



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

# UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Dpto. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

Diseño de una estación depuradora de aguas residuales  
basada en humedales artificiales para la comunidad La  
Victoria ubicada en la parroquia rural de Pablo Arenas -  
Ecuador

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente

AUTOR/A: Palacios Ledesma, Jeanpierre Alexander

Tutor/a: Hernández Crespo, Carmen

Cotutor/a: Martín Monerris, Miguel

CURSO ACADÉMICO: 2022/2023

# Trabajo Fin de Máster

DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES  
BASADA EN HUMEDALES ARTIFICIALES PARA LA COMUNIDAD LA  
VICTORIA UBICADA EN LA PARROQUIA RURAL DE PABLO ARENAS –  
ECUADOR

**Intensificación: TRATAMIENTOS DE AGUAS**

**Autor:**

JEANPIERRE ALEXANDER PALACIOS LEDESMA

**Tutor:**

DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

**Cotutor:**

DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

**Mes, Año:**

**MAYO, 2023**



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería  
hidráulica y medio ambiente  
**mihma**

### Datos del proyecto

**Título del TFM en español:** DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES BASADA EN HUMEDALES ARTIFICIALES PARA LA COMUNIDAD LA VICTORIA UBICADA EN LA PARROQUIA RURAL DE PABLO ARENAS - ECUADOR

**Título del TFM en inglés:** DESIGN OF A WASTEWATER TREATMENT PLANT BASED ON ARTIFICIAL WETLANDS FOR THE LA VICTORIA COMMUNITY LOCATED IN THE RURAL PARISH OF PABLO ARENAS - ECUADOR

**Título del TFM en valenciano:** DISSENY D'UNA ESTACIÓ DEPURADORA D'AIGÜES RESIDUALS BASADA EN AIGUAMOLLS ARTIFICIALS PER A LA COMUNITAT LA VICTÒRIA SITUADA EN LA PARRÒQUIA RURAL DE PABLO ARENAS - EQUADOR

**Alumno:** JEANPIERRE ALEXANDER PALACIOS LEDESMA

**Tutor:** DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

**Cotutor:** DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

**Fecha de Lectura:** MAYO, 2023

### Resumen

La República del Ecuador, geográficamente ubicada en la costa oeste de Sudamérica, se organiza en 24 provincias, cada una fraccionada en cantones que a su vez se subdividen en pequeñas poblaciones conocidas como parroquias urbanas y parroquias rurales.

Pablo Arenas, parroquia rural correspondiente al Cantón San Miguel de Urququí, permite evidenciar la grave problemática que aqueja a estas zonas del país en cuanto a la escasa cobertura de servicios básicos, particularmente al sistema deficiente de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales que trae consigo varios problemas ambientales identificados a través del mal olor, proliferación de insectos y aparición de roedores que no sólo arriesgan la salud de sus habitantes sino que vulneran la integridad física de niños y adultos mayores.

Las afectaciones ambientales se extienden a zonas como la comunidad “La Victoria”, perteneciente a la parroquia rural de Pablo Arenas, donde habitan alrededor de 205 familias que en su mayoría son afrodescendientes y de escasos recursos económicos, quienes por falta de oportunidades a muy temprana edad empiezan a trabajar en la limpieza de la caña de azúcar conocida como zafra.

El agua residual generada en esta comunidad se descarga en 3 puntos, dos de ellos a un sistema de tratamiento conformado por una sola fosa séptica y el último descarga directamente sin ningún tratamiento, a lo cual se le conoce como “descarga a cielo abierto”. Cabe indicar que las fosas sépticas en las cuales se trata el agua residual están colapsadas y obsoletas, es decir, el agua residual prácticamente es descargada sin tratamiento alguno a fuentes de agua dulce que luego son utilizadas en actividades agropecuarias aguas abajo.

Por la razón antes expuesta, las autoridades locales han acudido a instancias gubernamentales a fin de solicitar se canalicen lo antes posible los recursos económicos para la construcción de un nuevo sistema de alcantarillado con su respectiva EDAR pero no

han obtenido respuestas favorables, con lo que sigue aumentando la contaminación ambiental y con ello los evidentes problemas de salud de la población.

Se ha determinado que el tratamiento del agua residual mediante humedales artificiales es considerado un complemento adecuado del tratamiento convencional, además de ser un sistema económico por su sencilla construcción, operación y mantenimiento, presenta una gran integración visual, paisajística y amigable con el medio ambiente. Por otra parte, cabe indicar que estos sistemas generan importantes espacios naturales protegidos con hábitat para la fauna, lo que conlleva a que en la actualidad tengan una gran aceptación social.

Por lo antes expuesto se ha realizado el diseño de una estación depuradora de aguas residuales basada en humedales artificiales la cual cumple con los requerimientos de la comunidad y con ello se pueda tratar toda el agua residual generada garantizando el cumplimiento de las normativas ambientales vigentes y a su vez aprovechando el efluente de la EDAR para riego en las actividades de agricultura que desarrollan los habitantes.

La ubicación propuesta de la EDAR diseñada tiene como coordenadas N: 10055882.49, E: 816856.88 y se encuentra a una altitud de 1751 m.s.n.m., lo que permitirá que toda el agua residual llegue a la EDAR por gravedad y con ello que su operación sea sencilla y económica para que así no se tengan que incurrir en gastos considerables de operación y/o mantenimiento.

La EDAR consta de varias etapas de tratamiento como son: pretratamiento (aliviadero, canal de desbaste, rejas gruesas, rejas finas y desarenador de flujo horizontal), tratamiento primario (dos tanques imhoff en paralelo), tratamiento secundario en el cual se consideró 3 alternativas (humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, vertical y vertical "sistema francés", este último no requiere de un tratamiento primario previo) y finalmente un tratamiento terciario (humedal artificial de flujo superficial horizontal) que cumple con la función de renaturalizar y desinfectar el agua de una manera natural y económica.

El estudio de las alternativas de tratamiento secundario descritas anteriormente permitieron determinar que la alternativa 1 (humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal) es la que mejor se ajusta y la que más conveniente resulta aplicar en la comunidad ya que fue la alternativa que mejor cumple con todos los factores y criterios analizados para llegar a la conclusión y resultado final, criterios que posteriormente en este trabajo se los especificará con mayor detalle.

Finalmente, al tratarse de un proyecto que contempla el diseño de una EDAR, considerado como un servicio básico indispensable, se buscará la manera de presentarlo a las autoridades locales de la zona y con ello intentar llevar a cabo su construcción y así beneficiar a todos sus habitantes.

## Resum

La República de l'Equador, geogràficament situada en la costa oest de Sud-amèrica, s'organitza en 24 províncies, cadascuna fraccionada en cantons que al seu torn se subdivideixen en xicotetes poblacions conegudes com a parròquies urbanes i parròquies rurals.

Pablo Arenas, parròquia rural corresponent al Cantó San Miguel de Urcuquí, permet evidenciar la greu problemàtica que afligeix a aquestes zones del país quant a l'escassa cobertura de serveis bàsics, particularment al sistema deficient de clavegueram i tractament d'aigües residuals que porta amb si diversos problemes ambientals identificats a través de la mala olor, proliferació d'insectes i aparició de rosegadors que no sols arrisquen la salut dels seus habitants sinó que vulneren la integritat física de xiquets i adults majors.

Les afectacions ambientals s'estenen a zones com la comunitat "La Victòria", pertanyent a la parròquia rural de Pablo Arenas, on habiten al voltant de 205 famílies que en la seua majoria són afrodescendents i d'escassos recursos econòmics, els qui per falta d'oportunitats a molt primerenca edat comencen a treballar en la neteja de la canya de sucre coneguda com zafra.

L'aigua residual generada en aquesta comunitat es descarrega en 3 punts, dos d'ells a un sistema de tractament conformat per una sola fossa sèptica i l'últim descàrrega directament sense cap tractament, a la qual cosa se'l coneix com a "descàrrega a cel obert". Cal indicar que les fosses sèptiques en les quals es tracta l'aigua residual estan col·lapsades i obsoletes, és a dir, l'aigua residual pràcticament és descarregada sense cap tractament a fonts d'aigua dolça que després són utilitzades en activitats agropecuàries aigües avall.

Per la raó abans exposada, les autoritats locals han acudit a instàncies governamentals a fi de sol·licitar es canalitzen al més prompte possible els recursos econòmics per a la construcció d'un nou sistema de clavegueram amb la seua respectiva EDAR però no han obtingut respostes favorables, amb el que continua augmentant la contaminació ambiental i amb això els evidents problemes de salut de la població.

S'ha determinat que el tractament de l'aigua residual mitjançant aiguamolls artificials és considerat un complement adequat del tractament convencional, a més de ser un sistema econòmic per la seua senzilla construcció, operació i manteniment, presenta una gran integració visual, paisatgística i amigable amb el medi ambient. D'altra banda, cal indicar que aquests sistemes generen importants espais naturals protegits amb hàbitat per a la fauna, la qual cosa comporta al fet que en l'actualitat tinguen una gran acceptació social.

Per l'abans exposat s'ha realitzat el disseny d'una estació depuradora d'aigües residuals basada en aiguamolls artificials la qual compleix amb els requeriments de la comunitat i amb això es puga tractar tota l'aigua residual generada garantint el compliment de les normatives ambientals vigents i al seu torn aprofitant l'efluent de la EDAR per a reg en les activitats d'agricultura que desenvolupen els habitants.

La ubicació proposada de la EDAR dissenyada té com a coordenades N: 10055882.49, E: 816856.88 i es troba a una altitud de 1751 m.s.n.m., la qual cosa permetrà que tota l'aigua residual arribe a la EDAR per gravetat i amb això que la seua operació siga senzilla i econòmica perquè així no s'hagen d'incórrer en despeses considerables d'operació i/o manteniment.

La EDAR consta de diverses etapes de tractament com són: pretractament (sobreeixidor, canal de desbastament, reixes gruixudes, reixes fines i desarenador de flux horitzontal),

tractament primari (dos tancs imhoff en paral·lel), tractament secundari en el qual es va considerar 3 alternatives (aiguamoll artificial de flux subsuperficial horitzontal, vertical i vertical "sistema francès", aquest últim no requereix d'un tractament primari previ) i finalment un tractament terciari (aiguamoll artificial de flux superficial horitzontal) que compleix amb la funció de renaturalitzar i desinfectar l'aigua d'una manera natural i econòmica.

L'estudi de les alternatives de tractament secundari descrites anteriorment van permetre determinar que l'alternativa 1 (aiguamoll artificial de flux subsuperficial horitzontal) és la que millor s'ajusta i la que més convenient resulta aplicar en la comunitat ja que va ser l'alternativa que millor compleix amb tots els factors i criteris analitzats per a arribar a la conclusió i resultat final, criteris que posteriorment en aquest treball li'ls especificarà amb major detall.

Finalment, en tractar-se d'un projecte que contempla el disseny d'una EDAR, considerat com un servei bàsic indispensable, es buscarà la manera de presentar-lo a les autoritats locals de la zona i amb això intentar dur a terme la seua construcció i així beneficiar a tots els seus habitants.

### Summary

The Republic of Ecuador, geographically located on the west coast of South America, is organized into 24 provinces, each divided into cantons, which in turn are subdivided into small towns known as urban parishes and rural parishes.

Pablo Arenas, a rural parish corresponding to the San Miguel de Urcuquí Canton, makes it possible to demonstrate the serious problems that afflict these areas of the country in terms of the low coverage of basic services, particularly the deficient sewage system and wastewater treatment that brings with it several environmental problems identified through bad smell, proliferation of insects and appearance of rodents that not only risk the health of its inhabitants but also violate the physical integrity of children and the elderly.

The environmental impacts extend to areas such as the "La Victoria" community, belonging to the rural parish of Pablo Arenas, where around 205 families live, the majority of whom are Afro-descendants and with limited economic resources, who due to a lack of opportunities at a very early age they begin to work cleaning the sugar cane known as zafra.

The wastewater generated in this community is discharged at 3 points, two of them to a treatment system made up of a single septic tank and the last one discharges directly without any treatment, which is known as "open air discharge". It should be noted that the septic tanks in which the wastewater is treated are collapsed and obsolete, that is, the wastewater is practically discharged without any treatment to freshwater sources that are later used in agricultural activities downstream.

For the aforementioned reason, the local authorities have turned to government agencies in order to request that the economic resources be channeled as soon as possible for the construction of a new sewerage system with its respective WWTP, but they have not

obtained favorable responses, with what follows increasing environmental pollution and with it the evident health problems of the population.

It has been determined that the treatment of wastewater through artificial wetlands is considered an adequate complement to conventional treatment, in addition to being an economical system due to its simple construction, operation and maintenance, it presents a great visual, landscape and friendly integration with the environment. On the other hand, it should be noted that these systems generate important protected natural spaces with habitat for fauna, which means that they currently have great social acceptance.

Due to the above, the design of a wastewater treatment plant based on artificial wetlands has been carried out, which meets the requirements of the community and with this, all the wastewater generated can be treated, guaranteeing compliance with current environmental regulations and at its time taking advantage of the effluent from the WWTP for irrigation in the agricultural activities carried out by the inhabitants.

The proposed location of the designed WWTP has the coordinates N: 10055882.49, E: 816856.88 and is located at an altitude of 1751 meters above sea level, which will allow all the residual water to reach the WWTP by gravity and thus make its operation simple and economical so that considerable operating and/or maintenance expenses do not have to be incurred.

The WWTP consists of several treatment stages such as: pretreatment (spillway, roughing channel, coarse grates, fine grates and horizontal flow grit), primary treatment (two imhoff tanks in parallel), secondary treatment in which 3 alternatives were considered (horizontal, vertical and vertical "French system" subsurface flow artificial wetland, the latter does not require prior primary treatment) and finally a tertiary treatment (horizontal superficial flow artificial wetland) that fulfills the function of renaturalizing and disinfecting the water in a natural and economical way.

The study of the secondary treatment alternatives described above made it possible to determine that alternative 1 (horizontal subsurface flow artificial wetland) is the one that best fits and the one that is most convenient to apply in the community since it was the alternative that best complies with all the factors and criteria analyzed to reach the conclusion and final result, criteria that will be specified in greater detail later in this work.

Finally, as it is a project that contemplates the design of a WWTP, considered as an essential basic service, a way will be sought to present it to the local authorities of the area and with this try to carry out its construction and thus benefit all its population.

**Palabras clave:** Humedal, Diseño, Agua, Tratamiento, Residual

**Paraules clau:** Aiguamoll, Disseny, Aigua, Tractament, Residual

**Keywords:** Wetland, Desing, Water, Treatment, Residual



## ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1. Objetivo general .....	2
2.2. Objetivos específicos .....	2
3. CONCEPTOS PREVIOS.....	3
3.1. Aguas residuales .....	3
3.2. Clasificación de las aguas residuales .....	3
3.3. Características de las aguas residuales urbanas.....	3
3.4. Tratamientos de las aguas residuales.....	5
3.4.1. Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales .....	5
3.4.1.1. Línea de agua .....	5
3.4.1.1.1. Pretratamiento .....	6
3.4.1.1.2. Tratamiento primario .....	7
3.4.1.1.3. Tratamiento secundario .....	8
3.4.1.1.4. Tratamiento terciario.....	8
3.4.1.2. Línea de lodos .....	8
3.4.1.2.1. Espesamiento.....	9
3.4.1.2.2. Estabilización .....	9
3.4.1.2.3. Acondicionamiento.....	10
3.4.1.2.4. Deshidratación .....	10
3.4.2. Humedales artificiales .....	10
3.4.2.1. Definición .....	10
3.4.2.2. Aplicaciones .....	11
3.4.2.3. Mecanismos de eliminación de los contaminantes.....	11
3.4.2.3.1. Sólidos en suspensión.....	12
3.4.2.3.2. Materia orgánica.....	13





3.4.2.3.3.	Nitrógeno .....	14
3.4.2.3.4.	Fósforo .....	15
3.4.2.3.5.	Patógenos .....	16
3.4.2.3.6.	Otros contaminantes .....	16
3.4.2.4.	Flora utilizada.....	16
3.4.2.5.	Tipos.....	19
3.4.2.5.1.	Humedal de flujo superficial .....	19
3.4.2.5.2.	Humedal de flujo subsuperficial .....	20
3.4.2.5.2.1.	Humedal de flujo subsuperficial horizontal .....	21
3.4.2.5.2.2.	Humedal de flujo subsuperficial vertical .....	21
3.4.2.5.2.3.	Humedal de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés” .....	22
3.4.2.5.3.	Comparación entre los sistemas “FWS” y “VSB” .....	25
3.4.2.6.	Rendimientos de depuración.....	25
3.4.2.6.1.	Humedales artificiales de flujo superficial.....	25
3.4.2.6.2.	Humedales artificiales de flujo subsuperficial .....	27
3.4.2.7.	Construcción .....	27
3.4.2.7.1.	Reconocimiento del terreno.....	28
3.4.2.7.2.	Estudios geotécnicos .....	28
3.4.2.7.3.	Desmonte.....	28
3.4.2.7.4.	Levantamiento topográfico y replanteo.....	29
3.4.2.7.5.	Excavación y movimiento de tierras.....	29
3.4.2.7.6.	Nivelación y compactación de las celdas.....	31
3.4.2.7.7.	Elementos de entrada y salida.....	31
3.4.2.7.8.	Impermeabilización .....	32
3.4.2.7.9.	Material granular .....	34
3.4.2.7.10.	Vegetación .....	35



3.4.2.8.	Puesta en marcha .....	37
3.4.2.9.	Explotación y mantenimiento .....	38
3.4.2.9.1.	Inspección rutinaria .....	38
3.4.2.9.2.	Explotación .....	40
3.4.2.9.3.	Mantenimiento .....	40
3.4.2.9.4.	Operaciones a largo plazo .....	42
3.4.2.10.	Ventajas y desventajas.....	43
3.4.2.10.1.	Ventajas .....	43
3.4.2.10.2.	Desventajas.....	43
3.4.2.11.	Costes de implantación.....	44
4.	MARCO LEGISLATIVO .....	46
4.1.	Normativa Ecuatoriana.....	46
4.2.	Normativa Española.....	48
5.	CASO DE ESTUDIO .....	49
5.1.	Datos generales .....	49
5.1.1.	Ubicación geográfica .....	49
5.1.2.	Geología.....	51
5.1.3.	Demografía .....	52
5.1.4.	Climatología.....	53
5.1.5.	Hidrografía.....	54
5.1.6.	Socioeconomía .....	55
5.1.7.	Agua potable .....	56
5.1.8.	Agua de riego .....	57
5.1.9.	Alcantarillado .....	57
5.2.	Población .....	58
5.2.1.	Población actual .....	58
5.2.2.	Población futura o de diseño .....	60



5.3.	Determinación de caudales .....	61
5.3.1.	Dotación de agua potable .....	62
5.3.1.1.	Dotación actual .....	62
5.3.1.2.	Dotación futura .....	63
5.3.2.	Caudal medio diario de agua potable .....	63
5.3.3.	Caudal medio diario de agua residual.....	64
5.3.4.	Caudal medio horario de agua residual .....	64
5.3.5.	Caudal punta diario de agua residual.....	65
5.3.6.	Caudal punta horario de agua residual .....	66
5.3.7.	Caudal máximo diario de agua residual .....	66
5.3.8.	Caudal máximo instantáneo de agua residual .....	67
5.3.9.	Caudal mínimo diario de agua residual.....	67
5.4.	Caracterización del agua residual.....	68
5.4.1.	Cálculo de las concentraciones de los distintos parámetros del agua residual. 69	
○	Demanda química de oxígeno (DQO) .....	69
○	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> ) .....	69
○	Sólidos suspendidos (SS).....	69
○	Nitrógeno total (N <sub>T</sub> ) .....	69
○	Fósforo total (P <sub>T</sub> ).....	70
5.5.	Diseño de la EDAR.....	70
5.5.1.	Pretratamiento .....	72
5.5.1.1.	Aliviadero lateral.....	72
5.5.1.2.	Canal de desbaste .....	75
5.5.1.2.1.	Rejas gruesas .....	76
5.5.1.2.2.	Rejas finas .....	80
5.5.1.2.3.	Volumen de sólidos recogidos.....	82



5.5.1.2.3.1.	Sólidos recogidos totales .....	82
5.5.1.2.3.2.	Sólidos recogidos en las rejas gruesas .....	83
5.5.1.2.3.3.	Sólidos recogidos en las rejas finas .....	83
5.5.1.2.4.	Pérdida de carga .....	84
5.5.1.2.4.1.	Pérdida de carga en las rejas gruesas .....	86
5.5.1.2.4.2.	Pérdida de carga en las rejas finas .....	86
5.5.1.2.4.3.	Pérdida de carga total .....	87
5.5.1.3.	Desarenador de flujo horizontal .....	87
5.5.2.	Tratamiento primario .....	90
5.5.2.1.	Tanque Imhoff .....	91
5.5.2.1.1.	Zona de decantación .....	92
5.5.2.1.2.	Zona de digestión .....	97
5.5.2.2.	Gestión de lodos .....	102
5.5.2.2.1.	Era de secado .....	103
5.5.3.	Tratamiento secundario .....	106
5.5.3.1.	Alternativa 1 .....	107
5.5.3.1.1.	Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFS <sub>s</sub> H) .....	107
5.5.3.1.1.1.	Dimensionamiento biológico .....	107
5.5.3.1.1.2.	Dimensionamiento hidráulico .....	111
5.5.3.2.	Alternativa 2 .....	124
5.5.3.2.1.	Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFS <sub>s</sub> V) .....	124
5.5.3.2.1.1.	Opción 1: Considerando arena de 0.06-4 mm como medio filtrante	124
5.5.3.2.1.2.	Opción 2: Considerando arena gruesa de 2-3 mm como medio filtrante	129
5.5.3.3.	Alternativa 3 .....	136



5.5.3.3.1. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés” (HAFS <sub>S</sub> V “SF”).....	136
5.5.3.3.1.1. Diseño de la primera etapa.....	138
5.5.3.3.1.2. Diseño de la segunda etapa.....	144
5.5.4. Tratamiento terciario.....	152
5.5.4.1. Humedal artificial de flujo superficial (HAFS).....	153
6. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS.....	160
6.1. Presupuestos de obra.....	161
6.1.1. Alternativa 1.....	161
6.1.2. Alternativa 2.....	162
6.1.3. Alternativa 3.....	163
6.2. Variables a considerar.....	164
6.3. Selección de alternativa.....	165
7. RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	167
8. RECOMENDACIONES.....	168
9. BIBLIOGRAFÍA.....	170
10. ANEXOS.....	172

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Comparación entre los sistemas FWS y VSB .....	25
<b>Tabla 2.</b> Características medias de las corrientes de entrada y salida de un conjunto de HAFS (EPA 2000) .....	26
<b>Tabla 3.</b> Rendimientos de depuración de HAFS en Estados Unidos .....	27
<b>Tabla 4.</b> Rendimientos de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.....	27
<b>Tabla 5.</b> Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce .....	47
<b>Tabla 6.</b> Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción.....	48
<b>Tabla 7.</b> Requisitos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizadas en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo. Según la situación local, se podrá aplicar uno o los dos apartados. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción.....	49
<b>Tabla 8.</b> Descripción de la geología.....	52
<b>Tabla 9.</b> Auto identificación según su cultura y costumbres .....	53
<b>Tabla 10.</b> Factores climáticos .....	53
<b>Tabla 11.</b> Red hídrica.....	55
<b>Tabla 12.</b> Ramas de actividad.....	56
<b>Tabla 13.</b> Procedencia principal del agua recibida en la parroquia de Pablo Arenas.....	56
<b>Tabla 14.</b> Tipo de evacuación de aguas servidas .....	58
<b>Tabla 15.</b> Promedio de personas por hogar, según parroquia .....	59
<b>Tabla 16.</b> Población y tasas de crecimiento intercensal de 2010-2001-1990 por sexo, según parroquias .....	60
<b>Tabla 17.</b> Tasas de crecimiento poblacional .....	60
<b>Tabla 18.</b> Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos.....	62
<b>Tabla 19.</b> Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio .....	62
<b>Tabla 20.</b> Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.....	64



<b>Tabla 21.</b> Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades.....	65
<b>Tabla 22.</b> Resumen de valores de caudales .....	68
<b>Tabla 23.</b> Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios de Catalunya .....	68
<b>Tabla 24.</b> Concentración de los distintos contaminantes del influente de agua residual y sus respectivos límites máximos de vertido establecidos en las normativas tanto ecuatoriana como española .....	70
<b>Tabla 25.</b> Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas.....	76
<b>Tabla 26.</b> Valores establecidos de los parámetros de diseño de las rejas gruesas .....	76
<b>Tabla 27.</b> Dimensiones del canal de desbaste .....	79
<b>Tabla 28.</b> Resultados del diseño de rejas gruesas .....	80
<b>Tabla 29.</b> Valores adoptados para el diseño de rejas finas .....	80
<b>Tabla 30.</b> Resultados del diseño de rejas finas .....	81
<b>Tabla 31.</b> Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores.....	88
<b>Tabla 32.</b> Valores adoptados para el diseño del desarenador .....	88
<b>Tabla 33.</b> Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff .....	91
<b>Tabla 34.</b> Valores adoptados para el diseño del tanque Imhoff.....	91
<b>Tabla 35.</b> Concentración de los distintos contaminantes del influente del agua residual....	106
<b>Tabla 36.</b> Rendimientos medios de depuración de un tanque Imhoff.....	106
<b>Tabla 37.</b> Concentraciones de los distintos contaminantes al ingreso del humedal artificial .....	107
<b>Tabla 38.</b> Ejemplo de coeficientes de reacción superficial (percentil 50) para humedales HF y FWS.....	107
<b>Tabla 39.</b> Ejemplo de concentraciones de fondo ( $C^*$ ) en mg/l para los humedales de FH, FV y FS .....	108
<b>Tabla 40.</b> Ejemplos de valores de P para los humedales de FH, FV y FS .....	108

<b>Tabla 41.</b> Valores de los distintos parámetros a ser usados en el diseño del HAFS <sub>s</sub> H .....	109
<b>Tabla 42.</b> Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica (ks) en función del tipo de material granular utilizado como substrato en un humedal construido de flujo subsuperficial. ....	112
<b>Tabla 43.</b> Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFS <sub>s</sub> H .....	123
<b>Tabla 44.</b> Parámetros clave de diseño y concentraciones esperadas de efluentes de dos humedales de FV diferentes .....	124
<b>Tabla 45.</b> Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFS <sub>s</sub> V.....	135
<b>Tabla 46.</b> Valores de carga contaminante ( $M_i$ ) .....	138
<b>Tabla 47.</b> Cargas máximas de diseño para el diseño clásico de humedales de FV tipo francés en condiciones de clima seco. Los valores dados son por metro cuadrado de cama o celda en funcionamiento .....	138
<b>Tabla 48.</b> Valores de área de un filtro por cada contaminante .....	140
<b>Tabla 49.</b> Especificaciones del medio filtrante para un diseño de humedal de FV tipo francés .....	142
<b>Tabla 50.</b> Volúmenes de cada capa de filtro en la primera etapa .....	142
<b>Tabla 51.</b> Características del efluente de la primera etapa .....	146
<b>Tabla 52.</b> Valores de Carga Contaminante de la 2º Etapa .....	147
<b>Tabla 53.</b> Valores de área de un filtro por cada contaminan de la 2º Etapa .....	148
<b>Tabla 54.</b> Características del efluente de la segunda etapa .....	150
<b>Tabla 55.</b> Volúmenes de cada capa de filtro en la segunda etapa .....	151
<b>Tabla 56.</b> Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFS <sub>s</sub> V “Sistema Francés” .....	151
<b>Tabla 57.</b> Concentración de los distintos contaminantes del afluente de agua residual.....	152
<b>Tabla 58.</b> Parámetros de diseño de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial.....	153
<b>Tabla 59.</b> Valores de $K_R$ y $\theta_R$ , para cada tipo de contaminante .....	154
<b>Tabla 60.</b> Valores de la conductividad hidráulica para distintos tipos de sustratos .....	156





<b>Tabla 61.</b> Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFS.....	160
<b>Tabla 62.</b> Presupuesto referencial de la alternativa 1 (HAFS <sub>s</sub> H) de tratamiento secundario	162
<b>Tabla 63.</b> Presupuesto referencial de la alternativa 2 (HAFS <sub>s</sub> V) de tratamiento secundario	163
<b>Tabla 64.</b> Presupuesto referencial de la alternativa 3 (HAFS <sub>s</sub> V “SF”) de tratamiento secundario .....	164
<b>Tabla 65.</b> Evaluación de las distintas alternativas planteadas como tratamiento secundario en el diseño de la EDAR.....	166

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Etapas de la línea de agua, ordenadas secuencialmente de izquierda a derecha, en el tratamiento de las aguas residuales urbanas .....	6
<b>Figura 2.</b> Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones .....	7
<b>Figura 3.</b> Esquema de un tanque Imhoff.....	7
<b>Figura 4.</b> Tratamientos de la línea de lodos.....	9
<b>Figura 5.</b> Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal .....	12
<b>Figura 6.</b> Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales .....	13
<b>Figura 7.</b> Diagrama del metabolismo del nitrógeno .....	14
<b>Figura 8.</b> Formas de vida dominantes de las macrófitas acuáticas. (a) Scirpus (Schoenoplectus) lacustris, (b) Phragmites australis, (c) Typha latifolia, (d) Nymphaea alba, (e) Potamogeton gramineus, (f) Hydrocotyle vulgaris, (g) Eichhornia crassipes, (h) Lemna minor, (i) Potamogeton crispus, (j) Littorella uniflora .....	18
<b>Figura 9.</b> Cortes transversal y longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Superficial .....	20
<b>Figura 10.</b> Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal (HAFS <sub>s</sub> H).....	21
<b>Figura 11.</b> Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical (HAFS <sub>s</sub> V).....	22
<b>Figura 12.</b> Esquema del diseño clásico de humedales para tratamiento tipo francés de FV ..	23
<b>Figura 13.</b> Esquema operativo de la primera etapa del sistema francés, con tres camas alternando los períodos de alimentación y descanso a lo largo de un ciclo completo. En Francia, cada fase es típicamente de 3,5 d el ciclo completo es de 3x3.5 = 10.5 d (3.5 d de alimentación, 7.0 d de reposo) .....	24
<b>Figura 14.</b> Operaciones de desbroce y limpieza durante la construcción de un sistema de humedales construidos .....	28
<b>Figura 15.</b> Levantamiento topográfico y replanteo .....	29
<b>Figura 16.</b> Excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos .....	30
<b>Figura 17.</b> Excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos .....	32

<b>Figura 18.</b> Operaciones de colocación de la geomembrana.....	33
<b>Figura 19.</b> Operaciones de colocación del geotextil .....	34
<b>Figura 20.</b> Descarga directa de áridos en el interior de un Humedal Artificial.....	35
<b>Figura 21.</b> Operaciones de plantación de plántulas de carrizo en un sistema de flujo subsuperficial .....	37
<b>Figura 22.</b> Siega mecanizada de la plantación de carrizo y evacuación de la biomasa seca tras la ciega de un humedal .....	41
<b>Figura 23.</b> Maquinaria ligera usada para la siega de los vegetales en el interior de un humedal de flujo subsuperficial .....	42
<b>Figura 24.</b> Costes de implantación por población equivalente servida de HAFS <sub>s</sub> (a) Verticales y (b) Horizontales .....	45
<b>Figura 25.</b> Porcentaje de cada partida de coste para la implantación de las distintas modalidades de Humedales Artificiales.....	46
<b>Figura 26.</b> Ubicación geográfica de la comunidad La Victoria .....	50
<b>Figura 27.</b> Ubicación de fosas sépticas, descarga a cielo abierto y sitio propuesto para la construcción de la nueva EDAR.....	51
<b>Figura 28.</b> Esquema de la EDAR .....	71
<b>Figura 29.</b> Configuración de las rejillas gruesas (izquierda) y finas (derecha).....	81
<b>Figura 30.</b> Cantidad de residuos obtenidos por rejillas de barras de limpieza mecánica .....	82
<b>Figura 31.</b> Valores de Rischmer de $\beta$ .....	85
<b>Figura 32.</b> Esquema de la zona de decantación de un Tanque Imhoff rectangular .....	94
<b>Figura 33.</b> Esquema de un Tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos. No se representa el resguardo.....	100
<b>Figura 34.</b> Vista del lecho de secado.....	105

## ÍNDICE DE ANEXOS

<b>Anexo 1.</b> Oficio recibido por parte del GAD Municipal de San Miguel de Urcuquí con la información solicitada para la elaboración del TFM .....	172
<b>Anexo 2.</b> Oficio recibido por parte del GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas con la información solicitada para la elaboración del TFM .....	175
<b>Anexo 3.</b> Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 1 para el tratamiento secundario .....	177
<b>Anexo 4.</b> Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 2 para el tratamiento secundario .....	178
<b>Anexo 5.</b> Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 3 para el tratamiento secundario .....	179

## 1. INTRODUCCIÓN

La preservación del medio ambiente, en especial del hídrico, es hoy en día no sólo objeto de una fuerte demanda social, sino un mandato legal y la base de una economía sostenible. Efectivamente, la degradación del medio ambiente hídrico, a causa de la contaminación urbana industrial y agrícola, supone un factor limitante del desarrollo económico, pues afecta de forma negativa a sus usos potenciales, desde el abastecimiento público hasta cualquier actividad recreativa, llegando incluso a afectar y modificar los ecosistemas. (Trapote Jaume, 2016)

Según el informe publicado por la ONU con motivo del Día Mundial del Agua, cerca de un 80 % de las aguas residuales, también llamadas aguas negras del planeta se vierten al medio ambiente sin haber recibido ningún tratamiento de saneamiento. (El País, 2017)

Las aguas de desecho dispuestas en una corriente superficial (lagos, ríos, mar) sin ningún tratamiento, ocasionan graves inconvenientes de contaminación ambiental que afectan la flora y la fauna. Estas aguas residuales, antes de ser vertidas en las masas receptoras, deben recibir un tratamiento adecuado, capaz de modificar sus condiciones físicas, químicas y microbiológicas, para evitar que su disposición final cause los problemas antes mencionados. (iAgua, 2021)

Con esto se puede determinar que las estaciones depuradoras de aguas residuales son sin duda uno de los sistemas más importantes del saneamiento de aguas, teniendo un papel fundamental para lograr que el efluente de disposición final a un cuerpo receptor cumpla con los límites de vertido establecidos en las normativas ambientales vigentes, evitando contaminar el medio ambiente y que así el agua residual depurada sea apta para devolverla a un medio receptor natural o para su reutilización en actividades antropogénicas, ya sean estas de carácter doméstico (higiene, lavado y riego de áreas verdes), de explotación de recursos (industria, agricultura, ganadería y construcción), u otros usos que se le pueda dar a la misma.

La Victoria, comunidad perteneciente a la parroquia rural de Pablo Arenas, permite evidenciar la grave problemática que existe en cuanto a la escasa cobertura de servicios básicos, particularmente al sistema deficiente de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales que trae consigo varios problemas ambientales identificados a través del mal olor, proliferación de insectos y aparición de roedores que no sólo arriesgan la salud de sus habitantes sino que vulneran la integridad física de niños y adultos mayores.

Se ha determinado que el tratamiento del agua residual mediante humedales artificiales es considerado un complemento adecuado del tratamiento convencional, además de ser un sistema económico por su sencilla construcción, operación y mantenimiento, presenta una gran integración visual, paisajística y amigable con el medio ambiente. Por otra parte, cabe indicar que estos sistemas generan importantes espacios naturales protegidos con hábitat para la fauna, lo que conlleva a que en la actualidad tengan una gran aceptación social.

Por lo antes expuesto se ha planteado realizar el diseño de una EDAR basada en humedales artificiales, misma que constará de 4 etapas fundamentales de tratamiento (pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario) con las cuales se logre depurar adecuadamente el agua residual y así que su efluente final cumpla satisfactoriamente con los límites de vertido establecidos en las normativas ambientales vigentes tanto de Ecuador como de España.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. Objetivo general

- Realizar el diseño de una estación depuradora de aguas residuales basada en humedales artificiales para la Comunidad La Victoria ubicada en la Parroquia Rural de Pablo Arenas – Ecuador, misma que se ajuste a los requerimientos de la Comunidad y a su vez su efluente cumpla con los límites de vertidos de aguas residuales establecidos en las normativas ambientales vigentes tanto de Ecuador como España.

### 2.2. Objetivos específicos

- Recopilar y analizar información sobre las características físicas y ambientales de la zona donde se encuentra ubicada la comunidad La Victoria, para con ello proceder a realizar el diseño de la EDAR.
- Garantizar un adecuado tratamiento de las aguas residuales generadas en la Comunidad, lo cual permitirá cumplir con los límites de vertido establecidos en las normativas ambientales vigentes, no contaminar el medio ambiente y beneficiar a las actividades agrícolas de la zona, ya que esta agua podrá ser reutilizada para riego.
- Dimensionar cada elemento de las distintas etapas de tratamiento de la EDAR en base a todos los criterios de diseño establecidos en la bibliografía utilizada, para con ello asegurar su correcto diseño y con ello garantizar que su efluente cumpla con los límites de vertido de aguas residuales establecidos en las normativas ambientales vigentes tanto de Ecuador como España.
- Diseñar tres alternativas de tratamiento de aguas residuales basadas en humedales artificiales, con las cuales posteriormente se pueda realizar una comparación entre ellas y en base a un cierto análisis se llegue a determinar la alternativa más conveniente y la que mejor se ajuste a los requerimientos de la Comunidad La Victoria.
- Realizar una estimación de los costes de construcción de cada una de las alternativas de tratamiento propuestas en el diseño de la estación depuradora de aguas residuales para la Comunidad La Victoria.

- Seleccionar la alternativa más adecuada para el tratamiento de las aguas residuales generadas en la Comunidad, la cual se ajuste a la realidad social y económica de la zona y además considere todos los criterios de diseño establecidos para este trabajo.

### 3. CONCEPTOS PREVIOS

#### 3.1. Aguas residuales

El hombre ha utilizado las aguas no solo para su consumo sino también, con el paso del tiempo, para su actividad y bienestar, convirtiendo las aguas usadas en vehículo o vector de desechos. De aquí surge la denominación de aguas residuales. (Trapote Jaume, 2011)

Metcalf y Eddy (1995) mencionan que desde el punto de vista de las fuentes de generación, podemos definir el agua residual como la combinación de los residuos líquidos, o aguas portadoras de residuos, procedentes tanto de residencias como de instituciones públicas y establecimientos industriales y comerciales, a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

#### 3.2. Clasificación de las aguas residuales

Trapote Jaume (2011) indica que atendiendo a los aspectos cuantitativos y cualitativos, conviene hacer la siguiente clasificación de las aguas residuales:

- **Aguas blancas o pluviales:** Son aguas procedentes de drenaje o de escorrentía superficial, caracterizándose por sus grandes aportaciones intermitentes y escasa contaminación. Sus caudales, en una superficie urbanizada, son de 50 a 200 veces superiores a los correspondientes a las medias de los vertidos domésticos, comerciales e industriales.
- **Aguas negras o urbanas (o, simplemente, aguas residuales):** Son las aguas procedentes de los vertidos de la actividad humana, doméstica, comercial, industrial, agrícola, etc. Sus caudales son menores y más continuos que los de las aguas pluviales, y su contaminación mucho mayor.
- **Aguas grises:** Son aguas procedentes de las bañeras, duchas, lavabos, lavadoras y lavaplatos, con escasa contaminación y que con tratamientos simples pueden reutilizarse fácilmente.

#### 3.3. Características de las aguas residuales urbanas

“Se entiende como características de un agua residual urbana el conjunto de parámetros que pueden ser necesarios bien para el diseño, bien para el control de la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR)” (Trapote Jaume, 2016).

Las aguas residuales urbanas se caracterizan por su composición física, química y biológica, apareciendo una interrelación entre muchos de los parámetros que integran dicha composición. A la hora de realizar una adecuada gestión de dichas aguas, se hace

imprescindible el disponer de una información lo más detallada posible sobre su naturaleza y características. (Martín et al., 2006)

A continuación se detallan las características físicas, químicas y biológicas más importantes de las aguas residuales urbanas según Martín et al. (2006):

### 3.3.1. Características físicas

- **Color:** La coloración de las aguas residuales urbanas determina cualitativamente el tiempo de las mismas. Generalmente varía del beige claro al negro. Si el agua es reciente, suele presentar coloración beige clara; oscureciéndose a medida que pasa el tiempo, pasando a ser de color gris o negro, debido a la implantación de condiciones de anaerobiosis, por descomposición bacteriana de la materia orgánica.
- **Olor:** Se debe principalmente a la presencia de determinadas sustancias producidas por la descomposición anaerobia de la materia orgánica: ácido sulfhídrico, indol, escatoles, mercaptanos y otras sustancias volátiles.
- **Temperatura:** En los efluentes urbanos oscila entre 15º y 20ºC, lo que facilita el desarrollo de los microorganismos existentes.
- **Sólidos:** De forma genérica, los sólidos son todos aquellos elementos o compuestos presentes en el agua residual urbana que no son agua.

