 0.626 d<sup>-1</sup> y una tasa de carga orgánica de 0.096 y 0.056 KgDBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d para el HSSFV y HSSFH respectivamente. Por otro lado, la tasa de carga hidráulica para la remoción de DBO<sub>5</sub> en ambos humedales es de 0.389 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d, con lo cual el tiempo de retención hidráulico para ambos humedales están por debajo del rango establecido en Montiel (2014) y Delgadillo (2010). La TCO para el HSSFV está fuera del rango que indica Delgadillo (2010), Pidre (2010) y Vymazal (2018), sin embargo, todavía es la mitad de la carga que establece Kadlec & Wallace (2009) para alcanzar una tasa de carga que genere el fenómeno obstrucción. En cuanto a la TCO para el HSSFH se encuentra fuera del rango establecido por Delgadillo (2010) y Dotro et al. (2017). Finalmente, la TCH para el HSSFV se encuentra dentro y para el HSFFV fuera del rango establecido en Delgadillo (2010); cabe acotar que la TCH para ambos humedales se encuentran dentro del rango establecido en Pázan & Trelles (2018).

Con lo cual se puede considerar que el sistema no cumple con ciertos criterios establecidos en bibliografía, “Sin embargo, muchos autores recomiendan que la tasa de carga superficial no se use para el dimensionamiento de los humedales de tratamiento, sino como comprobación o limitación una vez dimensionado el sistema” (Rabat, 2016, p. 35).

#### **4.6.1 Parámetros de mantenimiento propuestos**

En Dotro et al. (2017) se indica que el principal problema operacional en HSSFV es la obstrucción debido a una insuficiente remoción de lodo en una etapa previa (tanque séptico, tanque imhoff, etc). Entre los principales parámetros a considerar están los siguientes:

**a. Concentración de metales.** A pesar de que la PTAR no se encuentra cerca de industrias generadoras de efluentes con altas concentraciones de metales pesados. Se debe realizar un control



y seguimiento en cuanto a su entrada al humedal, ya que estos pueden afectar la operatividad del sistema cuando se exceden los límites de tolerancia, siendo necesario el análisis de los sedimentos una o dos veces al año para supervisar el aumento potencial de estos contaminantes en los sedimentos del humedal. (Pázan & Trelles, 2018).

**b. pH.** Este parámetro influencia en la sedimentación de los metales pesados, para lo cual se necesita realizar un correcto control del pH lo que evitará que los metales salgan móviles por el efluente, indicando que es necesario valores de pH mayores a 7 para disminuir su solubilidad (Pázan & Trelles, 2018).

**c. Clima.** Es importante realizar la plantación de especies vegetales que se adapten al clima de la zona de estudio, debido a la influencia que pueden ejercer las distintas variables climáticas en el crecimiento, funcionamiento y reproducción de la vegetación y los microorganismos (Estrada, 2010).

**d. Vegetación.** La vegetación del humedal se debe ser monitoreada para asegurar que las especies de plantas no deseadas (maleza) desplacen a las plantas sembradas en los primeros 6 meses de crecimiento, la maleza debe ser removida necesariamente. Por otro lado, los residuos de las plantas funcionan como una capa de aislamiento durante el invierno, sin embargo, es necesario remover el exceso generado en la poda (Dotro et al., 2017).

**e. Tratamiento previo.** Tanto los sedimentadores como los pozos sépticos deben ser limpiados regularmente para evitar que los sólidos sobrecarguen al humedal, los intervalos de limpieza dependen del tamaño de las estructuras, pero es recomendable al menos una vez al año (Dotro et al., 2017).

**f. Mosquitos.** Se debe controlar el desarrollo de las larvas de mosquitos a través de condiciones poco atractivas para su reproducción y desarrollo, el movimiento del agua impide que esta se estanque y por ende disminuye la probabilidad que se convierta en su nuevo hábitat. El uso de



insecticidas o aceites es ineficiente debido a su absorción en la materia orgánica, su dilución o degradación en el agua, además de ser potenciales contaminantes cuando no se utilizan debidamente (Pázan & Trelles, 2018).

**g. Malos olores.** Si el tratamiento primario y secundario funciona correctamente el olor en los humedales debería ser mínimo. Sin embargo, debido a la gran área de tratamiento se producen olores anaeróbicos alrededor de la tubería de entrada, por lo que es necesario aplicar un plan de control y limpieza en diversos períodos de tiempo (Estrada, 2010).

**h. Limpieza de tuberías.** Es necesario tener un calendario de limpieza rutinaria con el fin de tener un control y poder realizar la inspección del sistema, así como la especificación del número de personas que realizan el trabajo de mantenimiento (Pázan & Trelles, 2018).

**i. Control de la profundidad del agua.** La profundidad del agua puede necesitar un ajuste periódico de acuerdo a la estación o debido al incremento a largo plazo de la resistencia generada por la acumulación de detritos en los poros del sustrato filtrante. Este control hay que realizarlo periódicamente mediante el uso de las estructuras de control en el flujo de entrada y salida (Estrada, 2010).

#### **4.7 Selección del método para la solución del problema de obstrucción**

Las tuberías de drenaje estarán distribuidas a lo largo del lecho del humedal, dispuestas en forma de espina de pescado como recomienda (Delgadillo, 2010). Como se indicó en el apartado 2.7 existen diferentes métodos para la solución de uno de los problemas de mayor frecuencia en la operación de humedales artificiales, para lo cual en este caso de estudio se realizará la remoción y el cambio del lecho filtrante, además se colocarán nuevas tuberías con un diámetro que dependerá del caudal a tratar y de la velocidad del agua que circula por las tuberías.



#### 4.7.1 Diseño del sistema de tuberías para el HSSFV

En SAGARPA (2019) se establece que para líneas o redes de conducción por gravedad el problema consiste en determinar un diámetro de tubo, que conducirá un caudal o gasto deseado con una cierta pérdida de carga.

Para el presente diseño la tubería de alimentación conectará el pozo séptico con el HSSFV, el caudal considerado para el cálculo del diámetro fue de 1.81 l/s, el mismo que fue determinado en el apartado 4.6, este caudal permitirá un régimen laminar en cada una de las capas del HSSFV:

$$D_{alimentación} = \sqrt{\frac{4 * 0.000181}{\pi * 0.4}} = 0.0759m = 75.9\text{ mm} = 2.99\text{ pulg}$$

A partir de esto se tomó un valor de 72.5 % como el porcentaje de la altura del agua que se ocupará en la tubería, siendo el promedio del rango entre 70 a 75 % establecido en García & Corzo (2008) dando como resultado el siguiente diámetro:

$$D_{alimentación} = 75.9 + (75.9 * 0.275) = 96.77\text{ mm}$$

A partir de este valor se realiza una aproximación y se propone que la tubería a utilizar será de PVC de 100 mm (4 pulgadas), el cual es el diámetro de comercialización de la mayoría de proveedores.

Para el cálculo del coeficiente de fricción se utilizó el diagrama de Moody, el cual relaciona el número de Reynolds y la rugosidad relativa calculada con las ecuaciones (11) y (21), obteniendo como resultado lo siguiente:

$$R = \frac{0.1 * 0.4}{1.151 \times 10^{-6}} = 34738.204$$

$$\epsilon_r = \frac{0.0015}{100} = 0.000015$$

Utilizando el diagrama de Moody se obtuvo un coeficiente de fricción igual a 0.02274.



Hay que tomar en consideración que el caudal de alimentación va a ser dividido para el número de tuberías de distribución, para lo cual, en la tabla 18 se indica que la distancia entre tuberías será de 2 m, sin embargo, debido a que cada tubería también ocupará un espacio en función de su diámetro se dejará 0.5 metros libres en cada extremo del humedal con lo cual tenemos:

$$\#tuberias = \frac{28.5 - 1}{2} = 13.75 = 14$$

Con lo cual, se colocará un total de 13 tees reductoras que conectarán la tubería de alimentación con las tuberías de distribución; cada tee reductora tendrá una longitud equivalente de 2.55 m y en el último tramo de la tubería de alimentación se colocará un codo de 90 grados con una longitud equivalente de 4.1 m de acuerdo a las tablas para tuberías y accesorios de PVC que establece plastigama. La longitud de la tubería de alimentación de diámetro=100 mm será igual a la sumatoria de 14.5 m que es la longitud desde el final del pozo séptico hasta el inicio del humedal y 28.5 m que es la longitud del humedal. Se procedió a calcular la pérdida de carga en la tubería de alimentación a través de la ecuación (20) obteniendo lo siguiente:

$$h_L = \left( \frac{0.02274 * (14.5 + 28.5 + ((13 * 2.55) + (1 * 4.1)))}{0.1} \right) \left( \frac{0.4^2}{2 * 9.81} \right) = 0.149$$

Este valor indica que la diferencia de cota entre la salida del pozo séptico y el humedal deberá ser mayor a 0.149 m, para que el agua pueda circular por gravedad; rompiendo el efecto de fricción de la tubería. Tomando en consideración que el diámetro de la tubería propuesto de 100 mm es mayor al diámetro calculado de 96.7 mm, como resultado la pérdida de carga calculada será menor. Por lo que es recomendable construir una parte de la conducción con un diámetro inmediato inferior al comercial y el resto con un diámetro inmediato superior; con el objetivo de que la perdida de carga sea equivalente al diámetro de tubería calculado con la ecuación (19) (SAGARPA, 2019).