### 3.3.2. Características químicas

- **Compuestos orgánicos:** Pueden ser de origen vegetal o animal, aunque cada vez, y con mayor frecuencia, las aguas residuales urbanas también contienen compuestos orgánicos sintéticos.
- **Compuestos inorgánicos:** Se incluyen a todos los sólidos de origen generalmente mineral, como las sales minerales, arcillas, lodos, arenas y gravas, y ciertos compuestos como sulfatos, carbonatos, etc., que pueden sufrir algunas transformaciones (fenómenos de óxido-reducción y otros).
- **Compuestos gaseosos:** Las aguas residuales urbanas contienen diversos gases en diferente concentración, entre los que destacan: oxígeno disuelto, ácido sulfhídrico, anhídrido carbónico, metano y otros gases malolientes (ácidos grasos volátiles, indol, escatol y otros derivados del nitrógeno).

### 3.3.3. Características biológicas

- **Organismos vivos:** Los organismos que principalmente se encuentran en las aguas residuales urbanas son: algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, larvas, etc. Estos presentan una alta capacidad metabólica y gran



potencial de descomposición y degradación de la materia orgánica e inorgánica, además que cierran los ciclos biogeoquímicos de elementos como el carbono, nitrógeno, fósforo o azufre.

### **3.4. Tratamientos de las aguas residuales**

Las aguas residuales recogidas en comunidades y municipios deben ser conducidas, en última instancia, a cuerpos de agua receptores o al mismo terreno. La compleja pregunta acerca de qué contaminantes contenidos en el agua residual y a qué nivel deben ser eliminados de cara a la protección del entorno, requiere una respuesta específica en cada caso concreto. Para establecer dicha respuesta es preciso analizar las condiciones y necesidades locales en cada caso, y aplicar tanto los conocimientos científicos como la experiencia previa de ingeniería, respetando la legislación y las normas reguladoras de la calidad del agua existentes. (Metcalf & Eddy, 1995)

Trapote Jaume (2016) señala que el tratamiento de las aguas residuales en una Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR), o, simplemente, depuradora, consiste en acelerar o intensificar los procesos de autodepuración de los medios receptores, forzándolos en un tiempo y espacio mínimos, con la finalidad de producir un efluente que pueda ser descargado sin causar serios impactos al medio ambiente.

#### **3.4.1. Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales**

Una EDAR está constituida por un conjunto de infraestructuras, mecanismos e instalaciones, que llevan a cabo el tratamiento de las aguas residuales mediante la aplicación de operaciones de tipo físico, químico y biológico, de manera que los efluentes depurados que se vierten no alteren sustancialmente la calidad de las masas de agua receptoras. (Trapote Jaume, 2016)

Alianza por el Agua (2008) menciona que “En las depuradoras convencionales de aguas residuales se distinguen dos líneas de tratamiento: Línea de agua y línea de lodos”.

Los procesos o etapas que normalmente se llevan a cabo en la línea de agua para el tratamiento de las aguas residuales en una EDAR son: pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario.

Por otro lado, los procesos o etapas que normalmente se llevan a cabo en la línea de lodos para el tratamiento de los subproductos que se originan en la línea de agua son: espesamiento, estabilización, acondicionamiento y deshidratación.

##### **3.4.1.1. Línea de agua**

“Incluye los procesos o tratamientos que permiten reducir los contaminantes presentes en las aguas residuales” (Alianza por el Agua, 2008).

“La Figura 1 muestra los distintos tratamientos englobados en la línea de agua, el objeto de estos tratamientos y la naturaleza de los procesos que en ellos tienen lugar” (Alianza por el Agua, 2008).



**Figura 1.** Etapas de la línea de agua, ordenadas secuencialmente de izquierda a derecha, en el tratamiento de las aguas residuales urbanas

**Fuente:** (Alianza por el Agua, 2008)

#### 3.4.1.1.1. Pretratamiento

Huertas et al. (2013) definen al pretratamiento como la “separación previa de la mayor cantidad posible de contaminantes que por naturaleza o tamaño puedan dar problemas posteriormente (sólidos gruesos, arenas y flotantes principalmente)”.

El correcto diseño y posterior explotación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento, son aspectos de vital importancia, pues cualquier deficiencia en los mismos repercute muy negativamente en el resto de las instalaciones, originando obstrucciones de tuberías, válvulas y bombas, desgaste de equipos, acumulación de arenas y sobrenadantes, pérdidas de rendimientos, etc. (Ortega de Miguel et al., 2010)

Trapote Jaume (2016) indica que según la importancia y la calidad del agua bruta a tratar, así como el sistema de tratamiento de fangos empleado, una EDAR puede incluir una o varias de las siguientes operaciones de pretratamiento:

- Aliviadero de entrada.
- Predesbaste.
- Desbaste.
- Tamizado.
- Desarenado.

- Desengrasado.
- Homogeneización de caudales.
- Medida de caudal.



**Figura 2.** Línea de pretratamiento estándar para depuradoras de pequeñas poblaciones

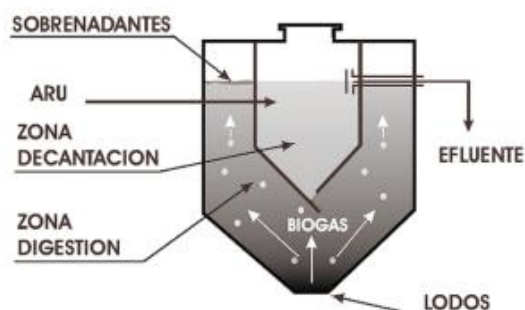
**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 3.4.1.1.2. Tratamiento primario

Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas (1995) define tratamiento primario como “el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos, en los que la DBO5 de las aguas residuales que entren se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%”.

El tratamiento primario en una EDAR consta de uno o varios de los siguientes procesos:

- Coagulación – floculación.
- Precipitación química.
- Oxidación – reducción.
- Sedimentación (fosas sépticas, tanques Imhoff, decantadores primarios).



**Figura 3.** Esquema de un tanque Imhoff

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

### 3.4.1.1.3. Tratamiento secundario

Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas (1995) define tratamiento secundario como “el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya un tratamiento biológico con sedimentación secundaria u otro proceso» en el que se consiga la eliminación de materia orgánica”.

El tratamiento secundario en una EDAR consta de uno o varios de los siguientes procesos:

- Aireación.
- Tratamientos biológicos (fangos activados, lagunas aireadas, lagunaje, humedales artificiales, biodiscos, filtros percoladores, lechos de turba).
- Sedimentación (decantadores secundarios).
- Precipitación de fósforo.

### 3.4.1.1.4. Tratamiento terciario

Huertas et al. (2013) indican que el tratamiento terciario es aquel que “permite obtener efluentes de mayor calidad, para ser vertidos en zonas con requisitos más exigentes. Generalmente se busca la eliminación de nutrientes y patógenos”.

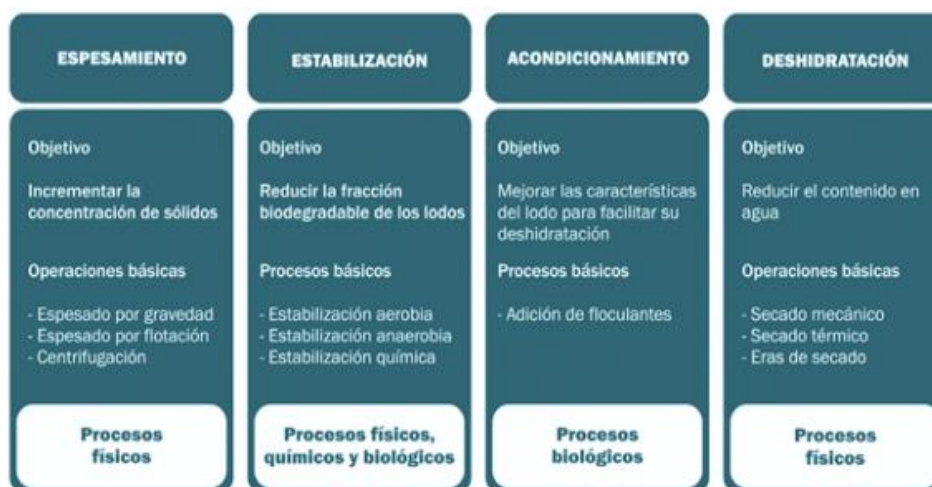
Trapote Jaume (2016) indica que en función de la calidad del efluente secundario y del tipo de reutilización, se aplican una serie o combinación de procesos unitarios físicos, químicos y biológicos:

- Tratamientos físico-químicos de coagulación, floculación y decantación
- Filtración (arena, anillas, membranas, tamiz).
- Desalación (electrodialisis reversible, osmosis inversa).
- Técnicas de membranas, asociadas o no al tratamiento biológico (situado después de un tratamiento secundario o formando parte del mismo, como en el caso de un Biorreactor de Membranas – BRM o MBR).
- Desinfección (cloración, ozonización, luz ultravioleta).

### 3.4.1.2. Línea de lodos

Martín et al. (2006) señalan que el tratamiento de las aguas residuales urbanas conduce a la producción de unos subproductos conocidos como lodos o fangos, o más recientemente, biosólidos, entre los que cabe hacer la distinción de: Lodos primarios (sólidos decantados en el tratamiento primario) y lodos secundarios o biológicos (sólidos retenidos en el decantador tras el paso de las aguas por el reactor biológico).

“La Figura 4 muestra los distintos tratamientos englobados en la línea de lodos, el objeto de estos tratamientos y la naturaleza de los procesos que en ellos tienen lugar” (Alianza por el Agua, 2008).



**Figura 4.** Tratamientos de la línea de lodos

**Fuente:** (Alianza por el Agua, 2008)

#### 3.4.1.2.1. Espesamiento

“Se incrementa la concentración del lodo mediante la eliminación del agua que contiene. Los métodos más habituales son: por gravedad y por flotación; siendo este último más apropiado para el espesamiento de los lodos secundarios o biológicos” (Martín et al., 2006).

El espesamiento de fangos se realiza por medio de un espesador, el cual puede diseñarse de las siguientes maneras:

- Por gravedad (fangos primarios, fangos de tratamiento con cal, combinación de fangos primarios y secundarios).
- Por flotación (fangos secundarios).

#### 3.4.1.2.2. Estabilización

Martín et al. (2006) indican que en el proceso de estabilización se reduce la fracción biodegradable presente en los lodos, para evitar su putrefacción y la consecuente generación de olores desagradables. La estabilización puede hacerse mediante:

- Digestión aerobia o anaerobia, eliminándose en torno al 40-50% de la materia orgánica presente en el lodo.
- Estabilización química, mediante la elevación del pH por adición de cal.
- Tratamiento térmico.

### 3.4.1.2.3. Acondicionamiento

“En esta etapa, mediante la adición de productos químicos, se mejora la deshidratación de los lodos facilitando la eliminación del agua” (Alianza por el Agua, 2008).

El acondicionamiento del fango puede llevarse a cabo por medio de los siguientes procesos:

- Acondicionamiento químico.
- Acondicionamiento térmico.

### 3.4.1.2.4. Deshidratación

Alianza por el Agua (2008) menciona que en esta última fase del tratamiento se elimina parte del agua contenida en los lodos, transformándolos en sólidos fácilmente manejables y transportables. Los lodos deshidratados presentan un 20-25% de materia seca. Los métodos de deshidratación más habituales son:

- Centrifugación.
- Filtros banda.
- Filtros prensa.
- Secado térmico.
- Eras de secado.

## 3.4.2. Humedales artificiales

El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante la tecnología de Humedales Artificiales se basa en la reproducción artificial de las condiciones propias de las zonas húmedas naturales, al objeto de aprovechar los procesos de eliminación de contaminantes que se dan en las mismas. (Salas Rodríguez et al., 2007)

### 3.4.2.1. Definición

Los humedales construidos son sistemas de depuración constituidos por lagunas o canales poco profundos (de menos de 1 m) plantados con vegetales propios de las zonas húmedas y en los que los procesos de descontaminación tienen lugar mediante las interacciones entre el agua, el sustrato sólido, los microorganismos, la vegetación e incluso la fauna. Los humedales construidos también se denominan humedales artificiales. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Salas Rodríguez et al. (2007) mencionan que la depuración de las aguas residuales a tratar se consigue haciéndolas pasar a través de zonas húmedas artificiales, en las que tienen lugar procesos físicos, biológicos y químicos, que conducen a unos efluentes finales depurados.

### 3.4.2.2. Aplicaciones

Seoáñez Calvo (1999) menciona que las aguas residuales urbanas son típicas, por sus características (% de agua, materia orgánica, dilución, etc.), viables para ser tratadas mediante humedales artificiales, bien como proceso básico, bien como procesado (tratamiento) de refinado terciario.

El tratamiento de aguas residuales basado en humedales artificiales es conveniente aplicar cuando se tienen poblaciones de no más de a 2.000 h-e, ya que de lo contrario se requeriría de un gran superficie que en muchos de los casos resultaría inviable su ejecución.

Además, Seoáñez Calvo (1999) indica que las posibles aplicaciones de los humedales en el tratamiento de aguas residuales urbanas se pueden resumir de la siguiente manera:

- Tratamiento previo y tratamiento en humedal (como tratamiento integral).
- Tratamiento previo, decantación y tratamiento en humedal (como tratamiento secundario).
- Tratamiento previo, tratamiento secundario (biológico) y tratamiento en humedal (como tratamiento terciario).
- Tratamiento de aguas de tormenta en humedal.
- Tratamiento de preparación (neutralización, etc) y tratamiento de aguas residuales industriales en el humedal (aguas industriales o aguas mixtas).
- Tratamiento de preparación y tratamiento de aguas de mina en el humedal (aguas de mina y rara vez aguas mixtas).

Del mismo modo, Delgadillo et al. (2010) señalan que los humedales artificiales también pueden ser aplicados para el tratamiento de fangos de depuradoras convencionales, mediante deposición superficial en humedales de flujo subsuperficial donde se deshidratan y mineralizan.

### 3.4.2.3. Mecanismos de eliminación de los contaminantes

Las plantas depuradoras de aguas residuales urbanas se han diseñado corrientemente para eliminar materia en suspensión y materia orgánica. En los últimos años la eliminación de nutrientes (nitrógeno y fósforo) también se ha ido introduciendo como objetivo a alcanzar. De hecho, en la actualidad los procesos de eliminación de nutrientes se podrían considerar ya como convencionales. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En un humedal artificial se desarrollan diferentes mecanismos de remoción de contaminantes del agua residual. Evidentemente, un amplio rango de procesos biológicos, químicos y físicos

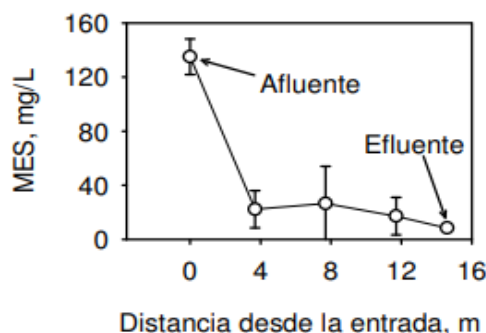
tienen lugar. Por lo tanto, la influencia e interacción de cada componente involucrado es bastante compleja. (Delgadillo et al., 2010)

A continuación se describen los mecanismos de eliminación de los contaminantes que se llevan a cabo en los humedales artificiales.

### 3.4.2.3.1. Sólidos en suspensión

Aunque la mayor parte de los sólidos suspendidos y sedimentables son removidos en el tratamiento previo, los humedales filtran y sedimentan los remanentes, complementando esta remoción. En efecto, las raíces de las macrófitas y el sustrato reducen la velocidad del agua, favoreciendo ambos procesos. El tratamiento previo es muy importante para evitar obstrucciones y la rápida colmatación del humedal. (Delgadillo et al., 2010)

García Serrano y Corzo Hernández (2008) indican que en los humedales horizontales la mayor parte de la eliminación de la materia en suspensión sucede cerca de la zona de entrada y su concentración va disminuyendo de forma aproximadamente exponencial a lo largo del lecho. En general, casi toda la eliminación de la materia en suspensión sucede en 1/4 - 1/3 de la longitud total del sistema como se indica en la figura 5.



**Figura 5.** Evolución de la concentración de materia en suspensión (MES) a lo largo de un humedal de flujo horizontal

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Asimismo, García Serrano y Corzo Hernández (2008) señala que “En los sistemas verticales la retención de la materia en suspensión ocurre en los primeros centímetros del medio granular. Su concentración disminuye de forma similar a como ocurre en los horizontales pero en sentido vertical”.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “El rendimiento de eliminación de la materia en suspensión tanto en sistemas horizontales como en verticales suele ser muy elevado. Normalmente es de más del 90% produciendo efluentes con concentraciones menores de 20 mg/L de forma sistemática”.



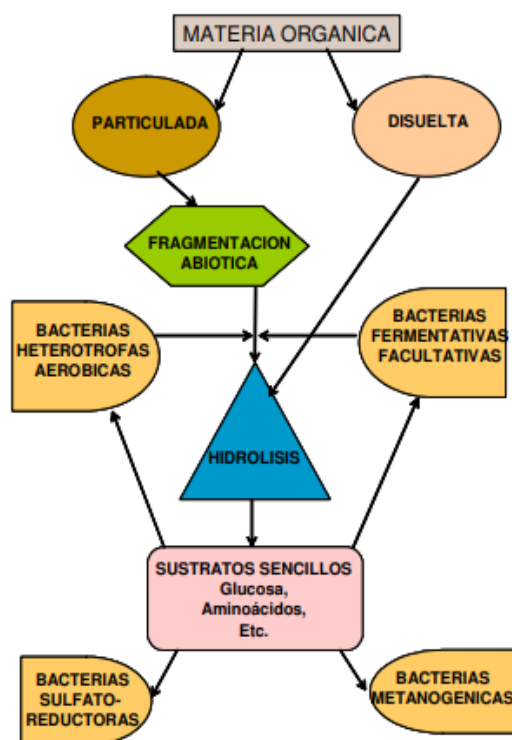
### 3.4.2.3.2. Materia orgánica

García Serrano y Corzo Hernández (2008) señalan que “La eliminación de la materia orgánica en los humedales es compleja ya que es el resultado de la interacción de numerosos procesos físicos, químicos y bióticos que suceden de forma simultánea”.

La materia orgánica, presente en forma de materia en suspensión sedimentable en las aguas residuales a tratar, irá decantando paulatinamente en los humedales y experimentará procesos de degradación biológica. Igualmente, parte de la materia orgánica, presente en forma particulada, quedará retenida por filtración, al pasar las aguas por el entramado sustrato-raíces-tallos. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Asimismo, Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que “Sobre la materia orgánica disuelta, al igual que sobre la particulada, actúan los microorganismos presentes en el humedal, principalmente bacterias, que utilizarán esta materia orgánica a modo de sustrato”.

En la figura 6, se muestran los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica.



**Figura 6.** Esquema simplificado de los procesos que intervienen en la degradación de la materia orgánica en los humedales

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

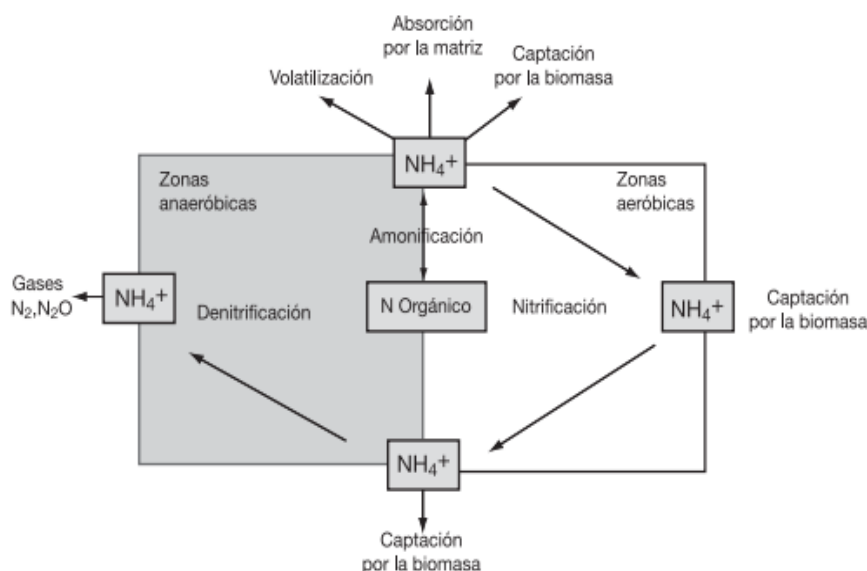
El rendimiento de eliminación de la materia orgánica en sistemas de humedales horizontales y verticales es óptimo si están bien diseñados, construidos y explotados. Tanto para la DQO

como para la DBO se alcanzan rendimientos que oscilan entre 75 y 95% produciendo efluentes con concentración de DQO menor de 60 mg/L y de DBO menor de 20 mg/L. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 3.4.2.3.3. Nitrógeno

Al momento que ingresa agua residual al humedal construido, la mayor parte del nitrógeno está presente como amonio o en forma de un compuesto inestable, que es fácilmente transformado a amonio. Los principales mecanismos de remoción de nitrógeno en humedales construidos son la nitrificación y la desnitrificación, que ocurren en diferentes zonas del sustrato. Todo el proceso puede ser dividido en pasos, iniciando con la amonificación, seguido por la nitrificación y desnitrificación. (Delgadillo et al., 2010)

Los procesos mencionados anteriormente se muestran a continuación en la figura 7.



**Figura 7.** Diagrama del metabolismo del nitrógeno

**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

La nitrificación es realizada por bacterias autótrofas aeróbicas que aprovechan el poder reductor del amonio y éste se convierte en nitrato. La nitrificación requiere de 4,6 mg de oxígeno por cada miligramo de amonio (expresado como nitrógeno). En los humedales horizontales puesto que la transferencia de oxígeno es baja y hay pocas zonas aeróbicas, la nitrificación no es destacable y el rendimiento de eliminación del amonio no supera generalmente el 30%. En los humedales verticales se obtienen muy buenos rendimientos de conversión del amonio a nitrato dado el carácter aeróbico de la gran parte del lecho. En general la nitrificación es total. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Delgadillo et al. (2010) indican que la desnitrificación es el paso final en la remoción de nitrógeno. Ocurre bajo condiciones anóxicas, esto significa, que no hay oxígeno disuelto

presente (o con una concentración  $<$  a 2% de saturación) pero donde el oxígeno está disponible en fuentes tales como el nitrato, nitrito o incluso sulfato. Un amplio rango de bacterias anaeróbicas facultativas realizan el proceso.

Por otra parte, Salas Rodríguez et al. (2007) mencionan que la eliminación del nitrógeno en forma amoniacal en los Humedales Artificiales también se da por asimilación de las propias plantas del humedal. En este caso, numerosos estudios han concluido que, mediante esta asimilación y la posterior siega de las plantas, no se llega a eliminar más allá del 15-20 % del nitrógeno amoniacal presente en las aguas a tratar. Si no se procede a la siega y retirada periódica de la vegetación de los humedales, la mayor parte de los nutrientes retenidos volverán a las aguas, mediante procesos de degradación de la biomasa vegetal.

Por lo tanto, Salas Rodríguez et al. (2007) concluyen que la principal vía de eliminación del nitrógeno amoniacal en Humedales Artificiales transcurre mediante procesos combinados de nitrificación-desnitrificación.

#### **3.4.2.3.4. Fósforo**

En las aguas residuales urbanas el fósforo se encuentra tanto en forma orgánica, como en forma de ortofosfato inorgánico o de fosfatos complejos. Estos últimos, en el transcurso de los tratamientos biológicos se hidrolizan dando lugar a ortofosfatos, incorporándose entre el 10-20 % de los mismos a la biomasa bacteriana. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Además, Salas Rodríguez et al. (2007) indican que las principales vías para la eliminación del fósforo en los humedales artificiales son:

- Absorción directa por parte de las plantas.
- Adsorción sobre el sustrato filtrante y sobre las partículas orgánicas.
- Precipitación, mediante reacciones del fósforo con el hierro, aluminio y calcio presentes en las aguas y en el sustrato, dando lugar a la formación de fosfatos insolubles.

Los procesos físico químicos tales como la adsorción, precipitación, complejación, sedimentación, erosión y difusión, determinan la distribución entre las partículas y las fases disueltas. Los parámetros específicos que controlan la sedimentación en el agua incluyen la relación de flujo/sólidos suspendidos, condiciones óxicas/anóxicas, fuerza iónica, pH, contenidos de carbono orgánico particulados y disueltos, concentraciones de ligantes inorgánicos y orgánicos y movilización de metales mediante reacciones bioquímicas. Desafortunadamente, la resolubilización de metales desde los humedales construidos es una causa de preocupación. (Delgadillo et al., 2010)

García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que “Igual que en los sistemas de depuración biológicos convencionales, la eliminación de fósforo en los humedales es

complicada. En general no se suele eliminar más del 10-20%, y sin haber grandes diferencias entre sistemas horizontales y verticales”.

#### **3.4.2.3.5. Patógenos**

De cara a garantizar buenas condiciones sanitarias, especialmente si los efluentes se van a reutilizar, es importante eliminar o reducir la concentración de microorganismos fecales. La eliminación de microorganismos es un proceso de gran complejidad ya que depende de factores como la filtración, la adsorción y la depredación. Se ha observado que tanto en sistemas verticales como horizontales la eliminación es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular. Cuanto menor es el diámetro del medio granular, mayor es el nivel de eliminación obtenido. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Según Salas Rodríguez et al. (2007), los organismos patógenos presentes en las aguas residuales a tratar se eliminan en los Humedales Artificiales por diferentes mecanismos, destacando entre ellos:

- La absorción de los patógenos sobre las partículas del sustrato filtrante.
- La toxicidad que sobre los organismos patógenos ejercen los antibióticos producidos por las raíces de las plantas.
- La acción depredadora de bacteriófagos y protozoos.

Además, Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que en los Humedales Artificiales la eliminación de coliformes fecales se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento en los primeros tramos de los humedales, de forma que hacia la mitad de los mismos ya se ha eliminado del orden del 80 % de estos microorganismos.

#### **3.4.2.3.6. Otros contaminantes**

Cada vez hay más interés por contaminantes emergentes diferentes de los que normalmente se han considerado en la tecnología de la depuración de aguas. Dentro de estos contaminantes se incluyen metales pesados, tensioactivos, productos farmacéuticos, productos de uso personal y de limpieza, y microorganismos como *Cryptosporidium*. En este momento los datos existentes en el campo de los humedales subsuperficiales son más bien escasos. No obstante, estos aspectos se están estudiando y en pocos años se va a disponer de bastante información. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

#### **3.4.2.4. Flora utilizada**

La vegetación que se emplea en los humedales artificiales es la misma que coloniza los humedales naturales, plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.), especies anfibas que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo. Este tipo de plantas presentan una elevada productividad (50-70 toneladas de materia seca/ha\*año) y que

toleran bien las condiciones de falta de oxígeno que se producen en suelos encharcados, al contar con canales o zonas de aireación (aerénquima), que facilitan el paso del oxígeno (producido por fotosíntesis), hasta la zona radicular. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Las macrófitas están adaptadas a crecer bajo condiciones de suelos saturados por agua, porque tienen desarrollado un sistema de grandes espacios aéreos internos. Estos sistemas internos les permiten la provisión de aire bajo condiciones de suelo saturado con agua desde la atmósfera hacia las raíces y rizomas. En algunas especies este sistema ocupa más del 60% del volumen total del tejido. (Delgadillo et al., 2010)

García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que los efectos de la vegetación sobre el funcionamiento de los humedales son:

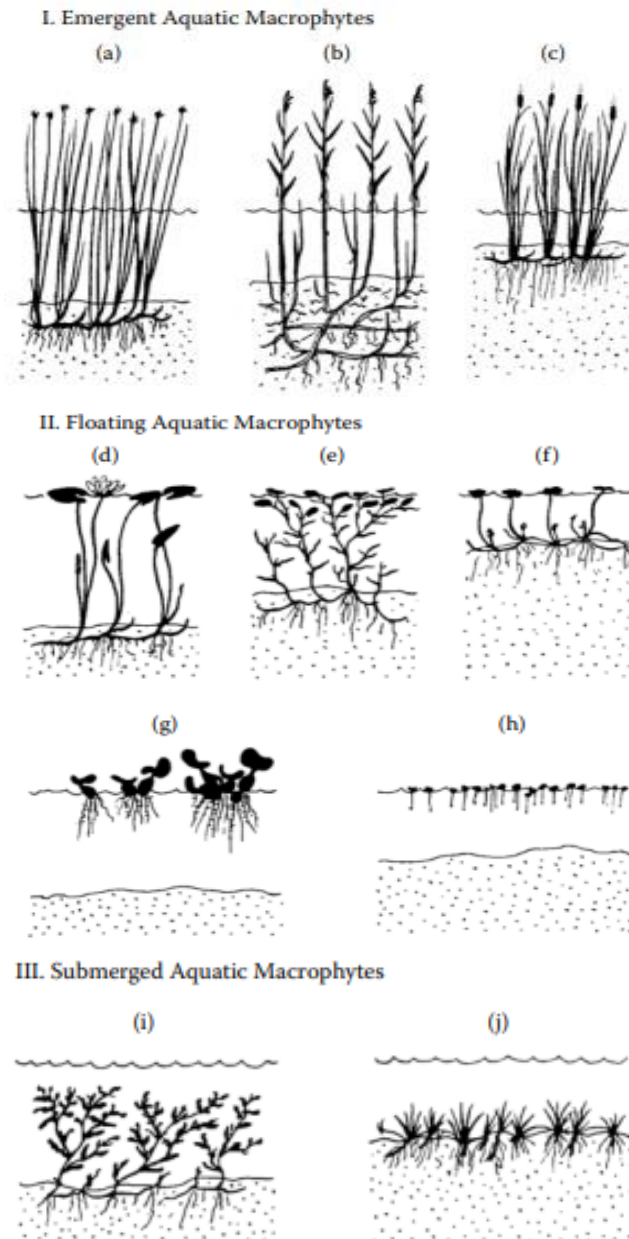
- **Las raíces y rizomas proporcionan una superficie adecuada para el crecimiento de la biopelícula:** La biopelícula crece adherida a las partes subterráneas de las plantas y sobre el medio granular. Alrededor de las raíces se crean microambientes aeróbicos donde tienen lugar procesos microbianos que usan el oxígeno, como la degradación aeróbica de la materia orgánica y la nitrificación.
- **Amortiguamiento de las variaciones ambientales:** Cuando las plantas están desarrolladas reducen la intensidad de la luz incidente sobre el medio granular evitándose así grandes gradientes de temperatura en profundidad que pueden afectar el proceso de depuración. En climas fríos la vegetación protege de la congelación.
- **Las plantas asimilan nutrientes:** Su contribución a la eliminación de nutrientes es modesta cuando se tratan aguas residuales urbanas de tipo medio (eliminan entre un 10% del N y un 20% del P). En aguas residuales diluidas su contribución es mayor (más del 50%).

Según Kadlec y Wallace (2009), cuatro grupos de macrófitas acuáticas pueden distinguirse sobre la base de la morfología y la fisiología:

- **Macrófitas emergentes:** Crecen en suelos saturados o sumergidos de agua desde donde el nivel freático se encuentra a unos 0.5 m por debajo de la superficie del suelo hasta donde el sedimento está cubierto con aproximadamente 1.5 m de agua. (e.j., *Acorus calamus*, *Carex rostrata*, *Phragmites australis*, *Schoenoplectus (Escirpo) lacustris*, *Typha latifolia*).
- **Macrófitas de hojas flotantes:** Tienen sus raíces en sedimentos sumergidos en profundidades de agua de aproximadamente 0.5 a 3 m y poseen propiedades flotantes u hojas ligeramente aéreas. (e.j., *Nymphaea odorata*, *Nuphar luteum*).
- **Macrófitas sumergidas:** Se desarrollan en todas las profundidades dentro de la zona fótica. Las angiospermas vasculares (e.j., *Myriophyllum spicatum*, *Ceratophyllum demersum*) se desarrollan solo hasta unos 10 m de profundidad del agua mientras que las macroalgas no

vasculares se desarrollan hasta el límite inferior de la zona fótica (hasta 200 m, e.j., Rhodophyceae).

- **Macrófitas flotantes libres:** No están enraizadas al sustrato por lo que flotan libremente sobre el agua y generalmente están restringidas a áreas protegidas no turbulentas (e.j., Lemna minor, Spirodella polyrhiza, Eichhornia crassipes).



**Figura 8.** Formas de vida dominantes de las macrófitas acuáticas. (a) Scirpus (Schoenoplectus) lacustris, (b) Phragmites australis, (c) Typha latifolia, (d) Nymphaea alba, (e) Potamogeton gramineus, (f) Hydrocotyle vulgaris, (g) Eichhornia crassipes, (h) Lemna minor, (i) Potamogeton crispus, (j) Littorella uniflora

**Fuente:** (Kadlec & Wallace, 2009)

García Serrano y Corzo Hernández (2008) señalan que la selección de la vegetación que se va a usar en un sistema de humedales debe tener en cuenta las características de la región donde se realizará el proyecto, así como las siguientes recomendaciones:

- Las especies deben ser colonizadoras activas, con eficaz extensión del sistema de rizomas.
- Deben ser especies que alcancen una biomasa considerable por unidad de superficie para conseguir la máxima asimilación de nutrientes.
- La biomasa subterránea debe poseer una gran superficie específica para potenciar el crecimiento de la biopelícula.
- Deben disponer de un sistema eficaz de transporte de oxígeno hacia las partes subterráneas para promover la degradación aeróbica y la nitrificación.
- Se debe tratar de especies que puedan crecer fácilmente en las condiciones ambientales del sistema proyectado.
- Debe tratarse de especies con una elevada productividad.
- Las especies deben tolerar los contaminantes presentes en las aguas residuales.
- Se deben utilizar especies propias de la flora local.

#### **3.4.2.5. Tipos**

“Atendiendo el tipo de circulación del agua, los humedales construidos o artificiales se clasifican en flujo superficial o en flujo subsuperficial” (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

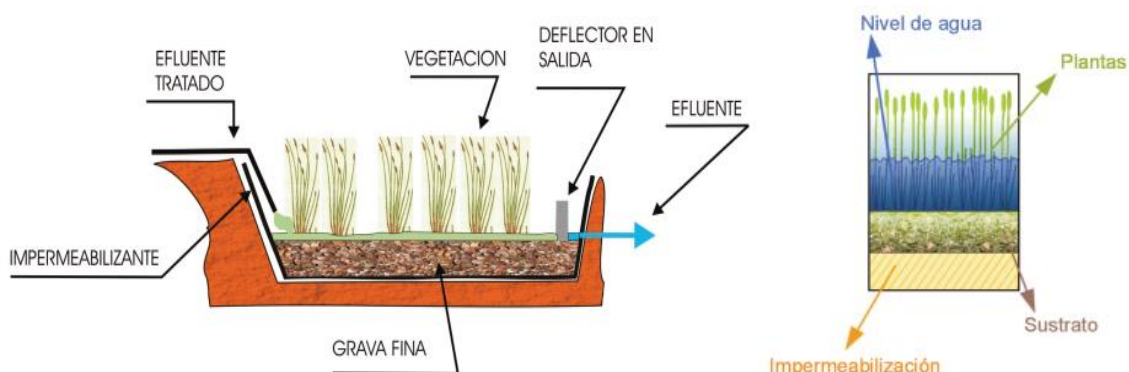
##### **3.4.2.5.1. Humedal de flujo superficial**

En los sistemas de flujo superficial el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos tipos de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,4 m, y con plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Salas Rodríguez et al. (2007) indican que “Los HAFS suelen ser instalaciones de varias hectáreas, que principalmente tratan efluentes procedentes de tratamientos secundarios, y que también se emplean para crear y restaurar ecosistemas acuáticos”.

Asimismo, Salas Rodríguez et al. (2007) mencionan que la alimentación a estos humedales se efectúa de forma continua y la depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada. Tallos, raíces y hojas caídas sirven

de soporte para la fijación de la película bacteriana responsable de los procesos de biodegradación, mientras que las hojas que están por encima de la superficie del agua dan sombra a la masa de agua, limitando el crecimiento de microalgas.



**Figura 9.** Cortes transversal y longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Superficial

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

### 3.4.2.5.2. Humedal de flujo subsuperficial

En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

“Los HAFSs son generalmente instalaciones de menor tamaño que los de Flujo Superficial, y que en la mayoría de los casos se emplean para el tratamiento de las aguas residuales generadas en núcleos de población de menos de 2.000 habitantes” (Salas Rodríguez et al., 2007).

Además, Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que este tipo de humedales presenta ciertas ventajas con respecto a los de Flujo Superficial, al necesitar menos superficie de terreno para su ubicación y al evitar los problemas de aparición de olores y de mosquitos, al circular el agua subsuperficialmente. Igualmente, presentan una mejor respuesta ante los descensos de la temperatura ambiente. Como desventajas cabe citar su mayor coste constructivo, motivado principalmente por el coste de adquisición y colocación del sustrato filtrante, y los mayores riesgos de colmatación de dicho sustrato.

Según Delgadillo et al. (2010), “Los humedales de flujo subsuperficial pueden ser de dos tipos: en función de la forma de aplicación de agua al sistema: (a) humedales de flujo subsuperficial horizontal y (b) humedales de flujo subsuperficial vertical”.

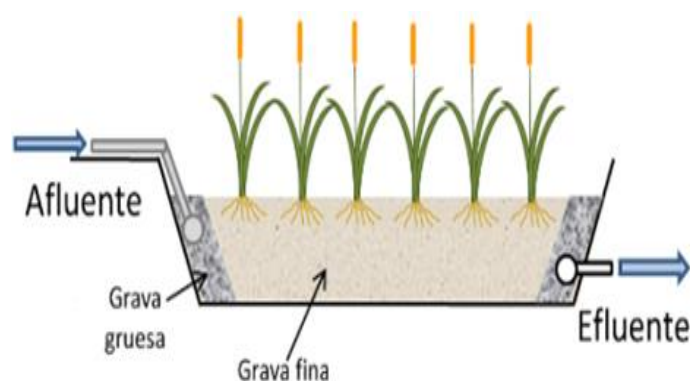


### 3.4.2.5.2.1. Humedal de flujo subsuperficial horizontal

En este tipo de sistemas el agua circula horizontalmente a través del medio granular y los rizomas y raíces de las plantas. La profundidad del agua es de entre 0,3 y 0,9 m. Se caracterizan por funcionar permanentemente inundados (el agua se encuentra entre 0,05 y 0,1 m por debajo de la superficie) y con cargas de alrededor de 6 g DBO/m<sup>2</sup> · día. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Delgadillo et al. (2010) mencionan que “El agua ingresa en forma permanente. Es aplicada en la parte superior de un extremo y 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)”

De este modo, García Serrano y Corzo Hernández (2008) indican que los humedales horizontales están compuestos por los siguientes elementos: (1) estructuras de entrada del afluente, (2) impermeabilización del fondo y laterales ya sea con láminas sintéticas o arcilla compactada, (3) medio granular, (4) vegetación emergente típica de zonas húmedas, y (5) estructuras de salida regulables para controlar el nivel del agua (figura 10).



**Figura 10.** Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal (HAFS<sub>s</sub>H)

**Fuente:** (Huertas et al., 2013)

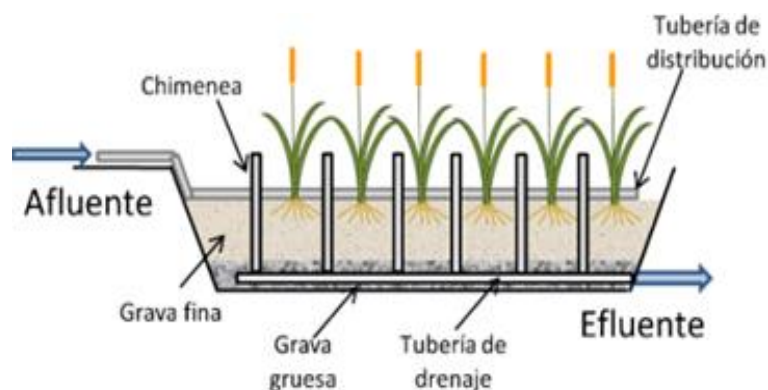
### 3.4.2.5.2.2. Humedal de flujo subsuperficial vertical

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. (Delgadillo et al., 2010)

Adicionalmente, Delgadillo et al. (2010) mencionan que 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.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), esta tipología de humedales fue desarrollada en Europa como alternativa a los humedales horizontales para producir efluentes nitrificados. En general los sistemas verticales se combinan con horizontales para que se sucedan de forma progresiva los procesos de nitrificación y desnitrificación y se consiga así eliminar nitrógeno.



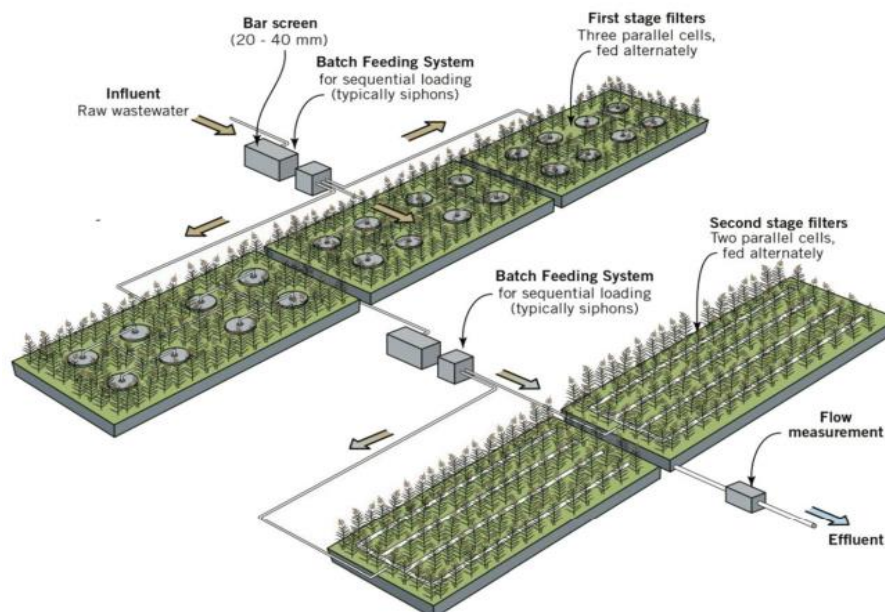
**Figura 11.** Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical (HAFS<sub>v</sub>)

**Fuente:** (Huertas et al., 2013)

Los humedales de flujo vertical operan con cargas superficiales orgánicas superiores a las que se emplean en los horizontales y generan efluentes con un mayor grado de oxigenación. Por otro lado, mientras que los de flujo horizontal operan con tiempos de retención hidráulica de varios días, en los de flujo vertical estos tiempos son tan solo de unas horas. (Salas Rodríguez et al., 2007)

### 3.4.2.5.2.3. Humedal de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés”

En Francia, se han introducido y aplicado con éxito humedales de FV para el tratamiento de aguas residuales crudas. Estos sistemas tratan los lodos y las aguas residuales en un solo paso. Los humedales de FV tipo francés se componen de dos etapas, y cada etapa contiene celdas que operan alternadamente. En una primera etapa se realiza el tratamiento de los lodos, la retención de sólidos, la eliminación parcial de materia orgánica y nitrificación. En la segunda etapa, se produce la eliminación final de materia orgánica y nitrificación. El lodo tratado de la primera etapa se acumula a una tasa de aproximadamente dos a tres cm por año cuando el sistema funciona con la carga de diseño. La capa retenida en la superficie debe retirarse una vez alcance una profundidad aproximada de 20 cm, que en la práctica suele ser cada 10 a 15 años. La capa de depósito puede acumularse más lentamente en sistemas que no reciben la carga de diseño completa al inicio de la operación. (Dotro et al., 2017)



**Figura 12.** Esquema del diseño clásico de humedales para tratamiento tipo francés de FV

**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

Dotro et al. (2017) mencionan que un aspecto importante del sistema es su simplicidad. Aparte de la malla y los filtros en las dos etapas, no existen otras unidades de tratamiento: no hay tanques para tratamientos primarios o anaerobios, no hay otro tratamiento biológico, no hay tanques de sedimentación secundarios o unidades similares y no hay unidades de tratamiento de lodos (ya que no hay otras unidades que producen lodos primarios o en exceso). Un componente crítico del diseño del humedal de FV tipo francés es un buen establecimiento de las plantas (*Phragmites* sp.). A medida que se desarrolla en el depósito la capa de materia orgánica, las plantas juegan un papel fundamental. A medida que los tallos de las plantas son movidos por el viento, los esfuerzos mecánicos abren rutas en la capa superior del lecho. Este detalle es muy importante para mantener la capacidad de infiltración del lecho, ayudando así a mantener la aireación pasiva del filtro. En otros países se han utilizado con éxito otras plantas, pero siempre es importante analizar si éstas podrán realizar esta función, y también resistir periodos sin flujo de aguas residuales.

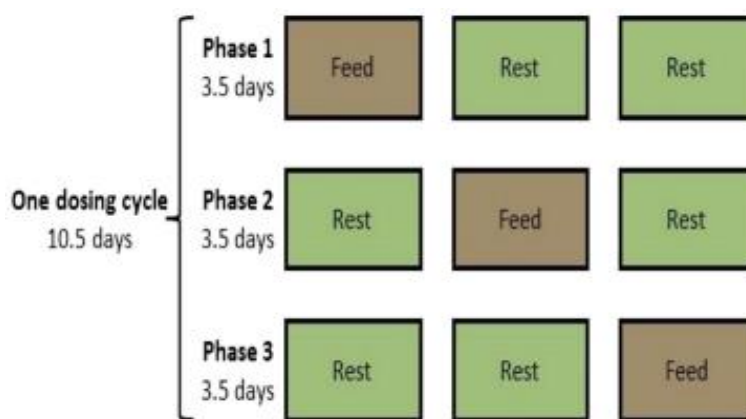
Los filtros se dosifican de forma alterna, de modo que un filtro se alimenta, mientras los demás descansan (Figura 13). Estas alternancias son fundamentales para el correcto funcionamiento del humedal de FV tipo francés. La alimentación alterna ayuda a controlar el crecimiento de la biomasa adherida en la superficie del medio filtrante, ayuda a mantener las condiciones aerobias dentro del propio lecho del filtro y ayuda a la mineralización de la materia orgánica que se acumula en la superficie de los filtros de la primera etapa. (Dotro et al., 2017)

Dotro et al. (2017) señalan que los filtros de primera etapa se alimentan generalmente durante 3,5 días y se dejan reposar durante 7 días. Los filtros de segunda etapa se alimentan

generalmente durante 3,5 días y se dejan reposar durante 3,5 días. El patrón de alimentación requiere que el operador del sistema visite la planta de tratamiento al menos dos veces por semana, para cambiar la alimentación y asegurarse de que el sistema funcione correctamente.

Asimismo, Dotro et al. (2017) indica que el patrón de alimentación alterna ayuda a:

- Asegurar una transferencia adecuada de oxígeno al medio poroso.
- Estabilizar la capa retenida en la parte superior de los lechos filtrantes durante la etapa de reposo.
- Implementar fases de reposo que no provoquen estrés en las plantas (por ejemplo, falta de agua)
- Mantener una capa de nieve para un mejor aislamiento térmico durante los períodos secos en climas fríos.



**Figura 13.** Esquema operativo de la primera etapa del sistema francés, con tres camas alternando los períodos de alimentación y descanso a lo largo de un ciclo completo. En Francia, cada fase es típicamente de 3,5 d el ciclo completo es de  $3 \times 3.5 = 10.5$  d (3.5 d de alimentación, 7.0 d de reposo)

**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

El sistema francés es muy atractivo, pero hay que tener cuidado con la posible generación de olores. Hay un olor muy característico de las aguas residuales/fangos cuando se encuentran en condiciones anaerobias: el olor a “huevos podridos”. Este olor está asociado a la presencia de bacterias sulfatorreductoras que emplean sulfatos como oxidante de la materia orgánica. El resultado del proceso bioquímico es la producción de sulfuros que en medio húmedo da lugar a ácido sulfhídrico ( $H_2S_{(aq)}$ ). Es importante remarcar que este olor típico será mucho más intenso si en las aguas/fangos hay sulfatos, por lo que este problema dependerá de las características del agua de abastecimiento a la población. (Hernández Crespo & Martín Monerri, 2023)

### 3.4.2.5.3. Comparación entre los sistemas “FWS” y “VSB”

En la tabla 1 se indica la comparación entre los sistemas de humedales artificiales de flujo superficial (FWS, por sus siglas en inglés) y subsuperficial (VSB, por sus siglas en inglés).

**Tabla 1.** Comparación entre los sistemas FWS y VSB

Free Water Surface (FWS)	Vegetated Submerged Bed (VSB)
Superficie libre de agua.	Lecho vegetal sumergido.
Flujo de circulación del agua en lámina libre sobre un lecho en el que se enraízan los vegetales del humedal.	Flujo sumergido, a través de un medio granular.
Son más frecuentes (en USA el 70 %).	Hidráulica más complicada.
Menor coste de instalación.	Son menos frecuentes (en USA el 20 %).
Hidráulica sencilla.	Tratamiento más eficaz.
Tienen gran parte de las propiedades de los humedales naturales.	Necesitan poco espacio.
Favorecen la vida animal.	Flujo oculto.
Las bajas temperaturas provocan descensos en el rendimiento.	Sin olores.
	Soportan bien temperaturas bajas.
	Algo más caros que los FWS.
	Pocos problemas con la fauna.

**Fuente:** (Seoáñez Calvo, 1999)

### 3.4.2.6. Rendimientos de depuración

Se presenta los rendimientos de depuración de los humedales artificiales tanto de flujo superficial como de flujo subsuperficial:

#### 3.4.2.6.1. Humedales artificiales de flujo superficial

Dado que los HAFS se suelen emplear a modo de tratamiento terciario, presentando las aguas influentes características muy variadas, en función del grado de depuración alcanzado en las etapas previas, para mostrar los rendimientos que se alcanzan en este tipo de humedales se ha optado por presentar las características medias de los influentes y efluentes de un conjunto de 27 HAFS sometidos a seguimiento por la EPA en el año 2000. (Salas Rodríguez et al., 2007)

**Tabla 2.** Características medias de las corrientes de entrada y salida de un conjunto de HAFS (EPA 2000)

Constituyente	Influente	Efluente
Sólidos en suspensión (mg/l)	69	15
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	70	15
N-NTK (mg/l)	18	11
N-NH <sub>3</sub> /NH <sub>4</sub> (mg/l)	9	7
N-NO <sub>3</sub> (mg/l)	3	1
N <sub>total</sub> (mg/l)	12	4
P <sub>total</sub> (mg/l)	4	2
P <sub>disuelto</sub> (mg/l)	3	2
Coliformes fecales (nº/100 ml)	73.000	1.320

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

Observando los valores de la tabla 2 se puede determinar que los rendimientos promedio de depuración de los HAFS para cada contaminante son los siguientes:

- **Sólidos en suspensión:** 78 %
- **DBO<sub>5</sub>:** 78 %
- **N-NTK:** 39 %
- **N-NH<sub>3</sub>/NH<sub>4</sub>:** 22 %
- **N-NO<sub>3</sub>:** 67 %
- **N<sub>total</sub>:** 67 %
- **P<sub>total</sub>:** 50 %
- **P<sub>disuelto</sub>:** 33 %
- **Coliformes fecales:** 98 %

A modo de complemento, la tabla 3 muestra las concentraciones de sólidos en suspensión y DBO<sub>5</sub> en las corrientes de entrada y salida de distintos HAFS implantados en Estados Unidos, recogándose, igualmente, la procedencia de las corrientes de alimentación a estos humedales. (Salas Rodríguez et al., 2007)

**Tabla 3.** Rendimientos de depuración de HAFS en Estados Unidos

Constituyente	Tipo de influente	SST (mg/l)		DBO <sub>5</sub> (mg/l)		Referencia
		Influyente	Efluente	Influyente	Efluente	
Arcata, California	Laguna de oxidación	30	14	26	12	Gearheart et al.,1989
Cannon Beach, Oregon	Laguna facultativa	45	8	27	5	U.S.EPA,1993
Fort Deposit, Alabama	Laguna de oxidación	91	13	33	7	U.S.EPA,1993
Gustine, California	Laguna de oxidación	102	31	75	19	Crites, 1996
Iselin, Pensilvania	Laguna de oxidación	380	53	140	17	Watson et al.,1979
Listowel, Ontario	Primario	111	8	56	10	Herskowitz et al.,1987
Ouray, Colorado	Laguna de oxidación	86	14	63	11	Andrews,1996
West Jackson Co.,Mississippi	Laguna facultativa	40	14	26	7	U.S.EPA,1993

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

### 3.4.2.6.2. Humedales artificiales de flujo subsuperficial

“La Tabla 4 recoge los rendimientos medios que se alcanzan con el empleo de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo” (Ortega de Miguel et al., 2010).

**Tabla 4.** Rendimientos de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

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

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

### 3.4.2.7. Construcción

Esta tecnología natural de depuración de aguas residuales, ha mostrado ser una muy buena alternativa para ser empleada en las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) de pequeños núcleos urbanos. Es por eso que la mayoría de los pequeños poblados de Europa han optado por construirlos, principalmente por su aspecto natural, poca o nula energía para su funcionamiento, de fácil operación y bajos costos de mantenimiento, comparado con otros sistemas. (Delgadillo et al., 2010)

Para llevar a cabo una adecuada construcción de un humedal artificial se propone seguir los siguientes pasos:

#### **3.4.2.7.1. Reconocimiento del terreno**

Antes de comenzar con el trabajo de gabinete para el diseño en sí, es necesario realizar el reconocimiento y evaluación del terreno. Dicha visita al campo es de suma importancia y necesaria para poder conocer las características propias del terreno y adecuar el diseño a las condiciones reales del lugar en el cual se emplazará la obra. Aspectos sencillos como la pendiente, la disponibilidad del terreno, el acceso para maquinaria, el uso del suelo, y otros más, serán definitivos para adecuar el diseño y garantizar el éxito de su implementación. (Delgadillo et al., 2010)

#### **3.4.2.7.2. Estudios geotécnicos**

Delgadillo et al. (2010) mencionan que es importante realizar estudios geotécnicos, ya que los datos obtenidos inciden directamente en la toma de decisiones. Algunas de las determinaciones más importantes son: la capacidad de carga de los suelos, el tipo de suelo, la determinación del nivel freático; también es necesario averiguar si es una zona susceptible a inundaciones, etcétera.

#### **3.4.2.7.3. Desmante**

Según Delgadillo et al. (2010), después de ser efectuados los estudios geotécnicos y comprobada la factibilidad de construir los humedales artificiales en los predios destinados a su implementación se prosigue con las labores de desmante, las cuales consisten en realizar la limpieza, desmalezado y extracción de las malezas, arbustos o árboles que dificulten o incidan en el área de emplazamiento de la obra.



**Figura 14.** Operaciones de desbroce y limpieza durante la construcción de un sistema de humedales construidos

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)



#### 3.4.2.7.4. Levantamiento topográfico y replanteo

Posteriormente a los trabajos de desmonte, es necesario efectuar un levantamiento topográfico para proyectar la obra. Una vez obtenido el plano, se procede a realizar el trazo, que consiste en la propuesta y posterior replanteo sobre el terreno de las estructuras diseñadas y establecidas en los planos. (Delgadillo et al., 2010)

Asimismo, Delgadillo et al. (2010) indican que el replanteo consiste en delimitar y marcar en el terreno las áreas en la cuales se construirán los diferentes componentes necesarios para la implementación de los humedales a construir, como ser cámaras de registro, dique del humedal, ubicación de tuberías de conducción, etcétera.



**Figura 15.** Levantamiento topográfico y replanteo

**Fuente:** (Delgadillo et al., 2010)

#### 3.4.2.7.5. Excavación y movimiento de tierras

Una vez definida en el terreno la situación de cada elemento de la instalación, se procede a excavar o rellenar según sea el caso, y en la medida de lo posible cuando sea preciso rellenar utilizando el material procedente del propio terreno. La excavación se realizará con medios mecánicos convencionales o métodos de excavación más avanzados, según los datos del estudio geotécnico realizado durante la redacción del proyecto y del reconocimiento previo de la zona. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Asimismo, García Serrano y Corzo Hernández (2008) indican que “De acuerdo con la topografía de la zona, y principalmente si el sitio de construcción está a media ladera, será necesario encajar la cota de proyecto mediante taludes de excavación y de terraplén. Los taludes de excavación pueden ser temporales o permanentes”.

“En los Humedales de Flujo Subsuperficial el fondo suele presentar una pendiente del orden del 1 % en la dirección de entrada – salida, siendo está pendiente algo menor en los Humedales de Flujo Superficial” (Salas Rodríguez et al., 2007).

En los Humedales de Flujo Superficial se recomiendan relaciones Longitud/Anchura del orden de 5/1, mientras que en los de Flujo Subsuperficial Horizontal es normal operar con relaciones superiores a 1/1. En el caso de los Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical la configuración geométrica se aproxima más a la forma cuadrada. (Ortega de Miguel et al., 2010)

Por otra parte, García Serrano y Corzo Hernández (2008) señalan que en los taludes de excavación permanentes se realizará una limpieza de su superficie para evitar desprendimientos de rocas. La inclinación de los taludes de excavación se deberá definir en la fase de proyecto, mediante el correspondiente estudio geotécnico. En todo caso, se recomienda mantener una relación conservadora de 1H:1V en los taludes de desmonte.

Los taludes de excavación temporales y las zanjas para la colocación de tuberías (Figura 26) y arquetas se pueden realizar con una relación de hasta 1H:2V en el caso de que se excave hasta una profundidad de 1,5 m, y con una relación de hasta 1H:1,5V si se sobrepasa esa cota. Si el material procedente de las excavaciones es un suelo tolerable (como mínimo) se podrá utilizar para la formación de los taludes que delimitan las celdas del sistema de humedales. Cuando el material de terraplenado se trate de una arena limosa con gravas deberá mantenerse una relación de 1H:1V en los taludes definitivos. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Según Ortega de Miguel et al. (2010), la coronación de los taludes del confinamiento de los humedales debe quedar más alta que el terreno circundante, o estar protegida por un bordillo, para evitar que las lluvias puedan arrastrar materiales al interior de los humedales.



**Figura 16.** Excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Para la realización de terraplenados (rellenos), antes de extender el material se procederá a compactar el suelo según el grado de compactación especificado por un ensayo de Proctor Modificado (norma UNE 103.501/94). Cuando se trate del terraplenado de zanjas donde se ha colocado una tubería deberán evitarse cargas excesivas durante el proceso de construcción, como por ejemplo el tránsito de maquinaria o de vehículos pesados por encima. Si el terraplén

se tiene que ejecutar sobre capas de arcillas blandas y/o expansivas o de suelos susceptibles a cambios de volumen debido a cambios de humedad, se procederá previamente a la estabilización o a la sustitución del terreno. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Además, García Serrano y Corzo Hernández (2008) recomiendan que “Una vez terminado el movimiento de tierras se debe realizar una comprobación de las dimensiones mediante un levantamiento topográfico, especialmente de las celdas que constituirán el sistema”.

#### **3.4.2.7.6. Nivelación y compactación de las celdas**

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008) esta es una de las actividades más importantes durante la construcción de sistemas de humedales ya que una nivelación incorrecta provocará que en las celdas el agua circule de forma preferente por determinadas zonas dando lugar a cortocircuitos que disminuirán la eficiencia esperada.

Al igual que en los terraplenados, una buena compactación del fondo del humedal se realiza extendiendo una o dos capas de material, en lo posible sin gravas que interfieran en la nivelación, y de espesor menor a 0,25 m, compactándose una a una, controlándose el contenido de humedad y el grado de compactación, los cuales deben corresponderse con los valores óptimos determinados en laboratorio para el tipo de suelo de la zona de construcción. Se recomienda que esta compactación se realice con equipos que no dejen huella, ya que en este caso darán lugar a caminos preferenciales. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

García Serrano y Corzo Hernández (2008) recomiendan que una vez terminada la compactación se debe realizar un tratamiento herbicida sobre la superficie de los lechos para evitar el crecimiento de vegetales que puedan causar problemas posteriores.

#### **3.4.2.7.7. Elementos de entrada y salida**

Los elementos que principalmente forman parte de la entrada y salida de los sistemas de humedales artificiales son: arquetas, tuberías y canales.

Las arquetas, dependiendo de su tamaño, pueden ser de tipo prefabricado para favorecer su montaje, además de resultar más económicas. Para su colocación se realiza una excavación de mayor tamaño que la arqueta, que permita su manipulación sin esfuerzos. Se construye una losa de mortero de unos 6 cm de grosor o se compacta su base, seguidamente se introduce la arqueta con las conexiones a las tuberías o conducciones ya preparadas, y se rellena el espacio entre la excavación y la arqueta con material filtrante. También se puede rellenar con hormigón, aunque esta última opción resulta más costosa e implica que ante una avería se deba romper la estructura. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Por otra parte, Ortega de Miguel et al. (2010) mencionan que los elementos de entrada al sistema de Humedales Artificiales se diseñan de forma que la distribución del agua sea lo más

uniforme posible. En los Humedales de Flujo Superficial se utilizan vertederos o tuberías perforadas para distribuir el agua a tratar en la zona de entrada al humedal.

En el caso de los Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal se ha recurrido al empleo de tuberías perforadas, que descargaban sobre una zona de bolos gruesos (50- 100 mm), sin vegetación, dispuesta en cabecera del humedal, en los primeros dos metros, y que constituía el área de infiltración del agua residual, y al empleo vertederos Thompson longitudinales, si bien, en la actualidad se tiende a la implantación decanales (cubiertos o no), con salidas cada 1-2 m. En los Humedales de Flujo Vertical se recurre al empleo de tuberías perforadas, si las aguas han sido sometidas a un tratamiento primario, y a canaletas o surtidores en caso contrario. (Ortega de Miguel et al., 2010)



**Figura 17.** Excavación y conformación de taludes durante la construcción de un sistema de humedales construidos

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

Los canales de entrada en los sistemas de flujo horizontal se sitúan en la cabecera de las celdas y en todo su ancho, de forma que el agua residual se reparta uniformemente. Su método constructivo es el mismo que se utiliza para cualquier canal de una obra hidráulica. Son comunes las tareas de perfilado de la excavación, uso de encofrados (de madera, metálico, etc.) para aquellos canales construidos in situ, con un hormigonado y endurecido en fases, realizando primero la solera y a continuación los laterales del canal. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

#### **3.4.2.7.8. Impermeabilización**

Si el suelo donde se va a ubicar el humedal presenta una baja permeabilidad bastará con proceder a su compactación, en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por tongadas, en capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas. Uno de los plásticos más empleados es el polietileno de alta densidad (PEAD), recomendándose

espesores superiores al milímetro para evitar que la lámina pueda ser perforada por las raíces y rizomas de las plantas, o dañada por los propios áridos. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Asimismo, Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que para evitar punzonamientos, tanto por piedras del propio terreno, como por el propio sustrato filtrante, se recomienda que por debajo y por encima de la lámina plástica se disponga una lámina de geotextil de 150 – 300 g/cm<sup>2</sup>, o que se extienda una capa de arena por debajo de la lámina plástica.

“En la impermeabilización mediante lámina plástica debe controlarse exhaustivamente las soldaduras entre láminas (por aire caliente o por compuestos químicos) y el buen anclaje de las láminas al terreno” (Salas Rodríguez et al., 2007).



**Figura 18.** Operaciones de colocación de la geomembrana

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

El anclaje de las geomembranas se realizará en la coronación del talud. El método más corriente consiste en utilizar una zanja periférica en la cual se fija la lámina. Dicha zanja será una excavación a un metro de la cresta del talud, con unas dimensiones mínimas de 0,3 x 0,3 m. En los sitios donde las tuberías penetran en las celdas se debe recortar la lámina; además, si las tuberías son de PVC, se debe aplicar sobre éstas una pieza especial (manguito) que se desliza alrededor de la tubería, se suelda a ésta, y después a la geomembrana. En el caso de que la tubería sea de otro material, la unión del manguito debe hacerse por encolado o presión y posterior sellado. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Para concluir con el proceso de impermeabilización, García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que una vez que la geomembrana esté instalada se coloca el geotextil interior si procede. Su colocación es similar a la de la geomembrana y es preferible que extienda hacia fuera de las celdas para que no se acumule tierra y otros materiales entre él y la lámina. En la Figura 30 se muestran las operaciones de colocación del geotextil en una celda. Como puede observarse las diferentes telas se sitúan en un extremo de la celda y se desenroscan. Nótese que las diferentes telas no se cosen, sino que simplemente se sobreponen.



**Figura 19.** Operaciones de colocación del geotextil

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

#### **3.4.2.7.9. Material granular**

“Se recomienda colocar una capa de 5 a 10 cm. de arena, antes de comenzar con el llenado de grava del humedal. Esto para proteger a la geomembrana de pinchazos y cortaduras ocasionados por herramientas o durante la colocación de grava” (Delgadillo et al., 2010).

Ortega de Miguel et al. (2010) mencionan que en los Humedales de Flujo Superficial se dispone en su fondo una capa de tierra vegetal o de áridos (arena, gravilla), que actúa de soporte para la vegetación.

En el caso de los Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal, se recomienda como sustrato filtrante el empleo de gravilla de 6-12 mm. En ese tipo de humedales el espesor del sustrato en el punto medio del humedal es de 0,6 m, si bien, se comienza a trabajar con espesores menores, del orden de 0,3-0,4 m. (Ortega de Miguel et al., 2010)

Asimismo, Ortega de Miguel et al. (2010) señalan que en el caso de los Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical dotados de tratamiento primario, el espesor del sustrato es del orden de 0,8 m, recomendándose el empleo de arena gruesa, con un  $d_{10}$  comprendido entre 0,25 y 1,2 mm, y con un  $d_{60}$  entre 1 y 4 mm. El Coeficiente de Uniformidad ( $d_{60}/d_{10}$ ) debe ser inferior a 3,5 y los contenidos en arcilla y finos deben limitarse a menos del 0,5%.

Cuando se recurre al empleo de Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical sin tratamiento primario, en la primera etapa se suele emplear una capa superficial de  $\geq 30$  cm de gravilla de 2-8 mm, que descansa sobre otra de grava de 5-20 mm, y de 10-20 cm de espesor. En la segunda etapa, en la que ya los riesgos de colmatación son menores, se trabaja con una capa de arena, de  $\geq 30$  cm de espesor, que descansa en una capa de gravilla de 3-10 mm y de 10-20 cm de espesor. En ambas etapas, en el fondo se dispone una capa de 10-20 cm de grava de 20-40 mm, en la que se embuten las tuberías de drenaje. (Ortega de Miguel et al., 2010)



**Figura 20.** Descarga directa de áridos en el interior de un Humedal Artificial

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

A la hora de la selección del sustrato filtrante para los Humedales Artificiales es imprescindible disponer de un material suficientemente homogéneo en forma y tamaño (bajos Coeficientes de Uniformidad), y limpio (sin presencia de finos, lo que puede hacer necesario el lavado del material procedente de la cantera). Un material con elevado contenido en finos se puede colmatar fácilmente, acortando la vida útil del sistema. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Además, García Serrano y Corzo Hernández (2008) recomiendan que durante la colocación del medio se debe evitar la entrada de maquinaria a las celdas; sin embargo, cuando no es posible verter el material desde fuera, la operación se debe realizar con maquinaria ligera que no produzca daños a la impermeabilización y que evite el hundimiento del fondo de las celdas.

#### **3.4.2.7.10. Vegetación**

La plantación de la vegetación es la última etapa en la construcción de un sistema de humedales construidos. Esta actividad se realiza una vez el material granular ha sido colocado y nivelado, se han conectado todas las conducciones y arquetas, y se han llevado a cabo las comprobaciones hidráulicas. Cuando se realiza la plantación las celdas ya deben tener agua. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

“En el caso de los Humedales de Flujo Superficial suele recurrirse a la implantación de varias especies vegetales, siendo las frecuentes: juncos, aneas, masiega, iris, juncia, etc., que se plantan mediante el empleo de rizomas o de semillas” (Salas Rodríguez et al., 2007).

Por otra parte, Salas Rodríguez et al. (2007) indican que en el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial la especie vegetal predominantemente empleada es el carrizo (*Phragmites australis* sp.), que presenta, frente a otras, las siguientes ventajas:

- Perfecta adaptación a las condiciones hídricas de explotación de los humedales.

- Buena transferencia de oxígeno desde las partes aéreas hasta los rizomas y raíces, lo que favorece el desarrollo de bacterias en su entorno.
- Buena resistencia a la alternancia de periodos de alimentación y de reposo.
- Infiltración favorecida por el desarrollo de tallos a través de los que percola el agua, lo que reduce los riesgos de colmatación.
- Fácil adaptación a la altitud (salvo alta montaña) y a climas diversos.
- Mayor duración del ciclo vegetativo, permaneciendo activo durante un período de tiempo superior al de otras plantas emergentes.

“La plantación de plántulas que han sido previamente cultivadas en vivero da muy buenos resultados aunque es la opción más cara. También funciona bien la plantación de rizomas que se obtienen de otros sistemas de humedales construidos” (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Además, García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que las plántulas se insertan en pequeños agujeros efectuados manualmente en el medio granular que después se tapan. Una parte de la biomasa subterránea de las plantas debe estar sumergida en el agua. La plantación se puede efectuar al tresbolillo con una densidad de 3 plantas por metro cuadrado. El mejor momento para plantar es entre abril y mayo. De hecho si se planta carrizo en abril con una densidad de 3 plantas por metro cuadrado, a finales de agosto se tiene una cobertura casi total.

“Si después de un año la vegetación no se llega a consolidar, se debe proceder a su reposición. De hecho se considera que la vegetación se ha consolidado cuando se ha completado un ciclo biológico completo (crecimiento, floración, producción de semillas y senescencia de las partes aéreas)” (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

En la Figura 21 que se muestra a continuación se puede observar la plantación de plántulas de carrizo en un humedal artificial de flujo subsuperficial, donde cabe indicar que la plantación se la lleva a cabo en grupos de dos personas, de manera que uno hace los agujeros y posterior a la colocación de la planta los va tapando y el otro se encarga de ir colocando las plantas en cada agujero realizado.





**Figura 21.** Operaciones de plantación de plántulas de carrizo en un sistema de flujo subsuperficial

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En último lugar, García Serrano y Corzo Hernández (2008) señalan que la plantación de las especies ornamentales para mejorar la estética del sistema se realizará cuando toda la obra esté acabada y se hayan delimitado los caminos y los espacios verdes. Se recomienda plantar especies propias de la zona ya que se adaptan mejor y es más fácil su supervivencia.

#### **3.4.2.8. Puesta en marcha**

Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que previo a la puesta en servicio de una instalación de Humedales Artificiales se procederá a la comprobación de:

- El correcto funcionamiento de los elementos integrantes del pretratamiento (rejillas de desbaste), tratamiento primario (fosas sépticas, tanques Imhoff), sistema de medida de caudal y compuertas y válvulas que permiten el by-pass de las aguas y la puesta en marcha/paro de los diferentes humedales implantados.
- La estanqueidad de los recintos que contienen los sustratos filtrantes y las plantas.

“La alimentación a los humedales se iniciará una vez finalizada la plantación, para favorecer su crecimiento” (Salas Rodríguez et al., 2007).

Ortega de Miguel et al. (2010) mencionan que para favorecer el rápido crecimiento de la vegetación instaurada en los humedales artificiales, durante los periodos de puesta en operación, se procederá a la eliminación de toda la vegetación espontánea que pueda aparecer en los mismos, evitando competencias con las especies implantadas.

Durante la puesta en marcha, y generalmente después de la plantación, es conveniente que el nivel de agua aflore en la superficie de los humedales unos centímetros (por ejemplo 2 cm.) para evitar el crecimiento de malas hierbas. No obstante, esto puede provocar malos olores y presencia de insectos con lo que es probable que se tenga que disminuir el nivel. Se puede

entonces intentar alternar periodos de encharcamiento y otros de nivel normal. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Desde el inicio de la puesta en operación de los Humedales Artificiales comienza el proceso depurativo, inicialmente basado en la retención de sólidos mediante el proceso de filtración de las aguas residuales a través del lecho de arenas-gravas. A medida que transcurre el tiempo, alrededor de las partículas del soporte se desarrollará la biopelícula, que se encargará de la transformación y degradación de la mayoría de los contaminantes presentes en las aguas residuales. Asimismo, esta biopelícula se desarrollará sobre los rizomas y raíces de las plantas emergentes, que irán captando los nutrientes que precisan para su desarrollo. (Ortega de Miguel et al., 2010)

En el caso de los Humedales de Flujo Subsuperficial, la etapa de arranque y estabilización del sistema, en la que se va desarrollando toda la zona radicular de las plantas y la biomasa bacteriana coloniza el sustrato y los rizomas y raíces, se extiende aproximadamente a lo largo de un ciclo vegetativo. En los Humedales de Flujo Superficial es preciso el transcurso de dos-tres ciclos vegetativos para alcanzar un régimen operativo estable. (Salas Rodríguez et al., 2007)

Asimismo, Salas Rodríguez et al. (2007) señalan que inicialmente, en los Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal el nivel de agua se mantendrá unos 5 cm por debajo de la superficie del sustrato filtrante, y se irá bajando paulatinamente para favorecer un más rápido de desarrollo de la zona radicular de las plantas durante el primer ciclo de su crecimiento. Al final de este proceso, el nivel del agua en el sustrato recuperará su valor inicial.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), se considera que la puesta en marcha ha finalizado cuando la vegetación está bien consolidada, es decir aproximadamente un año o ciclo biológico. Las poblaciones bacterianas responsables en gran parte de la eliminación de los contaminantes se desarrollan en un periodo que va de 3 a 6 meses.

#### **3.4.2.9. Explotación y mantenimiento**

Las operaciones de explotación y mantenimiento que se deben realizar en un sistema de humedales artificiales se indican a continuación:

##### **3.4.2.9.1. Inspección rutinaria**

“Para comprobar el correcto funcionamiento de una estación depuradora basada en la tecnología de Humedales Artificiales y poder prevenir posibles anomalías, es preciso el seguimiento y control periódico de una serie de parámetros” (Salas Rodríguez et al., 2007).

En el documento publicado por Alianza por el Agua (2008) se aconseja que las visitas a la estación depuradora sean diarias y, para dejar constancia del control de los mencionados

parámetros, el operador de la estación depuradora dispondrá de un cuadernillo en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudal tratado de aguas residuales.
- Número e identificación de los humedales artificiales puestos en operación.
- Aspecto de las plantas y del efluente depurado.
- Anomalías en los viales y en la obra civil en general.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejillas, retirada de lodos en el tanque Imhoff (fosa séptica), siega y retirada de las plantas secas, etc.
- Tiempos de funcionamiento de los sistemas de limpieza de las rejillas automáticas (en su caso)
- Si la estación de tratamiento está dotada de energía eléctrica para el accionamiento de los elementos del Pretratamiento, bombeo entre humedales, riego con los efluentes depurados, iluminación, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- En el apartado de “observaciones” se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre características visuales y olfativas de las aguas residuales, destacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas, el posible empleo de los efluentes depurados por los agricultores de la zona, la duración de los períodos de lluvia intensa, etc.
- En el caso de que la instalación de humedales artificiales cuente con equipos electromecánicos (rejillas de desbaste de limpieza automática, caudalímetros, bombas, etc.), dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán las características operativas, horas de funcionamiento, calendario de operaciones de mantenimiento, averías sufridas y todas aquellas observaciones que, sobre su funcionamiento, se consideren pertinentes.

Además, en el mismo documento publicado por Alianza por el Agua (2008) indica que una tarea importante que habrá de realizar el operador de la estación de tratamiento, es la medición de los caudales tanto de las aguas residuales influentes, como de las aguas depuradas. En aquellas estaciones dotadas de medidores de caudal con registro, tan sólo será necesario anotar las lecturas, pero cuando se carece de estos elementos de medida será preciso recurrir a métodos de volumen-tiempo (determinando el tiempo que tarda en llenarse un recipiente de capacidad conocida; en el caso de instalaciones con cámaras de bombeo deteniendo la alimentación, arrancando las bombas y determinando el descenso de la lámina líquida en un tiempo determinado, etc.), o a métodos de sección-velocidad (determinado el tiempo que una mancha, producida por la adición de un colorante, tarda en recorrer la

distancia entre dos pozos de registro contiguos del colector de llegada a la estación depuradora).

#### **3.4.2.9.2. Explotación**

Según (Ortega de Miguel et al., 2010), en lo referente a los propios humedales las labores de explotación se centran en:

- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento de los sifones de descarga controlada, o bombeo, en el caso de los Humedales de Flujo Vertical.
- Es muy importante la revisión de los sistemas de alimentación/distribución y del estado de la impermeabilización del confinamiento.
- Durante los primeros meses de operación deben eliminarse las malas hierbas que puedan competir con la vegetación implantada en el humedal.
- Anualmente, una vez finalizado el ciclo vegetativo de las plantas (generalmente en el mes de noviembre), se procederá a su siega y a la evacuación de la biomasa vegetal extraída. Con ello se evita que se descomponga la vegetación seca en el interior del humedal, liberando nutrientes y contribuyendo a la colmatación del sustrato filtrante. La siega se podrá llevar a cabo manualmente, mediante el empleo de hoces o guadañas, si la superficie del humedal es pequeña, o por medios mecánicos (desbrozadora) en los humedales de mayor tamaño.
- Tras la siega se procederá a inspeccionar el estado de los dispositivos de alimentación en los Humedales de Flujo Vertical.
- Anualmente, y coincidiendo con el momento de la siega de la vegetación seca (para facilitar la operación), se procederá a medir la permeabilidad del sustrato filtrante, al objeto de determinar su grado de colmatación.
- Debe prevenirse y controlarse la aparición de posibles plagas, que puedan hacer peligrar la existencia de las plantas.
- Debe evitarse la entrada a la depuradora de animales que puedan alimentarse de las plantas del humedal.

#### **3.4.2.9.3. Mantenimiento**

Es muy importante que los tratamientos previos funcionen correctamente de forma continuada ya que en caso contrario se acelerará el proceso de colmatación de los humedales. Por tanto es necesario revisar por lo menos dos veces por semana los procesos unitarios de pretratamiento y tratamiento primario. En saneamientos autónomos esta revisión puede realizarse una vez cada dos semanas. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Asimismo, García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que la extracción de lodos del tratamiento primario se empezará a realizar después de que el sistema haya estado en marcha como mínimo un año. Se estimará que cantidad de lodos hay que extraer cada 3-6 meses para que el tiempo de digestión de los lodos sea el proyectado. En general, lo más adecuado y cómodo es estimar cada cuanto se debe extraer el volumen equivalente a un camión cuba (depende de su tamaño, pero suelen tener capacidad para almacenar unos 10 m<sup>3</sup>).

Por otra parte, Ortega de Miguel et al. (2010) indican que el mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.



**Figura 22.** Siega mecanizada de la plantación de carrizo y evacuación de la biomasa seca tras la siega de un humedal

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.

- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

#### 3.4.2.9.4. Operaciones a largo plazo

Se recomienda realizar siegas cada año cuando empiecen a secarse las partes aéreas de las plantas. Las siegas se pueden realizar con maquinaria ligera como se ilustra en la figura 23. En la imagen se pueden observar las partes aéreas de los vegetales todavía no recogidas. Nótese que las ruedas delanteras del vehículo se encuentran sobre la franja de material de gran tamaño de la zona de entrada. En las cercanías a taludes la siega debe ser manual para reducir el riesgo de causar cortes y pinchazos a la lámina impermeable. Las siegas son necesarias para eliminar material vegetal que se descompone en la superficie del medio granular y acelera el proceso de colmatación. También contribuyen a la eliminación de nutrientes. El material retirado se puede compostar o quemar. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)



**Figura 23.** Maquinaria ligera usada para la siega de los vegetales en el interior de un humedal de flujo subsuperficial

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Además, García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que cuando la colmatación del medio granular es muy severa, apareciendo extensas zonas encharcadas y reduciéndose la eficiencia del sistema, se debe proceder a la sustitución del medio. En principio los sistemas se diseñan para que la colmatación, si aparece, lo haga hacia el final de la vida útil de la instalación. No obstante, una excesiva carga contaminante, junto con una gran acumulación de restos vegetales puede reducir notablemente los espacios intersticiales y obturar el medio granular antes de lo previsto. Otras veces la colmatación se relaciona con sistemas que no han sido bien diseñados y que en periodos cortos, de 3 a 4 años, ya empiezan a mostrar síntomas.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “La prevención de la colmatación pasa por tener buenos diseños y realizar una buena explotación y mantenimiento de los sistemas”.

### 3.4.2.10. Ventajas y desventajas

“Los Humedales Artificiales, como cualquier otro sistema de depuración de aguas residuales, presentan una serie de ventajas e inconvenientes, que pueden aconsejar o no su utilización en cada caso concreto” (Salas Rodríguez et al., 2007).

#### 3.4.2.10.1. Ventajas

Ortega de Miguel et al. (2010) indican que las principales ventajas del empleo de los Humedales Artificiales para el tratamiento de las aguas residuales estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- En el caso de los HAFS y de los HAFS<sub>s</sub> horizontal, al operar con elevados tiempos de retención, se toleran bien las puntas de caudal y de carga.
- Los Humedales de Flujo Superficial, principalmente, permiten la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los Humedales de Flujo Subsuperficial, y por alimentarse normalmente con efluentes ya depurados los Humedales de Flujo Superficial.
- Perfecta integración en el medio ambiente natural, especialmente los Humedales de Flujo Superficial.