El caudal en cada tubería de distribución será:



$$Q_{tub} = \frac{0.000181}{14} = 0.000129 \text{ m}^3/\text{s} = 0.129 \text{ l/s}$$

Con lo cual el diámetro para cada tubería de distribución será igual a:

$$D_{distribución} = \sqrt{\frac{4 * 0.000129}{\pi * 0.3}} = 0.023 \text{ m} = 23.43 \text{ mm} = 0.92 \text{ pulg}$$

De igual manera que para la tubería de alimentación se tomó un valor de 72.5 % como el porcentaje de la altura del agua que se ocupara en la tubería por lo que tenemos:

$$D_{distribución} = 23.43 + (23.43 * 0.275) = 29.87 \text{ mm}$$

En este caso el valor de 29.87 mm se aproxima al diámetro de 1.26 pulg o 32 mm, el mismo que se encuentra dentro del rango establecido en la Tabla 18, siendo también un diámetro comercial en la fabricación de tuberías.

De igual manera se procedió a calcular la pérdida de carga para cada tubería de distribución para lo cual se siguió el mismo procedimiento que para la tubería de alimentación obteniendo los siguientes resultados:

$$\epsilon_r = \frac{0.0015}{32} = 4.69 \times 10^{-5}$$

$$R = \frac{0.032 * 0.3}{1.151 \times 10^{-6}} = 8337.17$$

A partir de estos valores se obtiene un coeficiente de fricción de 0.0325.

Reemplazando los valores se obtiene:

$$h_L = \left( \frac{0.0325 * 14}{0.032} \right) \left( \frac{0.3^2}{2 * 9.81} \right) = 0.065 \text{ m}$$

De igual manera la diferencia de cota que deberá existir en la superficie del sustrato del humedal para lograr la distribución del agua por acción de la gravedad deberá ser mayor a 0.065 m; de



acuerdo a los criterios dados para el cálculo de la perdida de carga en la tubería de alimentación indicados por SAGARPA (2019).

Para comprobar que el agua se distribuya uniformemente a través del sustrato se procedió a calcular el gasto en cada orificio de entrada ( $q_{oe}$ ) y para los orificios de salida ( $q_{os}$ ), para lo cual se estableció un diámetro de orificio de 3.75 mm y distancia entre orificios igual a 1 m; con lo cual se deberán colocar 14 orificios para cada tubería de 14 m de longitud.

El área del orificio en  $m^2$  será igual a:

$$Ao = \frac{\pi \cdot 0.00375^2}{4} = 1.104 \times 10^{-5} m^2$$

El gasto para los orificios de entrada y salida fueran calculados con la ecuación (22):

$$q_{oe} = 0.6 \times 1.104 \times 10^{-5} \sqrt{2 \times 9.81 \times (0.065 + 0.032)} = 9.15 \times 10^{-6} m^3/s$$

$$= 0.00915 l/s$$

$$q_{os} = 0.6 \times 1.104 \times 10^{-5} \sqrt{2 \times 9.81 \times (0.032)} = 5.251 \times 10^{-6} m^3/s = 0.00525 l/s$$

Con lo que se tiene que el gasto es menor en los últimos orificios para lo cual se procede a determinar el área y diámetro de orificio necesario para alcanzar un gasto de 0.00915 l/s.

$$Aos = \frac{9.15 \times 10^{-6}}{0.6 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.032}} = 1.925 \times 10^{-5} m^2$$

$$Dos = \sqrt{\frac{4 \times 3.422 \times 10^{-5}}{\pi}} = 0.00495 m = 4.95 mm$$

Con lo cual el diámetro de los últimos orificios deberá ser de 4.95 mm para alcanzar un gasto igual a los orificios de entrada.

Finalmente, el gasto total en el sistema fue calculado con la ecuación (23):

$$q_T = 0.00915 \times 14 \times 14 = 1.793 l/s$$



Con lo que se comprueba que el gasto total de 1.793 l/s es menor que el caudal de entrada igual a 1.81 l/s, con lo cual se asegura que el agua pueda distribuirse de manera uniforme en todos los orificios.

Por último indicar que la tubería de recolección del HSSFV tendrá un diámetro de 100 mm con orificios de 16 mm de diámetro que no permitirán el ingreso de la grava de fondo y una longitud de 31.5 m hasta llegar al cajón de salida, el cual indicará la altura del agua en el humedal, siendo necesario indicar que la altura de agua en el HSSFV es 10 cm más alta que la altura del agua en el HSSFH, siendo esta la diferencia de cota propuesta para que el agua llegue al HSSFH por el efecto de la gravedad, para lo cual la tubería que sale del cajón será perpendicular a la tubería de distribución del HSSFH las cuales serán conectadas a través de una tubería de 90 mm de diámetro la cual cuenta con un codo de 90 grados y 90 mm de diámetro.

#### ***4.7.2 Diseño del sistema de tuberías para el HSSFH***

Al igual que en el HSSFV, se calculó un diámetro de referencia para la nueva tubería en función del caudal determinado en el dimensionamiento hidráulico mediante la ecuación (19). Cada orificio será colocado a una distancia de 1 m, cabe señalar que ambos humedales tienen el mismo largo y ancho, por lo que el número de orificios para este humedal será de 27; dejando 0.5 m de distancia libre entre ambos extremos de la tubería del humedal. Hay que recalcar que en este caso la velocidad del agua utilizada fue igual a 0.3 m/s igual a la recomendada para la distribución en Villar et al. (2015).

$$D_{distribución} = \sqrt{\frac{4 * 0.00181}{\pi * 0.3}} = 0.08764 \text{ m} = 87.65 \text{ mm} = 3.45 \text{ pulg}$$

Al igual que para el HSSFH, se tomó un valor de 72.5 % como el porcentaje de la altura del agua que se ocupará en la tubería, por lo que se tendría:

$$D_{distribución} = 87.65 + (87.65 * 0.275) = 111.75 \text{ mm}$$



En base a este resultado se determinó que la tubería a utilizar será de 110 mm o 4.33 pulg ya que este es el diámetro comercial.

Para el cálculo del coeficiente de fricción al igual que en el HSSFV se utilizó el diagrama de Moody, el cual relaciona el número de Reynolds y la rugosidad relativa con las ecuaciones (11) y (21) obteniendo como resultado lo siguiente:

$$R = \frac{0.11 * 0.3}{1.151 \times 10^{-6}} = 28659.02$$

$$\epsilon_r = \frac{0.0015}{110} = 1.364 \times 10^{-5}$$

Al realizar su relación se obtuvo un coeficiente de fricción igual a 0.0238.

Debido a que la pendiente en ambos humedales se encuentra en sentido del ancho del humedal, por lo tanto la longitud de la tubería de distribución es igual a la longitud del humedal obteniendo el cálculo de la perdida de carga con la ecuación (20):

$$h_L = \left( \frac{0.0238 * 28.5}{0.11} \right) \left( \frac{0.3^2}{2 * 9.81} \right) = 0.0283 \text{ m} = 2.83 \text{ cm}$$

La diferencia de cota entre el inicio y el final de la tubería de distribución del HSSFH deberá ser mayor a 2.83 cm para que el agua circule por efecto de la gravedad, sin embargo para este caso la diferencia de cota a utilizar será muy próxima a la calculada ya que el diámetro de tubería propuesto es ligeramente menor a 111.75 mm de acuerdo al criterio propuesto en SAGARPA (2019) citado en el literal 4.7.1. Por este motivo la profundidad del agua en HSSFV es 10 cm superior al HSSFH, siendo este valor mayor a 2.83 cm.