#### 3.4.2.10.2. Desventajas

Según Alianza por el Agua (2008) como principales desventajas pueden citarse:

- Exigen más superficie de terreno para su implantación (entre 3-5m<sup>2</sup>/h-e) que las Tecnologías Convencionales de depuración, lo que puede repercutir grandemente en los costes de construcción si conlleva la adquisición de los terrenos.
- Larga puesta en marcha que va desde meses a un año en sistemas de flujo subsuperficial, hasta varios años en los sistemas de flujo superficial.

- Los humedales de flujo subsuperficial presentan riesgos de colmatación del sustrato, si este no se elige convenientemente no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas.
- Pérdidas de agua por evapotranspiración, lo que incrementa la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los humedales de flujo libre.
- Los humedales artificiales presentan pocas posibilidades de actuación y control ante modificaciones de las condiciones operativas, por lo que es muy importante que estén bien concebidos, dimensionados y construidos.

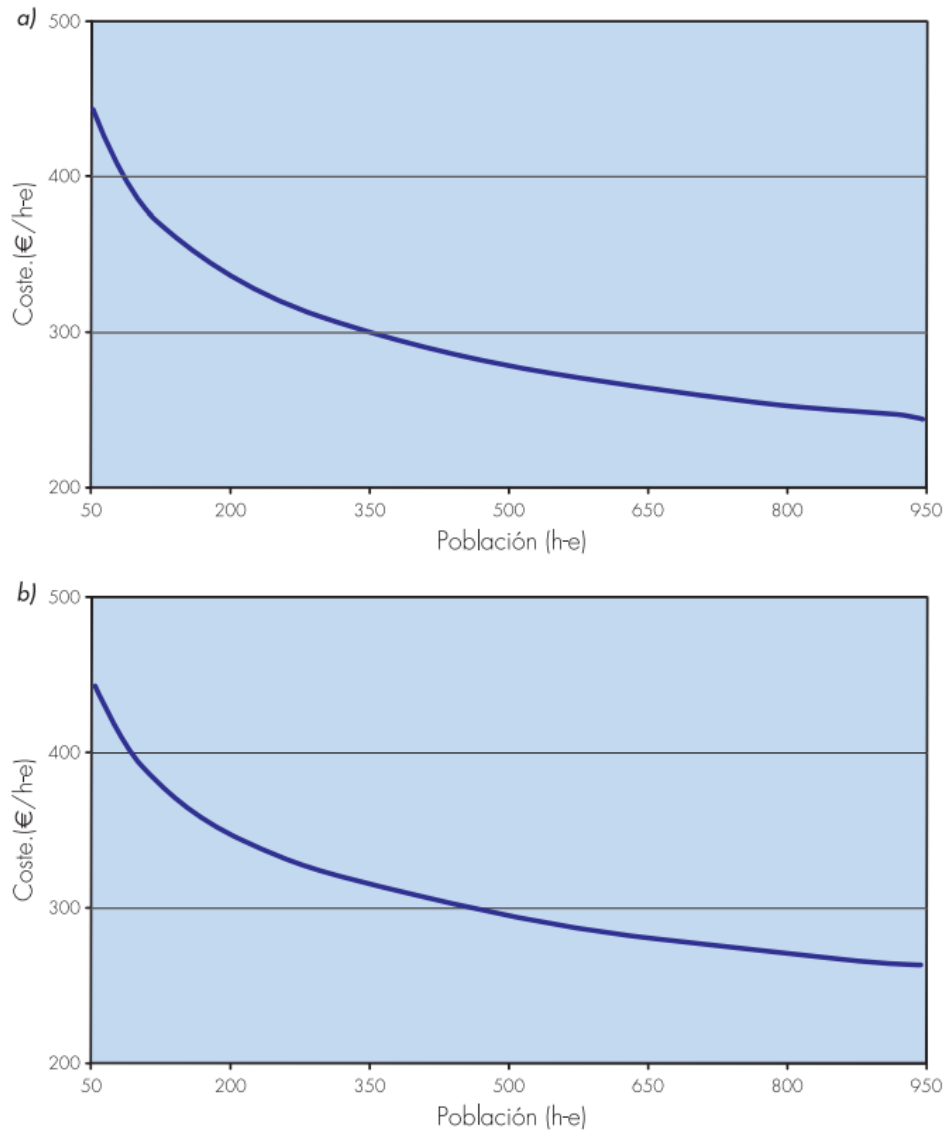
#### **3.4.2.11. Costes de implantación**

Según Ortega de Miguel et al. (2010), para la estimación de los costes de implantación de los humedales artificiales de flujo subsuperficial, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual, dada la gran influencia que tiene, para este rango de población, el empleo de un desbaste automático sobre los costes de implantación.
  - 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
  - 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se consideran Tanques Imhoff prefabricados en PRFV.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.
- El recinto de los humedales se impermeabiliza con lámina de PEAD de 1,5 mm.

En la figura 24 se muestran los costes de implantación de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (verticales y horizontales) en función de la población equivalente servida.

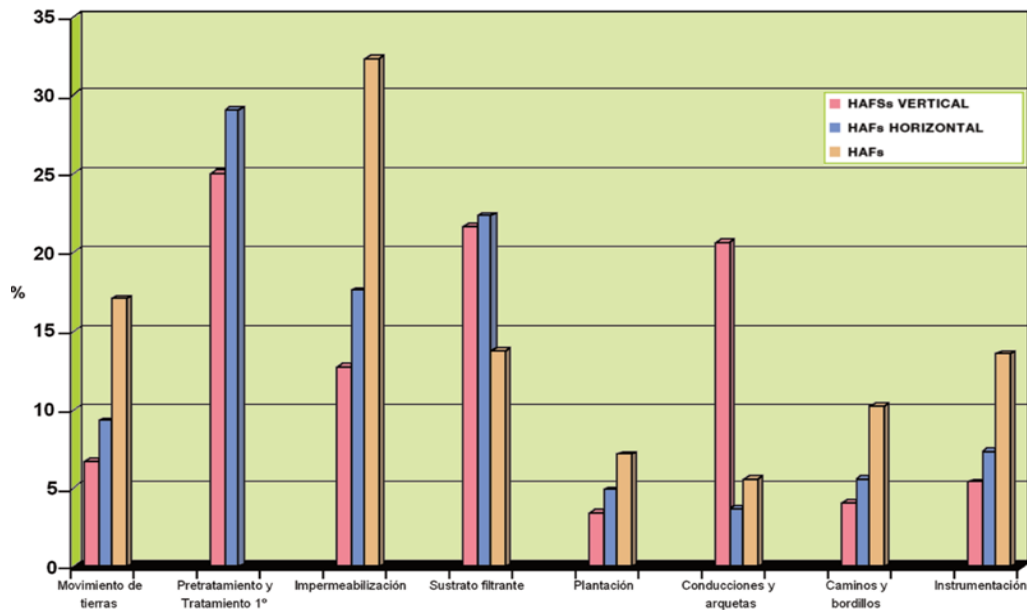




**Figura 24.** Costes de implantación por población equivalente servida de HAFS<sub>s</sub> (a) Verticales y (b) Horizontales

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

El reparto de las diferentes partidas que contribuyen a los costes de implantación de las diversas modalidades existentes de Humedales Artificiales, queda reflejado en la figura 25 que se muestra a continuación:



**Figura 25.** Porcentaje de cada partida de coste para la implantación de las distintas modalidades de Humedales Artificiales.

**Fuente:** (Salas Rodríguez et al., 2007)

#### 4. MARCO LEGISLATIVO

El marco legislativo en el cual se rige una estación depuradora de aguas residuales para el vertido de su efluente va enfocado especialmente en el cumplimiento de los límites de vertido establecidos en la normativa ambiental vigente correspondiente a cada país o zona donde se encuentre la EDAR. En este trabajo se considera las normativas ambientales vigentes tanto de Ecuador como de España, lo que ayudará a tener un conocimiento general sobre los límites de vertido que en ellas se establecen y con ello determinar si la EDAR que se ha diseñado cumple con los mismos.

##### 4.1. Normativa Ecuatoriana

En Ecuador el organismo encargado de crear las políticas ambientales y coordinar las estrategias, los proyectos y programas para el cuidado de los ecosistemas y el aprovechamiento sostenible de los recursos naturales es el Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica del Ecuador.

En la reforma del texto unificado de legislación secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA), en su registro oficial edición especial 387 de 04 de noviembre del 2015, en la actualidad de estado vigente, establece en su libro VI, anexo 1, la norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: Recurso Agua, en la cual se especifican los límites de descarga a un cuerpo de agua dulce, mismos que se observan a continuación en la tabla 5 y que serán considerados en este trabajo para realizar la verificaciones correspondientes del cumplimiento del efluente de la EDAR con estos límites de vertido establecidos.

**Tabla 5.** Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sust. solubles en hexano	mg/l	30,0
Alkil mercurio		mg/l	No detectable
Aluminio	Al	mg/l	5,0
Arsénico total	As	mg/l	0,1
Bario	Ba	mg/l	2,0
Boro Total	B	mg/l	2,0
Cadmio	Cd	mg/l	0,02
Cianuro total	CN	mg/l	0,1
Cinc	Zn	mg/l	5,0
Cloro Activo	Cl	mg/l	0,5
Cloroformo	Ext. carbón cloroformo ECC	mg/l	0,1
Cloruros	Cl	mg/l	1 000
Cobre	Cu	mg/l	1,0
Cobalto	Co	mg/l	0,5
Coliformes Fecales	NMP	NMP/100 ml	2000
Color real <sup>1</sup>	Color real	unidades de color	Inapreciable en dilución: 1/20
Compuestos fenólicos	Fenol	mg/l	0,2
Cromo hexavalente	Cr <sup>VI</sup>	mg/l	0,5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	DBO <sub>5</sub>	mg/l	100
Demanda Química de Oxígeno	DQO	mg/l	200
Estaño	Sn	mg/l	5,0
Fluoruros	F	mg/l	5,0
Fósforo Total	P	mg/l	10,0
Hierro total	Fe	mg/l	10,0
Hidrocarburos Totales de Petróleo	TPH	mg/l	20,0
Manganeso total	Mn	mg/l	2,0
Materia flotante	Visibles		Ausencia
Mercurio total	Hg	mg/l	0,005
Níquel	Ni	mg/l	2,0
Nitrógeno amoniacal	N	mg/l	30,0
Nitrógeno Total Kjeldahl	N	mg/l	50,0
Compuestos Organoclorados	Organoclorados totales	mg/l	0,05
Compuestos Organofosforados	Organofosforados totales	mg/l	0,1
Plata	Ag	mg/l	0,1
Plomo	Pb	mg/l	0,2
Potencial de hidrógeno	pH		6-9
Selenio	Se	mg/l	0,1
Sólidos Suspendidos Totales	SST	mg/l	130
Sólidos totales	ST	mg/l	1 600
Sulfatos	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	mg/l	1000
Sulfuros	S <sup>2-</sup>	mg/l	0,5
Temperatura	°C		Condición natural ± 3
Tensoactivos	Sustancias Activas al azul de metileno	mg/l	0,5
Tetracloruro de carbono	Tetracloruro de carbono	mg/l	1,0

<sup>1</sup> La apreciación del color se estima sobre 10 cm de muestra diluida

**Fuente:** (Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica, 2015)

## 4.2. Normativa Española

La normativa de vertidos en Europa y España está regida por el Consejo de las Comunidades Europeas. El tratamiento de aguas residuales urbanas es ley desde la publicación de la Directiva 91/271/CE de 21 de mayo, misma que tiene como objetivo proteger al medio ambiente de los efectos negativos que tienen los vertidos de aguas residuales urbanas e industriales en las masas de agua.

El Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Anexo I: Requisitos de los vertidos de aguas residuales, indica los requisitos que deben tener los vertidos de las aguas residuales procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas y además los requisitos de vertido cuando éstos se van a realizar en zonas sensibles, mismos que se observan a continuación en las tablas 6 y 7 y que serán considerados en este trabajo para realizar las verificaciones correspondientes del cumplimiento del efluente de la EDAR con estos límites de vertido establecidos.

**Tabla 6.** Requisitos para los vertidos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas. Se aplicará el valor de concentración o el porcentaje de reducción

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO 5 a 20 °C) sin nitrificación (2).	25 mg/l O <sub>2</sub>	70-90 40 de conformidad con el apartado 3 del artículo 5 R.D.L. (3).	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Determinación antes y después de cinco días de incubación a 20 °C ± 1 °C, en completa oscuridad. Aplicación de un inhibidor de la nitrificación.
Demanda química de oxígeno (DQO).	125 mg/l O <sub>2</sub>	75	Muestra homogeneizada, sin filtrar ni decantar. Dicromato potásico.
Total de sólidos en suspensión.	35 mg/l (4) 35 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 80 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	90 (4) 90 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (más de 10.000 h-e) (3). 70 de conformidad con el apartado 3 del art. 5 R.D.L. (de 2.000 a 10.000 h-e) (3).	Filtración de una muestra representativa a través de una membrana de filtración de 0,45 micras. Secado a 105 °C y pesaje. Centrifugación de una muestra representativa (durante cinco minutos como mínimo, con una aceleración media de 2.800 a 3.200 g), secado a 105 °C y pesaje.

**Fuente:** (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1996)

- (1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.
- (2) Este parámetro puede sustituirse por otro: carbono orgánico total (COT) o demanda total de oxígeno (DTO), si puede establecerse una correlación entre DBO 5 y el parámetro sustituto.
- (3) Se refiere a los supuestos en regiones consideradas de alta montaña contemplada en el apartado 3 del artículo 5 del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre.
- (4) Este requisito es optativo.

**Tabla 7.** Requisitos procedentes de instalaciones de tratamiento de aguas residuales urbanas realizadas en zonas sensibles cuyas aguas sean eutróficas o tengan tendencia a serlo en un futuro próximo. Según la situación local, se podrá aplicar uno o los dos apartados. Se aplicarán el valor de concentración o el porcentaje de reducción

Parámetros	Concentración	Porcentaje mínimo de reducción (1)	Método de medida de referencia
Fósforo total.	2 mg/l P (de 10.000 a 100.000 h-e). 1 mg/l P (más de 100.000 h-e).	80	Espectrofotometría de absorción molecular.
Nitrógeno total (2).	15 mg/l N (de 10.000 a 100.000 h-e). 10 mg/l N (más de 100.000 h-e) (3).	70-80	Espectrofotometría de absorción molecular.

**Fuente:** (Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, 1996)

(1) Reducción relacionada con la carga del caudal de entrada.

(2) Nitrógeno total equivale a la suma del nitrógeno Kjeldahl total (N orgánico + NH), nitrógeno en forma de nitrato (NO) y nitrógeno en forma de nitrito (NO).

(3) Alternativamente el promedio diario no deberá superar los 20 mg/l N. Este requisito se refiere a una temperatura del agua de 12 °C o más durante el funcionamiento del reactor biológico de la instalación de tratamiento de aguas residuales. En sustitución del requisito relativo a la temperatura, se podrá aplicar una limitación del tiempo de funcionamiento que tenga en cuenta las condiciones climáticas regionales. Se aplicará esta alternativa en caso de que pueda demostrarse que se cumple con el apartado A).1 del anexo III.

## 5. CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio planteado en este trabajo de fin de máster es el diseño de una estación depuradora de aguas residuales basada en humedales artificiales para la comunidad La Victoria ubicada en la parroquia rural de Pablo Arenas – Ecuador. En este apartado se indicarán las características de la zona donde se implantará la depuradora, los parámetros de diseño utilizados y todos los cálculos realizados en cada una de las etapas de tratamiento que se llevarán a cabo en la EDAR.

### 5.1. Datos generales

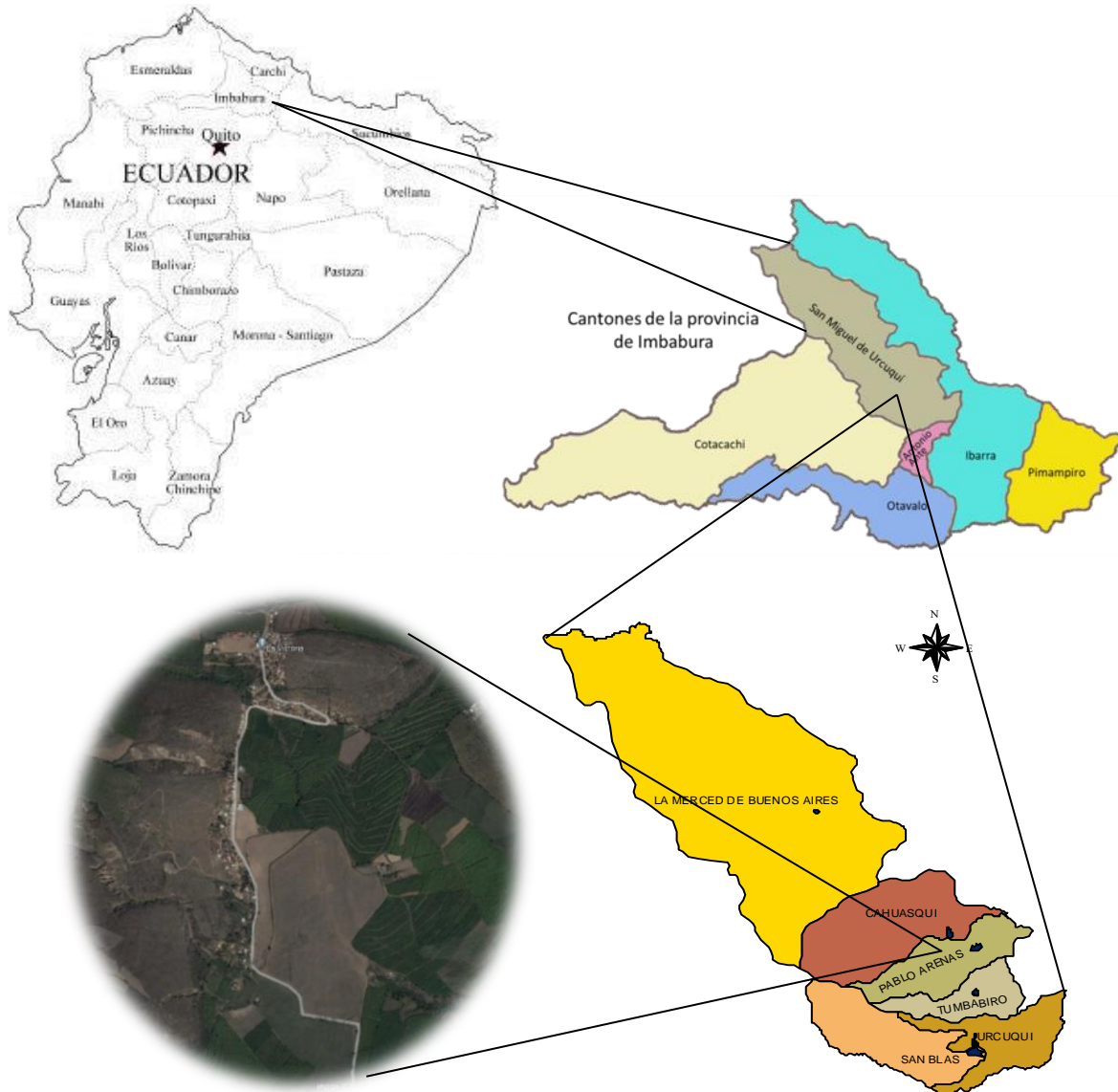
#### 5.1.1. Ubicación geográfica

La República del Ecuador, geográficamente ubicada en la costa oeste de Sudamérica, se organiza en 24 provincias, cada una fraccionada en cantones que a su vez se subdividen en pequeñas poblaciones conocidas como parroquias urbanas y rurales.

Pablo Arenas, parroquia rural perteneciente al cantón San Miguel de Urcuquí tiene como coordenadas de ubicación geográficas longitud X= 812374.06 y latitud Y=10055660.40 y una altitud de 2390 msnm. Sus límites son al norte con la parroquia de Cahuasquí, al sur con la parroquia de Tumbabiro, al este con la parroquia de Salinas (cantón Ibarra) y al oeste con la parroquia de Cahuasquí y San Blas.

Pablo Arenas tiene una superficie parroquial de 55 Km<sup>2</sup> y está conformada por 7 barrios y 3 comunidades (La Victoria, San Pedro y Palagá), de las cuales la comunidad La Victoria es el objeto de estudio de este trabajo.

La Victoria, comunidad perteneciente a la parroquia rural de Pablo Arenas, tiene como coordenadas de ubicación geográficas longitud X= 815886.76 y latitud Y=10057066.97 y una altitud de 1888 msnm.



**Figura 26.** Ubicación geográfica de la comunidad La Victoria

**Fuente:** Elaboración propia

El sitio donde se ha propuesto la construcción de la EDAR diseñada, se encuentra en la parte baja de la comunidad La Victoria, teniendo como coordenadas de ubicación geográficas longitud X= 816856.88 y latitud Y= 10055882.49 y una altitud de 1751 msnm.

En la figura 27 que se muestra a continuación se pueden observar los puntos donde se encuentran ubicadas las dos fosas sépticas y la descarga a cielo abierto existentes en la comunidad, así como el punto de ubicación donde se ha propuesto la construcción de la nueva EDAR, misma que tiene como objetivo tratar toda el agua residual generada y con ello eliminar las fosas sépticas y la descarga a cielo abierto que en la actualidad se encuentran totalmente colapsadas y provocando una grave contaminación ambiental.



**Figura 27.** Ubicación de fosas sépticas, descarga a cielo abierto y sitio propuesto para la construcción de la nueva EDAR.

**Fuente:** Elaboración propia

### 5.1.2. Geología

El Cantón San Miguel de Urcuquí se encuentra influenciada por los volcánicos Yanahurco (PlioPleistoceno) y están constituidos por lavas andesíticas, brechas volcánicas y productos piroclásticos. Las lavas son andesitas piroxénicas, que están constituidos por potentes brechas de flujo. La existencia de cuellos volcánicos en un estado de destrucción limitado, y la ausencia de evidencias estructurales que determinen una acción tectónica del Terciario, hace suponer que estas rocas son Plio-Pleistocénicas. En el ámbito geológico se estudia la composición y estructura interna de la Tierra, y los procesos por los cuales ha ido evolucionando nuestro territorio parroquial a lo largo del tiempo geológico. En la Tabla 8 se describen las principales formaciones geológicas presentes en la parroquia, en el que se menciona el área y el porcentaje respectivamente. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

**Tabla 8.** Descripción de la geología

Formación	Descripción	Área (ha)	Porcentaje (%)
Facies proximal: estratovolcanes de lavas dacíticas andesíticas y piroclastos	Rocas fundidas de origen volcánico presentes en el territorio parroquial.	2080,02	37,75
Facies distal: Piroclastos retrabajados (Cangahua) y primarios (tefra, flujos piroclásticos e ignimbritas) lahares y avalanchas de escombros (Volcánicos Cotopaxi)	Materiales fragmentarios, se forman como consecuencia de erupciones freáticas	3093,74	56,15

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

En el PDOT publicado por el GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas (2015), se indica que la formación geológica con mayor porcentaje corresponde el 56,15% de la parroquia que equivale a 3093,74 hectáreas, dicha formación está compuesta de todos los materiales fragmentarios que se forman como consecuencia de erupciones freáticas. En segunda instancia la formación geológica facies proximal: estratovolcanes de lavas dacíticas andesíticas y piroclastos que tiene un área de 2080,02 hectáreas, representando el 37,75% del territorio parroquial. Se describe como flujos de lava que son una masa de roca fundida que se desparrama por la superficie terrestre durante una erupción efusiva.

### 5.1.3. Demografía

Según el censo realizado en el año 2010 por el Instituto Nacional de Estadística y Censos del Ecuador (INEC), en la parroquia rural de Pablo Arenas existen 2118 habitantes, de los cuales 1068 son hombres que corresponde al 50.42% de la población total y 1050 son mujeres que corresponde al 49.58%. Asimismo, se indica que la tasa de crecimiento anual poblacional es de 0.41% para hombres y 0.37% para mujeres, con lo que se establece una tasa de crecimiento total de 0.39%. La población de la parroquia representa el 13,51% de la población total del cantón San Miguel de Urququí.

Según la información recibida por parte del GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas en el oficio que se indica en el anexo 2 de este documento, en la comunidad La Victoria existen 860 habitantes, mismos que fueron contabilizados en un censo realizado recientemente de manera interna por sus autoridades.

La autoidentificación étnica permite conocer que grupos étnicos están presentes en la parroquia y con cual se identifica la población, en este caso la etnia que predomina en la parroquia es la mestiza, seguida de otras en menor número. A continuación en la tabla 9 se indica el número de habitantes por cada grupo étnico autoidentificado.



**Tabla 9.** Auto identificación según su cultura y costumbres

ETNIAS	CASOS	%
Indígena	23	1.09
Afroecuatoriano/a Afrodescendiente	605	28.56
Negro/a	47	2.22
Mulato/a	22	1.04
Mestizo/a	1,395	65.86
Blanco/a	25	1.18
Otro/a	1	0.05
<b>Total</b>	<b>2,118</b>	<b>100.00</b>

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

Cabe mencionar que los habitantes de la comunidad La Victoria en su gran mayoría pertenecen a la etnia denominada afroecuatoriano/afrodescendiente.

#### 5.1.4. Climatología

Los factores climáticos o elementos del clima como la precipitación, temperatura, humedad relativa, velocidad del viento, zona de vida y radiación solar son indispensables en la caracterización del clima. En la tabla 10 se indican 3 variables de factores climáticos y su descripción. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

**Tabla 10.** Factores climáticos

Variable	Descripción
Precipitación	700 mm
Temperatura	7,0 °C – 19,0°C
Tipo de clima	Ecuatorial mesotérmico seco - Ecuatorial de alta montaña - Ecuatorial mesotérmico semi- húmedo

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

Asimismo, en el PDOT publicado por el GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas (2015) se describen los principales factores climáticos considerados en la parroquia rural de Pablo Arenas:

- **Tipo de clima:** El tipo de clima de esta zona de la región interandina según la clasificación climática de Pierre Pourrut (1995), la parroquia presenta tres tipos de clima: Ecuatorial mesotérmico seco, el cual se presenta en el fondo de los valles de callejón interandino con precipitaciones inferiores a los 500 mm anuales, el clima ecuatorial de alta montaña y el clima Ecuatorial mesotérmico semihúmedo, este último correspondiendo al clima que habitualmente se encuentra en los valles de la Sierra.

- **Precipitación:** Debido a las condiciones de posición en las estribaciones orientales y occidentales de la cordillera, los valles interandinos y las características de relieve hacen que las precipitaciones se distribuyan por la orografía, de manera que en espacios cortos se presenten considerables diferencias en cantidad de lluvia. La parroquia se caracteriza por presentar sus máximos lluviosos en los meses de abril y noviembre constituyendo un régimen de precipitaciones interanual de distribución bimodal, siendo esta notablemente regular a lo largo del año. La presencia de meses secos en el territorio se presenta entre los meses de junio y agosto, donde se observa que la precipitación tiende a disminuir y difiere entre las distintas estaciones.
- **Temperatura:** En la parroquia, la variación de temperatura ocurre como consecuencia de las diferencias de altitud sobre el nivel del mar. Las temperaturas en el territorio van desde los 7,0 °C a un máximo de 19,0°C.
- **Humedad Relativa:** En todo el territorio, la humedad relativa es alta, con valores medios anuales superiores al 50%.

#### 5.1.5. Hidrografía

La parroquia rural de Pablo Arenas donde se encuentra ubicada la comunidad La Victoria forma parte del sistema regional del agua que administra la distribución del recurso para consumo y riego, bajo un enfoque de gestión de cuencas hidrográficas, que cubre toda su extensión, a la cuenca del río Mira. El manejo sustentable del agua se orienta a una producción agropecuaria eficiente y sostenible, en donde se incentiva las buenas prácticas y la transferencia tecnológica. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

En el PDOT publicado por el GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas (2015), menciona que dada la abundancia de precipitaciones, el Ecuador dispone de una extensa red hidrográfica, salvo en las zonas occidentales y meridionales áridas de la Costa. Casi todos los ríos se originan en los altos relieves andinos; éstos son cortados por profundas gargantas, y las corrientes se dirigen unas hacia la llanura amazónica y otras hacia el océano Pacífico. La red hidrográfica de la parroquia está dada por la presencia de cuerpos de agua, siendo las diferentes formas de agua encontradas en la naturaleza, ya sean, aguas superficiales, subterráneas. Estas debido a su comportamiento son sujetas a diferentes tipos de estudios con el fin de entender y conocer acción, en la parroquia se evidencia la influencia de la cuenca del río Mira, en la tabla 11 se describe los ríos y quebradas principales presentes en el territorio parroquial.

**Tabla 11.** Red hídrica

RIO O QUEBRADA	LONGITUD (Km)
Río Pablo Arenas	9,83
Río Tababara	2,94
Río Palacara	2,14
Quebrada Cachaco	7,36
Quebrada Cachiyacu	4,57
Quebrada Guarangachupa	3,43
Quebrada Yuya Pamba	3,41
Quebrada Chaupi	2,84
Quebrada Plancharrumi	2,83
Quebrada Chusalongo	2,54
Quebrada Tagsachupa	2,48
Quebrada Yanayacu	2,32
Quebrada Aliyacu	1,90
Quebrada Piltacucha	1,44
Quebrada El Rancho	1,29
Quebrada Chachimbiro	0,92
Quebrada Victoria	0,84
Quebrada El Rancho	0,04
Otros	72,35

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

Se determina que la quebrada La Banda es la más representativa a nivel parroquial, de acuerdo a la longitud medida en kilómetros de cada río o quebrada presente en la parroquia, debido a que la longitud es de 9,83 km a lo largo del territorio. En segunda instancia la quebrada Cachaco con 7,36 km; los dos junto con los demás ríos y quebradas forman parte de la red hidrográfica del territorio parroquial. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

#### 5.1.6. Socioeconomía

Las principales actividades económicas y productivas de los habitantes de la parroquia rural de Pablo Arenas son la agricultura y ganadería, a través del trabajo de la tierra, de ella nacen los pastos que les permiten criar ganado vacuno y sacar productos lácteos como la leche y los quesos que se produce solo para consumo interno de la población, que los fabrican en forma tradicional y artesanal. Los productos que se cultivan en la parroquia son: maíz, fréjol, caña de azúcar, trigo, cebada y espárrago, gracias al bondadoso clima frío en las partes altas y calientes en la comunidad de La Victoria.

En la tabla 12 se observa que el 71,69% de la población económicamente activa se dedica a la agricultura y ganadería, el 3,37% realizan actividades relacionadas a la industria manufacturera y el 3,13% se dedica al comercio de productos al por mayor y menor. Con respecto a otras actividades que representan el 17,59% tenemos quienes emplean jornaleros, obreros de la construcción, enseñanza, transporte, como las más representativas a parte del

grupo de las no declaradas, es decir de pobladores que viven de rentas, pensiones u otros.  
(GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

**Tabla 12.** Ramas de actividad

Rama de actividad (Primer nivel)	%
Agricultura, ganadería, silvicultura y pesca	71,69
No declarado	6,27
Trabajador nuevo	4,22
Industrias manufactureras	3,37
Comercio al por mayor y menor	3,13
Actividades de los hogares como empleadores	2,89
Construcción	2,53
Transporte y almacenamiento	2,05
Administración pública y defensa	0,84
Enseñanza	0,84
Actividades de alojamiento y servicio de comidas	0,60
Actividades de servicios administrativos y de apoyo	0,48
Otras actividades de servicios	0,48
Actividades de la atención de la salud humana	0,24
Información y comunicación	0,12
Actividades financieras y de seguros	0,12
Actividades inmobiliarias	0,12

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

### 5.1.7. Agua potable

En la parroquia rural de Pablo Arenas existen 531 viviendas, de las cuales, el 87,38% acceden al agua por medio de la red pública, y el resto de viviendas reciben el agua a través del río, vertiente, acequia o canal, por medio de pozo, carro repartidor y otra procedencia, como se presenta en la tabla 13. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

**Tabla 13.** Procedencia principal del agua recibida en la parroquia de Pablo Arenas

Procedencia principal del agua recibida	Viviendas	Porcentaje (%)
De red pública	464	87,38
De pozo	7	1,32
De río, vertiente, acequia o canal	53	9,98
De carro repartidor	1	0,19
Otro (Agua lluvia/albarrada)	6	1,13
<b>Total</b>	<b>531</b>	<b>100</b>

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

De acuerdo a los datos presentados se determina que el déficit del agua potable/clorada a nivel parroquial es de 12,62%, lo que significa que en 66 viviendas aún existe déficit de agua potable/clorada. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que de acuerdo a la información generada en reuniones y asambleas con la población de la parroquia, éstos datos varían, debido a que hay un número mayor de familias que reciben el agua por red pública y ninguna familia recibe el agua por medio del carro repartidor, es decir éste déficit disminuirá debido a la gestión realizada para poder implementar este servicio en nuevas viviendas de manera que la calidad de vida de la población sea mejor. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

#### **5.1.8. Agua de riego**

La parroquia cuenta con un tejido de organizaciones sociales muy importante desde el punto de vista cuantitativo. Entre ellas destaca la junta administradora de riego, quien es la encargada de administrar y proveer este recurso de una manera justa y eficiente.

Siendo Pablo Arenas un territorio que basa su economía en el cultivo de la tierra (agricultura), uno de los aspectos fundamentales para que esta actividad se desarrolle de manera adecuada es el contar con un sistema de riego eficiente, el cual abastezca la demanda existente y con eso esta actividad se desarrolle de la mejor manera.

La infraestructura de riego con la que contaba la parroquia rural de Pablo Arenas era bastante buena, pero algo escasa en cuanto a la cantidad de agua, ya que este recurso es compartido con las haciendas del sector que casi siempre captan la mayor cantidad de agua. Es por ello que desde la Prefectura de Imbabura se desarrolló y ejecutó un proyecto de construcción de 56 reservorios de agua, con el objetivo de mejorar la capacidad productiva de la tierra y que así cerca de 100 hectáreas productivas puedan contar con riego permanente.

Por otra parte, cabe mencionar que uno de los graves problemas que presenta el agua de riego en la parroquia, son los vertidos directos de aguas residuales sin tratamiento previo a los canales que transportan el agua de riego, lo que ocasiona su contaminación y afecta gravemente la calidad de este recurso.

#### **5.1.9. Alcantarillado**

En la parroquia de un total de 531 viviendas censadas se determina que: el tipo de evacuación de aguas servidas en la parroquia se realiza principalmente por medio de la conexión a la red pública de alcantarillado representando el 67,23% del total de las viviendas, y en segunda instancia las viviendas disponen de un tipo de evacuación de aguas servidas mediante pozo séptico representando el 10,73% de las 531 viviendas. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

En la tabla 14 se muestra un resumen del tipo de evacuación de aguas servidas en la parroquia rural de pablo arenas.

**Tabla 14.** Tipo de evacuación de aguas servidas

Tipo de Evacuación	Viviendas	Porcentaje (%)
Conectado a red pública de alcantarillado	357	67.23
Conectado a pozo séptico	57	10.73
Conectado a pozo ciego	31	5.84
Con descarga directa a las quebradas y ríos.	5	0.94
Letrina	30	5.65
No tiene	51	9.60
<b>Total</b>	<b>531</b>	<b>100.00</b>

**Fuente:** (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

Con los datos presentados se determina que el déficit de viviendas que no tiene ningún tipo de evacuación de aguas servidas a nivel parroquial es 56 viviendas, que representan el 10,54%, tomando en cuenta las viviendas que no disponen de ningún tipo de evacuación de aguas servidas y las que realizan una descarga directa a las quebradas y ríos. Sin embargo, hay que considerar que los datos han cambiado desde el año 2010 a la actualidad, de acuerdo al acercamiento realizado con la población de la parroquia se determina que en todas las comunidades se ha implementado sistemas de evacuación de aguas servidas, lo que hace que éste valor del déficit reduzca, en todas las comunidades aún existen problemas puntuales en las comunidades San Pedro y La Victoria sobre la evacuación de aguas servidas, por lo que se debe poner más énfasis en este parámetro que es de importancia para la población. (GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas, 2015)

## 5.2. Población

Para iniciar con el diseño de la EDAR, en lo que respecta al cálculo de la población de la comunidad La Victoria, se considera la información recibida por parte del Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de San Miguel de Urququí (anexo 1), del Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Pablo Arenas (anexo 2) y la información pública del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) del Ecuador, organismo encargado de brindar la información nacional sobre los censos de población y vivienda que se efectúan en el Ecuador cada 10 años.

### 5.2.1. Población actual

Como dato de partida se considera un total de 205 acometidas domiciliarias de agua potable y alcantarillado existentes en la comunidad La Victoria como se indica en el anexo 1 de este documento. Además, cabe mencionar que este número de acometidas domiciliarias se puede considerar como equivalente al número de hogares que actualmente existen en la comunidad.

Por otra parte, con la información del (INEC) se determina el número de habitantes por hogar en cada parroquia a nivel nacional mediante la tabla 15 que se muestra a continuación:

**Tabla 15.** Promedio de personas por hogar, según parroquia

Código	Nombre de la Parroquia	Total de personas	Total de hogares	Promedio de personas por hogar
100650	URCUQUI	5.201	1.343	3,87
100651	CAHUASQUI	1.813	517	3,51
100652	LA MERCED DE BUENOS AIRES	1.893	452	4,19
100653	PABLO ARENAS	2.110	537	3,93
100654	SAN BLAS	3.015	831	3,63
100655	TUMBABIRO	1.624	448	3,63

**Fuente:** (Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), 2010)

De donde se obtiene un valor de promedio de personas por hogar igual a  $P_{ph} = 3.93$  hab.

Con estos datos se determina la población actual mediante la siguiente ecuación:

$$P_a = N_h * P_{ph} \quad (1)$$

Donde:

$P_a$ : Población actual, hab.

$N_h$ : Número de hogares, hogar.

$P_{ph}$ : Promedio de personas por hogar, hab/hogar.

$$P_a = 205 * 3.93$$

$$P_a = 805.65 \text{ hab}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$P_a = 806 \text{ hab}$$

Se realiza una comparación entre la población actual calculada y la indicada en el Anexo 2 de este documento, donde se menciona que actualmente la comunidad La Victoria cuenta con una población de 860 habitantes, valor obtenido de un reciente censo poblacional realizado por parte del GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas. Se establece que este último valor es el más apropiado y real que el valor calculado en base al número de acometidas domiciliarias de agua potable y alcantarillado, ya que podrían existir viviendas que no estén registradas con este servicio pero que se encuentren ubicadas en la comunidad y así que el número de acometidas domiciliarias de agua potable y alcantarillado no sea igual al número de hogares existentes, con lo que esta metodología de cálculo incurriría a determinar valores de población erróneos. Por lo tanto, el valor de la población actual queda establecido en:

$$P_a = 860 \text{ hab}$$

### 5.2.2. Población futura o de diseño

Una vez obtenida la población actual, se procede a determinar la población futura o de diseño, para lo cual se utiliza el método geométrico según indica el documento emitido por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) (1997). Para dicho cálculo se requiere conocer la tasa de crecimiento poblacional, que se obtiene a partir de las estadísticas del último censo efectuado en el año 2010 en el Ecuador, cuyos valores se muestran en la tabla 16 a continuación:

**Tabla 16.** Población y tasas de crecimiento intercensal de 2010-2001-1990 por sexo, según parroquias

Código	Nombre de parroquia	2010			Tasa de Crecimiento Anual 2001-2010		
		Hombre	Mujer	Total	Hombre	Mujer	Total
	<b>Nacional</b>	7.177.683	7.305.816	14.483.499	1,96%	1,93%	1,95%
100650	URCUQUI	2.548	2.657	5.205	1,37%	1,86%	1,62%
100651	CAHUASQUI	936	877	1.813	-0,52%	-0,20%	-0,37%
100652	LA MERCED DE BUENOS AIRES	989	904	1.893	2,26%	2,03%	2,15%
100653	<b>PABLO ARENAS</b>	<b>1.068</b>	<b>1.050</b>	<b>2.118</b>	<b>0,41%</b>	<b>0,37%</b>	<b>0,39%</b>
100654	SAN BLAS	1.468	1.547	3.015	0,91%	0,74%	0,82%
100655	TUMBABIRO	816	811	1.627	-0,04%	0,38%	0,17%

**Fuente:** (Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), 2010)

De donde se obtiene un valor de tasa de crecimiento igual a  $i = 0.39\%$ .

Asimismo, en el documento emitido por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) (1997) se menciona que “A falta de datos, se adoptará para la proyección geométrica, los índices de crecimiento indicados en la tabla 17” que se muestra a continuación:

**Tabla 17.** Tasas de crecimiento poblacional

REGIÓN GEOGRÁFICA	r (%)
Sierra Costa, oriente y Galápagos	1,0 1,5

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 1997)

De donde se obtiene un valor de tasa de crecimiento igual a  $i = 0.39\%$ .

Con los dos valores obtenidos de tasa de crecimiento, se realiza una comparación y se selecciona el valor más desfavorable para con ello encontrarse del lado de la seguridad, con lo que el valor de índice de crecimiento poblacional queda establecido en:

$$i = 1\%$$

Por otra parte, el mismo documento emitido por el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) (1997) establece que las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, se diseñarán para un período de 20 años. Se podrá adoptar un período de diseño diferente en casos justificados; sin embargo, en ningún caso la población futura será



mayor que 1,35 veces la población presente, con lo que para este trabajo se adopta un período de diseño de  $n=25$  años, considerado este valor apropiado ya que se está diseñando una EDAR que tiene como objetivo tratar toda el agua residual generada en la comunidad y por lo tanto deberá ser diseñada para que cumpla satisfactoriamente su función en un período de tiempo adecuado. Además se verifica que se cumpla con la recomendación sobre la población futura que se indica en la norma citada anteriormente.

Con estos datos se determina la población futura o de diseño mediante la siguiente ecuación:

$$P_f = P_a * (1 + i)^n \quad (2)$$

Donde:

$P_f$ : Población futura o de diseño, hab.

$P_a$ : Población actual, hab.

$i$ : Índice o tasa de crecimiento poblacional, fracción decimal.

$n$ : Período de diseño, años.

$$P_f = 860 * \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{25}$$

$$P_f = 1102.89 \text{ hab}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$P_f = 1103 \text{ hab}$$

Finalmente, se comprueba a continuación el criterio de población futura especificado en la norma ecuatoriana citada anteriormente, para con ello, si se cumple dar por finalizado el cálculo de la población futura.

$$P_f \leq 1.35 * P_a$$

$$1103 \leq 1.35 * 860$$

$$1103 \leq 1.35 * 860$$

$$1103 \leq 1161 \text{ hab; OK}$$

### 5.3. Determinación de caudales

En este apartado se determinan todos los caudales necesarios para realizar el diseño de la EDAR, ya que en función de estos y la caracterización de las aguas residuales se dimensionará las diferentes unidades de tratamiento propuestas en este trabajo.

### 5.3.1. Dotación de agua potable

La dotación es el caudal de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante. Incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público. Este valor es determinado en función del clima, nivel de vida, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, administración del sistema y presión del mismo.

#### 5.3.1.1. Dotación actual

La dotación actual de agua potable para la comunidad La Victoria se la obtiene a partir de las tablas 18 y 19 que se indican a continuación:

**Tabla 18.** Niveles de servicio para sistemas de abastecimiento de agua, disposición de excretas y residuos líquidos

NIVEL	SISTEMA	DESCRIPCIÓN
0	AP	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas, usos previstos del agua, preferencias y capacidad económicas del usuario.
	DE	
Ia	AP	Grifos públicos.
	DE	Letrinas sin arrastre de agua
Ib	AP	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño.
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua.
IIa	AP	Conexiones domiciliarias, con un grifo por casa
	DE	Letrinas con o sin arrastre de agua
IIb	AP	Conexiones domiciliarias, con más de un grifo por casa.
	DRL	Sistema al alcantarillo sanitario.
Simbología utilizada: AP: agua potable DE: disposiciones de excretas DRL: disposición de residuos líquidos.		

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 1997)

De la tabla 18 se selecciona para el diseño de la EDAR un nivel de servicio "IIb", el cual corresponde a los sistemas de agua potable (AP) y disposición de residuos líquidos (DRL).

**Tabla 19.** Dotaciones de agua para los diferentes niveles de servicio

NIVEL DE SERVICIO	CLIMA FRÍO (L/hab*día)	CLIMA CÁLIDO (l/hab*día)
Ia	25	30
Ib	50	65
IIa	60	85
IIb	75	100

**Fuente:** (Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), 1997)

Con el nivel de servicio seleccionado anteriormente, se determina en la tabla 19 la dotación de agua, para lo cual previamente se considera un clima frío para la comunidad La Victoria, ya que ésta se encuentra ubicada en la sierra ecuatoriana en una parte medianamente alta y con ello se procede a determinar que la dotación actual de agua potable es de:

$$D_a = 75 \frac{l}{hab * d}$$

### 5.3.1.2. Dotación futura

La dotación futura de agua potable se la obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$D_f = D_a + \left(1 \frac{l}{hab * d} * n\right) \quad (3)$$

Donde:

$D_f$ : Dotación futura, l/hab\*d.

$D_a$ : Dotación actual, l/hab\*d.

$n$ : Período de diseño, años.

$$D_f = 75 + (1 * 25)$$

$$D_f = 100 \frac{l}{hab * d}$$

### 5.3.2. Caudal medio diario de agua potable

Este caudal es determinado en función de la población de diseño o futura y la dotación futura previamente obtenida, mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{med,d AP} = \frac{D_f * P_f}{1000} \quad (4)$$

Donde:

$Q_{med,d AP}$ : Caudal medio diario de agua potable, m<sup>3</sup>/d.

$D_f$ : Dotación futura, l/hab\*d.

$P_f$ : Población futura, hab.

$$Q_{med,d AP} = \frac{100 * 1103}{1000}$$

$$Q_{med,d AP} = 110.30 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.3. Caudal medio diario de agua residual

Este caudal es determinado en función del caudal medio diario de agua potable y un coeficiente de retorno ( $C_R$ ) que dependerá del nivel de complejidad del sistema que se está diseñando. El valor del coeficiente de retorno es determinado en base a la tabla 20 que se muestra a continuación:

**Tabla 20.** Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas

Nivel de complejidad del sistema	Coefficientes de retorno
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

**Fuente:** (Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable (EMAAP-Q), 2009)

De la tabla 20 se selecciona un nivel de complejidad del sistema “bajo y medio”, con lo cual se obtiene un valor de coeficiente de retorno igual a  $\beta = 0.8$ .

Con los datos obtenidos anteriormente se determina el caudal medio diario de agua residual mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{med,d AR}} = Q_{\text{med,d AP}} * \beta \quad (5)$$

Donde:

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$Q_{\text{med,d AP}}$ : Caudal medio diario de agua potable,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$\beta$ : Coeficiente de retorno, adim.

$$Q_{\text{med,d AR}} = 110.30 * 0.80$$

$$Q_{\text{med,d AR}} = 88.24 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

### 5.3.4. Caudal medio horario de agua residual

Este caudal es el obtenido a partir de la relación entre el caudal medio diario de agua residual y las 24 horas que tiene un día y se lo determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{med,h AR}} = \frac{Q_{\text{med,d AR}}}{24} \quad (6)$$

Donde:

$Q_{\text{med,h AR}}$ : Caudal medio horario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{h}$ .

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$$Q_{\text{med,h AR}} = \frac{88.24}{24}$$

$$Q_{\text{med,h AR}} = 3.68 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

### 5.3.5. Caudal punta diario de agua residual

Este caudal se lo obtiene a partir del producto entre el caudal medio diario de agua residual y un coeficiente punta, el mismo que según García Serrano y Corzo Hernández (2008) “Es la relación entre la media de los caudales punta (máximos y mínimos) y el caudal medio” y que puede ser obtenido en base a la tabla 21 que se muestra a continuación:

**Tabla 21.** Valores recomendados de coeficientes punta para pequeñas comunidades

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Coficiente punta diario	1,2-2,0	1,7
Coficiente punta mensual	1,0-1,5	1,2

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

De donde se selecciona el valor típico de coeficiente punta diario igual a  $C_{\text{pd}} = 1.70$ .

Con los datos obtenidos anteriormente se determina el caudal punta diario de agua residual mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{pta,d AR}} = Q_{\text{med,d AR}} * C_{\text{pd}} \quad (7)$$

Donde:

$Q_{\text{pta,d AR}}$ : Caudal punta diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$C_{\text{pd}}$ : Coeficiente punta diario, adim.

$$Q_{\text{pta,d AR}} = 88.24 * 1.70$$

$$Q_{\text{pta,d AR}} = 150.01 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

### 5.3.6. Caudal punta horario de agua residual

Este caudal se lo obtiene a partir del producto entre el caudal medio horario de agua residual y un coeficiente punta horario, el mismo que según García Serrano y Corzo Hernández (2008) puede ser calculado mediante la expresión de Mara (1988) que se indica a continuación:

$$C_{ph} = \frac{5}{p^{\frac{1}{6}}} \quad (8)$$

Donde:

$C_{ph}$ : Coeficiente punta horario, adim.

$p$ : Población de diseño, miles de hab.

$$C_{ph} = \frac{5}{\left(\frac{1103}{1000}\right)^{\frac{1}{6}}}$$

$$C_{ph} = 4.918$$

Con los datos obtenidos anteriormente se determina el caudal punta horario de agua residual mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{pta,h AR} = Q_{med,h AR} * C_{ph} \quad (9)$$

Donde:

$Q_{pta,h AR}$ : Caudal punta horario de agua residual, m<sup>3</sup>/h.

$Q_{med,h AR}$ : Caudal medio horario de agua residual, m<sup>3</sup>/h.

$C_{ph}$ : Coeficiente punta horario, adim.

$$Q_{pta,h AR} = 3.68 * 4.918$$

$$Q_{pta,h AR} = 18.09 \frac{m^3}{h}$$

### 5.3.7. Caudal máximo diario de agua residual

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “El caudal máximo diario de agua residual se considera como mayoración del caudal punta diario en 2 veces”, con lo que se procede a calcular su valor mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx,d AR}} = Q_{\text{pta,d AR}} * 2 \quad (10)$$

Donde:

$Q_{\text{máx,d AR}}$ : Caudal máximo diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$Q_{\text{pta,d AR}}$ : Caudal punta diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$Q_{\text{máx,d AR}} = 150.01 * 2$$

$$Q_{\text{máx,d AR}} = 300.02 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.8. Caudal máximo instantáneo de agua residual

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “El caudal máximo instantáneo corresponde con la mayoración del caudal medio diario en 10 veces”, con lo que se procede a calcular su valor mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx,i AR}} = Q_{\text{med,d AR}} * 10 \quad (11)$$

Donde:

$Q_{\text{máx,i AR}}$ : Caudal máximo instantáneo de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$Q_{\text{máx,i AR}} = 88.24 * 10$$

$$Q_{\text{máx,i AR}} = 882.40 \frac{m^3}{d}$$

### 5.3.9. Caudal mínimo diario de agua residual

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), para calcular el caudal mínimo diario “Se toma un valor correspondiente al 30 % del caudal medio diario”, con lo que se procede a calcular su valor mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{mín,d AR}} = Q_{\text{med,d AR}} * 30\% \quad (12)$$

Donde:

$Q_{\text{mín,d AR}}$ : Caudal mínimo diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$Q_{\text{mín,d AR}} = 88.24 * \frac{30}{100}$$

$$Q_{\text{mín,d AR}} = 26.47 \frac{m^3}{d}$$

Una vez calculados todos los caudales necesarios para el diseño de la estación depuradora de aguas residuales en función de los parámetros detallados anteriormente, se presenta en la tabla 22 un resumen de todos los valores obtenidos.

**Tabla 22.** Resumen de valores de caudales

CAUDAL	VALOR	UNIDAD
Caudal medio diario de agua potable ( $Q_{\text{med,d AP}}$ )	110.30	m <sup>3</sup> /d
Caudal medio diario de agua residual ( $Q_{\text{med,d AR}}$ )	88.24	m <sup>3</sup> /d
Caudal medio horario de agua residual ( $Q_{\text{med,h AR}}$ )	3.68	m <sup>3</sup> /h
Caudal punta diario de agua residual ( $Q_{\text{pta,d AR}}$ )	150.01	m <sup>3</sup> /d
Caudal punta horario de agua residual ( $Q_{\text{pta,h AR}}$ )	18.09	m <sup>3</sup> /h
Caudal máximo diario de agua residual ( $Q_{\text{máx,d AR}}$ )	300.02	m <sup>3</sup> /d
Caudal máximo instantáneo de agua residual ( $Q_{\text{máx,i AR}}$ )	882.40	m <sup>3</sup> /d
Caudal mínimo diario de agua residual ( $Q_{\text{mín,d AR}}$ )	26.47	m <sup>3</sup> /d

Fuente: Elaboración propia

#### 5.4. Caracterización del agua residual

García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que “cuando no se dispone de datos, o éstos no son representativos, se pueden utilizar valores de emisión másica unitaria tabulados”. Con ello, al no disponer de información de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales de la comunidad La Victoria, se procede a determinar los valores de emisión másica unitaria en base a la tabla 23 que se muestra a continuación:

**Tabla 23.** Valores característicos de concentración de un agua residual y velocidad de emisión másica unitaria (VEMU) en pequeños municipios de Catalunya

Parámetro	Concentración (mg/L)	VEMU (g/hab·día)
MES	200	30
DBO <sub>5</sub>	280	40
DQO	600	85
Nitrógeno Total	50	7,5
Fósforo Total	12	1,7

Fuente: (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)



#### 5.4.1. Cálculo de las concentraciones de los distintos parámetros del agua residual

La concentración de los parámetros del agua residual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{VEMU * 1000}{\beta * D} \quad (13)$$

Donde:

C: Concentración del contaminante, mg/l.

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria, g/hab\*d.

$\beta$ : Coeficiente de retorno, adim.

D: Dotación, l/hab\*d.

A continuación se procede a determinar el valor de concentración de los principales parámetros del agua residual de la comunidad La Victoria.

- **Demanda química de oxígeno (DQO)**

$$DQO = \frac{85 * 1000}{0.80 * 100}$$

$$DQO = 1062.50 \frac{mg}{l}$$

- **Demanda bioquímica de oxígeno (DBO<sub>5</sub>)**

$$DBO_5 = \frac{40 * 1000}{0.80 * 100}$$

$$DBO_5 = 500 \frac{mg}{l}$$

- **Sólidos suspendidos (SS)**

$$SS = \frac{30 * 1000}{0.80 * 100}$$

$$SS = 375 \frac{mg}{l}$$

- **Nitrógeno total (N<sub>T</sub>)**

$$N_T = \frac{7.5 * 1000}{0.80 * 100}$$

$$N_T = 93.75 \frac{mg}{l}$$

○ **Fósforo total (P<sub>T</sub>)**

$$P_T = \frac{1.7 * 1000}{0.80 * 100}$$

$$P_T = 21.25 \frac{mg}{l}$$

En la tabla 24 se presenta un resumen de las concentraciones de los parámetros del agua residual calculados para la comunidad La Victoria, así como los límites máximos permisibles que se deben cumplir en Ecuador y España para vertidos a cuerpos de agua dulce descritos en las normas ecuatoriana (Texto unificado de legislación secundaria del Ministerio del Ambiente (TULSMA). Libro VI, Anexo 1. Norma de calidad ambiental y de descarga de efluentes: Recurso Agua) y española (Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Anexo I: Requisitos de los vertidos de aguas residuales).

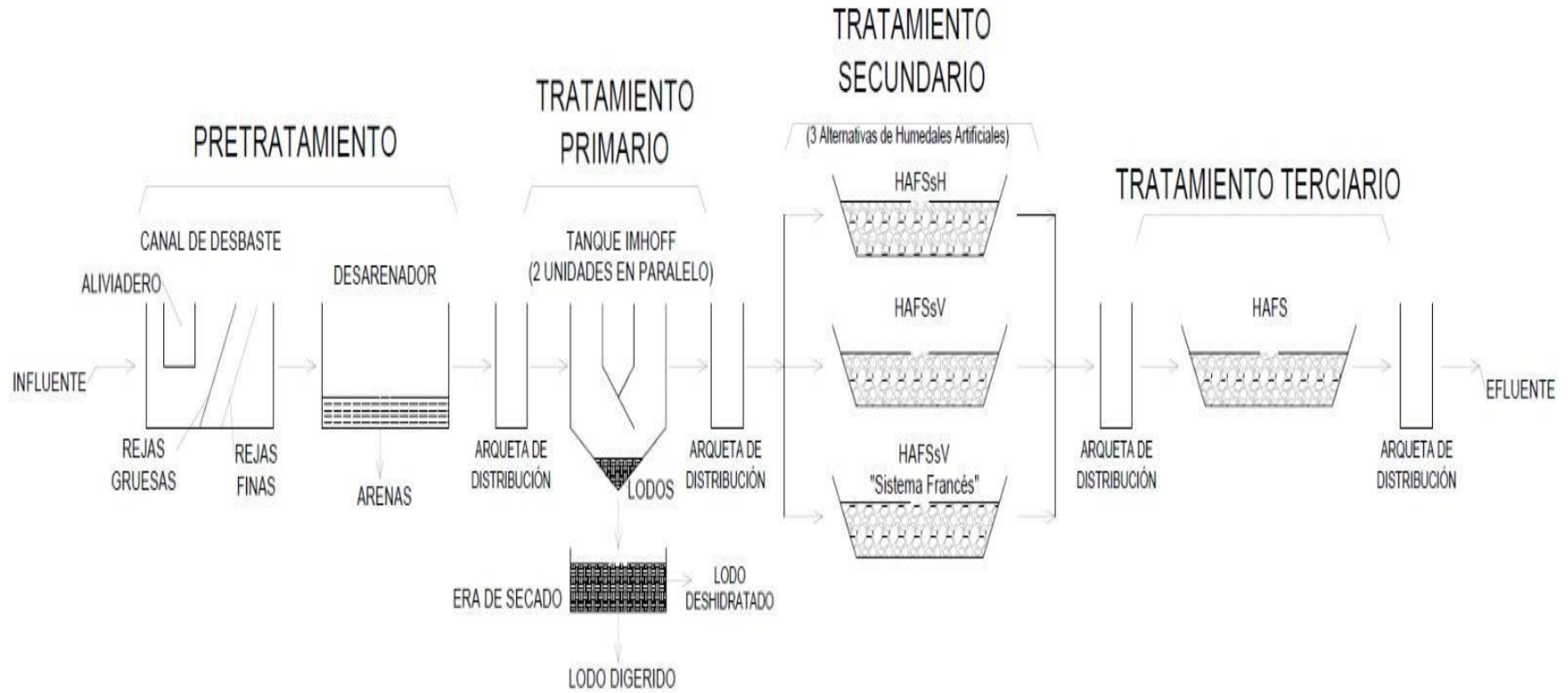
**Tabla 24.** Concentración de los distintos contaminantes del influente de agua residual y sus respectivos límites máximos de vertido establecidos en las normativas tanto ecuatoriana como española

Parámetros	Concentración del influente (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma ecuatoriana (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma española (mg/l)
Demanda química de oxígeno (DQO)	1062.50	200	125
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	500	100	25
Sólidos suspendidos (SS)	375	130	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)
Nitrógeno total (N <sub>T</sub> )	93.75	50	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
Fósforo total (P <sub>T</sub> )	21.25	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia

## 5.5. Diseño de la EDAR

Previo a iniciar con el diseño de la EDAR, en la figura 28 se presenta un esquema general de todas las etapas y elementos de tratamiento que formarán parte de la EDAR y que serán diseñados a lo largo de este trabajo.



**Figura 28.** Esquema de la EDAR

**Fuente:** Elaboración propia

Además, en base al caudal y concentración de  $\text{DBO}_5$  de entrada a la EDAR se determina el número de habitantes equivalentes, para lo cual se considera que 1 habitante equivalente es igual a 60  $\text{gDBO}_5/\text{d}$ . El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$he = \frac{Q_{\text{med,d AR}} * \text{DBO}_{5,e}}{60 \frac{\text{gDBO}_5}{\text{d}}} \quad (14)$$

Donde:

he: Número de habitantes equivalentes, he.

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$\text{DBO}_{5,e}$ : Concentración de  $\text{DBO}_5$  a la entrada de la EDAR,  $\text{mg}/\text{l}$ .

$$he = \frac{88.24 * 500}{60 \frac{\text{gDBO}_5}{\text{d}}}$$

$$he = 735.33 \text{ he}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$he = 736 \text{ he}$$

### 5.5.1. Pretratamiento

La etapa de pretratamiento de la EDAR constará de un canal de desbaste conformado por un aliviadero lateral y un sistema de enrejados gruesos (rejas gruesas y finas) y posterior al canal de desbaste un desarenador de flujo horizontal. El diseño de cada uno de estos elementos se realiza a continuación:

#### 5.5.1.1. Aliviadero lateral

Esta estructura es muy importante ya que es la encargada de evitar la sobrecarga de caudal de ingreso hacia la EDAR, principalmente cuando se ocasionan lluvias que incrementan significativamente el caudal de ingreso.

García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que el dimensionamiento del aliviadero se basa en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes será similar a la que tendría si fuese tratada. Por lo tanto, el aliviadero se diseña de forma práctica para que empiece a actuar cuando se supera 10 veces el caudal medio diario que llega a la estación depuradora.

Por otra parte, al no tener valores de precipitaciones ni intensidades de lluvia en la zona donde se encuentra ubicada la comunidad La Victoria, se considera un valor bibliográfico de caudal

de lluvia + agua residual que según García Serrano y Corzo Hernández (2008) “consideran que el caudal de lluvia y agua residual (mezclados) que puede llegar a la EDAR en un instante sea como máximo de 0.10 m<sup>3</sup>/s”.

Con el valor de caudal de lluvia + agua residual y el caudal medio diario de agua residual obtenidos anteriormente se procede a calcular el caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero mediante la siguiente ecuación:

$$Q_v = Q_{ll} - 10 * Q_{med.d AR} \quad (15)$$

Donde:

Q<sub>v</sub>: Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero, m<sup>3</sup>/s.

Q<sub>ll</sub>: Caudal de lluvia + agua residual, m<sup>3</sup>/s.

Q<sub>med,d AR</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/s.

$$Q_v = 0.10 - 10 * \frac{88.24}{86400}$$

$$Q_v = 0.09 \frac{m^3}{s}$$

Seguidamente, se procede a calcular la altura de la lámina de agua considerando el caudal de lluvia como el caudal máximo instantáneo. Para realizar este cálculo previamente se considera un ancho de canal de a=0.45 m y una velocidad de paso del agua al ingreso de la EDAR de v=0.90 m/s que, según García Serrano y Corzo Hernández (2008) “cuando ocurren estos dos caudales (caudal de lluvia + agua residual y caudal máximo instantáneo) se considera una velocidad del agua de 0.90 m/s”.

Ahora, se procede a realizar el cálculo de la altura de la lámina de agua “P<sub>ll</sub>” y “P<sub>máx,i</sub>” mediante las siguientes ecuaciones:

$$P_{ll} = \frac{Q_{ll}}{v * a} \quad (16)$$

$$P_{máx,i} = \frac{Q_{máx,i AR}}{v * a} \quad (17)$$

Donde:

P<sub>ll</sub>: Altura de la lámina de agua considerando el caudal de lluvia + agua residual, m.

$P_{\text{máx},i \text{ AR}}$ : Altura de la lámina de agua considerando el caudal máximo instantáneo, m.

$Q_{\text{II}}$ : Caudal de lluvia + agua residual, m<sup>3</sup>/s.

$Q_{\text{máx},i \text{ AR}}$ : Caudal máximo instantáneo de agua residual, m<sup>3</sup>/s.

$v$ : Velocidad de paso del agua al ingreso de la EDAR, m/s.

$a$ : Ancho asumido del canal, m.

$$P_{\text{II}} = \frac{0.10}{0.90 * 0.45}$$

$$P_{\text{II}} = 0.247 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx},i} = \frac{\frac{882.40}{86400}}{0.90 * 0.45}$$

$$P_{\text{máx},i} = 0.025 \text{ m}$$

Posteriormente, se determina la altura de la lámina de agua sobre el vertedero “H” mediante la siguiente ecuación:

$$H = P_{\text{II}} - P_{\text{máx},i} \quad (18)$$

Donde:

H: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero, m.

$P_{\text{II}}$ : Altura de la lámina de agua considerando el caudal de lluvia + agua residual, m.

$P_{\text{máx},i \text{ AR}}$ : Altura de la lámina de agua considerando el caudal máximo instantáneo, m.

$$H = 0.247 - 0.025$$

$$H = 0.22 \text{ m}$$

Una vez obtenido el valor de la altura de la lámina de agua “H” se procede a determinar el caudal por metro lineal de vertedero que según García Serrano y Corzo Hernández (2008) “se determina mediante la fórmula simplificada de Francis” que se muestra a continuación:

$$Q = 1.83 * (1 - (0.2 * H)) * (H)^{1.5} \quad (19)$$

Donde:

Q: Caudal por metro lineal de vertedero,  $m^3/m*s$ .

H: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero, m.

$$Q = 1.83 * (1 - (0.2 * 0.22)) * (0.22)^{1.5}$$

$$Q = 0.18 \frac{m^3}{m * s}$$

Finalmente, se procede a determinar la longitud de vertedero “L” dividiendo el caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero entre el caudal por metro lineal de vertedero. El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$L = \frac{Q_v}{Q} \quad (20)$$

Donde:

L: Longitud del vertedero, m.

$Q_v$ : Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero,  $m^3/s$ .

Q: Caudal por metro lineal de vertedero,  $m^3/m*s$ .

$$L = \frac{0.09}{0.18}$$

$$L = 0.50 \text{ m}$$

### 5.5.1.2. Canal de desbaste

El canal de desbaste es la estructura donde irá colocado el sistema de enrejados que se vayan a diseñar, que para este caso serán enrejados gruesos (rejas gruesas y rejas finas) conformadas por barrotes de un diámetro específico que permitan la retención de grandes sólidos como plásticos, piedras, palos, etc. con el objetivo de impedir su paso hacia las siguientes unidades de tratamiento y así precautelar el buen funcionamiento de las mismas.

Los parámetros de diseño que serán utilizados en el diseño del canal de desbaste y sus respectivas rejas gruesas y finas se detallan en la tabla 25 que se muestra a continuación:

**Tabla 25.** Valores recomendados de los parámetros necesarios para el diseño de un canal de desbaste y sus respectivas rejas

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

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

### 5.5.1.2.1. Rejas gruesas

Para el diseño de las rejas gruesas además de establecer los valores de los diferentes parámetros de diseño para rejas gruesas detallados en la tabla 25, se selecciona un grado de colmatación de las rejas del 30 % según recomiendan García Serrano y Corzo Hernández (2008).

Los valores establecidos de los diferentes parámetros de diseño de las rejas gruesas se presentan en la tabla 26 que se muestra a continuación:

**Tabla 26.** Valores establecidos de los parámetros de diseño de las rejas gruesas

VALORES ADOPTADOS		
Descripción	Unidad	Valor
Espesor de barrotes (e)	mm	15
Separación entre barrotes (a)	mm	50
Grado de colmatación (G)	%	30
Velocidad de aproximación (v)	m/s	0.30
Pendiente en relación a la vertical	grados	45
Ancho del canal (asumido en el diseño del aliviadero) ( $A_c$ )	m	0.45

**Fuente:** Elaboración propia

Una vez establecidos los valores detallados en la tabla 26, se procede a calcular el número de espacios entre barrotes, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$n_e = \frac{A_c + e}{a + e} \quad (21)$$

Donde:

$n_e$ : Número de espacios entre barrotes, u.

$A_c$ : Ancho del canal, m.



e: Espesor de barrotes, m.

a: Separación entre barrotes, m.

$$n_e = \frac{0.45 + 0.015}{0.05 + 0.015}$$

$$n_e = 7.15 \cong 7 \text{ u}$$

Seguidamente, se calcula el número de barrotes necesarios con la siguiente ecuación:

$$n_b = n_e - 1 \quad (22)$$

Donde:

$n_b$ : Número de barrotes, u.

$n_e$ : Número de espacios entre barrotes, u.

$$n_b = 7 - 1$$

$$n_b = 6 \text{ u}$$

Ahora, se procede a calcular el ancho útil de paso, siendo éste el espacio entre barrotes por el cual circula el caudal de aguas residuales. Este cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$W_u = (A_c - n_b * e) * \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (23)$$

Donde:

$W_u$ : Ancho útil de paso, m.

$A_c$ : Ancho del canal, m.

$n_b$ : Número de barrotes, u.

e: Espesor de barrotes, m.

G: Grado de colmatación, %.

$$W_u = (0.45 - 6 * 0.015) * \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0.25 \text{ m}$$

Posteriormente, se calcula el calado necesario para el grado de colmatación determinado con la siguiente ecuación:

$$h = \left( \frac{Q}{v} * \frac{1}{W_u} \right) \quad (24)$$

Donde:

h: Calado, m.

Q: Caudal de paso (máximo diario), m<sup>3</sup>/s.

v: Velocidad de aproximación del agua, m/s.

W<sub>u</sub>: Ancho útil de paso, m.

$$h = \left( \frac{0.0035}{0.30} * \frac{1}{0.25} \right)$$

$$h = 0.047 \text{ m}$$

En este punto, se realiza una comparación entre el valor obtenido de h=0.047 m y el valor obtenido previamente en el diseño del aliviadero de P<sub>máx,i</sub>=0.025 m, con lo que se observa que “h” es mayor que “P<sub>máx,i</sub>”, existiendo una diferencia entre las dos alturas de Δh=0.022 m. Esto significa que al momento que la lámina de agua se eleve por la colmatación de las rejillas, parte del agua se empezará a desbordar por el aliviadero sin tener ningún tipo de tratamiento.

La solución que se plantea ante este problema es que en la etapa de construcción, se coloque la parte del canal que contempla el aliviadero a una cota superior de la parte del canal que contempla los enrejados gruesos (rejillas gruesas y finas), con la finalidad que cuando la altura de la lámina de agua se eleve por la colmatación de las rejillas, ésta no supere a la altura a la que se encuentra el aliviadero y con ello evitar que el agua se desborde sin recibir ningún tratamiento. Para lograr este objetivo la diferencia de cotas debería ser de Δh=0.022 m más un resguardo de 0.003 m. Con ello, la diferencia de cotas que debe existir entre las dos zonas queda establecida en Δh<sub>final</sub>= 0.022 + 0.003= 0.025 m.

A continuación, se calcula el calado final que tendrá el canal de desbaste, para lo cual se proporciona una altura de resguardo que según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “oscila entre 0.30 y 0.50 m”. Para este caso se considera una altura de resguardo de 0.35 m y con esto se procede a realizar el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$H_c = h + H_r \quad (25)$$

Donde:

$H_c$  = Altura del canal de desbaste, m.

h: Calado, m.

$H_r$  = Altura de resguardo, m.

$$H_c = 0.047 + 0.35$$

$$H_c = 0.40 \text{ m}$$

Finalmente, se calcula la longitud del canal de desbaste, la cual está en función del tiempo de retención hidráulico que según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “suele ser de 5 a 15 segundos”. Para este caso se considera un tiempo de retención hidráulico de 5 segundos y con esto se procede a realizar el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$L_c = T_H * v \quad (26)$$

Donde:

$L_c$ : Longitud del canal, m.

$T_H$ : Tiempo de retención hidráulico, s.

v: Velocidad de aproximación del agua, m/s.

$$L_c = 5 * 0.30$$

$$L_c = 1.50 \text{ m}$$

Una vez concluido el diseño del canal de desbaste y las rejillas gruesas, se presenta en las tablas 27 y 28 un resumen de los valores obtenidos como resultado del diseño.

**Tabla 27.** Dimensiones del canal de desbaste

Dimensiones del canal		
Altura ( $H_c$ )	0.40	m
Ancho ( $A_c$ )	0.45	m
Longitud ( $L_c$ )	1.50	m

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 28.** Resultados del diseño de rejas gruesas

Rejas gruesas
7 espacios de 50 mm de longitud
6 barrotes de 15 mm de espesor

**Fuente:** Elaboración propia

#### 5.5.1.2.2. Rejas finas

Para el diseño de las rejas finas además de establecer los valores de los diferentes parámetros de diseño para rejas finas detallados en la tabla 25, se selecciona un grado de colmatación de las rejas del 30 % según recomiendan García Serrano y Corzo Hernández (2008).

Los valores establecidos de los diferentes parámetros de diseño de las rejas finas se presentan en la tabla 29 que se muestra a continuación:

**Tabla 29.** Valores adoptados para el diseño de rejas finas

VALORES ADOPTADOS		
Descripción	Unidad	Valor
Espesor de los barrotes (e)	mm	5
Separación entre barrotes (a)	mm	20
Grado de colmatación (G)	%	30
Velocidad de aproximación (v)	m/s	0.30
Pendiente en relación a la vertical	°	45
Ancho del canal (A <sub>c</sub> )	m	0.45

**Fuente:** Elaboración propia

Una vez establecidos los valores detallados en la tabla 29, se procede a calcular el número de espacios entre barrotes, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$n_e = \frac{A_c + e}{a + e} \quad (27)$$

Donde:

n<sub>e</sub>: Número de espacios entre barrotes, u.

A<sub>c</sub>: Ancho del canal, m.

e: Espesor de barrotes, m.

a: Separación entre barrotes, m.

$$n_e = \frac{0.45 + 0.005}{0.02 + 0.005}$$

$$n_e = 18.20 \cong 18 \text{ u}$$

Seguidamente, se calcula el número de barrotes necesarios con la siguiente ecuación:

$$n_b = n_e - 1 \quad (28)$$

Donde:

$n_b$ : Número de barrotes, u.

$n_e$ : Número de espacios entre barrotes, u.

$$n_b = 18 - 1$$

$$n_b = 17 \text{ u}$$

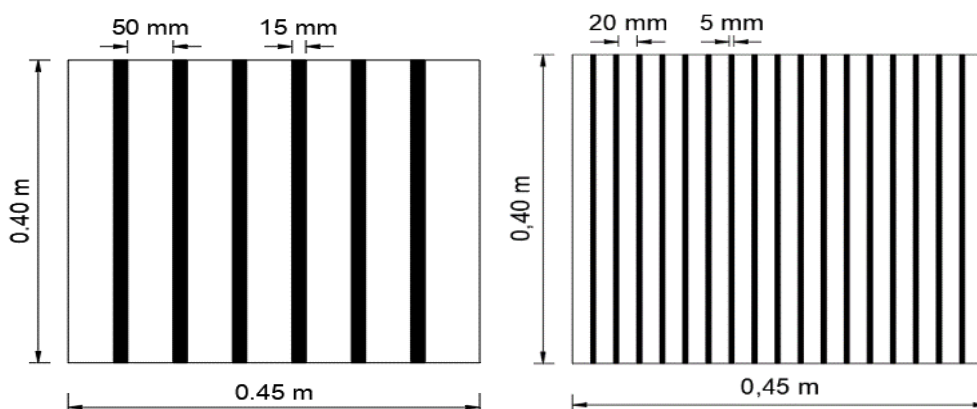
Una vez concluido el diseño de las rejas finas, se presenta en la tabla 30 un resumen de los valores obtenidos como resultado del diseño.

**Tabla 30.** Resultados del diseño de rejas finas

Rejas finas
18 espacios de 20 mm de longitud
17 barrotes de 5 mm de espesor

**Fuente:** Elaboración propia

Finalmente, en la figura 29 se muestra gráficamente la configuración final del diseño de las rejas gruesas y finas.

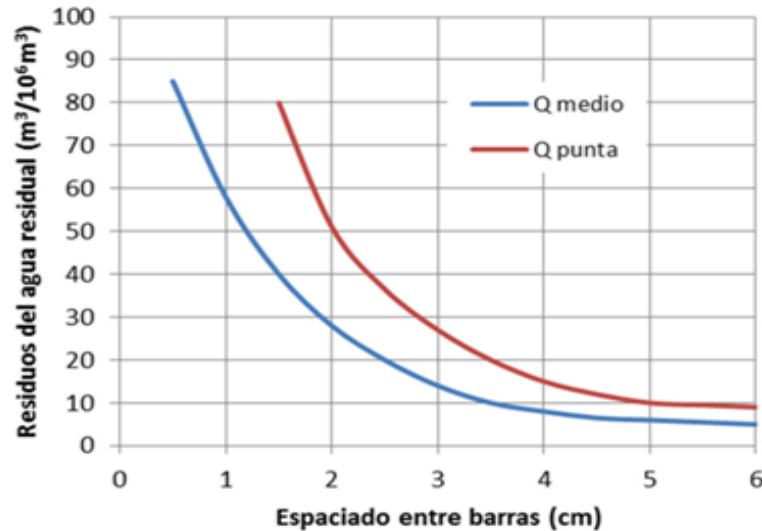


**Figura 29.** Configuración de las rejas gruesas (izquierda) y finas (derecha)

**Fuente:** Elaboración propia

### 5.5.1.2.3. Volumen de sólidos recogidos

La estimación de los sólidos recogidos en los enrejados gruesos (rejas finas y gruesas), se realiza en base a la figura 30 que se muestra a continuación, en la cual se considera el caudal medio diario de agua residual y el espaciado entre barrotes.



**Figura 30.** Cantidad de residuos obtenidos por rejas de barras de limpieza mecánica

**Fuente:** (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

#### 5.5.1.2.3.1. Sólidos recogidos totales

Para el cálculo de los sólidos totales recogidos en los enrejados gruesos (rejas gruesas y rejas finas) se determina el valor de residuos del agua residual en ( $\text{m}^3/10^6\text{m}^3$ ) ingresando a la figura 30 con un valor de espaciado entre barras de 2 cm hasta cortar con la curva de caudal medio y posterior a ello determinar qué valor corresponde a los residuos del agua residual.

Realizando el proceso descrito anteriormente, se obtiene un valor de residuos del agua residual =  $28 \text{ m}^3/10^6\text{m}^3$  o  $28 \text{ l}/10^3\text{m}^3$ .

Seguidamente, al valor obtenido se le multiplica por el caudal medio y realizando las transformaciones de unidades correspondientes se determina la cantidad de sólidos totales recogidos en unidades de (l/d). Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$ST = \text{residuos del agua residual} * Q_{med,d AR} \quad (29)$$

Donde:

ST: sólidos totales recogidos, l/d.

residuos del agua residual:  $\text{l}/10^3 \text{ m}^3$ .

$Q_{med,d AR}$ : caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$ST = \frac{28}{10^3} * 88.24$$

$$ST = 2.47 \frac{l}{d}$$

#### 5.5.1.2.3.2. Sólidos recogidos en las rejillas gruesas

Para el cálculo de los sólidos recogidos en las rejillas gruesas se determina el valor de residuos del agua residual en (m<sup>3</sup>/10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>) ingresando a la figura 30 con un valor de espaciado entre barras de 5 cm hasta cortar con la curva de caudal medio y posterior a ello determinar qué valor corresponde a los residuos del agua residual.

Realizando el proceso descrito anteriormente, se obtiene un valor de residuos del agua residual= 5 m<sup>3</sup>/10<sup>6</sup>m<sup>3</sup> o 5 l/10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>.

Seguidamente, al valor obtenido se le multiplica por el caudal medio y realizando las transformaciones de unidades correspondientes se determina la cantidad de sólidos totales recogidos en unidades de (l/d). Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{sólidos RG} = \text{residuos del agua residual} * Q_{med,d AR} \quad (30)$$

Donde:

sólidos RG: sólidos recogidos en las rejillas gruesas, l/d.

residuos del agua residual: l/10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>.

$Q_{med,d AR}$ : caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$\text{sólidos RG} = \frac{5}{10^3} * 88.24$$

$$\text{sólidos RG} = 0.44 \frac{l}{d}$$

#### 5.5.1.2.3.3. Sólidos recogidos en las rejillas finas

Para el cálculo de los sólidos recogidos en las rejillas finas se toma el valor de sólidos totales recogidos y sólidos recogidos en las rejillas gruesas y por diferencia se obtiene la cantidad de sólidos recogidos en las rejillas finas. Para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{sólidos RF} = ST - \text{sólidos RG} \quad (31)$$

Donde:

sólidos RF: sólidos recogidos en las rejillas finas, l/d.

ST: sólidos totales recogidos, l/d.

sólidos RG: sólidos recogidos en las rejillas gruesas, l/d.

$$\text{sólidos RF} = 2.47 - 0.44$$

$$\text{sólidos RF} = 2.03 \frac{l}{d}$$

#### 5.5.1.2.4. Pérdida de carga

Para el cálculo de las diferentes pérdidas de carga total y parcial tanto de rejillas gruesas como de finas, se utiliza la ecuación que se indica a continuación:

$$\Delta h = \beta * \left(\frac{e}{a}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{v^2}{2 * g} * \sin \theta \quad (32)$$

Donde:

$\Delta h$ : pérdida de carga, mca.

$\beta$ : factor de forma de la barra, adim.

$e$ : espesor de las barras, m.

$a$ : separación entre barras, m.

$v$ : velocidad antes de la rejilla, m/s.

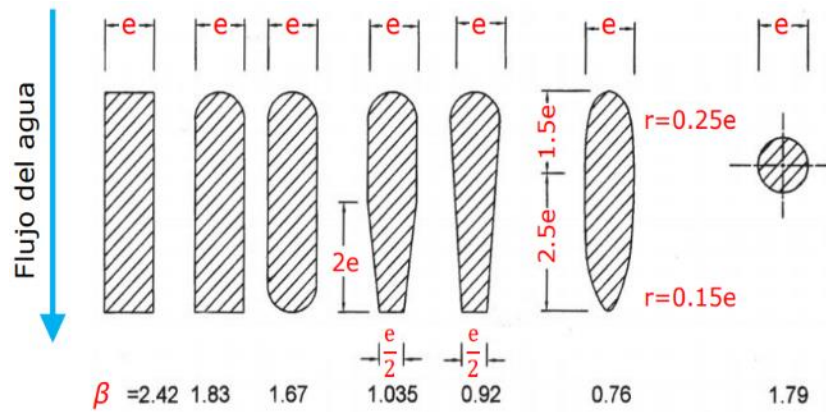
$g$ : gravedad, m/s<sup>2</sup>.