Una vez determinado el caudal para cada orificio se debe tomar en consideración que el gasto total debe ser menor al caudal suministrado, por lo que para este estudio se propone que el gasto total sea un 5 % menor que caudal de entrada; dejando este margen de diferencia con el fin de determinar



un área y diámetro necesarios para lograr una distribución uniforme tanto en los primeros como en los últimos orificios, con la ecuación (23) se calculó el gasto total:

$$q_T = 1.81 - \left( \frac{1.81 * 5}{100} \right) = 1.72 \frac{l}{s} = 0.00172 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con lo cual, el gasto por orificio fue igual a:

$$q_o = \frac{0.00172}{27} = 6.37 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} = 0.0637 \text{ l/s}$$

El área y diámetro de los orificios en el tramo inicial de la tubería de distribución serán igual a:

$$Aoe = \frac{6.37 \times 10^{-5}}{0.6 * \sqrt{2 * 9.81 * (0.11 + 0.0283)}} = 6.445 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$Doe = \sqrt{\frac{4 * 6.445 \times 10^{-5}}{\pi}} = 0.00905 \text{ m} = 9.05 \text{ mm}$$

Por otro lado, el área y diámetro de los orificios en el tramo final de la tubería de distribución serán igual a:

$$Aos = \frac{6.37 \times 10^{-5}}{0.6 * \sqrt{2 * 9.81 * (0.11)}} = 7.225 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$Dos = \sqrt{\frac{4 * 6.37 \times 10^{-5}}{\pi}} = 0.00959 \text{ m} = 9.59 \text{ mm}$$

De igual manera el efluente del HSSFH será receptado por un cajón de salida que permitirá descargar el agua a un canal como el que se muestra en el detalle 5 de los planos de la PTAR ubicados en la última sección de este trabajo, por otro lado, la tubería y los orificios de recolección tendrán un diámetro de 110 mm y 16 mm respectivamente.

Finalmente es necesario señalar que el dimensionamiento del sistema tuberías fue calculado en función del caudal determinado para alcanzar una concentración de 50 mg/l en el efluente de acuerdo con el dimensionamiento biológico, debido a que como se mencionó con anterioridad; el



caudal de entrada a la PTAR puede ser regulado en función de las necesidades que tenga el jefe de planta, para lo cual además se necesitarán muestreros para corroborar el diseño teórico presentado en este estudio.

#### **4.7.3 Parámetros constructivos del humedal de flujo vertical**

Una vez delimitadas las dimensiones del sistema que funcionará de manera continua se procedió a realizar un resumen de los principales parámetros a tener en consideración para su operación y mantenimiento, así como de los principales materiales e insumos necesarios para su reparación, siendo en su mayoría datos obtenidos en bibliografía, mientras que los demás son los que se encuentran actualmente en la PTAR y no se ha visto la necesidad de cambiarlos para el nuevo diseño, considerando que se trabajará como tratamiento secundario como se muestran en la Tabla 18:

**Tabla 18. Parámetros para el diseño del humedal de flujo vertical**

Factor	Unidad	Intervalo	Valor propuesto
<b>Medio Filtrante</b>			
<b>Diámetro de partícula (arenas gravosas)</b>	mm	2 - 8	8
<b>Diámetro de partícula (grava fina)</b>	mm	5 - 20	16
<b>Diámetro de partícula (grava mediana)</b>	mm	20 - 40	32
<b>Profundidad</b>	cm	45 - 90	80
<b>Largo<sup>d</sup></b>	m		28.5
<b>Ancho<sup>d</sup></b>	m		14
<b>Drenaje (tubería perforada)</b>			
<b>Diámetro de la tubería de drenaje</b>	pulg.	3 – 4	3.94
<b>Pendiente<sup>a</sup></b>	%	0.1 - 1	3
<b>Diámetro de partícula (grava de drenaje)</b>	mm	20 - 40	32
<b>Distribución del agua</b>			
<b>Diámetro de la tubería de distribución</b>	pulg.	1-2	1.26
<b>Diámetro de la tubería de alimentación</b>	pulg.	-	3.94
<b>Distancia entre tuberías de distribución</b>	m	0.5-1.2	2
<b>Diámetro de los primeros orificios en la tubería de distribución</b>	mm	3-8	3.75
<b>Diámetro de los últimos orificios en la tubería de distribución</b>	mm	-	4.95
<b>Distancia entre orificios</b>	m	0.5-1.2	1



Parámetros de diseño			
<b>Tasa de carga hidráulica</b>	$m^3/m^2 \cdot d$	0.4-0.6	0.389
<b>Tasa de carga orgánica</b>	$kg \text{ DBO}/m^2 \cdot d$	0.0025-0.01	0.096
<b>Relación largo – ancho<sup>c</sup></b>		2:1 – 7:1	2:1
<b>Tiempo de retención hidráulico<sup>e</sup></b>	Días	2-3	0.669

Nota: Los valores propuestos para el medio filtrante están establecidos en base a lo propuesto por (García & Corzo, 2008), mientras que algunos de los valores propuestos están basados en el valor usual y los intervalos propuestos siendo adaptados del cuadro 15 indicado en Delgadillo (2010).a,c,d Valores establecidos en base a los planos de la PTAR Once & Ruiz (2014). <sup>e</sup>intervalo dado en Montiel (2014).

#### 4.7.4 Parámetros constructivos del humedal de flujo horizontal

Para este humedal se tendrá en consideración que la tubería de distribución se mantendrá igual al diseño actual de las tuberías. Sin embargo es necesario señalar que debido a la antigüedad y la falta de mantenimiento, será necesario realizar una remoción y lavado del sustrato junto con la colocación de nuevas tuberías.

A partir del dimensionamiento del humedal vertical, se procedió a establecer los parámetros en el HSSFH, ya que este va a depender del caudal de salida y la capacidad de remoción del contaminante en el HSSFV, para lo cual se tiene la Tabla 19 como se indica a continuación:

**Tabla 19. Parámetros para el diseño del humedal de flujo horizontal**

Parámetros	Unidad	Intervalo	Valor propuesto
<b>Tiempo de retención hidráulico</b>	días	4-15	0.626
<b>Profundidad agua</b>	m	0.1 – 0.8	0.7
<b>Tasa de carga hidráulica</b>	$m^3/m^2 \cdot d$	0.1 – 0.2	0.389
<b>Tasa de carga orgánica</b>	$Kg \text{ DBO}_5/m^2 \cdot d$	0.003-0.0075	0.056
<b>Características constructivas</b>			
<b>Diámetro de partícula (grava ingreso – salida)<sup>b</sup></b>	mm	50 - 100	60
<b>Diámetro de partícula (grava media)<sup>b</sup></b>	mm	3 – 12	20
<b>Profundidad del medio</b>	m	0.7 – 1.5	0.8
<b>Pendiente<sup>a</sup></b>	%	0 – 1	3
<b>Largo<sup>d</sup></b>	m		28.5
<b>Ancho<sup>d</sup></b>	m		14
<b>Relación largo - ancho<sup>c</sup></b>		2:1 – 7:1	2:1
<b>Drenaje</b>			



<b>Tubería perforada – tamaño</b>	pulg.	3 - 4	4.33
<b>Distribución del agua</b>			
<b>Tubería perforada – canal</b>	pulg.	2 - 4	4.33

Nota: Algunos de los valores propuestos están basados en el valor usual y los intervalos propuestos siendo adaptados del cuadro 15 indicado en Delgadillo (2010).<sup>a,c,d</sup> Valores establecidos en base a los planos de la PTAR Once & Ruiz (2014).<sup>b</sup> Valores propuestos en el análisis de la PTAR Churuguzo Salazar & Sánchez (2015).

## 4.8 Análisis de sostenibilidad de las soluciones planteadas

Una vez realizado el dimensionamiento y diseño del nuevo sistema, es necesario determinar si la implementación de lo propuesto es rentable desde el punto de vista económico, por lo que en el siguiente apartado se proponen diferentes escenarios a evaluar a esto se debe sumar los costos de externalidades positivas o negativas que puedan surgir y de factores sociales, culturales, ambientales, políticos, etc.

### 4.8.1 Resultados del análisis económico

Yunga (2019) indica que para el año 2018 la PTAR de Churuguzo tuvo un tiempo de operatividad de 14 años, mencionando que su tiempo de operatividad restante culminaría en el año 2026, considerando un periodo de diseño de 22 años. Se realizó la comparación económica considerando el costo de reparación, operación y mantenimiento para un sistema reparado como primer escenario y la continuidad del sistema actual como segundo escenario con un tiempo de operatividad hasta el año 2026 que establece Yunga (2019). Por otro lado, Palomares (2014) indica que el periodo de diseño de una PTAR puede estar entre los 20 y 30 años, el mismo que debe estar justificado ante el organismo competente mediante distintos parámetros como población, caudales, aportes per cápita, concentración de contaminantes, etc. Para el presente estudio se realizó el análisis económico para un tiempo de operatividad hasta el año 2040 que sería el periodo máximo, para el cual se dispone los datos de crecimiento anual como se indica en la Tabla 15.