$\theta$ : ángulo del enrejado con la horizontal, grados.

Adicionalmente, se determina los parámetros que son comunes para los dos tipos de rejillas (gruesas y finas), los cuales se detallan a continuación:

El factor de forma de la barra se obtiene a partir de los valores que se indican en la figura 31 que se muestra a continuación:





**Figura 31.** Valores de Rischmer de  $\beta$

**Fuente:** (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005)

Se selecciona una barra de geometría circular de donde se obtiene un valor de factor de forma igual a  $\beta=1.79$ .

Por otra parte, se considera que la limpieza de las rejillas será manual, por lo tanto según Ferrer Polo y Seco Torrecillas (2005), La pendiente de las rejillas de limpieza manual oscila entre los 30 y 75 grados, ya que cuanto más planas, más fácil es la limpieza y menor es la tendencia a causar estancamientos entre limpiezas. En la práctica se utilizan pendientes entre 30 y 45 grados. Con ello, se selecciona un valor de pendiente igual a  $\theta=45^\circ$ .

A continuación se procede a realizar el cálculo de la velocidad antes de la reja tanto para caudal medio como para caudal punta. Esto se realiza para luego obtener los valores de pérdida de carga para las dos condiciones de caudal. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$v_{med,pta} = \frac{Q_{med,pta}}{A} \quad (33)$$

Donde:

$v_{med,pta}$ : velocidad a caudal medio o punta antes de la reja, m/s.

$Q_{med,pta}$ : caudal medio o punta,  $m^3/s$ .

A: área del canal,  $m^2$ .

$$v_{med} = \frac{88.24}{0.45 * 0.40}$$

$$v_{med} = 0.0057 \frac{m}{s}$$

$$v_{pta} = \frac{150.01}{86400}$$
$$v_{pta} = 0.0096 \frac{m}{s}$$

#### 5.5.1.2.4.1. Pérdida de carga en las rejas gruesas

Para el cálculo de la pérdida de carga de rejas gruesas se toma como valor de separación y espesor de barras los calculados anteriormente para estas rejas, de donde se tiene un valor de  $a=0.05$  m y  $e=0.015$  m respectivamente.

Con todos los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de la pérdida de carga de las rejas gruesas se procede a realizar el cálculo considerando las velocidades antes de la reja en condiciones de caudal medio y punta, obteniendo así los siguientes valores:

$$\Delta h_{med, RG} = 1.79 * \left(\frac{0.015}{0.05}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.0057^2}{2 * 9.81} * \sin 45$$
$$\Delta h_{med, RG} = 0.000421 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{pta, RG} = 1.79 * \left(\frac{0.015}{0.05}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.0096^2}{2 * 9.81} * \sin \theta$$
$$\Delta h_{pta, RG} = 0.00000119 \text{ mca}$$

#### 5.5.1.2.4.2. Pérdida de carga en las rejas finas

Para el cálculo de la pérdida de carga de rejas finas se toma como valor de separación y espesor de barras los calculados anteriormente para estas rejas, de donde se tiene un valor de  $a=0.02$  m y  $e=0.005$  m respectivamente.

Con todos los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de la pérdida de carga de las rejas finas se procede a realizar el cálculo considerando las velocidades antes de las rejas finas en condiciones de caudal medio y punta, obteniendo así los siguientes valores:

$$\Delta h_{med, RF} = 1.79 * \left(\frac{0.005}{0.02}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.0057^2}{2 * 9.81} * \sin 45$$
$$\Delta h_{med, RF} = 0.00000033 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{pta, RF} = 1.79 * \left(\frac{0.005}{0.02}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.0096^2}{2 * 9.81} * \sin 45$$

$$\Delta h_{pta,RF} = 0.00000094 \text{ mca}$$

La tabla 25 citada anteriormente indica el valor de pérdida de carga admisible tanto para rejas gruesas como para rejas finas, en la cual se establece un valor admisible de pérdida de carga de 0.15 mca para los dos tipos de rejas y que al ser comparado con los valores calculados de pérdida de carga en los enrejados gruesos (rejas gruesas y finas) de este diseño, se puede concluir que los valores obtenidos en el diseño cumplen satisfactoriamente con la condición establecida.

Con ello para tener un valor total de la pérdida de carga en el sistema de enrejados gruesos (rejas gruesas y finas) se procede a calcular la pérdida de carga total del sistema tanto para caudal medio como para caudal punta.

#### 5.5.1.2.4.3. Pérdida de carga total

El cálculo de la pérdida de carga total media y punta se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta h_{med,pta} = \Delta h_{med,punta \text{ RG}} + \Delta h_{med,punta \text{ RF}} \quad (34)$$

Donde:

$\Delta h_{med,pta}$ : pérdida de carga total media o punta, mca.

$\Delta h_{med,pta \text{ RG}}$ : pérdida de carga media o punta de las rejas gruesas, mca.

$\Delta h_{med,pta \text{ RF}}$ : pérdida de carga media o punta de las rejas finas, mca.

$$\Delta h_{med} = 0.000421 + 0.00000033$$

$$\Delta h_{med} = 0.00042 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{pta} = 0.00000119 + 0.00000094$$

$$\Delta h_{pta} = 0.00000213 \text{ mca}$$

#### 5.5.1.3. Desarenador de flujo horizontal

El Desarenador tiene como objetivo la remoción de las partículas en suspensión mayores a 200  $\mu\text{m}$ , en función de un cambio de velocidad y tiempo de retención hidráulico, logrando con esto sedimentar de forma correcta los sólidos suspendidos a fin de evitar problemas de colmatación en los elementos posteriores de tratamiento.

Para el diseño del desarenador de flujo horizontal se consideran los valores recomendados en la tabla 31 que se muestra a continuación:

**Tabla 31.** Valores recomendados de los parámetros necesarios para el dimensionamiento de desarenadores

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

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Una vez establecidos los diferentes valores de los parámetros de diseño para el dimensionamiento del desarenador de flujo horizontal, se presenta a continuación la tabla 32 con el resumen de los valores seleccionados.

**Tabla 32.** Valores adoptados para el diseño del desarenador

VALORES ADOPTADOS		
Descripción	Unidad	Valor
Carga Hidráulica (C <sub>H</sub> )	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *h (a Q <sub>máx</sub> )	70
Velocidad horizontal del agua (v <sub>H</sub> )	m/s	0.30
Tiempo de retención hidráulico (T <sub>H</sub> )	s	60
Relación largo-ancho (L/W)	Adim	3

**Fuente:** Elaboración propia

Para iniciar con el diseño, se procede a determinar el largo del desarenador a partir del ancho del canal de desbaste previamente calculado y su relación largo-ancho establecida en la tabla 32. El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$L = W * \left(\frac{L}{W}\right) \quad (35)$$

Donde:

L: Largo del desarenador, m.

W: Ancho del desarenador, m.

L/W: Relación largo-ancho del desarenador, adim.

$$L = 0.45 * 3$$

$$L = 1.35 \text{ m}$$

Posteriormente, se realiza el cálculo del área de la sección transversal del desarenador, la cual será calculada en función del caudal máximo diario de agua residual y la velocidad horizontal de paso del agua. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q_{\text{máx,d AR}}}{V_H} \quad (36)$$

Donde:

A: Área de la sección transversal del desarenador, m<sup>2</sup>.

Q<sub>máx,d AR</sub>: Caudal máximo diario de aguas residuales, m<sup>3</sup>/s.

V<sub>H</sub>: Velocidad horizontal de paso del agua residual, m/s.

$$A = \frac{300.02}{\frac{86400}{0.30}}$$

$$A = 0.0116 \text{ m}^2$$

Ahora, se procede a determinar el calado del desarenador considerando que su sección transversal es igual al ancho por el calado del canal. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$h = \frac{A}{W} \quad (37)$$

Donde:

h: Calado del desarenador, m.

A: Área de la sección transversal del desarenador, m<sup>2</sup>.

W: Ancho del desarenador, m.

$$h = \frac{0.0116}{0.45}$$

$$h = 0.026 \text{ m}$$

“Si el valor obtenido de altura del canal para la zona de desarenado es mayor que el calado obtenido para la zona de desbaste de gruesos, se toma como altura definitiva del canal el valor de la zona de desarenado” (García Serrano & Corzo Hernández, 2008). A continuación se procede a verificar si se cumple dicha condición:

$$h \leq H_c$$

$$0.026 \leq 0.40 \text{ m}$$

Como el valor del calado de la zona de desbaste es mayor que el calado obtenido para la zona de desarenado, el calado definitivo del canal es el calculado para la zona de desbaste.

Finalmente, se procede a determinar la carga superficial para con ello verificar que ésta cumpla con el valor máximo recomendado que se especifica en la tabla 31 indicada anteriormente. El cálculo de la carga superficial se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{Q_{\text{máx,d AR}}}{L * W} \quad (38)$$

Donde:

$C_s$ : Carga superficial,  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ .

$Q_{\text{máx,d AR}}$ : Caudal máximo diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{h}$ .

L: Largo del desarenador, m.

W: Ancho del desarenador, m.

$$C_s = \frac{\frac{300.02}{24}}{1.35 * 0.45}$$

$$C_s = 20.58 \leq 70 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{h}}; OK$$

### 5.5.2. Tratamiento primario

Para la etapa del tratamiento primario, se considera como elementos de depuración de aguas residuales a dos tanques Imhoff en paralelo, los cuales serán diseñados conforme a las especificaciones y parámetros de diseño establecidos en la Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial, publicada por Joan García Serrano y Angélica Corzo Hernández en el año 2008. Además, en lo que respecta a los lodos procedentes de los tanques Imhoff, serán gestionados y deshidratados en el mismo sitio por medio de una era de secado que también será diseñada en este apartado.

### 5.5.2.1. Tanque Imhoff

El diseño del tanque Imhoff se realiza para 1 unidad de tratamiento, por lo que el caudal a utilizar en el diseño será dividido para 2. Además, para este diseño se establece que el tanque Imhoff será de geometría rectangular y los valores de los distintos parámetros de diseño serán tomados de los recomendados en la tabla 33 que se muestra a continuación:

**Tabla 33.** Valores recomendados de los parámetros de dimensionamiento de un tanque Imhoff

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

a. La abertura mínima debe ser de 0,45 m para permitir el acceso

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Una vez establecidos los diferentes valores de los parámetros de diseño para el dimensionamiento del tanque Imhoff, se presenta a continuación la tabla 34 con el resumen de los valores seleccionados.

**Tabla 34.** Valores adoptados para el diseño del tanque Imhoff

<b>VALORES ADOPTADOS</b>		
<b>Zona de Decantación</b>		
Descripción	Unidad	Valor
Carga hidráulica superficial punta diaria (L <sub>Hpunta.d</sub> )	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d	24
Tiempo de retención hidráulica a Q <sub>med</sub> (Tr <sub>Qmed</sub> )	h	2
Tiempo de retención hidráulica a Q <sub>pta.horario</sub> (Tr <sub>Qpth</sub> )	h	1
Velocidad Horizontal Punta Horaria (V <sub>punta.h</sub> )	m/min	0.20
Relación Largo-Ancho (L/W)	-	2
Pendiente cámara de decantación (p)	-	1.75
Obertura inferior (O <sub>i</sub> )	m	0.25
Altura del deflector (h <sub>deflector</sub> )	m	0.40

Altura de resguardo ( $h_{\text{resguardo}}$ )	m	0.45
<b>Zona de Escape de Gases</b>		
Área (% de la superficie total) ( $\%S_{\text{gas}}$ )	%	20
Ancho (abertura mínima de 0.45 m) ( $W_{\text{gas}}$ )	m	0.45
<b>Zona de Digestión</b>		
Tiempo de digestión ( $T_d$ )	años	0.50
Velocidad de Emisión Unitaria de lodo (VEU)	l/hab*año	100
Diámetro de tubería de extracción de lodo ( $\phi_t$ )	m	0.20
Distancia libre hasta el nivel del lodo acumulado ( $h_1$ )	m	0.30

**Fuente:** Elaboración propia

Para iniciar con el diseño del tanque Imhoff cabe mencionar que “El diseño de tanques Imhoff considera por separado las zonas de decantación y de digestión” (García Serrano & Corzo Hernández, 2008), por lo que su diseño se hará siguiendo esta consideración.

#### 5.5.2.1.1. Zona de decantación

En primer lugar, se procede a determinar la superficie de la zona de decantación, la cual será calculada en función del caudal punta diario de agua residual y la carga hidráulica superficial punta diaria establecida en la tabla 34. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_{\text{dec}} = \frac{Q_{\text{pta,d AR}}}{L_{\text{Hpunta,d}}} \quad (39)$$

Donde:

$S_{\text{dec}}$ : Superficie de la zona de decantación,  $\text{m}^2$ .

$Q_{\text{pta,d AR}}$ : Caudal punta diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$L_{\text{Hpunta,d}}$ : Carga hidráulica superficial punta diaria,  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ .

$$S_{\text{dec}} = \frac{150.01}{\frac{2}{24}}$$

$$S_{\text{dec}} = 3.13 \text{ m}^2$$

Considerando el cálculo anterior y tomando el valor de la relación largo-ancho establecido en la tabla 34, se procede a calcular las dimensiones de la superficie de decantación. El cálculo de la longitud se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$L = \sqrt{(L/W) * S_{\text{dec}}} \quad (40)$$



Donde:

L: Longitud, m.

L/W: Relación largo-ancho, Adim.

S<sub>dec</sub>: Superficie de la zona de decantación, m<sup>2</sup>.

$$L = \sqrt{2 * 3.13}$$

$$L = 2.50 \text{ m}$$

Ahora se procede a determinar el ancho de la superficie de decantación mediante la siguiente fórmula:

$$W = \frac{S_{dec}}{L} \quad (41)$$

Donde:

W: Ancho, m.

S<sub>dec</sub>: Superficie de la zona de decantación, m<sup>2</sup>.

L: Longitud, m.

$$W = \frac{3.13}{2.50}$$

$$W = 1.25 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$W = 1.50 \text{ m}$$

Una vez establecidas las dimensiones finales de la superficie de decantación, se procede a determinar el área real de la zona de decantación mediante la siguiente fórmula:

$$S_{Rdec} = (L * W) \quad (42)$$

Donde:

S<sub>Rdec</sub>: Superficie real de la zona de decantación, m<sup>2</sup>.

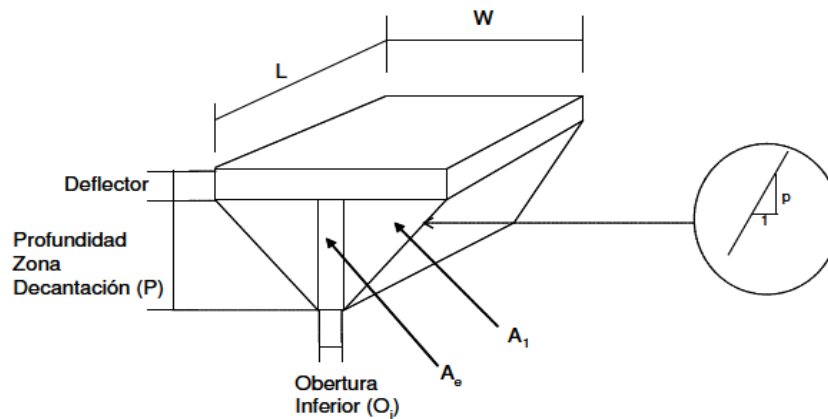
L: Longitud, m.

W: Ancho, m.

$$S_{Rdec} = (2.50 * 1.50)$$

$$S_{Rdec} = 3.75 \text{ m}^2$$

Posteriormente, se procede a calcular la profundidad de la zona de decantación "P", la cual se basa en la geometría de un prisma de longitud igual a la calculada, una altura del deflector establecida y una base de forma triangular, como se muestra en la figura 32 que se indica a continuación:



**Figura 32.** Esquema de la zona de decantación de un Tanque Imhoff rectangular

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$P = \frac{W - O_i}{2} * p \quad (43)$$

Donde:

P: Profundidad de zona de decantación, m.

W: Ancho, m.

O<sub>i</sub>: Obertura inferior, m.

p: Pendiente de la cámara de decantación, adim.

$$P = \frac{1.50 - 0.25}{2} * 1.75$$

$$P = 1.09 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$P = 1.10 \text{ m}$$

Con este valor se procede a calcular el área del rectángulo  $A_e$  que se muestra en la figura 32.  
El cálculo se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$A_e = O_i * P \quad (44)$$

Donde:

$A_e$ : Área de la zona rectangular,  $m^2$ .

$O_i$ : Obertura inferior, m.

$P$ : Profundidad de zona de decantación, m.

$$A_e = 0.25 * 1.10$$

$$A_e = 0.28 \text{ m}^2$$

Ahora se determina el área del triángulo  $A_1$  con la fórmula que se indica a continuación:

$$A_1 = \frac{W - O_i}{2} * \frac{P}{2} \quad (45)$$

Donde:

$A_1$ : Área de la zona triangular,  $m^2$ .

$W$ : Ancho, m.

$O_i$ : Obertura Inferior, m.

$P$ : Profundidad de zona de decantación, m.

$$A_1 = \frac{1.50 - 0.25}{2} * \frac{1.10}{2}$$

$$A_1 = 0.34 \text{ m}^2$$

Con los valores obtenidos anteriormente, se procede a determinar el área total, la cual se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A_t = 2 * A_1 + A_e \quad (46)$$

Donde:

$A_t$ : Área total,  $m^2$ .

$A_1$ : Área de la zona triangular,  $m^2$ .

$A_e$ : Área de la zona rectangular,  $m^2$ .

$$A_t = 2 * 0.34 + 0.28$$

$$A_t = 0.96 m^2$$

A continuación se calcula el volumen de decantación el cual corresponde al volumen del prisma y que se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V_{dec} = (h_{deflector} * S_{Rdec}) + (A_t * L) \quad (47)$$

Donde:

$V_{dec}$ : Volumen de la zona de decantación,  $m^3$ .

$h_{deflector}$ : Altura de la zona sumergida del deflector, m.

$S_{Rdec}$ : Superficie real de la zona de decantación,  $m^2$ .

$A_t$ : Área total,  $m^2$ .

L: Longitud, m.

$$V_{dec} = (0.40 * 3.75) + (0.96 * 2.50)$$

$$V_{dec} = 3.90 m^3$$

Finalmente, se procede a realizar las siguientes comprobaciones para determinar que el diseño de la zona de decantación es correcto. Las fórmulas a ser utilizadas se presentan a continuación:

#### ○ Comprobación 1

$$v_{punta.h} = \frac{Q_{punta.h AR}}{A_t * 60} < 0.30 \quad (48)$$

Donde:

$v_{punta.h}$ : Velocidad horizontal punta horaria, m/min.

$Q_{punta.h AR}$ : Caudal punta horario,  $m^3/h$ .

$A_t$ : Área total,  $m^2$ .

$$v_{\text{punta.h}} = \frac{\frac{18.09}{2}}{0.96 * 60} < 0.30$$

$$v_{\text{punta.h}} = 0.16 < 0.30 \frac{\text{m}}{\text{min}}; \text{OK}$$

○ **Comprobación 2**

$$2 < T_H = \frac{V_{\text{dec}} * 24}{Q_{\text{med,d AR}}} < 4 \text{ h} \quad (49)$$

Donde:

$T_H$ : Tiempo de retención medio, h.

$V_{\text{dec}}$ : Volumen de la zona de decantación,  $\text{m}^3$ .

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de aguas residuales,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$$2 < T_H = \frac{3.90 * 24}{\frac{88.24}{2}} < 4 \text{ h}$$

$$2 < T_H = 2.12 < 4 \text{ h}; \text{OK}$$

Al cumplirse estas dos condiciones se da por aceptado el diseño de la zona de decantación. A continuación se procede a determinar la zona de digestión del tanque Imhoff.

### 5.5.2.1.2. Zona de digestión

En primer lugar, se procede a determinar la superficie de la zona de digestión, la cual corresponde exactamente con la superficie total del tanque, siendo esta última a su vez igual a la suma de la superficie de la zona de escape de gases más la zona de decantación. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_t = (1 + \%S_{\text{gas}}) * S_{R\text{dec}} \quad (50)$$

Donde:

$S_t$ : Superficie total del tanque Imhoff,  $\text{m}^2$ .

$\%S_{\text{gas}}$ : porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto la superficie total, fracción decimal.

$S_{R\text{dec}}$ : Superficie real de la zona de decantación,  $\text{m}^2$ .

$$S_t = \left(1 + \frac{20}{100}\right) * 3.75$$

$$S_t = 4.50 \text{ m}^2$$

Ahora, se procede a determinar el ancho total del tanque mediante la siguiente ecuación:

$$W_t = W_{\text{dec}} + W_{\text{gas}} \quad (51)$$

Donde:

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

$W_{\text{dec}}$ : Ancho de la zona de decantación, m.

$W_{\text{gas}}$ : Ancho de la zona de gases, m.

$$W_t = 1.50 + 0.45$$

$$W_t = 1.95 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$W_t = 2 \text{ m}$$

Seguidamente, se determina la longitud total del tanque mediante la siguiente ecuación:

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (52)$$

Donde:

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$S_t$ : Superficie total del tanque Imhoff, m<sup>2</sup>.

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

$$L_t = \frac{4.50}{2}$$

$$L_t = 2.25 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$L_t = 2.30 \text{ m}$$

Con estos valores se procede a determinar la superficie total real del tanque Imhoff mediante la siguiente ecuación:

$$S_{t,real} = L_t * W_t \quad (53)$$

Donde:

$S_{t,real}$ : Superficie total real del tanque Imhoff, m<sup>2</sup>.

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

$$S_{t,real} = 2.30 * 2$$

$$S_{t,real} = 4.60 \text{ m}^2$$

A continuación se determina el volumen necesario para almacenar los lodos mediante la siguiente ecuación:

$$V_{lodos} = \frac{VEU * T_d * N}{1000} \quad (54)$$

Donde:

$V_{lodos}$ : Volumen de lodos en la zona de digestión, m<sup>3</sup>.

VEU: Tasa o velocidad de emisión unitaria de lodo, l/hab\*año.

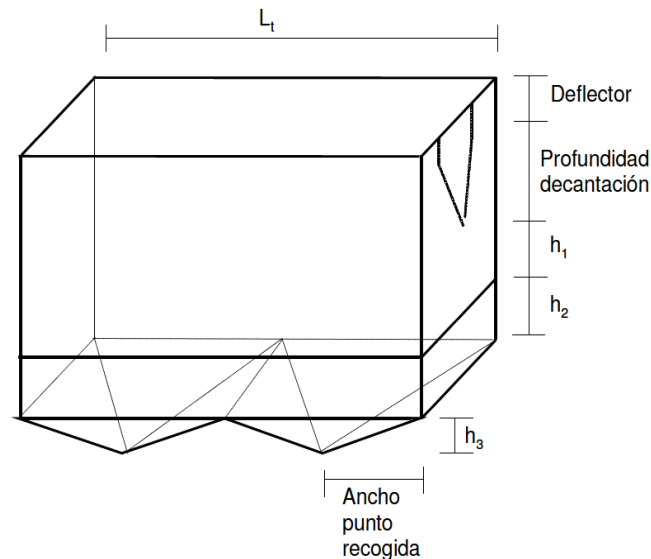
$T_d$ : Tiempo de digestión, años.

N: Número de habitantes, hab.

$$V_{lodos} = \frac{100 * 0.50 * \frac{1103}{2}}{1000}$$

$$V_{lodos} = 27.58 \text{ m}^3$$

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008) "Para un número de puntos de extracción mayor o igual a dos, y considerando una inclinación de las paredes del fondo de entre 30º-45º", se procede a calcular la altura del fondo de forma piramidal, para lo cual se basa en la figura 33 que se indica a continuación:



**Figura 33.** Esquema de un Tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos.  
No se representa el resguardo.

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Se establece un número de puntos de recogida de lodos igual a  $n=2$  y un ángulo de inclinación de las paredes del fondo de  $\alpha= 30^\circ$ . El cálculo de la altura del fondo de la forma piramidal se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$h_3 = \frac{\left(\frac{L_t}{n}\right)}{2} * \tan(\alpha) \quad (55)$$

Donde:

$h_3$ : Altura del fondo en la zona piramidal, m.

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$n$ : Número de puntos de recogida de lodos, adim.

$\alpha$ : Ángulo de inclinación de las paredes del fondo, grados.

$$h_3 = \frac{\frac{2.30}{2}}{2} * \tan(30)$$

$$h_3 = 0.33 \text{ m}$$

Ahora se procede a calcular la altura de acumulación de lodos sin considerar zona piramidal con la siguiente ecuación:



$$h_2 = \frac{V_{\text{lodos}} - \left(\frac{1}{3} * L_t * W_t * h_3\right)}{L_t * W_t} \quad (56)$$

Donde:

$h_2$ : Altura de acumulación de lodos sin considerar zona piramidal, m.

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen de lodos en la zona de digestión, m<sup>3</sup>.

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

$h_3$ : Altura del fondo en la zona piramidal, m.

$$h_2 = \frac{27.58 - \left(\frac{1}{3} * 2.30 * 2 * 0.33\right)}{2.30 * 2}$$

$$h_2 = 5.89 \text{ m}$$

Tomando los valores establecidos en la tabla 34 de distancia libre hasta el nivel del lodo igual a  $h_1 = 0.30$  m y altura de resguardo igual a  $h_{\text{resguardo}} = 0.45$  m, se procede a determinar la profundidad total que tiene la zona de digestión mediante la siguiente ecuación:

$$h_t = h_{\text{resguardo}} + h_{\text{deflector}} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (57)$$

Donde:

$h_t$ : Profundidad total de la zona de digestión, m.

$h_{\text{resguardo}}$ : Altura de resguardo, m.

$h_{\text{deflector}}$ : Altura del deflector, m.

$P$ : Profundidad de zona de decantación, m.

$h_1$ : Distancia entre la abertura inferior y la superficie del lodo acumulado, m.

$h_2$ : Altura de acumulación de lodos sin considerar zona piramidal, m.

$h_3$ : Altura del fondo en la zona piramidal, m.

$$h_t = 0.45 + 0.40 + 1.10 + 0.30 + 5.89 + 0.33$$

$$h_t = 8.47 \text{ m}$$

Seguidamente, se calcula el ancho del punto de recogida mediante la siguiente ecuación:

$$W_{\text{pto,recogida}} = \frac{L_t}{4} \quad (58)$$

Donde:

$W_{\text{pto,recogida}}$ : Ancho del punto de recogida en la zona de digestión (parte piramidal), m.

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$$W_{\text{pto,recogida}} = \frac{2.30}{4}$$

$$W_{\text{pto,recogida}} = 0.58 \text{ m}$$

Finalmente, se determina el volumen total del tanque mediante la siguiente ecuación:

$$V_T = V_{\text{resguardo}} + V_{\text{dec}} + V_{\text{lodos}} + (h_1 * L_t * W_t) \quad (59)$$

Donde:

$V_T$ : Volumen total del tanque, m<sup>3</sup>.

$V_{\text{resguardo}}$ : Volumen de resguardo, m<sup>3</sup>.

$V_{\text{dec}}$ : Volumen de la zona de decantación, m<sup>3</sup>.

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen de lodos en la zona de digestión, m<sup>3</sup>.

$h_1$ : Distancia entre la obertura inferior y la superficie del lodo acumulado, m.

$L_t$ : Longitud total del tanque, m.

$W_t$ : Ancho total del tanque, m.

Cabe indicar que el volumen de resguardo es igual al valor de la superficie total real del tanque multiplicado por el valor de la altura de resguardo.

$$V_T = (4.60 * 0.45) + 3.90 + 27.58 + (0.30 * 2.30 * 2)$$

$$V_T = 34.93 \text{ m}^3$$

### 5.5.2.2. Gestión de lodos

Los lodos que se producen en la zona de digestión de los tanques Imhoff deben contar con un plan de gestión previamente establecido. En este caso, los lodos serán gestionados en el mismo sitio por medio de una era de secado, misma que tiene como objetivo deshidratar el

lodo mediante mecanismos de evaporación y filtración a través del medio de drenaje de fondo y que por su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento es uno de los métodos más utilizados en plantas de tratamiento para pequeñas poblaciones.

Los lodos resultantes de la deshidratación en la era de secado serán aprovechados en las actividades agrícolas que realizan los habitantes de la comunidad La Victoria.

#### 5.5.2.2.1. Era de secado

Para iniciar con el diseño de la era de secado se realizan las siguientes consideraciones:

- Se considera que el lodo cada 3 meses podrá ser extraído de los tanques Imhoff y posteriormente deshidratado en la era de secado, ya que la comunidad La Victoria presenta una temperatura promedio anual de 19°C y además no llueve mucho, con lo que en base a estas condiciones climáticas se puede considerar que el lodo en 3 meses se encontrará digerido en el tanque Imhoff y podrá ser deshidratado completamente en la era de secado para luego de este proceso encontrarse listo para su disposición final.
- El volumen de lodos de un tanque Imhoff que se calculó en el apartado anterior del diseño del tanque Imhoff es de  $V_{\text{lodos}} = 27.58 \text{ m}^3$  cada 6 meses. Con ello, si se plantea retirar los lodos cada 3 meses, este volumen será de la mitad, es decir de  $13.79 \text{ m}^3$  por cada tanque. Al existir 2 tanques Imhoff y 1 era de secado, el volumen de lodos que recibirá la era de secado cada 3 meses será de  $13.79 \text{ m}^3$  multiplicado por 2 tanques Imhoff, con lo que el volumen de lodos a utilizar para el diseño de la era de secado queda establecido en  $V_{\text{lodos}} = 27.58 \text{ m}^3$ .
- “La profundidad de aplicación de lodos, entre 0.20 a 0.40 m” (Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2005). Para este caso se considera una profundidad de la capa de lodo de  $h = 0.30 \text{ m}$ .

En base a las consideraciones detalladas anteriormente, se procede a calcular la superficie de la era de secado mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{V_{\text{lodos}}}{h} \quad (60)$$

Donde:

S: Superficie de la era de secado,  $\text{m}^2$ .

$V_{\text{lodos}}$ : Volumen de lodos,  $\text{m}^3$ .

h: Profundidad de la capa de lodo, m.

$$S = \frac{27.58}{0.30}$$

$$S = 91.93 \text{ m}^2$$

Una vez obtenida la superficie necesaria para la deshidratación de lodos, se procede a calcular las dimensiones de la era de secado, para lo cual previamente se considera una relación de largo-ancho igual a 2 y con ello se procede a realizar el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$S = L * W \quad (61)$$

Donde:

S: Superficie de la era de secado, m<sup>2</sup>.

L: Longitud de la era de secado, m.

W: Ancho de la era de secado, m.

Despejando la longitud de la ecuación indicada anteriormente y a su vez reemplazando el valor de la relación largo-ancho establecido, se procede a calcular la longitud de la era de secado de la siguiente manera:

$$L = \sqrt{2 * S}$$

$$L = \sqrt{2 * 91.93}$$

$$L = 13.56 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$L = 14 \text{ m}$$

Seguidamente, se calcula el ancho de la era de secado mediante la siguiente ecuación:

$$W = \frac{L}{2} \quad (62)$$

Donde:

W: Ancho de la era de secado, m.

L: Longitud de la era de secado, m.

$$W = \frac{14}{2}$$

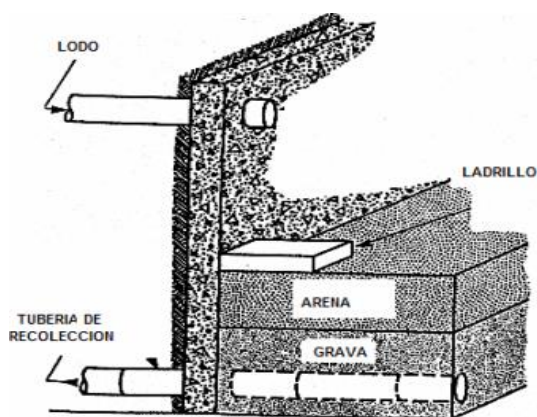
$$W = 7 \text{ m}$$

Finalmente, se plantea el armado del medio de drenaje que deberá tener la era de secado, para lo cual se considera lo descrito en el documento emitido por la Organización Panamericana de la Salud (OPS) (2005) que establece lo siguiente:

El medio de drenaje es generalmente de 0,30 m de espesor y debe tener los siguientes componentes:

- El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3 cm llena de arena.
- La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0.3 a 1.3 mm y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5.
- Debajo de la arena se deberá colocar un estrato de grava graduada entre 1.6 y 51 mm (1/6" y 2") de 0,20 m de espesor.

Además de las consideraciones descritas anteriormente, se presenta como referencia para el armado de la era de secado la figura 34 que se muestra a continuación:



**Figura 34.** Vista del lecho de secado

**Fuente:** (Organización Panamericana de la Salud (OPS), 2005)

### 5.5.3. Tratamiento secundario

Para la realización del diseño del tratamiento secundario se tomarán los valores calculados en el apartado de caracterización del agua residual, los cuales se resumen en la tabla 35 indicada a continuación:

**Tabla 35.** Concentración de los distintos contaminantes del influente del agua residual

Contaminantes	Concentración del influente (mg/l)
Demanda química de oxígeno (DQO)	1062.50
Demanda bioquímica de oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	500
Sólidos suspendidos (SS)	375
Nitrógeno total (N <sub>T</sub> )	93.75
Fósforo total (P <sub>T</sub> )	21.25

**Fuente:** Elaboración propia

De igual forma, para determinar el porcentaje de remoción de los distintos contaminantes en el tratamiento primario (tanques Imhoff) se consideran los valores de la tabla 36 que se indica a continuación:

**Tabla 36.** Rendimientos medios de depuración de un tanque Imhoff

Parámetro	% Reducción
SS	60-70
DBO <sub>5</sub>	30-40
DQO	30-40
N	10-20
P	0-5
Coliformes Fecales	50-75

**Fuente:** (Martín et al., 2006)

Además, cabe indicar que en este apartado se desarrollarán 3 alternativas de diseño para la etapa de tratamiento secundario de la EDAR, las cuales se especifican a continuación:

- Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal.
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical.
- Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical "Sistema Francés".

Con lo antes mencionado, se procede a realizar el diseño de cada una de las alternativas propuestas.

### 5.5.3.1. Alternativa 1

#### 5.5.3.1.1. Humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFS<sub>s</sub>H)

Considerando los valores de concentración de los distintos contaminantes del influente del agua residual indicados en la tabla 35, se procede a realizar el diseño de la alternativa 1.

Además, se calcula los valores de concentración de cada contaminante que ingresa al humedal artificial en función de los porcentajes de remoción llevados a cabo en el tratamiento primario, obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 37 a continuación:

**Tabla 37.** Concentraciones de los distintos contaminantes al ingreso del humedal artificial

Contaminantes	Concentración Inicial (mg/l)	Eficiencia de Remoción en el Tratamiento Primario (%)	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)
DQO	1062.50	30	743.75
DBO <sub>5</sub>	500.00	40	300.00
Nitrógeno total	93.75	10	84.38
Fósforo total	21.25	5	20.19
Sólidos suspendidos	375	60	150

Fuente: Elaboración propia

#### 5.5.3.1.1.1. Dimensionamiento biológico

Para iniciar con el dimensionamiento biológico se debe calcular la superficie requerida que permita la eliminación del contaminante DBO<sub>5</sub>, para lo cual en primer lugar se determina el coeficiente de reacción superficial “ $k_A$ ” en base a la tabla 38 que se muestra a continuación:

**Tabla 38.** Ejemplo de coeficientes de reacción superficial (percentil 50) para humedales HF y FWS

Contaminante	FH	FS
	Tasa cinética $k_A$ (m/yr)	Tasa cinética $k_A$ (m/yr)
DBO <sub>5</sub>	25	33
NT	8.4	12.6
N-NH <sub>4</sub>	11.4	14.7
N-NO <sub>x</sub>	41.8	26.5
Coliforme termotolerante	103	83

Fuente: (Kadlec & Wallace, 2009)

De donde se selecciona un valor de  $K_A = 25$  m/año.

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008), “Numerosos estudios han demostrado que la eficiencia de eliminación de la DBO de los humedales no mejora en verano ni empeora en

invierno de forma significativa”, es por ello que en este diseño no se propone realizar la corrección por temperatura mediante la expresión de Arrhenius del valor de constante cinética seleccionado.

A continuación, se determina el valor de la concentración de fondo ( $C^*$ ) en base a la tabla 39 que muestra los valores de las concentraciones de fondo para humedales que traten efluentes primarios.

**Tabla 39.** Ejemplo de concentraciones de fondo ( $C^*$ ) en mg/l para los humedales de FH, FV y FS

Parámetro	FH	FV	FS	
			Ligeramente cargado	Muy cargado
DBO <sub>5</sub>	10	2	2	10
NT	1	0	1.5	
N-NH <sub>4</sub>	0	0	0.1	0.1

**Fuente:** (Kadlec & Wallace, 2009)

De donde se selecciona un valor de  $C^*= 10$  mg/l.

Además, se determina el valor del número aparente de celdas o tanques en serie “P” en base a la tabla 40 que se muestra a continuación:

**Tabla 40.** Ejemplos de valores de P para los humedales de FH, FV y FS

Parámetro	FH	FV	FS
DBO <sub>5</sub>	3	2	1
NT	6	n.d. <sup>a</sup>	3
N-NH <sub>4</sub>	6	6	3

<sup>a</sup>n.d. = no dado

**Fuente:** (Kadlec & Wallace, 2009)

De donde se selecciona un valor de  $P= 3$ .

Cabe indicar que la concentración de DBO<sub>5</sub> de salida del humedal se establece en base a los límites de vertido para este contaminante establecidos tanto en la normativa ecuatoriana como española. Se realiza una comparación y análisis entre las dos normativas y se determina que la normativa española es más exigente, pero al ser un diseño de una comunidad que se encuentra ubicada en Ecuador, se toma el valor del límite de vertido establecido en la normativa ecuatoriana de DBO<sub>5</sub>= 100 mg/l. De todas maneras, para no trabajar al límite del valor establecido, se aplica un porcentaje de reducción del 20 % como factor de seguridad y



con ello se estaría del lado de la seguridad en el diseño. Así el valor de  $C_o$  queda establecido en 80 mg/l.

Se presenta la tabla 41 con un resumen de los valores de los distintos parámetros con los cuales se empezará el diseño del humedal artificial.

**Tabla 41.** Valores de los distintos parámetros a ser usados en el diseño del HAFS<sub>5</sub>H

DATOS INICIALES		
Descripción	Unidad	Valor
Coeficiente de reacción superficial ( $K_A$ )	m/año	25
Concentración de DBO <sub>5</sub> de ingreso al humedal ( $C_i$ )	mg/l	300.00
Concentración de DBO <sub>5</sub> de salida del humedal ( $C_o$ )	mg/l	80
Concentración de fondo ( $C^*$ )	mg/l	10
Número aparente de celdas o tanques en serie ( $P$ )	adim	3
Caudal medio diario de aguas residuales ( $Q_i$ )	m <sup>3</sup> /año	32207.60

**Fuente:** Elaboración propia

Ahora, se procede a calcular la superficie necesaria mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{P * Q_i}{k_A} * \left( \left( \frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (63)$$

Donde:

S: Superficie, m<sup>2</sup>.

P: Número aparente de celdas o tanques en serie, adim.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/año.

K<sub>A</sub>: coeficiente de reacción superficial, m/año.

C<sub>i</sub>: Concentración de ingreso hacia el humedal, mg/l.

C\*: Concentración de fondo, mg/l.

C<sub>o</sub>: Concentración de salida del humedal, mg/l.

$$S = \frac{3 * 32207.60}{25} * \left( \left( \frac{300 - 10}{80 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)$$

$$S = 2342.44 \text{ m}^2$$

Una vez calculada la superficie, se procede a comprobar que la carga orgánica superficial sea menor o igual a  $6 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$  mediante la siguiente ecuación:

$$C_{\text{org},s} = \frac{Q_i * C_i}{S} \quad (64)$$

Donde:

$C_{\text{org},s}$ : Carga orgánica superficial,  $\text{g DBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ .

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal,  $\text{mg/l}$ .

$S$ : Superficie,  $\text{m}^2$ .

$$C_{\text{org},s} = \frac{88.24 * 300}{2342.44}$$

$$C_{\text{org},s} = 11.30 \leq 6 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ NO CUMPLE}$$

No se cumple dicho criterio, con lo que se procede a determinar la superficie necesaria para cumplirlo, despejando la superficie de la ecuación antes detallada y realizando el siguiente cálculo:

$$S = \frac{Q_i * C_i}{C_{\text{org},s}} \quad (65)$$

$$S = \frac{88.24 * 300}{6}$$

$$S = 4412 \text{ m}^2$$

Con esto se vuelve a calcular la carga orgánica superficial para corroborar que se cumpla dicho criterio. Esto se realiza con la misma ecuación utilizada anteriormente como se indica a continuación:

$$C_{\text{org},s} = \frac{Q_i * C_i}{S} \quad (66)$$

$$C_{\text{org},s} = \frac{88.24 * 300}{4412}$$

$$C_{\text{org},s} = 6 \leq 6 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ OK}$$

Por otra parte, también hay que calcular la carga hidráulica y comprobar que se cumpla con los valores recomendados que según Hernández Crespo y Martín Monerris (2023), “tiene que estar entre 20 y 40 l/m<sup>2</sup>\*d”. Para ello se procede a realizar el cálculo que se indica a continuación:

$$C_h = \frac{Q_i * 1000}{S} \quad (67)$$

Donde:

C<sub>h</sub>: Carga hidráulica, l/m<sup>2</sup>\*d.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

S: Superficie, m<sup>2</sup>.

$$C_h = \frac{88.24 * 1000}{4412}$$

$$20 \leq C_h = 20 \leq 40 \frac{l}{m^2 * d}; \text{ OK}$$

A pesar de que se cumplen las dos condiciones calculadas anteriormente al límite de los valores recomendados, no se puede modificar la superficie ya que si se lo hace una de las dos condiciones dejaría de cumplir, por lo que se da como válida la nueva superficie calculada y con ello se procede a realizar el dimensionamiento hidráulico del humedal artificial.

#### 5.5.3.1.1.2. Dimensionamiento hidráulico

Una vez determinada la superficie del humedal se puede calcular las dimensiones del mismo por medio de la Ley de Darcy que se muestra a continuación:

$$Q = K_s * A_s * s \quad (68)$$

Donde:

Q: Caudal máximo diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

K<sub>s</sub>: Conductividad hidráulica del medio en unidad de sección perpendicular a la dirección de flujo, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d.

A<sub>s</sub>: Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, m<sup>2</sup>.

s: Gradiente hidráulico o pendiente, m/m.

García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que “Como caudal se recomienda tomar el máximo diario para asegurarse de que el sistema absorberá bien las puntas de caudal”.

Los valores de la conductividad hidráulica en función del tipo de sustrato a utilizar en los humedales se describen en la tabla 42 que se muestra a continuación:

**Tabla 42.** Órdenes de magnitud de la conductividad hidráulica ( $k_s$ ) en función del tipo de material granular utilizado como sustrato en un humedal construido de flujo subsuperficial.

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

**Fuente:** (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En base a la tabla 42 se escoge como tipo de sustrato a utilizar el material denominado arenas gravosas, cual tiene un tamaño efectivo de partículas de 8 mm, una porosidad del 30% y una conductividad hidráulica de  $2750 m^3/m^2 \cdot d$ .

Asimismo, García Serrano y Corzo Hernández (2008) indican que la conductividad hidráulica con el paso del tiempo se va reduciendo por retención de sólidos y crecimiento del biofilm, especialmente en la zona de entrada. Es por ello que se recomienda adoptar un factor de seguridad para  $k_s$  de 7 como mínimo.

Además, García Serrano y Corzo Hernández (2008) mencionan que “Los valores de la pendiente ( $s$ ) que se suelen utilizar varían en el rango de 0,01 a 0,02 m/m. Es conveniente que la pendiente no sea superior a 0,02 m/m para evitar que los costes de excavación sean elevados”. Con lo que se adopta un valor de pendiente  $s = 0.01$  m/m.

Con todos los valores establecidos anteriormente, se procede a realizar el cálculo para determinar el área transversal del humedal artificial, mediante la ecuación obtenida a partir de la Ley de Darcy que se indica a continuación:

$$A_s = \frac{Q_{máx,d AR}}{\frac{K_s}{f_s} * s} \quad (69)$$

Donde:

$A_s$ : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo,  $m^2$ .

$Q_{máx,d AR}$ : Caudal máximo diario de agua residual,  $m^3/d$ .

$K_s$ : Conductividad hidráulica del medio en unidad de sección perpendicular a la dirección de flujo,  $m^3/m^2 \cdot d$ .

$f_s$ : Factor de seguridad, adim.

$s$ : Gradiente hidráulico o pendiente, m/m.

$$A_s = \frac{300.02}{\frac{2750}{7} * 0.01}$$

$$A_s = 76.37 \text{ m}^2$$

Ahora, se procede a determinar el ancho del humedal para lo cual primero se fija la profundidad del sustrato, misma que según Ortega de Miguel et al. (2010), "se encuentra en un rango de 0.40 a 0.80 m". Con ello se adopta un valor de profundidad de sustrato  $h = 0.5 \text{ m}$  y se realiza el cálculo que se muestra a continuación:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (70)$$

Donde:

$W$ : Ancho del humedal, m.

$A_s$ : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo,  $m^2$ .

$h$ : Profundidad del sustrato, m.

$$W = \frac{76.37}{0.5}$$

$$W = 152.74 \text{ m}$$

A continuación, se determina la longitud del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$L = \frac{S}{W} \quad (71)$$

Donde:

$L$ : Longitud del humedal, m.

$S$ : Superficie del humedal,  $m^2$ .

$W$ : Ancho del humedal, m.

$$L = \frac{4412}{152.74}$$

$$L = 28.89 \text{ m}$$

Según Ortega de Miguel et al. (2010), una vez determinadas la longitud y anchura del humedal, debe comprobarse que la relación entre ambas dimensiones es como mínimo de 1:1, si esto no ocurre (generalmente se obtienen anchuras mayores que la longitud), se procede a dividir la superficie total en varias celdas, de forma que cumplan este requisito.

Por otra parte, Dotro et al. (2017) mencionan que la relación Largo:Ancho para humedales de FH a nivel secundario generalmente oscila entre 2:1 y 4:1. Sin embargo, el ancho del lecho es típicamente limitado a un máximo de 25 – 30 m para facilitar la distribución uniforme del flujo en cada celda del humedal.

Con esto se procede a determinar la relación largo-ancho del humedal mediante la siguiente expresión:

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{L}{W} \quad (72)$$

Donde:

Relación (L/W): Relación largo-ancho del humedal, adim.

L: Largo del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{28.89}{152.74}$$

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = 0.19 \geq 1; \text{ NO CUMPLE}$$

Al observar que no se cumplen los criterios de relación largo-ancho y anchura mínima y máxima del humedal detallados anteriormente, se procede a dividir el humedal en varias celdas en paralelo y que ello que se puedan cumplir estas condiciones. Esto se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{W}{L} \quad (73)$$

Donde:

Nro. de celdas: Número de celdas en las que se dividirá el humedal, u.

W: Ancho del humedal, m.

L: Largo del humedal, m.

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{152.74}{28.89}$$

$$\text{Nro. de celdas} = 5.29 \text{ u}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$\text{Nro. de celdas} = 6 \text{ u}$$

Con esto se procede a calcular el ancho de cada celda mediante la siguiente ecuación:

$$W_{\text{celdas}} = \frac{W}{\text{Nro. de celdas}} \quad (74)$$

Donde:

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de cada celda, m.

W: Ancho del humedal, m.

Nro. de celdas: Número de celdas del humedal, u.

$$W_{\text{celdas}} = \frac{152.74}{6}$$

$$W_{\text{celdas}} = 25.46 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$W_{\text{celdas}} = 25.50 < 30 \text{ m}; \text{OK}$$

Con esto se verifica nuevamente la relación largo-ancho como se detalló anteriormente, considerando además un valor redondeado de longitud igual a 29 m por fines constructivos. El cálculo se muestra a continuación:

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{L}{W} \quad (75)$$

Donde:

L/W: Relación largo:ancho del humedal, adim.

L: Largo del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

$$\text{Relación } \left(\frac{L}{W}\right) = \frac{29}{25.5}$$

$$\text{Relación } \left(\frac{L}{W}\right) = 1.14 \geq 1; \text{ OK}$$

Ahora, con estos valores se procede a determinar la superficie total real que tendrá el humedal mediante la siguiente ecuación:

$$S_{\text{total,real}} = \text{Nro. de celdas} * W_{\text{celdas}} * L \quad (76)$$

Donde:

$S_{\text{total,real}}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

Nro. de celdas: Número de celdas del humedal, u.

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de cada celda, m.

L: Largo del humedal, m.

$$S_{\text{total,real}} = 6 * 25.5 * 29$$

$$S_{\text{total,real}} = 4437 \text{ m}^2$$

Posteriormente, con esta superficie se vuelve a comprobar que se cumplan los criterios de carga orgánica superficial y carga hidráulica, como se muestra a continuación:

$$C_{\text{org,s}} = \frac{Q_i * C_i}{S_{\text{total,real}}} \quad (77)$$

Donde:

$C_{\text{org,s}}$ : Carga orgánica superficial, g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal, mg/l.

$S_{\text{total,real}}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

$$C_{\text{org,s}} = \frac{88.24 * 300}{4437}$$

$$C_{\text{org,s}} = 5.97 \leq 6 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ OK}$$



$$C_h = \frac{Q_i * 1000}{S_{total,real}} \quad (78)$$

Donde:

$C_h$ : Carga hidráulica, l/m<sup>2</sup>\*d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$S_{total,real}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

$$C_h = \frac{88.24 * 1000}{4437}$$

$$C_h = 19.89 \cong 20 \frac{l}{m^2 * d}$$

$$20 \leq C_h = 20 \leq 40 \frac{l}{m^2 * d}; \text{ OK}$$

Finalmente, para dar el diseño como válido se debe calcular la carga orgánica sobre la sección transversal "A<sub>t</sub>" y verificar que ésta sea menor o igual a 250 g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d. El cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$C_{org,t} = \frac{Q_i * C_i}{A_t} \quad (79)$$

Donde:

$C_{org,t}$ : Carga orgánica sobre la sección transversal, g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal, mg/l.

$A_t$ : Sección transversal total del humedal, m<sup>2</sup>.

Primeramente se calcula la sección transversal total del humedal mediante la siguiente expresión:

$$A_t = \text{Nro. de celdas} * W_{celdas} * h \quad (80)$$

Donde:

$A_t$ : Sección transversal total del humedal, m<sup>2</sup>.

Nro. de celdas: Número de celdas del humedal, u.

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de cada celda, m.

h: Profundidad del sustrato, m.

$$A_t = 6 * 25.50 * 0.5$$

$$A_t = 76.5 \text{ m}^2$$

Ahora, se vuelve a calcular la carga orgánica en la sección transversal mediante la misma ecuación que se detalló anteriormente:

$$C_{\text{org,t}} = \frac{Q_i * C_i}{A_t} \quad (81)$$

$$C_{\text{org,t}} = \frac{88.24 * 300}{76.5}$$

$$C_{\text{org,t}} = 346.04 \leq 250 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ NO CUMPLE}$$

No se cumple dicho criterio, con lo que se procede a determinar nuevamente la superficie transversal necesaria para cumplirlo, despejando la superficie transversal de la ecuación antes detallada y realizando el siguiente cálculo:

$$A_t = \frac{Q_i * C_i}{C_{\text{org,t}}} \quad (82)$$

Donde:

$A_t$ : Sección transversal total del humedal,  $\text{m}^2$ .

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$C_i$ : Concentración de ingreso hacia el humedal,  $\text{mg}/\text{l}$ .

$C_{\text{org,t}}$ : Carga orgánica sobre la sección transversal,  $\text{g DBO}_5/\text{m}^2 * \text{d}$ .

$$A_t = \frac{88.24 * 300}{250}$$

$$A_t = 105.89 \text{ m}^2$$

Una vez calculada la nueva sección transversal requerida, para cumplir con la misma se decide aumentar el número de celdas de humedales artificiales a 9 unidades y mantener el ancho y longitud de cada celda igual, para de esta manera seguir cumpliendo con las condiciones de

ancho mínimo y máximo y relación largo-ancho de cada celda. Esto se realiza ya que en la zona donde se implantará la EDAR es una zona rural con bastante terreno por lo que esto no representaría un problema para su implantación. Con ello se recalcula la sección transversal total del humedal mediante la siguiente expresión:

$$A_t = \text{Nro. de celdas} * W_{\text{celdas}} * h \quad (83)$$

$$A_t = 9 * 25.5 * 0.50$$

$$A_t = 114.75 \text{ m}^2$$

Nuevamente se vuelve a calcular la carga orgánica en la sección transversal mediante la misma ecuación que se detalló anteriormente:

$$C_{\text{org},t} = \frac{Q_i * C_i}{A_t} \quad (84)$$

$$C_{\text{org},t} = \frac{88.24 * 300}{114.75}$$

$$C_{\text{org},t} = 230.69 \leq 250 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{OK}$$

Además, la nueva superficie total del humedal será igual a:

$$S_{\text{total,real,final}} = \text{Nro. de celdas} * W_{\text{celdas}} * L \quad (85)$$

$$S_{\text{total,real,final}} = 9 * 25.5 * 29$$

$$S_{\text{total,real,final}} = 6655.50 \text{ m}^2$$

Con esto, una vez más se procede a verificar que se cumplan los criterios de carga orgánica superficial y carga hidráulica, con las expresiones ya antes detalladas y que se muestran a continuación:

$$C_{\text{org},s} = \frac{Q_i * C_i}{S_{\text{total,real,final}}} \quad (86)$$

$$C_{\text{org},s} = \frac{88.24 * 300}{6655.50}$$

$$C_{\text{org},s} = 3.98 \leq 6 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{OK}$$

$$C_h = \frac{Q_i * 1000}{S_{total,real,final}} \quad (87)$$

$$C_h = \frac{88.24 * 1000}{6655.50}$$

$$20 \leq C_h = 13.26 \leq 40 \frac{1}{m^2 * d}; \text{ NO CUMPLE}$$

Se puede observar que se cumple los criterios de relación largo-ancho, ancho máximo de celdas, carga orgánica superficial y carga orgánica transversal pero el criterio que no se llega a cumplir es el de carga hidráulica, con lo cual se analiza dicho valor y se observa que si se modifica nuevamente la superficie para tratar de cumplir este criterio el resto de criterios detallados inicialmente dejarían de cumplir, por lo que de realizar más modificaciones de superficie se entraría en un círculo vicioso de cálculo y diseño en el cual para este caso en particular nunca se llegaría a cumplir con todos los criterios establecidos. Es importante destacar que el criterio que no se cumple es el límite inferior, esto se traduce en que el agua permanecerá más tiempo en el sistema, lo que debería suponer una ventaja en cuanto al grado de depuración alcanzado. El principal hándicap asociado a una carga hidráulica superficial baja es que resulta difícil lograr una correcta distribución del agua por todo el ancho del humedal. Para solventar este problema, se podría proponer una alimentación intermitente de grupos de celdas, esto es, dirigir toda el agua durante 20 minutos por ejemplo a un conjunto de tres celdas, en los siguientes 20 minutos al segundo conjunto de tres celdas y en los 20 minutos siguientes al tercer conjunto de tres celdas, repitiendo este mismo esquema cada hora. Obviamente, esto implicaría instalar una automatización que haría más complejo el sistema.

Con ello, al observar que el valor obtenido de carga hidráulica tampoco se aleja mucho de los valores recomendados y considerando que este parámetro al estar relacionado con el TRH, lo que trata de garantizar es que el agua fluya por el humedal con una velocidad y tiempo adecuados para así evitar que se generen zonas muertas, cortocircuitos y otros factores que a su vez puedan generar problemas de colmataciones y/o encharcamientos en superficie, se establece que con el valor obtenido de carga hidráulica no serán afectados significativamente dichos criterios y por ende el tratamiento del agua residual en el humedal se podrá realizar adecuadamente.

Seguidamente, se procede a realizar el cálculo del tiempo de retención hidráulico mediante la siguiente expresión:

$$TRH = \frac{n * S_{total,real,final} * h}{Q_{med,d}} \quad (88)$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulico, d.

n: porosidad del material filtrante, fracción decimal.

$S_{total,real}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

h: Profundidad del sustrato, m.

$Q_{med,d}$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$TRH = \frac{0.30 * 6655.50 * 0.5}{88.24}$$

$$TRH = 11.31 \text{ d}$$

Posteriormente, se calcula el volumen total del humedal por medio de la siguiente expresión:

$$V_{humedal} = S_{total,real,final} * h \quad (89)$$

Donde:

$V_{humedal}$ : Volumen total del humedal (incluye todas las celdas), m<sup>3</sup>.

$S_{total,real}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

h: Profundidad del sustrato, m.

$$V_{humedal} = 6655.50 * 0.5$$

$$V_{humedal} = 3327.75 \text{ m}^3$$

Ahora, se calcula el volumen de agua que tendrá el humedal mediante la siguiente expresión:

$$V_{agua,humedal} = V_{humedal} * n \quad (90)$$

Donde:

$V_{agua,humedal}$ : Volumen de agua del humedal (incluye todas las celdas), m<sup>3</sup>.

$V_{humedal}$ : Volumen total del humedal (incluye todas las celdas), m<sup>3</sup>

n: porosidad del material filtrante, fracción decimal.

$$V_{agua,humedal} = 3327.75 * 0.30$$

$$V_{agua,humedal} = 998.33 \text{ m}^3$$

Finalmente, se determina la concentración real de DBO<sub>5</sub> que saldrá como efluente del humedal reemplazando en la fórmula que se usó al inicio de este diseño para calcular la superficie del humedal, pero esta vez ingresando el valor final calculado de superficie del humedal y con ello determinar el valor de la concentración C<sub>o</sub> efluente. El cálculo se presenta a continuación:

$$S = \frac{P * Q_i}{k_A} * \left( \left( \frac{C_i - C^*}{C_o - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (91)$$

$$6655.50 = \frac{3 * 32207.60}{25} * \left( \left( \frac{300 - 10}{C_o - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)$$

$$C_o = 24.38 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Con esto se puede determinar que el porcentaje de remoción de DBO<sub>5</sub> en el humedal será del 91.86 %. Cabe mencionar que al haber diseñado el HAFSsH considerando solo el contaminante DBO<sub>5</sub>, únicamente esta concentración se puede determinar reemplazando en la ecuación del cálculo de la superficie del humedal indicada anteriormente. Para determinar los valores de las concentraciones de salida del humedal del resto de los contaminantes del agua residual se basa en porcentajes de remoción típicos de humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal que se muestran en la tabla 4 de este documento.

A continuación se presenta la tabla 43 donde se indica la calidad del efluente que tendrá el HAFSsH en base a los porcentajes de remoción de cada contaminante y sus respectivos límites de vertido:

**Tabla 43.** Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFSsH

Parámetro	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)	Eficiencia de Remoción del HAFSsH (%)	Concentración a la salida del Humedal (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma ecuatoriana (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma española (mg/l)
DQO	743.75	85	111.56	200	125
DBO <sub>5</sub>	300.00	91.87	24.38	100	25
Nitrógeno total	84.38	30	59.07	50	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
Fósforo total	20.19	20	16.15	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)
Sólidos suspendidos	150	90	15	130	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 43, la concentración de los contaminantes a la salida del humedal artificial en lo que respecta a DQO, DBO<sub>5</sub> y sólidos suspendidos cumplen satisfactoriamente con los límites de vertido establecidos en las dos normativas (ecuatoriana y española), pero en lo que respecta al nitrógeno y fósforo no se cumplen dichos límites para ninguna normativa. Esto puede deberse en primera instancia a que en este caso el HAFSsH se diseñó con el criterio de eliminación de DBO<sub>5</sub> con lo que su diseño y configuración están enfocados en eliminar prioritariamente este contaminante.

Por otro lado, cabe mencionar que para garantizar el cumplimiento de los límites de vertido del nitrógeno y fósforo es necesario llevar a cabo otra serie de configuraciones o incluir en el diseño otro tipo de humedales o elementos de tratamiento para así conseguir los valores de concentraciones que permitan cumplir con los límites de vertido establecidos en las normativas vigentes.

### 5.5.3.2. Alternativa 2

#### 5.5.3.2.1. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFS<sub>v</sub>)

El diseño de esta alternativa se basará en la remoción del contaminante DQO, para lo cual se consideran nuevamente los valores de las concentraciones de los distintos contaminantes al ingreso del humedal artificial detallados en la tabla 37 de este documento. Para el diseño de esta alternativa se propone dos opciones de diseño, los cuales estarán en función del tipo de material que se va a utilizar como medio filtrante. Con ello, se plantea en la tabla 44 a continuación los siguientes parámetros de diseño:

**Tabla 44.** Parámetros clave de diseño y concentraciones esperadas de efluentes de dos humedales de FV diferentes

CAPA PRINCIPAL	UNIDAD	Arena	Arena Gruesa
		0.06 – 4 mm	2 – 3 mm
Carga orgánica superficial máxima (TC <sub>o</sub> )	gDQO/m <sup>2</sup> *d	20	80
Intervalo de carga (I <sub>c</sub> )	Horas	6	2
<b>DISTRIBUCIÓN DE LAS TUBERÍAS</b>			
Mínimo una apertura por cada:	m <sup>2</sup>	2	1
<b>CONCENTRACIÓN ESPERADA DE EFLUENTES (T&gt;10°C)</b>			
DBO <sub>5</sub>	mg/l	< 3	30 – 40
DQO	mg/l	< 20	80 – 100
SST	mg/l	< 5	10 – 20
NH <sub>4</sub> N	mg/l	< 1	10 – 20

Fuente: (Dotro et al., 2017)

##### 5.5.3.2.1.1. Opción 1: Considerando arena de 0.06-4 mm como medio filtrante

Se inicia el diseño con el cálculo de la carga orgánica mediante la siguiente ecuación:

$$C_o = Q_i * C_{pt} \quad (92)$$

Donde:

C<sub>o</sub>: Carga Orgánica, gDQO/d.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

C<sub>pt</sub>: Concentración de DQO al ingreso del humedal, mg/l.

$$C_o = 88.24 * 743.75$$



$$C_o = 65628.50 \frac{\text{g DQO}}{\text{d}}$$

Con esto se procede a determinar la superficie requerida mediante la siguiente ecuación:

$$S_r = \frac{C_o}{TC_o} \quad (93)$$

Donde:

$S_r$ : Superficie requerida,  $\text{m}^2$ .

$C_o$ : Carga Orgánica, g DQO/d.

$TC_o$ : Tasa de carga orgánica máxima, g DQO/ $\text{m}^2 \cdot \text{d}$ .

Se selecciona el valor de tasa de carga orgánica máxima en base a la tabla 44 indicada anteriormente, para lo cual se considera arena como material filtrante y así se obtiene un valor de  $TC_o = 20 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ .

$$S_r = \frac{65628.50}{20}$$

$$S_r = 3281.43 \text{ m}^2$$

Con el valor de superficie requerida y considerando que según Dotro et al. (2017), “se recomienda un área máxima de  $400 \text{ m}^2$  por lecho para lograr una distribución uniforme de agua en la superficie”, se procede a determinar el número de celdas necesarias a través de la siguiente ecuación:

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{S_r}{S_{\text{máx}}} \quad (94)$$

Donde:

Nro. de celdas: Número de celdas, u.

$S_r$ : Superficie requerida,  $\text{m}^2$ .

$S_{\text{máx}}$ : Superficie máxima,  $\text{m}^2$ .

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{3281.43}{400}$$

$$\text{Nro. de celdas} = 8.20$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

Nro. de celdas = 9 u

Ahora, se tiene que determinar la superficie que tendrá cada celda, para lo cual en primer lugar se establece una relación de largo-ancho igual a 1 y además se tiene en cuenta la recomendación descrita anteriormente de área máxima de cada celda igual a 400 m<sup>2</sup>. Con ello se asume un valor de longitud "L" y ancho "W" igual a 19.50 m y se procede a realizar el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$S_u = L * W \quad (95)$$

Donde:

S<sub>u</sub>: Superficie de cada celda, m<sup>2</sup>.

L: Longitud, m.

W: Ancho, m.

$$S_u = 19.50 * 19.50$$

$$S_u = 380.25 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se procede a determinar la superficie total requerida mediante la siguiente ecuación:

$$S_{tr} = S_u * \text{Nro. de celdas} \quad (96)$$

Donde:

S<sub>tr</sub>: Superficie total requerida, m<sup>2</sup>.

S<sub>u</sub>: Superficie de cada celda, m<sup>2</sup>.

Nro. de celdas: Número de celdas, u.

$$S_{tr} = 380.25 * 9$$

$$S_{tr} = 3422.25 \text{ m}^2$$

Posteriormente, se determina la carga hidráulica superficial que según Dotro et al. (2017), "La máxima tasa de carga hidráulica superficial no debe exceder 80 L/m<sup>2</sup>\*d (0.08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d)", con ello se realiza el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$C_{HS} = \frac{Q_{\text{medio.d AR}}}{S_{tr}} \quad (97)$$

Donde:

$C_{HS}$ : Carga hidráulica superficial,  $\text{m}^3/\text{d} \cdot \text{m}^2$ .

$Q_{\text{medio.d AR}}$ : Caudal medio diario de aguas residuales,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$S_{tr}$ : Superficie total requerida,  $\text{m}^2$ .

$$C_{HS} = \frac{88.24}{3422.25}$$

$$C_{HS} = 0.03 \leq 0.08 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}; \text{OK}$$

Además, se procede a determinar la carga orgánica superficial de DQO, que según se indica en la tabla 44 de este documento, esta debe ser menor o igual a  $20 \text{ gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ . Con ello, se realiza el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$C_S = \frac{C_o}{S_{tr}} \quad (98)$$

Donde:

$C_S$ : Carga orgánica superficial de DQO,  $\text{gDQO}/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ .

$C_o$ : Carga Orgánica,  $\text{gDQO}/\text{d}$ .

$S_{tr}$ : Superficie total requerida,  $\text{m}^2$ .

$$C_S = \frac{65628.50}{3422.25}$$

$$C_S = 19.18 \leq 20 \frac{\text{g DQO}}{\text{m}^2 \cdot \text{d}}; \text{OK}$$

A continuación, se calcula el volumen total del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$V_T = S_{tr} \cdot h \quad (99)$$

Donde:

$V_T$ : Volumen total del humedal,  $\text{m}^3$ .

$S_{tr}$ : Superficie total requerida,  $\text{m}^2$ .

h: Profundidad del humedal, m.

Un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical según Dotro et al. (2017), “consta de una capa de drenaje ( $\geq 20$  cm), una capa de transición ( $\geq 10$  cm), una capa filtrante ( $\geq 50$  cm) y un borde libre ( $\geq 20$  cm)”, con esto, se establece una profundidad del humedal igual a 1 m.

$$V_T = 3422.25 * 1$$

$$V_T = 3422.25 \text{ m}^3$$

Ahora, se procede a determinar la dosificación del agua residual que para este tipo de humedales se la debe realizar de forma intermitente, intercalando periodos de alimentación con periodos de reposo. Para lograr esta alternancia de alimentación por medio de la gravedad, se utilizan depósitos dotados de sifones de descarga controlada, los cuales tienen como objetivo almacenar el agua residual proveniente del tratamiento primario el tiempo que sea necesario hasta su dosificación al humedal. Con ello, se realiza el cálculo de las dimensiones del tanque dosificador mediante la ecuación que se muestra a continuación:

$$V_{Td} = \frac{Q_{med,d}}{\frac{24 \text{ h}}{I_c}} \quad (100)$$

Donde:

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador,  $\text{m}^3$ .

$Q_{med,d AR}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$I_c$ : Intervalo de carga, h.

$$V_{Td} = \frac{88.24}{\frac{24}{6}}$$

$$V_{Td} = 22.06 \text{ m}^3$$

Con el valor del volumen del tanque dosificador y fijando una profundidad del mismo de 1 m se procede a determinar la superficie del tanque mediante la siguiente ecuación:

$$S_{Td} = \frac{V_{Td}}{h} \quad (101)$$

Donde:

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador,  $\text{m}^2$ .

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador,  $m^3$ .

$h$ : Profundidad del tanque dosificador, m.

$$S_{Td} = \frac{22.06}{1}$$

$$S_{Td} = 22.06 \text{ m}^2$$

Para que el sistema de distribución a gravedad funcione correctamente debe existir suficiente diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal artificial. Esta diferencia de altura se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$h = \frac{V_{Td}}{S_{Td}} \quad (102)$$

Donde:

$h$ : Diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal artificial, m.

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador,  $m^3$ .

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador,  $m^2$ .

$$h = \frac{22.06}{22.06}$$

$$h = 1 \text{ m}; \text{OK}$$

Finalmente, se puede verificar que el diseño propuesto en la opción 1 (Arena 0.06-4 mm) de esta alternativa cumple satisfactoriamente con los parámetros y criterios de diseño establecidos y por ello es aceptado.

#### 5.5.3.2.1.2. Opción 2: Considerando arena gruesa de 2-3 mm como medio filtrante

Con el valor calculado en la opción 1 de carga orgánica= 65628.50 gDQO/d, se procede a determinar la superficie requerida mediante la siguiente ecuación:

$$S_r = \frac{C_o}{TC_o} \quad (103)$$

Donde:

$S_r$ : Superficie requerida,  $m^2$ .

$C_o$ : Carga Orgánica, g DQO/d.

TC<sub>o</sub>: Tasa de carga orgánica máxima, g DQO/m<sup>2</sup>\*d.

Se selecciona el valor de tasa de carga orgánica máxima en base a la tabla 44 de este documento, para lo cual se considera arena gruesa como material filtrante y así se obtiene un valor de TC<sub>o</sub>= 80 gDQO/m<sup>2</sup>\*d.

$$S_r = \frac{65628.50}{80}$$

$$S_r = 820.36 \text{ m}^2$$

Con el valor de superficie requerida y considerando que según Dotro et al. (2017), “se recomienda un área máxima de 400 m<sup>2</sup> por lecho para lograr una distribución uniforme de agua en la superficie”, se procede a determinar el número de celdas necesarias a través de la siguiente ecuación:

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{S_r}{S_{\text{máx}}} \quad (104)$$

Donde:

Nro. de celdas: Número de celdas, u.

S<sub>r</sub>: Superficie requerida, m<sup>2</sup>.

S<sub>máx</sub>: Superficie máxima, m<sup>2</sup>.

$$\text{Nro. de celdas} = \frac{820.36}{400}$$

$$\text{Nro. de celdas} = 2.05$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$\text{Nro. de celdas} = 3 \text{ u}$$

Ahora, se tiene que determinar la superficie que tendrá cada celda, para lo cual en primer lugar se establece una relación de largo-ancho igual a 1 y además se tiene en cuenta la recomendación descrita anteriormente de área máxima de cada celda igual a 400 m<sup>2</sup>. Con ello se asume un valor de longitud “L” y ancho “W” igual a 19.50 m y se procede a realizar el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$S_u = L * W \quad (105)$$

Donde:

$S_u$ : Superficie de cada celda, m<sup>2</sup>.

L: Longitud, m.

W: Ancho, m.

$$S_u = 19.50 * 19.50$$

$$S_u = 380.25 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se procede a determinar la superficie total requerida mediante la siguiente ecuación:

$$S_{tr} = S_u * \text{Nro. de celdas} \quad (106)$$

Donde:

$S_{tr}$ : Superficie total requerida, m<sup>2</sup>.

$S_u$ : Superficie de cada celda, m<sup>2</sup>.

Nro. de celdas: Número de celdas, u.

$$S_{tr} = 380.25 * 3$$

$$S_{tr} = 1140.75 \text{ m}^2$$

Posteriormente, se determina la carga hidráulica superficial que según Dotro et al. (2017), “La máxima tasa de carga hidráulica superficial no debe exceder 80 L/m<sup>2</sup>\*d (0.08 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d)”, con ello se realiza el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$C_{HS} = \frac{Q_{\text{medio.d AR}}}{S_{tr}} \quad (107)$$

Donde:

$C_{HS}$ : Carga hidráulica superficial, m<sup>3</sup>/d\*m<sup>2</sup>.

$Q_{\text{medio.d AR}}$ : Caudal medio diario de aguas residuales, m<sup>3</sup>/d.

$S_{tr}$ : Superficie total requerida, m<sup>2</sup>.

$$C_{HS} = \frac{88.24}{1140.75}$$

$$C_{HS} = 0.077 \leq 0.08 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{OK}$$

Además, se procede a determinar la carga orgánica superficial de DQO, que según se indica en la tabla 44 de este documento, esta debe ser menor o igual a 80 gDQO/m<sup>2</sup>\*d. Con ello, se realiza el cálculo mediante la siguiente ecuación:

$$C_S = \frac{C_o}{S_{tr}} \quad (108)$$

Donde:

C<sub>S</sub>: Carga orgánica superficial de DQO, gDQO/m<sup>2</sup>\*d.

C<sub>o</sub>: Carga Orgánica, gDQO/d.

S<sub>tr</sub>: Superficie total requerida, m<sup>2</sup>.

$$C_S = \frac{65628.50}{1140.75}$$

$$C_S = 57.53 \leq 80 \frac{\text{g DQO}}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{OK}$$

A continuación, se calcula el volumen total del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$V_T = S_{tr} * h \quad (109)$$

Donde:

V<sub>T</sub>: Volumen total del humedal, m<sup>3</sup>.

S<sub>tr</sub>: Superficie total requerida, m<sup>2</sup>.

h: Profundidad del humedal, m.

Un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical según Dotro et al. (2017), “consta de una capa de drenaje (≥ 20 cm), una capa de transición (≥ 10 cm), una capa filtrante (≥ 50 cm) y un borde libre (≥ 20 cm)”, con esto, se establece una profundidad del humedal igual a 1 m.

$$V_T = 1140.75 * 1$$

$$V_T = 1140.75 \text{ m}^3$$



Ahora, se procede a determinar la dosificación del agua residual que para este tipo de humedales se la debe realizar de forma intermitente, intercalando periodos de alimentación con periodos de reposo. Para lograr esta alternancia de alimentación por medio de la gravedad, se utilizan depósitos dotados de sifones de descarga controlada, los cuales tienen como objetivo almacenar el agua residual proveniente del tratamiento primario el tiempo que sea necesario hasta su dosificación al humedal. Con ello, se realiza el cálculo de las dimensiones del tanque dosificador mediante la ecuación que se muestra a continuación:

$$V_{Td} = \frac{Q_{med,d}}{\frac{24 h}{I_c}} \quad (110)$$

Donde:

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador,  $m^3$ .

$Q_{med,d AR}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $m^3/d$ .

$I_c$ : Intervalo de carga, h.

$$V_{Td} = \frac{88.24}{\frac{24}{2}}$$

$$V_{Td} = 7.35 m^3$$

Con el valor del volumen del tanque dosificador y fijando una profundidad del mismo de 1 m se procede a determinar la superficie del tanque mediante la siguiente ecuación:

$$S_{Td} = \frac{V_{Td}}{h} \quad (111)$$

Donde:

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador,  $m^2$ .

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador,  $m^3$ .

$h$ : Profundidad del tanque dosificador, m.

$$S_{Td} = \frac{7.35}{1}$$

$$S_{Td} = 7.35 m^2$$

Para que el sistema de distribución a gravedad funcione correctamente debe existir suficiente diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal artificial. Esta diferencia de altura se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$h = \frac{V_{Td}}{S_{Td}} \quad (112)$$

Donde:

h: Diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal artificial, m.

$V_{Td}$ : Volumen del tanque dosificador, m<sup>3</sup>.

$S_{Td}$ : Superficie del tanque dosificador, m<sup>2</sup>.

$$h = \frac{7.35}{7.35}$$

$$h = 1 \text{ m}; \text{OK}$$

Finalmente, se puede verificar que el diseño propuesto en la opción 2 (Arena gruesa 2-3 mm) de esta alternativa cumple satisfactoriamente con los parámetros y criterios de diseño establecidos y por ello es aceptado.

Como diseño definitivo de esta alternativa se selecciona la segunda opción, ya que esta requiere únicamente de 3 celdas de humedales, lo que en la práctica a nivel de proyecto esto representaría menores costos de inversión en las fases de construcción, operación y mantenimiento.

A continuación se presenta la tabla 45 donde se indica la calidad del efluente que tendrá el HAFSsV en base a los porcentajes de remoción de cada contaminante y sus respectivos límites de vertido:

**Tabla 45.** Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFSsV

Parámetro	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)	Eficiencia de Remoción del HAFSsH (%)	Concentración a la salida del Humedal (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma ecuatoriana (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma española (mg/l)
DQO	743.75	85	111.56	200	125
DBO <sub>5</sub>	300.00	95	15	100	25
Nitrógeno total	84.38	65	29.53	50	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
Fósforo total	20.19	25	15.14	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)
Sólidos suspendidos	150	95	7.5	130	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 45, la concentración de los contaminantes a la salida del humedal artificial en lo que respecta a DQO, DBO<sub>5</sub> y sólidos suspendidos cumplen satisfactoriamente con los límites de vertido establecidos en las dos normativas (ecuatoriana y española), en el caso del nitrógeno total cumple únicamente con los límites de vertido establecidos en la normativa ecuatoriana. En lo que respecta al fósforo no se cumplen dichos límites para ninguna normativa, esto puede deberse en primera instancia a que en este caso el HAFSsV se diseñó con el criterio de eliminación de DQO con lo que su diseño y configuración están enfocados en eliminar prioritariamente este contaminante.

Por otro lado, cabe mencionar que para garantizar el cumplimiento de los límites de vertido del fósforo es necesario llevar a cabo otra serie de configuraciones o incluir en el diseño otro tipo de humedales o elementos de tratamiento para así conseguir los valores de concentraciones que permitan cumplir con los límites de vertido establecidos en las normativas vigentes.

### 5.5.3.3. Alternativa 3

#### 5.5.3.3.1. Humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés” (HAFS<sub>v</sub>V “SF”)

Esta alternativa se la desarrolla a través de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical, en este caso la tecnología que se aplica en este diseño, radica en que el agua residual no se tendrá un tratamiento primario previo al ingreso de este humedal artificial, con lo que se contemplará únicamente la etapa de pretratamiento (aliviadero, canal de desbaste y desarenador horizontal) y por ende los valores de las concentraciones de los distintos contaminantes del agua residual que ingresarán al humedal artificial serán las detalladas en la tabla 35 de este documento.

Para el diseño de esta alternativa de tratamiento se realiza el siguiente procedimiento:

**Paso 1:** Definir el caudal y las cargas contaminantes de ingreso al Humedal.

Se va a realizar el diseño contemplando el caudal medio diario de aguas residuales igual a 88.24 m<sup>3</sup>/día.

A continuación, se procede a determinar la carga contaminante diaria por habitante para cada parámetro de análisis (DBO<sub>5</sub>, DQO, SS, N<sub>T</sub>, P<sub>T</sub>) mediante la siguiente ecuación:

$$C_d = \frac{C_i * Q_i}{P} \quad (113)$$

Donde:

C<sub>d</sub>: Carga diaria por habitante, g /hab\*d.

C<sub>i</sub>: Concentración de ingreso hacia el humedal, mg/l.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

P: Población, hab.

**Para DQO:**

$$C_d = \frac{1062.50 * 88.24}{1103}$$

$$C_d = 85 \frac{\text{g DQO}}{\text{hab} * \text{d}}$$

**Para DBO<sub>5</sub>:**

$$C_d = \frac{500.00 * 88.24}{1103}$$

$$C_d = 40 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{hab} * \text{d}}$$

**Para N<sub>T</sub>:**

$$C_d = \frac{93.75 * 88.24}{1103}$$

$$C_d = 7.50 \frac{\text{g N}}{\text{hab} * \text{d}}$$

**Para P<sub>T</sub>:**

$$C_d = \frac{21.25 * 88.24}{1103}$$

$$C_d = 1.70 \frac{\text{g P}}{\text{hab} * \text{dia}}$$

**Para SS:**

$$C_d = \frac{375 * 88.24}{1103}$$

$$C_d = 30 \frac{\text{g SS}}{\text{hab} * \text{d}}$$

Una vez determinados los diferentes valores de carga diaria por habitante para cada parámetro analizado, se procede a calcular la carga diaria total de cada contaminante en función de la población de diseño, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_i = C_d * P \quad (114)$$

Donde:

M<sub>i</sub>: Carga del contaminante, g/d.

C<sub>d</sub>: Carga diaria por habitante, g /hab\*d.

P: Población, hab.

Una vez efectuados los cálculos correspondientes, se obtiene los valores que se muestran en la tabla 46 a continuación:

**Tabla 46.** Valores de carga contaminante ( $M_i$ )

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN DE ENTRADA (mg/l)	CARGA CONTAMINANTE $M_i$ (g/d)
DQO	1062.50	93755
DBO <sub>5</sub>	500	44120
N <sub>T</sub>	93.75	8272.50
P <sub>T</sub>	21.25	1875.10
SS	375	33090

**Fuente:** Elaboración propia

Cabe indicar que para el diseño de esta alternativa se consideran dos etapas de diseño, las cuales son detalladas a continuación:

#### 5.5.3.3.1.1. Diseño de la primera etapa

**Paso 2:** Cálculo de la superficie necesaria para el filtro de la primera etapa.

Se la determina a partir de la carga hidráulica y las cargas contaminantes de cada uno de los contaminantes, con la finalidad de seleccionar la mayor de ellas para el diseño. En la tabla 47 se muestra la tasa de carga hidráulica y las cargas contaminantes.