Considerando que Yunga (2019) estableció para el año 2026 un número de 27 mantenimientos proyectados para un sistema reparado y 177 en un sistema con continuidad de

mantenimiento para la PTAR de Churuguzo; se procedió a realizar una regresión lineal en función de los porcentajes de crecimiento de mantenimiento anuales indicados en la Tabla 15, con lo cual se determinó el número de mantenimientos anuales a partir del año 2021, ademas Yunga (2019) también indica que al realizar la reparación del sistema se podra disminuir a un costo por mantenimiento de \$10.67 siendo este el costo establecido para el escenario 1 del presente trabajo, por otro lado para el segundo escenario que vendria a ser la continuidad de operación del sistema en las condiciones actuales sin ninguna reparación; el costo de operación y mantenimiento es elevado siendo este valor igual a \$112. 66, al reemplazar estos valores en las ecuaciones (24) y (26) se obtuvó los valores de operación y mantenimiento para cada año desde el 2021 hasta el 2040, aplicando una tasa anual referencial del 8.34% la cual es designada por el Banco de Desarrollo (BCE, 2020). Los resultados se presentan en la tabla 20:

**Tabla 20. Mantenimientos y valores actuales proyectados para la PTAR de Churuguzo**

Año	Número de mantenimientos por año	Porcentaje de crecimiento	Porcentaje de crecimiento promedio	Valor actual para cada año (escenario 1)	Valor actual para cada año (escenario 2)
2015	6	-	-	-	-
2016	7	8%	-	-	-
2017	10	35%	-	-	-
2018	12	12%	-	-	-
2019	14	14%	-	-	-
2020	15	12%	-	-	-
2021	17	11%	-	171.4	12515.4
2022	19	10%	15%	175.8	12707.1
2023	21	9%	-	178.3	12784.6
2024	23	8%	-	178.9	12744.4
2025	25	8%	-	179.5	12704.4
2026	27	7%	12%	178.2	12547.3
2027	29	7%	-	176.0	-
2028	31	6%	11%	172.2	-
2029	32	6%	-	168.4	-
2030	34	6%	-	164.8	-
2031	36	5%	-	159.7	-
2032	38	5%	10%	154.8	-



2033	40	5%	-	150.0	-
2034	42	5%	-	145.4	-
2035	43	4%	-	139.6	-
2036	45	4%	-	134.0	-
2037	47	4%	-	128.6	-
2038	49	4%	8%	123.5	-
2039	51	4%	-	118.5	-
2040	53	4%	7%	113.8	-

Nota: Los valores determinados desde el año 2015 al 2020 son el número de mantenimientos que se deberían dar para alcanzar un número de mantenimientos igual a 27 en el año 2026 considerando un porcentaje de crecimiento del 12% para un tiempo de vida útil remanente de 9 años. Para el cálculo del valor actual neto se escogió al año 2021 como el primer año desde el cual comenzaran los nuevos criterios de operación y mantenimiento una vez reparado el sistema.

Elaboración propia.

Una vez obtenidos los valores de operación y mantenimiento para cada año se realizó la suma como indica la ecuación (26) obteniendo un valor total en costos de operación y mantenimiento de \$1062.1 para el primer escenario y \$760003.3 para el segundo escenario para un periodo de operatividad hasta el año 2026, por otro lado se tiene un costo de \$3111.3 para un sistema reparado con un periodo de operatividad hasta el año 2040.

Además, se realizó un inventario de los materiales necesarios para la implementación del sistema propuesto, el cual está en función de una base de datos que dispone ETAPA referente a los precios unitarios para el mes de septiembre del 2020 con lo cual el costo de inversión se presenta en las Tabla 21 y 22:

**Tabla 21. Inventario y costos de la inversión para la reparación del HSSFH**

Código	Descripción	Unidad	Costo unitario (\$)	Número de unidades	Costo total (\$)
<b>Costo del HSSFH</b>					
509262	Instalación de accesorios de PVC rígido para uso sanitario en sistemas a gravedad, d= 50 mm a 110 mm	u	2.2	3	6.6
540264	Sum, y colocación Grava graduada de 6 a 38 mm,	m <sup>3</sup>	93.41	250.8	23427.23
540095	Sum, y colocación Grava para filtros	m <sup>3</sup>	63.91	68.4	4371.444



503002	Excavación mecánica en suelo conglomerado de 0 a 2 m de profundidad,	m <sup>3</sup>	3.92	239.4	938.44
535198	Sum, Tapón PVC E/C D=110 mm	u	4.1	1	4.1
529001	Pozo de revisión de h=0 a 2,0 m, Tapa y Brocal tipo B	u	318.09	1	318.09
535048	Sum, Codo PVC U/E R/C D=110 mm 110 grados	u	13.96	2	27.92
509088	Colocación Tubería PVC E/C D= 110 mm	m	0.36	77	27.72
509205	Sum, Tubería PVC U/E 1,00 MPA D= 110 mm	m	4.12	77	317.24
5A1008	Corte y retiro de plantas acuáticas en humedales	m <sup>2</sup>	0.23	399	91.77
525090	Revegetación con especies herbáceas	ha	16.46	0.0399	65.71
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>29596.27</b>

Nota: Elaboración propia.

**Tabla 22. Inventario y costos de la inversión para la reparación del HSSFV**

Código	Descripción	Unidad	Costo unitario (\$)	Número de unidades	Costo total (\$)
<b>Costo del HSSFV</b>					
535416	Sum, Tubería PVC Drenaje Perforada D=100 mm	m	3.84	31.5	120.96
509262	Instalación de accesorios de PVC rígido para uso sanitario en sistemas a gravedad, d= 50 mm a 110 mm	u	2.2	14	30.8
509003	Colocación Tubería PVC U/E D=100 mm	m	0.62	74.5	46.19
509207	Sum, Tubería PVC U/E 1,00 MPA D= 100 mm	m	6.03	43	259.29
540264	Sum, y colocación Grava graduada de 6 a 38 mm,	m <sup>3</sup>	93.41	319.2	29816.47
503002	Excavación mecánica en suelo conglomerado de 0 a 2 m de profundidad	m <sup>3</sup>	3.92	239.4	938.448
5A2001	Acarreo a mano de material de excavación (sacos y carretillas hasta 100 m.)	m <sup>3</sup>	8.98	23.94	214.98
535136	Sum, Tapón PVC Desagüe D=100 mm	u	1.21	1	1.21
535092	Sum, Tapón PVC E/C D=32 mm	u	0.26	14	3.64
535A0 M	Sum, Tee PVC Desagüe Pegable D=100 x 50 mm	u	3.32	13	43.16
529001	Pozo de revisión de h=0 a 2,0 m, Tapa y Brocal tipo B	u	318.09	1	318.09
535047	Sum, Codo PVC U/E R/C D=100 mm 90 grados	u	14.92	1	14.92



5A1008	Corte y retiro de plantas acuáticas en humedales	m <sup>2</sup>	0.23	399	91.77
525090	Revegetación con especies herbáceas	ha	1646.81	0.0399	65.71
509254	Sum, Tubería PVC E/C 1,25 MPA D= 32 mm	m	0.74	196	145.04
535791	Sum, Reductor PVC E/C D=50 x 32 mm	u	0.84	14	11.76
<b>COSTO TOTAL</b>					<b>32122.44</b>

Nota: Elaboración propia.

Al sumar el costo de inversión para ambos humedales tenemos un total de \$ 61 718.7

En Yunga (2019) indica que el valor actual neto (VA) o el costo total se estima como la sumatoria de valores actuales de los flujos de costos anuales de operación y mantenimiento, así como de inversión en los casos que se requerían. Por lo que el VA o costo total para el primer escenario fue calculado con las ecuaciones (25) y (26) :

$$VA_{escenario1} = \$ 61718.7 + \$ 1062.1 = \$ 62780.8$$

Para el segundo escenario el valor actual o costo total será igual \$760003.3 de igual manera, ya que para este escenario no se realizará ninguna inversión. A partir de estos valores con la ecuación (27) se realizó el cálculo del costo anual equivalente que permite la comparación e identificación de la mejor opción entre ambos escenarios:

$$CAE_{escenario1} = \frac{62780.8 * (1 + 0.0834)^5 * 0.0834}{(1 + 0.0834)^5 - 1} = \$ 15865.03$$

$$CAE_{escenario2} = \frac{76003.3 * (1 + 0.0834)^5 * 0.0834}{(1 + 0.0834)^5 - 1} = \$ 19206.39$$

Con lo que podemos determinar que para un periodo de 6 años el costo de anual equivalente es menor en el primer escenario, lo que resulta en un ahorro de \$3341.36 por año en el caso de que se realicen las modificaciones propuestas.

Finalmente, al costo de inversión de \$61718.7 hay que sumarle \$3111.3 que vendría a ser el costo de operación y mantenimiento para un periodo de 20 años, con lo cual el costo anual equivalente para un sistema reparado hasta el 2040 fue calculado con la ecuación (27):



$$\text{CAE}_{escenariopropuesto} = \frac{64830 * (1 + 0.0834)^{19} * 0.0834}{(1 + 0.0834)^{19} - 1} = \$ 6771.02$$

Tanto para mediano como para largo plazo la reparación tiene viabilidad económica, ya que los costos de operación y mantenimiento se ven reducidos de manera significativa.

## CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

- Para el rediseño del sistema existente se debió realizar la recopilación de la mayor cantidad posible referente a los parámetros que rigen el funcionamiento de la PTAR entre sus principales características se determinó que actualmente hay dos humedales de flujo horizontal que han venido funcionando en paralelo, con gravas de 20 mm y totora como vegetación. Por otro lado, se determinó que la temperatura del agua es de 14.63 °C y la concentración de DBO<sub>5</sub> promedio en el afluente y efluente entre el año 2015 y 2019 es de 408.92 y 57.67 mg/l respectivamente, lográndose un porcentaje de remoción del 75.05%, además se determinó que la PTAR tiene un tiempo de vida remanente hasta el año 2026 considerando un periodo de diseño de 22 años, llegando a un valor de operación y mantenimiento promedio anual de \$5989.5 resultando en un costo elevado para una población rural.
- El caudal máximo de operación para alcanzar una concentración de 50 mg/l en el efluente a la PTAR debe ser igual a 1.81 l/s, siendo equivalente a una tasa de carga hidráulica de 0.389 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d, para lo cual se tiene un tiempo de retención hidráulico de 0.669 y 0.626 d-1 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d y una tasa de carga orgánica de 0.096 y 0.056 KgDBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>.d para el HSSFV y HSSFH respectivamente.
- A través del inventario de los materiales, insumos y mano de obra necesario para el rediseño del sistema se obtuvo que se podrá alcanzar un ahorro de \$3341.36 por año para un periodo de diseño



hasta el año 2026, además se determinó un costo anual equivalente de \$6771.02 para un periodo de diseño hasta el año 2040, con lo cual se podrá realizar un ahorro en los costos de operación y mantenimiento significativo.

- El caudal tratado por habitante en los años 2014 y 2019 en la PTAR de Churuguzo ha excedido los valores postulados en bibliografía de 150 litros por habitantes en un día considerando un desperdicio del 80 %. Al restar el agua residual tratada de 569.81 l/hab.día y 297.65 l/hab.día calculada con las tablas 6 y 7 de 150 l/hab.día se produce un excedente de 419.81 l/hab.día para el año 2014 y un excedente de 147.65 l/hab.día para el año 2019, lo cual indica una reducción en la capacidad depuradora de la PTAR con el paso del tiempo y una relación indirecta entre el caudal a tratar entre el caudal a tratar y el número de habitantes.
- Existe una correlación positiva entre los porcentajes de remoción de DBO<sub>5</sub> para ambos humedales, sin embargo a partir de un 80 % de remoción en el HSSFV el porcentaje de remoción para el HSSFH comienza a disminuir, esto se debe principalmente a una paulatina disminución en la concentración de entrada al HSSFH y por ende es más difícil que este humedal alcance grandes porcentajes de remoción.
- Los resultados obtenidos desde el literal 4.1 al 4.5 se deben considerar solo un ejemplo de la aplicación de la metodología propuesta en el dimensionamiento biológico e hidráulico de los humedales más no el caudal con el que va a operar el sistema, ya que este dependerá de los objetivos que se quiera alcanzar por parte de ETAPA, para lo cual la tabla 16 y 17 establece un rango de caudales con los que la PTAR puede operar, considerando como mínimo requerimiento el cumplimiento de la normativa.
- De manera general el dimensionamiento de un humedal se realiza en función de la población equivalente y la dotación de agua que la población recibe, sin embargo para el presente estudio se realizó el dimensionamiento a través de los métodos de Reed y Kadlec and Knight ya que estos



permitieron el cálculo de un caudal óptimo de operación en función de las condiciones de infraestructura y operación actuales, determinando como principales variables de entrada un área de 399 m<sup>2</sup>, un rango de porcentajes de remoción de DBO<sub>5</sub> entre el 40 y 95 %, una constante cinética de remoción para un temperatura de 14.63 °C, una porosidad de 0.3275 y 0.35 para el HSSFV y HSSFH respectivamente, un profundidad de agua de 0.8 m para el HSSFV y 0.7 m para el HSSFH.

- Al existir actualmente el sistema de alcantarillado que recolecta las aguas residuales de varias comunidades en Victoria del Portete, la reestructuración del sistema vendría a ser un sistema complementario cuando se generen problemas en el alcantarillado, además se podrá reducir la carga orgánica e hidráulica que llega a la PTAR de Ucubamba, la misma que se encuentra afectada debido al crecimiento poblacional.

- Para la solución del fenómeno de obstrucción se propuso el rediseño y cambio del sistema de tuberías, para lo cual se determinó un diámetro en las tuberías de alimentación y recolección de 100 mm para el HSSFV, junto con codos reductores que las conecten con las tuberías de distribución de 32 mm de diámetro, siendo necesaria una diferencia de cota de 14.9 cm para la tubería de alimentación y 6.5 cm para las tuberías de distribución, por otro lado para el HSSFH se determinó que será necesario la utilización de una tubería de alimentación y recolección con un diámetro de 110 mm y una diferencia de cota de 2.83 para que el agua circule por gravedad. Además, se realizó el cálculo del caudal a través de cada orificio en las tuberías, para lo cual se determinó que el diámetro de los orificios en el tramo final de la tubería deberá ser mayor al diámetro de los orificios en el tramo inicial.

- Como criterios de operación y mantenimiento se estableció que el caudal de entrada dependerá de los objetivos que se tenga por parte de ETAPA, sin embargo estos deberán estar superdotados al cumplimiento de la normativa ambiental. Entre los principales criterios se señaló que las estructuras previas a los humedales deben estar en óptimas condiciones, el agua deberá tener un



control en sus parámetros físico, químicos y biológicos tanto en el afluente como en el efluente, el cambio de grava y tuberías deberán cumplir con las especificaciones técnicas, el control de posibles vectores, una limpieza periódica de las distintas estructuras, un adecuado control de los tiempos de retención y tasas de carga orgánica e hidráulica.

## Recomendaciones

- Para la reparación del sistema se consideró al factor técnico el que limitará las dimensiones del nuevo sistema, por otro lado, el factor económico fue analizado con el fin de no realizar inversiones excesivas, ya que este es uno de los mayores beneficios en cuanto a la aplicación de sistemas descentralizados, permitiendo cumplir a la vez los parámetros indicados en la normativa ambiental vigente con respecto al vertimiento de aguas residuales en cuerpos de agua dulce.

- - Teóricamente el sistema híbrido propuesto logra alcanzar mayores porcentajes de remoción en cuanto a materia orgánica y varios nutrientes, entre uno de ellos el nitrógeno y fosforo, lo cual permitirá prevenir el problema de eutrofización en las zonas aledañas al sistema. Por otro lado, será necesario realizar campañas de aforo con el fin de determinar si es factible la reutilización del agua tratada para el riego en sembríos o pasto para alimentación de animales, ya que esta zona se caracteriza por su gran producción agrícola y ganadera, sin embargo el caudal de agua a tratar se ve reducido ya que este tipo de humedales funcionan en serie lo cual reduce el área disponible para tratar el agua residual.
- - A través del análisis económico se determinó que el costo de la reparación del sistema es menor a los costos que se generaran si se continua operando el sistema en las condiciones actuales, sin embargo se recomienda para un futuro estudio la comparación con el costo anual equivalente que genera el sistema de alcantarillado presente actualmente, para lo cual se deberá realizar un análisis en



detalle no solo de los costos de operación y mantenimiento del mismo, sino también de los costos indirectos que genera el mismo debido a la gran distancia que el agua debe recorrer hasta llegar a la PTAR de Ucubamba, además se debe considerar la externalidades que se pueden generar debido al tratamiento del agua en el área cercana, pudiendo generarse ahorros e ingresos con la posible reutilización del agua para riego.

- - Al realizar la reparación del sistema se debe considerar que el caudal que entrara a la PTAR podrá ser regulado ya que este vendría a ser un desvío al alcantarillado presente, esto será muy importante en los primeros meses desde que la PTAR arranque, ya que es recomendable suministrar diferentes caudales y cargas con el fin de ir acostumbrando a la nueva población microbiana a las condiciones presentes en el sistema y a la vez permitir un adecuado desarrollo de las plantas sembradas (papiro y totora); las cuales deberán ser podadas periódicamente para no producir un mayor impacto visual.
- Los caudales determinados por el método de Reed y el método de Kadlec and Knight deberán ser corroborados a través de la toma de muestras y la medición del caudal cuando la PTAR este en su arranque y en operación, siendo necesario una campaña de aforamiento; considerando como variable el caudal a tratar en función de las concentraciones a alcanzar en el efluente o los porcentajes de remoción propuestos para el sistema.



## CAPITULO VI: REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Al-Isawi, R., Ray, S., & Scholz, M. (2017). Comparative study of domestic wastewater treatment by mature. *Ecological Engineering*, 100, 8-18.

AirNow. (17 de Febrero de 2016). *AirNow*. Obtenido de AirNow:

[https://www.airnow.gov/index.cfm?action=aqibasics.aqi\\_sp](https://www.airnow.gov/index.cfm?action=aqibasics.aqi_sp)

Al-Isawi, R., Ray, S., & Scholz, M. (2017). Comparative study of domestic wastewater treatment by mature vertical-flow constructed wetlands and artificial ponds. *Ecological Engineering*, 100, 8-18.

Añazco, A. A. (7 de Junio de 2019). METEOROLOGÍA Y CLIMATOLOGÍA. *Clasificación de los climas [presentación de diapositivas]*. Obtenido de <file:///D:/Desktop/documentos/Universidad%20de%20Cuenca/Octavo%20Nivel/Meteorologia/Materia/Unidad%2013%20-%20Clasificación%20de%20los%20climas.pdf>

Arévalo , M. B., Morocho, P. F., & Novillo, P. E. (2010). *EVALUACIÓN DE LA PLANTA DE DEPURACIÓN DE AGUA RESIDUAL QUE SIRVE A LA PARROQUIA TARQUI, CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY*



[*tesis de pregrado*]. Universidad de Cuenca. Obtenido de

<http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/731>

Ayaz, S., Aktaz, Ö., Akça, L., & Fındı, N. (23 de Marzo de 2015). Full-scale hybrid constructed wetlands incorporated with an initial anaerobic stage for domestic wastewater treatment in a drinking water catchment area. *Desalination and Water Treatment*, 57(19), 8626-8638. doi:<https://doi.org.ucuenca.idm.oclc.org/10.1080/19443994.2015.1024751>

BBVA. (13 de Agosto de 2015). *Comunications*. Obtenido de Comunications:

<https://www.bbva.com/es/tipos-indicadores-existen-predecir-la-evolucion-economica/>

BCE. (Noviembre de 2020). *Tasas de interes*. Recuperado el 28 de Noviembre de 2020, de

<https://contenido.bce.fin.ec/documentos/Estadisticas/SectorMonFin/TasasInteres/Indice.htm>

CLIRSEN, SENPLADES, & SIGAGRO. (Junio de 2011). Memoria técnica. *PROYECTO: "GESTIÓN DE*

*GEOINFORMACIÓN EN LAS ÁREAS DE INFLUENCIA DE LOS PROYECTOS ESTRATÉGICOS*

*NACIONALES*". Obtenido de [http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PDOT/ZONA6/NIVEL\\_DEL\\_PDOT\\_CANTONAL/AZUAY/CUENCA/VICTORIA\\_DEL\\_PORTETE/IEE/MEMORIA\\_TECNICA/mt\\_victoria\\_del\\_portete.pdf](http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PDOT/ZONA6/NIVEL_DEL_PDOT_CANTONAL/AZUAY/CUENCA/VICTORIA_DEL_PORTETE/IEE/MEMORIA_TECNICA/mt_victoria_del_portete.pdf)

CONAGUA. (2015). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Conducciones*. Mexico D.F.

Recuperado el 7 de Diciembre de 2020, de <http://cmx.org.mx/wp-content/uploads/MAPAS%20202015/libros/SGAPDS-1-15-Libro10.pdf>

CONUEE. (2015). *Derivados del petroleo*. Obtenido de movilidad y transporte:

<https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/241728/DieselFT.pdf>

Cuenca, M. d. (2011). PDOT Victoria de Portete. *Fase II Diagnóstico Integrado*. Obtenido de

<file:///D:/Desktop/documentos/Universidad%20de%20Cuenca/Tesis/Bibliografia%20de%20la%20metodologia%20para%20el%20diseno/PLAN%20DE%20DESARROLLO%20Y%20ORDENAMIENTO%20TERRITORIAL%20VICTORIA%20DE%20PORTETE.pdf>



Davies Waldrom, C., Maurice, L., & Kapshe, M. (2006). *Directrices del IPCC de 2006 para los inventarios nacionales de gases de efecto invernadero*. Ginebra.

Delgadillo, O., Camacho, A., Peréz, L., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Cochabamba, Bolivia: Nelson Antequera Durán.

Díaz, T. (2 de Octubre de 2018). *economíasiempre.net*. Obtenido de [economíasiempre.net](https://www.economiasimple.net/glosario/renta-per-capita):

<https://www.economiasimple.net/glosario/renta-per-capita>

Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & Von Sperling, M. (2017).

*Treatment Wetlands* (Vol. 7). Reino Unido: IWA Publishing.

*Ecuador 2030 Productivo y Sostenible*. (2017). Obtenido de <https://ecuador2030.org/>

El Hamouri, B., Kinsley, C., & Crolla, A. (12 de Julio de 2012). A Hybrid Wetland for Small Community Wastewater Treatment in Morocco. *Sustainable Sanitation Practice*, 12(4), 22-26. Obtenido de [http://www.ecosan.at/ssp/issue-12-treatment-wetlands/SSP-12\\_Jul2012\\_22-26.pdf/view](http://www.ecosan.at/ssp/issue-12-treatment-wetlands/SSP-12_Jul2012_22-26.pdf/view)

EPA. (2003). *Air Quality Index A Guide to Air Quality and Your Health*. Washington.

Estrada, I. Y. (2010). *MONOGRAFÍA SOBRE HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HAFSS) PARA REMOCIÓN DE METALES PESADOS EN AGUAS RESIDUALES*. UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PEREIRA , Pereira.

ETAPA. (25 de Julio de 2020). Monitoreo eco-hidrológico - Irquis A.J Tarqui. *Monitoreo físico-químico y Bacteriológico*. Recuperado el 25 de Julio de 2020, de <https://geo.etapa.net.ec/monitoreoecohidrologico/>

ETAPA-EP. (28 de Febrero de 2020). Licitación Internacional para servicios de consultoría para “Elaborar los estudios de consultoría pa consultoría “Elaborar los estudios de factibilidad y diseños definitivos de sistemas de agua potable y estudios de interceptores en el cantón Cuenca”. *Aviso de licitación* . Quito, Ecuador. Recuperado el 16 de Julio de 2020, de Licitación Internacional para servicios de consultoría para “Elaborar los estudios de consultoría para “Elaborar los estudios de



consultoría para “Elaborar los estudios de factibilidad y diseños definitivos de sistemas de agua potable y estudios de interc: <https://www.caf.com/media/2539780/aviso-de-licitacion-servicios-consultorios-a-etapa-caf-kfw-versio-n-espan-ol-05-01-20.pdf>

García Reinoso, J. (2002). *Evaluación de escenarios utilizando el modelo regional de calidad del aire MCCR*. Ciudad de Mexico.

García, A. G., & Ludizaca, W. E. (2017). *DISEÑO DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LA COMUNIDAD DEL TABACAY, CANTÓN AZOGUES, PROVINCIA DE CAÑAR* [Tesis de pregrado]. Universidad de Cuenca. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/27743>

García, F., Patiño, J., Zhinín, F., Donoso, S., Flores, L., & Avilés, A. (Septiembre de 2019). Performance of Phragmites Australis and Cyperus Papyrus in the treatment of municipal wastewater by vertical flow subsurface constructed wetlands. *International Soil and Water Conservation Research*, 7(3), 286-296. doi:<https://doi.org/10.1016/j.iswcr.2019.04.001>

García, J., & Corzo, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos*. UPCommons.

Gauss, M. (1 de Abril de 2008). *World Bank Policy Research Working Papers*. Obtenido de Constructed Wetlands: A promising wastewater treatment system for small localities: Experiences from Latin America: <https://ssrn.com/abs>

Gonzales, C. M. (2014). Pachamama. *Revista de la Universidad del Azuay*, 141-162.

Govern de les Illes Balears. (2011). *Diseño e instalación de sistemas autónomos de depuración*.

Conselleria d'Agricultura, Medi Ambient i Territori. Direcció General de Recursos Hídrics. Servei d'Estudis i Planificació.

Heath, J. (2012). Producto Interno Bruto. En J. Heath, *Lo que indican los indicadores* (pág. 419). Aguas Calientes: ISBN 978-607-494-288-0.



Hoffmann , H., & Platzer, C. (2009). Humedales Artificiales para el tratamiento de aguas grises y aguas residuales domésticas en países en desarrollo (borrador). 27.

Index, W. A. (8 de DICIEMBRE de 2019). *WAQI.Info: World Air Quality Index*. Obtenido de WAQI.Info: World Air Quality Index: <https://waqi.info/es/#/c/15.832/-74.176/4.4z>

INECC. (2018). *Elementos para inventario de fuentes*. Ciudad de Mexico.

INEN. (2003). *REVISIÓN TÉCNICA VEHICULAR. PROCEDIMIENTOS*. . Quito.

insider, M. (5 de December de 2016). Getting Personal: My 10 Favourite Possessions. Obtenido de Getting Personal: My 10 Favourite Possessions

Kadlec, R. H., Knight, R. L., Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., & Haberl, R. (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control. IWA Publishing.

Kadlec, R., & Wallace, S. (2009). *Treatment Wetlands* (Vol. 2). (J. Nivala, Ed.) Boca Raton London New York: Taylor & Francis Group.

Kato, K., & Inoue, T. (1 de Octubre de 2013). Design and performance of hybrid constructed wetland systems for highcontent wastewater treatment in the cold climate of Hokkaido, northern Japan. *Water Science & Technology*, 68(7), 1468–1476. doi: <https://doi.org/10.2166/wst.2013.364>

Lara, J. A. (1999). *Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales (tesis de posgrado)*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.

Malheiro, P. (s.f.). Treasures possessions. Obtenido de <https://youtu.be/G9ayMf6kXNo>

Masi , F., & Martinuzzi , M. (5 de Septiembre de 2007). Constructed wetlands for the Mediterranean countries: hybrid systems for water reuse and sustainable sanitation. *Desalination*, 215(1-3), 44-55. doi:<https://doi.org/10.1016/j.desal.2006.11.014>



- Massoud , M. A., Tarhini , A., & Nasr, J. A. (2008). Decentralized approaches to wastewater treatment and management:Applicability in developing countries. *Journal of Environmental Management*, 90(1), 652-659. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2008.07.001>
- Mendez, D. (2009). *MAESTRIA EN VIAS TERRESTRES*. Estelí.
- Molina, A., Pozo, M., & Serrano, J. C. (2018). *Agua, saneamiento e higiene: medición de los ODS en Ecuador*. Instituto Nacional de Estadística y Censos y UNICEF (INEC-UNICEF)., Quito-Ecuador. Obtenido de [https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Libros/AGUA,\\_SANEAMIENTO\\_e\\_HIGIENE.pdf](https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Libros/AGUA,_SANEAMIENTO_e_HIGIENE.pdf)
- Montiel, P. A. (2014). *HUMEDAL ARTIFICIAL [Tesis de pregrado]*. Univerdidad Autonóma de México, Coyoacán, Ciudad de Mexico.
- MTOP. (2012). *CAPITULO IV*. Quito: Lexis Finder.
- Nawaz, R., & Waya, B. ((2013, 8 de Junio)). Estimating the amount of cold water wastage in UK households. *Water Management*, 167(Issue WM8), 457-466. doi:<http://dx.doi.org/10.1680/wama.12.00109>
- Neira, A. (2005). *evaluacion de los sistemas urbano marginales y rurales de aguas residuales del Cantón Cuenca*. ETAPA, Cuenca.
- Once, D. J., & Ruiz, F. J. (2014). *Evaluación de las plantas de depuración de aguas residuales de las comunidades de Soldados y Churuguzo, Cantón Cuenca, Azuay (tesis de pregrado)*. Universidad de Cuenca, Cuenca.
- Ordóñez, G. (2009). *Diagnóstico y evaluación preliminar de los sistemas de depuración de aguas residuales que sirven a centros parroquiales y a caseríos en el Cantón Cuenca*. ETAPA, Cuenca.
- Ortega, J. (2014). *DIMENSIONAMIENTO DE LAS COMPAÑÍAS DE TRANSPORTE DE CARGA PESADA EN EL ECUADOR*. Quito.



Pastor, O. (17 de Julio de 2018). *Rankia*. Obtenido de Rankia: <https://www.rankia.cl/blog/analisis-ipsa/3965571-que-son-cuales-principales-indicadores-economicos>

Patiño, J. F., & Zhinín, F. L. (2015). *ESTUDIO COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD DEPURADORA DE PHRAGMITES AUSTRALIS Y CYPERUS PAPYRUS EN HUMEDALES ARTIFICIALES SUBSUPERFICIALES DE FLUJO VERTICAL PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN EL CANTÓN SANTA ISABEL*. Universidad de Cuenca, Cuenca.

Pázan, A. E., & Trelles, J. S. (2018). *Análisis del estado del arte de humedales subsuperficiales de flujo vertical para el tratamiento de aguas residuales y lodos de depuradoras*. Universidad del Azuay, Cuenca.

Peréz, A. B. (18 de Septiembre de 2018). *Enciclopeia Fincanciera*. Obtenido de Enciclopeia Fincanciera: <https://www.encyclopediafinanciera.com/indicadores-economicos.htm>

Pidre, J. R. (2010). *INFLUENCIA DEL TIPO Y GRANULOMETRÍA DEL SUSTRATO EN LA DEPURACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES POR EL SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO VERTICAL Y HORIZONTAL (tesis doctoral)*. Universidad de Cádiz, Andalucía.

PNUD. (2013). *Informe Regional de Desarrollo Humano 2013-2014: Seguridad Ciudadana con Rostro Humano: Diagnóstico y propuestas para América Latina*. Nueva York: Centro Regional de Servicios para América Latina y el Caribe.

PNUD. (2015). *Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo*. Recuperado el 15 de Julio de 2020, de <https://www.undp.org/content/undp/es/home/sustainable-development-goals/goal-6-clean-water-and-sanitation.html>

Pozo , C. G. (2012). *FITOREMEDIACIÓN DE LAS AGUAS DEL CANAL DE RIEGO LATACUNGA – SALCEDO – AMBATO MEDIANTE HUMEDALES VEGETALES A NIVEL DE PROTOTIPO DE CAMPO SALCEDO – COTOPAXI (tesis de posgrado)*. Ambato.

QUITO, A. G. (s.f.). *DISEÑO DE SISTEMA DE*.



Rabat, J. (2016). *Análisis de los modelos de diseño de los sistemas naturales de depuración (tesis de posgrado)*. Universidad de Alicante, Alicante.

Radian International, O. P. (1997). *MANUALES DEL PROGRAMA DE INVENTARIOS*. Ciudad de Mexico.

REMMAQ. (2019). *INFORME DE LA CALIDAD DEL AIRE EN EL DMQ*. Quito.

Romero, J. A. (1999). *Tratamiento de aguas residuales. Teoría y principios de diseño*. Escuela Colombiana de Ingeniería.

SAGARPA. (13 de Febrero de 2019). *Slideshare*, Segunda edición. Recuperado el 7 de Diciembre de 2020, de

[https://www.academia.edu/33925346/LINEAS\\_DE\\_CONDUCCION\\_POR\\_GRAVEDAD\\_EMITIDO\\_POR\\_SAGARPA](https://www.academia.edu/33925346/LINEAS_DE_CONDUCCION_POR_GRAVEDAD_EMITIDO_POR_SAGARPA)

Salas, J. J., Pidre, J. R., & Sánchez, L. (2007). Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. En *Capítulo IV: Humedales Artificiales*. Ed. CENTA. ISBN 13:978-84-611-6885-9. Sevilla.

Salazar, D. S., & Sánchez, E. A. (2015). *Evaluación y propuesta de rediseño de la planta de tratamiento de aguas residuales de la comunidad de Churuguzo, parroquia Tarqui, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay (tesis de pregrado)*. Universidad de Cuenca, Cuenca.

Sánchez, D. (2013). *Diseño y modelización de humedales para el tratamiento de efluentes de depuradora. Aplicación en el entorno del parque nacional de Las Tablas de Daimiel. [Tesis Doctoral]*. Universidad de Castilla-La Mancha. . Obtenido de <http://hdl.handle.net/10578/3487>

Sánchez, J. (2017). Ley de Darcy. Conductividad hidráulica . En S. Javier, *Hidrología Superficial y Subterránea* (pág. 414). Salamanca: Createspace Independent Pub.

SANMARTÍN, A. P. (2011). *ÍNDICE DE BIENESTAR ECONÓMICO SUSTENTABLE PARA EL ECUADOR EN EL PERÍODO 2001-2010. ÍNDICE DE BIENESTAR ECONÓMICO SUSTENTABLE PARA EL ECUADOR EN EL PERÍODO 2001-2010*. Cuenca, Azuay, Ecuador.



Sathe, S., & Munavalli, G. (2019). Domestic wastewater treatment by modified bio-rack wetland system.

*Journal of Water Process Engineering, 28.*

Sellers, C., Ballari, D., Pachecho, D., & Delgado, O. (2013). PUBLICACIÓN DE CONTAMINANTES

ATMOSFÉRICOS DE LA ESTACION DE MONITOREO DE LA CIUDAD DE CUENCA. *Geoespacial, 72-*

86.

Steiner, G., & Watson, J. (1993). *General Design, Construction, and Operation Guidelines: Constructed*

*Wetlands Wastewater Treatment Systems for Small Users Including Individual Residences*

(Segunda ed.). Chattanooga, Tennessee: Tennessee Valley Authority Resource Group Water

Management.

TED. (s.f.). Why are we attached to our things. Obtenido de [https://youtu.be/H2\\_by0rp5q0](https://youtu.be/H2_by0rp5q0)

Tejeda, A., López , Z., Rojas, D., Reina , M., Barrera, A., & Zurita, F. (Noviembre-Diciembre de 2015).

Eficiencia de tres sistemas de humedales híbridos para la remoción de carbamazepina.

*Tecnología y Ciencias del Agua, 6(6), 19-31.*

Uribe, J. D. (2012). *Estudio sobre el uso de la ecuación de Hazen-Williams vs la ecuación de Darcy-*

*Weisbach en tuberías de gran diámetro (Sistemas Matrices) y en tuberías primarias de bombeo*

*(tesis de pregrado).* Universidad de los Andes, Departamento de ingeniería civil y ambiental,

Bogota.

Varela, L. A. (2018). *Geografía y clima del Ecuador.* Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

Recuperado el 26 de Julio de 2020, de <<https://bioweb.bio/geoclima/>>

Villarreal, J. M. (1991). la economía mundial en los años 80 y la política económica de los 90. En J. M.

Villarreal, *la economía mundial en los años 80 y la política económica de los 90* (págs. 200-217).

Cantabria.

Vymazal, J. (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of the total*

*environment, 380(1-3), 48-65.*



Vymazal, J. (2018). Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. *Encyclopedia of Ecology*, 1(2), 1-8.

Vymazal, J. (2019). Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. *Encyclopedia of Ecology (Second Edition)*, 1, 14-21.

Yunga , A. (2019). *Analisis de la sostenibilidad operacional de las plantas de tratamiento de aguas residuales del área rural de la ciudad de Cuenca [tesis de pregrado, Universidad de Cuenca]*.

Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/31841>

Zhang, Y., Dunets, S., & Rozema, E. (Abril de 2013). Wetland Technologies for Nursery and Greenhouse Compliance with Nutrient Regulations. *HortScience: a publication of the American Society for Horticultural Science*, 48(9), 1103-1108. doi:10.21273/HORTSCI.48.9.1103

## CAPITULO VII: ANEXOS

**ANEXO 1.** *Totora como sistema de cultivo en el primer humedal de flujo horizontal*



**ANEXO 2.** *Humedal horizontal subsiguiente sin presencia de vegetación*



**ANEXO 3.** Acumulación de vegetación aledaña a las tuberías de distribución y drenaje



**ANEXO 4.** Ausencia de rejilla para retención de gruesos en el sedimentador



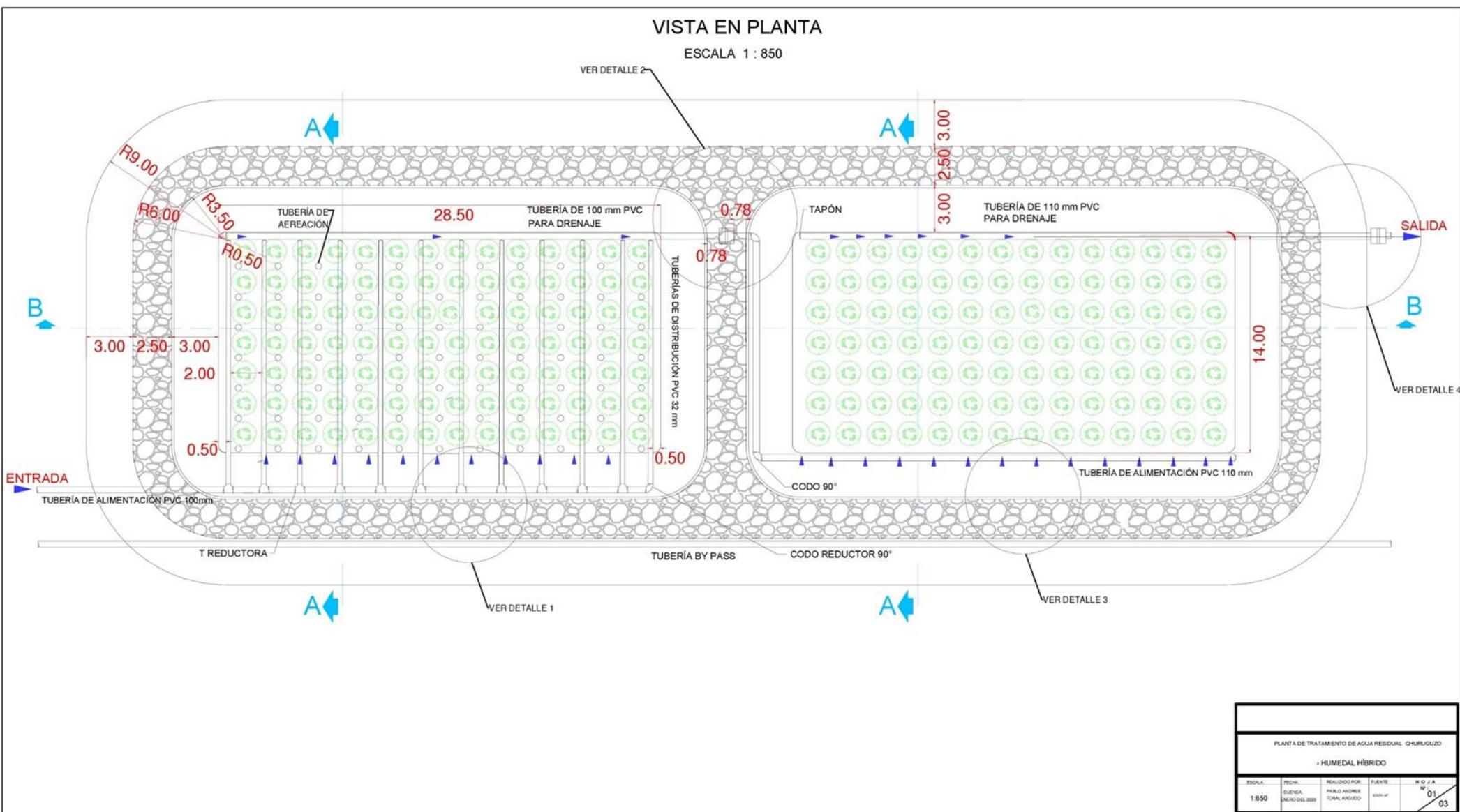
**ANEXO 5.** Cajón de entrada al pozo séptico, a la derecha el cajón de válvulas y en la parte inferior el tramo final del sedimentador



**ANEXO 6.** Tapa del cajón de salida del pozo séptico

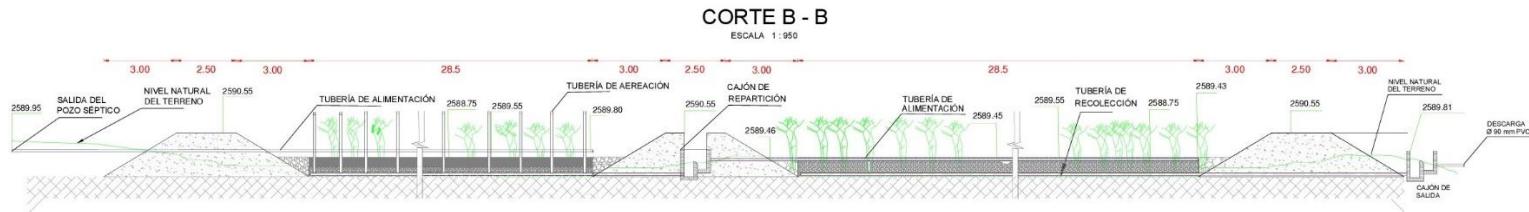


## ANEXO 7. Planos de la vista en planta de sistema de humedales híbrido





**ANEXO 8. Planos con distintos cortes del sistema de humedales híbridos**



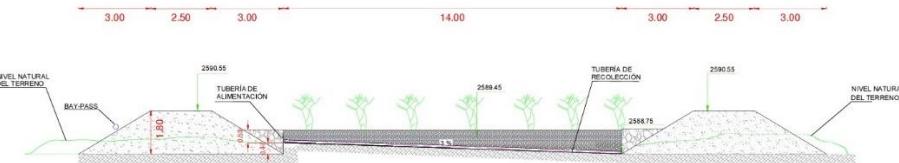
**CORTE A - A HSSFV**

ESCALA 1:950



**CORTE A - A HSSFH**

ESCALA 1:950



PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL, CHURUGUZO				
- HUMEDAL HÍBRIDO				
ESCALA:	FECHA:	RESEÑADO POR:	FUENTE:	Nº J.A.
1:950	CUENCA, ENERO DEL 2009	PABLO ANDREE TORAL ARGUDO	ETAPA B	Nº 1 02 03

#### **ANEXO 9. Planos de los detalles propuestos para el sistema de humedales**