**Tabla 47.** Cargas máximas de diseño para el diseño clásico de humedales de FV tipo francés en condiciones de clima seco. Los valores dados son por metro cuadrado de cama o celda en funcionamiento

Etapas de Tratamiento	Tasa de carga hidráulica ( $m^3/m^2 \cdot d$ )	DQO ( $g/m^2 \cdot d$ )	DBO <sub>5</sub> ( $g/m^2 \cdot d$ )	SST ( $g/m^2 \cdot d$ )	NKT ( $g/m^2 \cdot d$ )
1° ETAPA	0.37	350	150	150	30
Eliminación		$0.80 * M_i$	$0.90 * M_i$	$0.90 * M_i$	$1.1128 * M_i^{0.8126}$
2° ETAPA	0.37	70	20	30	15
Eliminación		$0.75 * M_i$	$0.80 * M_i$	$0.80 * M_i$	$1.194 * M_i^{0.8622}$

**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

Considerando la tasa de carga hidráulica que se presenta en la tabla 47, se puede obtener el área de un filtro mediante la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q_i}{q} \quad (115)$$

Donde:

A: Área de un filtro, m<sup>2</sup>.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

q: Tasa de carga hidráulica, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d.

$$A = \frac{88.24}{0.37}$$

$$A = 238.49 \text{ m}^2$$

Ahora, se determina la superficie necesaria en función de las cargas contaminantes de cada uno de los contaminantes que se muestran en la tabla 47 indicada anteriormente. Para dicho cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$A = \frac{M_i}{M_{i,\text{máx}}} \quad (116)$$

Donde:

A: Área de un filtro, m<sup>2</sup>.

M<sub>i</sub>: Carga del contaminante, g/d.

M<sub>i,máx</sub>: Carga máxima de contaminante, g/m<sup>2</sup>\*d.

**Para DQO:**

$$A = \frac{93755}{350}$$

$$A = 267.87 \text{ m}^2$$

**Para DBO<sub>5</sub>:**

$$A = \frac{44120}{150}$$

$$A = 294.13 \text{ m}^2$$

**Para N<sub>T</sub>:**

$$A = \frac{8272.50}{30}$$

$$A = 275.75 \text{ m}^2$$

Para SS:

$$A = \frac{33090}{150}$$

$$A = 220.60 \text{ m}^2$$

A continuación se presenta la tabla 48 con el resumen de los resultados obtenidos:

**Tabla 48.** Valores de área de un filtro por cada contaminante

Parámetro	$M_{i,máx}$ (g/m <sup>2</sup> *d)	A (m <sup>2</sup> )
Carga hidráulica		238.49
DQO	350	267.87
DBO <sub>5</sub>	150	294.13
N <sub>T</sub>	30	275.75
SS	150	220.60

**Fuente:** Elaboración propia

Con estos valores, se escoge el área mayor para dimensionar el humedal y así garantizar la remoción de todos los contaminantes del agua residual. El área seleccionada es de 294.13 m<sup>2</sup>.

Se debe considerar que según Dotro et al. (2017) “La construcción de las celdas es típicamente con una relación de longitud a ancho de la superficie de uno”, por lo tanto cada celda de humedal será de sección cuadrada. Con esto se procede a determinar las dimensiones de un filtro mediante la siguiente ecuación:

$$L = W = \sqrt{A} \quad (117)$$

Donde:

L: Longitud del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

A: Área de un filtro, m<sup>2</sup>.

$$L = W = \sqrt{294.13}$$

$$L = W = 17.15 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$L = W = 17.50 \text{ m}$$



Según Dotro et al. (2017), “este diseño lleva a un requisito de área de  $0.4 \text{ m}^2/\text{he}$  para cada celda de filtro, o en otras palabras,  $1.2 \text{ m}^2/\text{he}$  para la primera etapa (con tres celdas)”, con lo que se procede a verificar si se cumple dicho criterio de la siguiente manera:

$$L * W \geq 0.4 \frac{\text{m}^2}{\text{he}} * \text{he}$$

$$17.50 * 17.50 \geq 0.4 * 736$$

$$306.25 \geq 294.40 \text{ m}^2; OK$$

Como se cumple la condición, se procede a calcular el área final de un filtro mediante la siguiente ecuación:

$$A_f = L * W \quad (118)$$

Donde:

$A_f$ : Área final de un filtro,  $\text{m}^2$ .

L: Longitud del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

$$A_f = 17.50 * 17.50$$

$$A_f = 306.25 \text{ m}^2$$

Ahora se determina el área total de la primera etapa mediante la siguiente ecuación:

$$A_T = A_f * n \quad (119)$$

Donde:

$A_T$ : Área total de la primera etapa,  $\text{m}^2$ .

$A_f$ : Área final de un filtro,  $\text{m}^2$ .

n: Número de celdas de la primera etapa, m.

$$A_T = 306.25 * 3$$

$$A_T = 918.75 \text{ m}^2$$

**Paso 3:** Especificar las características de las capas del filtro.

Para determinar las características de cada capa del filtro se seguirán las especificaciones descritas en la siguiente tabla 49 que se muestra a continuación:

**Tabla 49.** Especificaciones del medio filtrante para un diseño de humedal de FV tipo francés

Capas	Primera etapa		Segunda etapa	
	Espesor	Material	Espesor	Material
Resguardo	> 30 cm		> 20 cm	
Capa principal	30 a 80 cm	2 - 6 mm grava	30 a 80 cm	Arena $0.25 < d_{10} < 0.4$ mm y $d_{60}/d_{10} < 5$ y menor al 3% partículas finas
Capa de transición	10 a 20 cm	5 - 15 mm grava	10 a 20 cm	3 - 12 mm grava
Capa de drenaje	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava	20 a 30 cm	20 - 60 mm grava

**Fuente:** (Dotro et al., 2017)

De la tabla 49 se ha considerado los siguientes valores:

Altura de Resguardo,  $h_R = 0.50$  m.

Capa principal,  $h_{CP} = 0.50$  m.

Capa de transición,  $h_{CT} = 0.15$  m.

Capa de drenaje,  $h_{CD} = 0.30$  m.

Con estos valores se obtiene una altura total del filtro igual a  $h_T = 1.45$  m.

A continuación, se determina el volumen para cada capa en el filtro, para lo cual se considera que cada celda cuenta con una pendiente del terraplén de relación 1:1 y con ello se realizan los cálculos respectivos. A continuación en la tabla 50 se presenta un resumen de los valores obtenidos.

**Tabla 50.** Volúmenes de cada capa de filtro en la primera etapa

VOLUMEN DE MATERIAL DEL FILTRO PARA CADA CAPA - 1º ETAPA			
CAPA	UNIDAD	1 FILTRO	3 FILTROS
Capa Principal	m <sup>3</sup>	132.00	396.00
Capa de transición	m <sup>3</sup>	35.69	107.07
Capa de Drenaje	m <sup>3</sup>	67.94	203.83

**Fuente:** Elaboración propia

**Paso 4:** Determinación de las características de cada lote de alimentación

Según Dotro et al. (2017), el nivel de agua que cubrirá el filtro durante cada lote corresponde al volumen de cada lote dividido por la superficie del filtro en funcionamiento. Las recomendaciones para humedales de FV franceses son una capa líquida de entre 2 y 5 cm.

Para este caso se considera un valor de 3 cm y con ello se procede a calcular el volumen de cada lote mediante la siguiente ecuación:

$$V_{lote} = A_{cf} * a \quad (120)$$

Donde:

$V_{lote}$ : Volumen de cada lote, m<sup>3</sup>/lote.

$A_{cf}$ : Área de la cama del filtro, m<sup>2</sup>.

$a$ : Espesor de la capa líquida, m.

$$V_{lote} = 306.25 * 0.03$$

$$V_{lote} = 9.19 \frac{m^3}{lote}$$

Ahora, se determina el número de lotes requeridos por día mediante la siguiente ecuación:

$$N^{\circ}_{lote} = \frac{Q_i}{V_{lote}} \quad (121)$$

Donde:

$N^{\circ}_{lote}$ : Número de lotes requeridos por día, u/d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de aguas residual, m<sup>3</sup>/d.

$V_{lote}$ : Volumen de cada lote, m<sup>3</sup>/lote.

$$N^{\circ}_{lote} = \frac{88.24}{9.19}$$

$$N^{\circ}_{lote} = 9.60 \frac{u}{d}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$N^{\circ}_{lote} = 10 \frac{u}{d}$$

Para la determinación del caudal de aguas residuales durante el lote, Dotro et al. (2017) recomiendan utilizar una tasa de carga hidráulica mínima de 0.50 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*h, con lo que se procede a realizar el cálculo con la siguiente ecuación:

$$Q_{lote} = \frac{A_T}{n} * HLR_{lote} \quad (122)$$

Donde:

$Q_{lote}$ : Caudal durante la carga del lote, m<sup>3</sup>/h.

$A_T$ : Área total, m<sup>2</sup>.

$N$ : Número de celdas, u.

$HLR_{lote}$ : Tasa de carga hidráulica mínima, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*h.

$$Q_{lote} = \frac{918.75}{3} * 0.50$$

$$Q_{lote} = 153.13 \frac{m^3}{h}$$

Finalmente, se determina el tiempo de impulso necesario mediante la ecuación que se indica a continuación:

$$t_i = \frac{V_{lote} * 60}{Q_{lote}} \quad (123)$$

Donde:

$t_i$ : Tiempo de impulso, min.

$V_{lote}$ : Volumen de cada lote, m<sup>3</sup>/lote.

$Q_{lote}$ : Caudal durante la carga del lote, m<sup>3</sup>/h.

$$t_i = \frac{9.19 * 60}{153.13}$$

$$t_i = 3.60 \text{ min}$$

### 5.5.3.3.1.2. Diseño de la segunda etapa

#### Paso 5: Determinación de las características del afluente

Es necesaria la calidad del efluente de la primera etapa para utilizarla como afluente en los filtros de la segunda etapa. La calidad esperada se calcula utilizando las tasas de eliminación de la tabla 47 de este documento.

Se inicia determinando para cada contaminante la carga orgánica generada en el afluente durante la primera etapa a través de la siguiente ecuación:

$$C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}} = \frac{C_i * Q_{\text{med,d AR}}}{A_f} \quad (124)$$

Donde:

$C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga orgánica generada en el afluente durante la primera etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

$C_i$ : Concentración de entrada del contaminante,  $\text{mg/l}$ .

$Q_{\text{med,d AR}}$ : Caudal medio diario de agua residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$A_f$ : Área final de un filtro,  $\text{m}^2$ .

Seguidamente, se determina en función de los porcentajes de eliminación establecidos en la tabla 47, la reducción que tendrá la carga orgánica de la 1° etapa, para ello se emplea la ecuación que se indica a continuación:

$$C_{\text{red } 1^{\circ} \text{ etapa}} = r * C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}} \quad (125)$$

Donde:

$C_{\text{red } 1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga orgánica reducida en la 1° etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

$r$ : Porcentaje de reducción de la primera etapa, adim.

$C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga orgánica generada en el afluente durante la primera etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

Con esto se procede a determinar la masa diaria del efluente de la 1° etapa, mediante la ecuación que se muestra a continuación:

$$M_{1^{\circ} \text{ etapa}} = C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}} - C_{\text{red } 1^{\circ} \text{ etapa}} \quad (126)$$

Donde:

$M_{1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Masa diaria del efluente de la 1° etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

$C_{\text{org } 1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga orgánica generada en el afluente durante la primera etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

$C_{\text{red } 1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga orgánica reducida en la 1° etapa,  $\text{g/m}^2 \cdot \text{d}$ .

A continuación, se determina la carga másica del efluente en la 1° etapa mediante la siguiente ecuación:

$$M_{M,1^{\circ} \text{ etapa}} = M_{1^{\circ} \text{ etapa}} * A_f \quad (127)$$

Donde:

$M_{M,1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga másica del efluente de la 1° Etapa, g/d.

$M_{1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Masa diaria del efluente de la 1° etapa, g/m<sup>2</sup>\*d.

$A_f$ : Área final de un filtro, m<sup>2</sup>.

Finalmente se obtiene la concentración del efluente de la 1° etapa mediante la siguiente ecuación:

$$C_{\text{efl},1^{\circ} \text{ etapa}} = \frac{M_{M,1^{\circ} \text{ etapa}}}{Q_i} \quad (128)$$

Donde:

$C_{\text{efl},1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Concentración del efluente de la 1° etapa, mg/l

$M_{M,1^{\circ} \text{ etapa}}$ : Carga másica del efluente de la 1° etapa, g/d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

A continuación, se presenta la tabla 51 con el resumen de los valores obtenidos de todos los cálculos detallados anteriormente.

**Tabla 51.** Características del efluente de la primera etapa

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO <sub>5</sub>	SST	N <sub>T</sub>
Caudal medio diario (m <sup>3</sup> /d)	88.24				
Concentración de entrada (mg/l)		1062.50	500.00	375.00	93.75
Tasa de carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	0.37				
Carga máxima de contaminante (g/m <sup>2</sup> *d)		350	150	150	30
Área final de un filtro (m <sup>2</sup> )	306.25				
Carga orgánica generada afluente de la 1° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		306.14	144.07	108.05	27.01
Carga orgánica reducida en la 1° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		244.91	129.66	97.24	16.21
Masa diaria del efluente de la 1° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		61.23	14.41	10.80	10.81
Carga másica del efluente de la 1° etapa (g/d)		18751.00	4412.00	3309.00	3309.10
Concentración del efluente de la 1° etapa (mg/l)		212.50	50.00	37.50	37.50

**Fuente:** Elaboración propia

**Paso 6:** Calcular las concentraciones finales de los efluentes y dimensionar de los filtros

Con los valores obtenidos de concentración del efluente de la 1° etapa se procede a diseñar la 2° etapa en la cual básicamente se aplica el mismo procedimiento con el que se desarrolló la 1° etapa, con la diferencia que para la 2° etapa se considera dos celdas de filtro, las cuales trataran el efluente proveniente de la 1° etapa del tratamiento.

Para no volver repetitivo los cálculos se recomienda revisar las ecuaciones utilizadas en los pasos 1 al 5, con lo que para este caso se presenta en la tabla 52 a continuación un resumen de los valores de carga contaminante obtenidos para cada parámetro del agua residual.

**Tabla 52.** Valores de Carga Contaminante de la 2° Etapa

PARÁMETRO	CONCENTRACIÓN DE ENTRADA (mg/l)	CARGA CONTAMINANTE Mi (g/d)
DQO	212.50	18751.00
DBO <sub>5</sub>	50.00	4412.00
N <sub>T</sub>	37.50	3309.00
SS	37.50	3309.00

**Fuente:** Elaboración propia

Considerando los valores de carga contaminante presentados en la tabla 52 y además los valores máximos de carga contaminante para la 2° etapa detallados en la tabla 47 de este documento, se procede a determinar el área de un filtro considerando cada contaminante mediante la ecuación que se indica a continuación:

$$A = \frac{M_i}{M_{i \text{ máx}}} \quad (129)$$

Donde:

A: Área de un filtro, m<sup>2</sup>.

M<sub>i</sub>: Carga del contaminante, g/d.

M<sub>i,máx</sub>: Carga máxima de contaminante, g/m<sup>2</sup>\*d.

En la tabla 53 se presenta el resumen de los valores de área obtenidos de un filtro para cada parámetro del agua residual.

**Tabla 53.** Valores de área de un filtro por cada contaminan de la 2º Etapa

Parámetro	$M_{i,máx}$ (g/m <sup>2</sup> *d)	A (m <sup>2</sup> )
Carga hidráulica		238.49
DQO	70	267.87
DBO <sub>5</sub>	20	220.60
N <sub>T</sub>	15	220.60
SS	30	110.30

**Fuente:** Elaboración propia

Con estos valores, se escoge el área mayor para dimensionar el humedal y así garantizar la remoción de todos los contaminantes del agua residual. El área seleccionada es de 267.87 m<sup>2</sup>.

Se debe considerar que según Dotro et al. (2017) “La construcción de las celdas es típicamente con una relación de longitud a ancho de la superficie de uno”, por lo tanto cada celda de humedal será de sección cuadrada. Con esto se procede a determinar las dimensiones de un filtro mediante la siguiente ecuación:

$$L = W = \sqrt{A} \quad (130)$$

Donde:

L: Longitud del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

A: Área de un filtro, m<sup>2</sup>.

$$L = W = \sqrt{267.87}$$

$$L = W = 16.37 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$L = W = 16.50 \text{ m}$$

Según Dotro et al. (2017), “este diseño lleva a un requisito de área de 0.4 m<sup>2</sup>/he para cada celda de filtro, o en otras palabras, 0.8 m<sup>2</sup>/ he para la segunda etapa (con dos celdas)”, con lo que se procede a verificar si se cumple dicho criterio de la siguiente manera:

$$L * W \geq 0.4 \frac{m^2}{he} * he$$

$$16.50 * 16.50 \geq 0.4 * 736$$



$$272.25 \geq 294.40 \text{ m}^2; \text{ NO CUMPLE}$$

Como no se cumple con la condición, se procede a modificar el valor del largo y ancho de cada celda, estableciendo un nuevo valor para estas dimensiones de  $L=W= 17.50 \text{ m}$  y con ello se verifica nuevamente que se cumpla la condición como se indica a continuación:

$$L * W \geq 0.4 \frac{\text{m}^2}{he} * he$$

$$17.50 * 17.50 \geq 0.4 * 736$$

$$306.25 \geq 294.40 \text{ m}^2; \text{ OK}$$

Como se cumple la condición, se procede a calcular el área final de un filtro mediante la siguiente ecuación:

$$A_f = L * W \quad (131)$$

Donde:

$A_f$ : Área final de un filtro,  $\text{m}^2$ .

$L$ : Longitud del humedal,  $\text{m}$ .

$W$ : Ancho del humedal,  $\text{m}$ .

$$A_f = 17.50 * 17.50$$

$$A_f = 306.25 \text{ m}^2$$

Ahora se determina el área total de la segunda etapa mediante la siguiente ecuación:

$$A_T = A_f * n \quad (132)$$

Donde:

$A_T$ : Área total de la primera etapa,  $\text{m}^2$ .

$A_f$ : Área final de un filtro,  $\text{m}^2$ .

$n$ : Número de celdas de la primera etapa,  $\text{m}$ .

$$A_T = 306.25 * 2$$

$$A_T = 612.50 \text{ m}^2$$

Con estas dimensiones se procede a determinar las concentraciones finales del efluente de la 2° etapa, presentando en la tabla 54 a continuación un resumen de todos los resultados obtenidos.

**Tabla 54.** Características del efluente de la segunda etapa

VARIABLE	FLUJO	DQO	DBO5	SS	NT
Caudal medio diario (m <sup>3</sup> /d)	88,24				
Concentración de entrada (mg/l)		212.50	50.00	37.50	37.50
Tasa de carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	0,37				
Carga máxima de contaminante (g/m <sup>2</sup> *d)		70	20	30	15
Área final de un filtro (m <sup>2</sup> )	306.25				
Carga orgánica generada afluente de la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		61.23	14.41	10.80	10.81
Carga orgánica reducida en la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		45.92	11.53	8.64	9.29
Masa diaria del efluente de la 2° etapa (g/m <sup>2</sup> *d)		15.31	2.88	2.16	1.51
Carga másica del efluente de la 2° etapa (g/d)		4687.75	882.40	661.80	462.81
Concentración del efluente de la 2° etapa (mg/l)		53.13	10.00	7.50	5.24

**Fuente:** Elaboración propia

Dotro et al. (2017) indican en la tabla de eficiencias de eliminación típicas de los principales tipos de humedales para tratamiento, que en el caso de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical tipo francés la eliminación del fósforo a largo plazo se encuentra en un rango del 10-20 %.

**Paso 7:** Especificar las características de las capas del filtro de la segunda etapa

Tomando en consideración las especificaciones detalladas en la tabla 49 de este documento, en lo que respecta a las características de las diferentes capas del medio filtrante en la segunda etapa, se establece la configuración de los filtros de la siguiente manera.

Altura de Resguardo,  $h_R = 0.50$  m.

Capa principal,  $h_{CP} = 0.50$  m.

Capa de transición,  $h_{CT} = 0.15$  m.

Capa de drenaje,  $h_{CD} = 0.30$  m.

Con estos valores se obtiene una altura total del filtro igual a  $h_T = 1.45$  m.

Finalmente, se determina el volumen para cada capa en el filtro, para lo cual se considera que cada celda cuenta con una pendiente del terraplén de relación 1:1. A continuación en la tabla 55 se presenta un resumen de los valores obtenidos.

**Tabla 55.** Volúmenes de cada capa de filtro en la segunda etapa

<b>VOLUMEN DE MATERIAL DEL FILTRO PARA CADA CAPA - 2º ETAPA</b>			
<b>CAPA</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>1 FILTRO</b>	<b>2 FILTROS</b>
Capa Principal	m <sup>3</sup>	132.00	264.00
Capa de transición	m <sup>3</sup>	35.69	71.38
Capa de Drenaje	m <sup>3</sup>	67.94	135.88

**Fuente:** Elaboración propia

A continuación, en la tabla 56 se indica la calidad del efluente que tendrá el HAFSsV en base a los porcentajes de remoción de cada contaminante y sus respectivos límites de vertido:

**Tabla 56.** Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFSsV "Sistema Francés"

<b>Parámetro</b>	<b>Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)</b>	<b>Eficiencia de Remoción del HAFSsV "SF" (%)</b>	<b>Concentración a la salida del Humedal (mg/l)</b>	<b>Límites máximos permisibles de vertido según norma ecuatoriana (mg/l)</b>	<b>Límites máximos permisibles de vertido según norma española (mg/l)</b>
DQO	1062.50	95	53.13	200	125
DBO <sub>5</sub>	500	98	10	100	25
Nitrógeno total	93.75	94.41	5.24	50	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
Fósforo total	21.25	15	18.06	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)
Sólidos suspendidos	375	98	7.50	130	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 56, la concentración de los contaminantes a la salida del humedal artificial en lo que respecta a DQO, DBO<sub>5</sub>, sólidos suspendidos y nitrógeno total cumplen satisfactoriamente con los límites de vertido establecidos en las dos normativas (ecuatoriana y española). En lo que respecta al fósforo, no cumple con los límites de ninguna normativa, con lo cual para garantizar su cumplimiento será necesario llevar a cabo otra serie de configuraciones o incluir en el diseño otro tipo de humedales o elementos de tratamiento para así conseguir los valores de concentraciones que permitan cumplir con los límites de vertido establecidos en las normativas vigentes.

#### 5.5.4. Tratamiento terciario

Como tratamiento terciario de la EDAR propuesta, se realiza el diseño de un humedal artificial de flujo superficial, el cual tiene como objetivo principal dar un tratamiento de afino que consiga desinfectar, nitrificar y desnitrificar parcialmente, así como renaturalizar el agua tratada, para con ello devolverla al medio ambiente en mejores condiciones. Cabe indicar que los valores de concentración de los parámetros de entrada a este humedal serán los obtenidos del efluente de la alternativa 2 del tratamiento secundario (HAFSsH) ya que ésta fue considerada la alternativa más viable y que mejor se ajusta a las necesidades y requerimientos de la comunidad La Victoria.

Para el diseño de esta etapa de tratamiento se considera los parámetros de diseño y metodologías de cálculo establecidas en el manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones publicado por el Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino en el año 2010.

A continuación, en la tabla 57 se presenta un resumen de los valores de las diferentes concentraciones del afluente del agua residual que serán consideradas como dato de partida en esta etapa de tratamiento.

**Tabla 57.** Concentración de los distintos contaminantes del afluente de agua residual

Parámetro	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)
DQO	111.56
DBO <sub>5</sub>	24.38
Nitrógeno total	59.07
Fósforo total	16.15
Sólidos suspendidos	15

**Fuente:** Elaboración propia

### 5.5.4.1. Humedal artificial de flujo superficial (HAFS)

Para iniciar con el diseño del HAFS, se consideran los parámetros de diseño que se muestran en la tabla 58 a continuación:

**Tabla 58.** Parámetros de diseño de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial

Parámetros	Valor
Tiempo de residencia hidráulico (d)	4-15
Profundidad del agua (m)	0,1-0,4
Carga orgánica (kg DBO <sub>5</sub> /ha.d)	≤ 67
Carga hidráulica (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .d)	0,014-0,046

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

Con ello, se procede a determinar la superficie necesaria con la ecuación que se muestra a continuación:

$$S = \frac{Q_i * \ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right)}{K_T * h * \varphi_s} \quad (133)$$

Donde:

S: Superficie necesaria del humedal, m<sup>2</sup>.

Q<sub>i</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

C<sub>e</sub>: Concentración de ingreso al humedal, mg/l.

C<sub>s</sub>: Concentración de salida del humedal, mg/l.

K<sub>T</sub>: Constante de reacción, d<sup>-1</sup>.

h: Profundidad de lámina de agua, m.

φ<sub>s</sub>: Porosidad del sustrato filtrante, Adim.

La constante de reacción se la puede determinar en función de la temperatura a través de la siguiente ecuación:

$$K_T = K_R * (\theta_R)^{(T_w - T_R)} \quad (134)$$

Donde:

K<sub>T</sub>: Constante de reacción, d<sup>-1</sup>.

$K_R$ : Constante de reacción a la temperatura referencia,  $d^{-1}$ .

$T_w$ : Temperatura del agua, °C.

$T_r$ : Temperatura de referencia (se recomienda utilizar 20°C), °C.

$\theta_R$ : Coeficiente de temperatura, Adimensional.

Los valores de  $K_R$  y  $\theta_R$  para la eliminación de  $DBO_5$ ,  $NH_4^+$  y  $NO_3^-$ , se pueden determinar en base a la tabla 59 que se muestra a continuación.

**Tabla 59.** Valores de  $K_R$  y  $\theta_R$ , para cada tipo de contaminante

Contaminación a eliminar		$DBO_5$	$NH_4^+$ nitrificación	$NH_4^+$ desnitrificación
Humedales Artificiales de Flujo Superficial	$K_R$ ( $d^{-1}$ )	0,678	0,2187	1
	$\theta_R$	1,06	1,048	1,15
Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal	$K_R$ ( $d^{-1}$ )	1,104	$0,01854 +$ $0,3922 (h_r)^{2,6077}$	1
	$\theta_R$	1,06	1,048	1,15

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

Considerando los valores para la remoción de  $NH_4^+$  y la temperatura promedio en la comunidad igual a 19°C, se realiza el cálculo que se muestra a continuación:

$$K_T = 0.2187 * (1.048)^{(19 - 20)}$$

$$K_T = 0.21 d^{-1}$$

Según Ortega de Miguel et al. (2010), "La profundidad de la lámina de agua en los Humedales de Flujo Superficial es del orden de 0,3-0,4 m".

Considerando una altura de la lámina de agua de  $h=0.40$  m y una porosidad  $\phi_s= 1$  ya que el humedal a implementar no estará conformado por ningún tipo de grava. Con estos datos se procede a calcular la superficie requerida del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{88.24 * \ln\left(\frac{59.07}{19.49}\right)}{0.21 * 0.40 * 1}$$

$$S = 1164.79 m^2$$

Una vez calculada la superficie se comprueba la carga orgánica superficial, misma que según los parámetros de diseño de HAFS indicados en la tabla 58 debe ser menor o igual a 6.7 g  $DBO_5/m^2*d$ . Para ello se procede a realizar el siguiente cálculo:

$$C_{org,s} = \frac{Q_i * C_i}{S} \quad (135)$$

Donde:

$C_{org,s}$ : Carga orgánica superficial, g DBO<sub>5</sub>/m<sup>2</sup>\*d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$C_i$ : Concentración de DBO<sub>5</sub> de ingreso hacia el humedal, mg/l.

$S$ : Superficie, m<sup>2</sup>.

$$C_{org,s} = \frac{88.24 * 24.38}{1164.79}$$

$$C_{org,s} = 1.85 \leq 6.7 \frac{\text{g DBO}_5}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ OK}$$

Por otra parte, también hay que calcular la carga hidráulica, misma que según los parámetros de diseño de HAFS indicados en la tabla 58 debe estar entre 0.014 y 0.046 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d. Para ello se procede a realizar el siguiente cálculo:

$$C_h = \frac{Q_i}{S} \quad (136)$$

Donde:

$C_h$ : Carga hidráulica, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*d.

$Q_i$ : Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$S$ : Superficie, m<sup>2</sup>.

$$C_h = \frac{88.24}{1164.79}$$

$$0.014 \leq C_h = 0.076 \leq 0.046 \frac{1}{\text{m}^2 * \text{d}}; \text{ NO CUMPLE}$$

Como no se cumple el criterio de carga hidráulica se procede a recalcularse la superficie mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_i}{C_h} \quad (137)$$

$$S = \frac{88.24}{0.046}$$

$$S = 1918.26 \text{ m}^2$$

Con este nuevo valor de superficie se garantiza cumplir las condiciones de carga orgánica y carga hidráulica y se procede a realizar el dimensionamiento hidráulico del humedal lo que servirá para determinar su longitud y anchura. Esto se realiza mediante la Ley de Darcy mediante la siguiente expresión:

$$Q_i = k_s * A_s * m \quad (138)$$

Donde:

$Q_i$ : Caudal medio diario de aguas residual,  $\text{m}^3/\text{d}$ .

$k_s$ : Conductividad hidráulica del medio filtrante en una sección perpendicular al flujo,  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$  ó  $\text{m}/\text{d}$ .

$A_s$ : Sección transversal del humedal artificial,  $\text{m}^2$ .

$m$ : Pendiente del fondo del humedal (se adopta un valor de 1%), fracción decimal.

En la tabla 61 se muestran los valores de la conductividad hidráulica de distintos tipos de sustratos.

**Tabla 60.** Valores de la conductividad hidráulica para distintos tipos de sustratos

Tipo de medio	Tamaño efectivo $d_{10}^*$ (mm)	Conductividad hidráulica (m/d)
Arena gruesa	2	100-1.000
Arena-grava	8	500-5.000
Grava fina	16	1.000-10.000

**Fuente:** (Ortega de Miguel et al., 2010)

Se selecciona un valor de conductividad hidráulica para un sustrato de Arena-Grava de  $k_s=2700 \text{ m}/\text{d}$ .

Ortega de Miguel et al. (2010) mencionan que dado que con el transcurso del tiempo la conductividad hidráulica del sustrato irá disminuyendo (crecimiento de la biopelícula, retención de partículas, etc.), se recomienda adoptar un factor de seguridad de 5. Es decir, se aplicará el valor de conductividad hidráulica, correspondiente al tamaño del árido empleado como sustrato en el humedal, dividido por 5. Con ello se determina el área transversal del humedal mediante la siguiente ecuación:



$$A_S = \frac{Q_i}{\frac{k_s}{f_s} * m} \quad (139)$$

$$A_S = \frac{88.24}{\frac{2700}{5} * \frac{1}{100}}$$

$$A_S = 16.34 \text{ m}^2$$

Calculada la superficie transversal y fijada la profundidad, se determina la anchura del humedal mediante la siguiente expresión:

$$W = \frac{A_S}{h} \quad (140)$$

Donde:

W: Ancho del humedal, m.

A<sub>S</sub>: Sección transversal del humedal artificial, m<sup>2</sup>.

h: profundidad del humedal, m.

$$W = \frac{16.34}{0.4}$$

$$W = 40.85 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$W = 41 \text{ m}$$

Posteriormente se determina el Largo del humedal en base a la superficie y anchura calculados previamente, mediante la siguiente ecuación:

$$L = \frac{S}{W} \quad (141)$$

Donde:

L: Largo del humedal, m.

S: Superficie necesaria, m<sup>2</sup>.

W: Ancho del humedal, m.

$$L = \frac{1918.26}{41}$$

$$L = 46.79 \text{ m}$$

Se redondea y se selecciona un valor de:

$$L = 47 \text{ m}$$

Según Ortega de Miguel et al. (2010), una vez determinadas la longitud y anchura del humedal, debe comprobarse que la relación entre ambas dimensiones es como mínimo de 1:1, si esto no ocurre (generalmente se obtienen anchuras mayores que la longitud), se procede a dividir la superficie total en varias celdas, de forma que cumplan este requisito.

Con esto se procede a determinar la relación largo-ancho del humedal mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{L}{W} \quad (142)$$

Donde:

Relación (L/W): Relación largo-ancho del humedal, adim.

L: Largo del humedal, m.

W: Ancho del humedal, m.

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = \frac{47}{41}$$

$$\text{Relación } \left( \frac{L}{W} \right) = 1.15 \geq 1; \text{ OK}$$

Además, con estos valores se procede a determinar la superficie total real que tendrá el humedal mediante la siguiente expresión:

$$S_{\text{total,real}} = W * L \quad (143)$$

Donde:

$S_{\text{total,real}}$ : Superficie total real del humedal, m<sup>2</sup>.

$W_{\text{celdas}}$ : Ancho de cada celda, m.

L: Largo del humedal, m.

$$S_{\text{total,real}} = 41 * 47$$

$$S_{\text{total,real}} = 1927 \text{ m}^2$$

Seguidamente, se procede a determinar el volumen que tendrá el humedal mediante la siguiente ecuación:

$$V = S_{\text{real}} * h \quad (144)$$

Donde:

V: Volumen del humedal, m<sup>3</sup>.

S<sub>total,real</sub>: Superficie real del humedal, m<sup>2</sup>.

h: profundidad del humedal, m.

$$V = 1927 * 0.4$$

$$V = 770.80 \text{ m}^3$$

Finalmente, se procede a realizar el cálculo del tiempo de retención hidráulico mediante la siguiente ecuación:

$$\text{TRH} = \frac{V}{Q_{\text{med,d}}} \quad (145)$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulico, d.

V: Volumen del humedal, m<sup>3</sup>.

Q<sub>med,d</sub>: Caudal medio diario de agua residual, m<sup>3</sup>/d.

$$\text{TRH} = \frac{770.80}{88.24}$$

$$4 \leq \text{TRH} = 8.74 \leq 15 \text{ d} ; \text{OK}$$

A continuación se presenta la tabla 62 donde se indica la calidad del efluente que tendrá el HAFS en base a los porcentajes de remoción de cada contaminante detallados en la tabla 2 de este documento y sus respectivos límites de vertido:

**Tabla 61.** Valores de las concentraciones de los diferentes contaminantes del agua residual a la salida del HAFS

Parámetro	Concentración al ingreso del Humedal (mg/l)	Eficiencia de Remoción del HAFS (%)	Concentración a la salida del Humedal (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma ecuatoriana (mg/l)	Límites máximos permisibles de vertido según norma española (mg/l)
DQO	111.56	78	24.54	200	125
DBO <sub>5</sub>	24.38	78	5.36	100	25
Nitrógeno total	59.07	67	19.49	50	15 (10.000 a 100.000 h-e) 10 (más de 100.000 h-e)
Fósforo total	16.15	50	8.08	10	2 (10.000 a 100.000 h-e) 1 (más de 100.000 h-e)
Sólidos suspendidos	15	78	3.30	130	60 (2.000 a 10.000 h-e) 35 (más de 10.000 h-e)

**Fuente:** Elaboración propia

Como se puede observar en la tabla 62, la concentración de los contaminantes a la salida del humedal artificial en lo que respecta a DQO, DBO<sub>5</sub>, sólidos suspendidos y nitrógeno total cumplen satisfactoriamente con los límites de vertido establecidos en las dos normativas (ecuatoriana y española).

Además, cabe mencionar que según la tabla de características medias de las corrientes de entrada y salida de un conjunto de HAFS presentada por Salas Rodríguez et al. (2007), el porcentaje de reducción de coliformes fecales en un humedal artificial de flujo superficial es alrededor del 98 %.

## 6. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LAS DISTINTAS ALTERNATIVAS

Las alternativas que se plantearon como tratamiento secundario en el diseño de la EDAR fueron 3 distintos tipos de humedales, HAFS<sub>S</sub>H, HAFS<sub>S</sub>V y HAFS<sub>S</sub>V "Sistema Francés". Una vez

planteadas y diseñadas estas alternativas se procede a realizar un análisis y evaluación de cada una de ellas para determinar en base a criterios técnicos y económicos la alternativa que mejor se ajuste a las necesidades de la comunidad La Victoria para la cual se diseñó la EDAR.

### **6.1. Presupuestos de obra**

Los presupuestos de obra de cada alternativa fueron elaborados considerando una base de datos de precios unitarios del GAD Municipal de San Miguel de Urcuquí y las cantidades de obra calculadas en base a los diseños realizados en este trabajo. Cabe indicar que dichos presupuestos son referenciales ya que se tomó la base de datos indicada anteriormente pero no se puede garantizar que sus precios unitarios estén actualizados en su totalidad. Además, dichos precios unitarios se consideran aceptables ya que el propósito de la elaboración de los presupuestos de cada alternativa es realizar comparaciones entre sí y que esto sea una de las variables consideradas posteriormente para la selección de la alternativa que mejor se ajuste a las necesidades de la comunidad.

#### **6.1.1. Alternativa 1**

En la tabla 63 que se muestra a continuación, se detalla el presupuesto referencial de obra para la implantación de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal (HAFS<sub>s</sub>H):

**Tabla 62.** Presupuesto referencial de la alternativa 1 (HAFS<sub>s</sub>H) de tratamiento secundario

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$)	Precio total (\$)
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN PARA ALCANTARILLADO SANITARIO (EQUIPO TOPOGRÁFICO)	m <sup>2</sup>	6655.50	1.50	9983.25
2	EXCAVACIÓN DE CON MÁQUINA EN TIERRA CON ALTURAS VARIABLES DESDE H= 0m a H= 2,0m	m <sup>3</sup>	4425.18	4.44	19647.78
3	COMPACTACIÓN MECÁNICA	m <sup>2</sup>	6932.63	5.00	34663.17
4	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANA HDPE E=1MM	m <sup>2</sup>	7949.63	5.10	40543.11
5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL 1600 NT	m <sup>2</sup>	7949.63	2.50	19874.08
6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC CORRUGADA PARA ALCANTARILLADO D=160mm	m	969.00	11.66	11298.54
7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TEE PVC-D Ø=160mm	u	32.00	15.10	483.20
8	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm * 45°	u	36.00	13.54	487.44
9	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm*90°	u	4.00	13.54	54.16
10	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE	m <sup>3</sup>	3111.04	15.00	46665.63
11	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PLANTAS CARRIZO COMÚN (PHRAGMITES AUSTRALIS SP.)	m <sup>3</sup>	38765.00	0.30	11629.50
12	ARQUETAS DE DISTRIBUCIÓN DE H.S. 1,00*1,00*1,00 (m). (INCLUYE TAPA)	u	2.00	250.00	500.00
13	DESALOJO DE MATERIAL SOBRANTE CON VOLQUETA DISTANCIA= 5 KM CARGADO MECÁNICO	m <sup>3</sup>	4423.00	3.61	15967.03
<b>TOTAL</b>					<b>\$211,796.89</b>

**Fuente:** Elaboración propia

### 6.1.2. Alternativa 2

En la tabla 64 que se muestra a continuación, se detalla el presupuesto referencial de obra para la implantación de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical (HAFS<sub>s</sub>V):

**Tabla 63.** Presupuesto referencial de la alternativa 2 (HAFS<sub>v</sub>) de tratamiento secundario

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$)	Precio total (\$)
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN PARA ALCANTARILLADO SANITARIO (EQUIPO TOPOGRÁFICO)	m <sup>2</sup>	1140.75	1.50	1711.13
2	EXCAVACIÓN MÁQUINA EN TIERRA CON ALTURAS VARIABLES DESDE H= 0m a H= 2,0m	m <sup>3</sup>	1030.31	4.44	4574.59
3	COMPACTACIÓN MECÁNICA	m <sup>2</sup>	1232.71	5.00	6163.53
4	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANA HDPE E=1MM	m <sup>2</sup>	1478.71	5.10	7541.42
5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL 1600 NT	m <sup>2</sup>	1478.71	2.50	3696.76
6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC CORRUGADA PARA ALCANTARILLADO D=160mm	m	603.00	11.66	7030.98
7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TEE PVC-D Ø=160mm	u	27.00	15.10	407.70
8	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm * 45°	u	54.00	13.54	731.16
9	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm*90°	u	4.00	13.54	54.16
10	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (Arena)	m <sup>3</sup>	519.07	11.00	5709.72
11	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (Capa granular de 25mm)	m <sup>3</sup>	97.20	15.00	1458.02
12	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (Capa Granular de grava 1")	m <sup>3</sup>	187.98	15.00	2819.73
13	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PLANTAS CARRIZO COMÚN (PHRAGMITES AUSTRALIS SP.)	m <sup>3</sup>	19700.00	0.20	3940.00
14	SIFONES	u	1.00	756.42	756.42
15	ARQUETAS DE DISTRIBUCIÓN DE H.S. 1,00*1,00*1,00 (m). (INCLUYE TAPA)	u	2.00	250.00	500.00
16	DESALOJO DE MATERIAL SOBRANTE CON VOLQUETA DISTANCIA = 6KM, CARGADO MECÁNICO	m <sup>3</sup>	1028.00	3.61	3711.08
<b>TOTAL</b>					<b>\$50,806.40</b>

**Fuente:** Elaboración propia

### 6.1.3. Alternativa 3

En la tabla 65 que se muestra a continuación, se detalla el presupuesto referencial de obra para la implantación de un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical "Sistema Francés" (HAFS<sub>v</sub> "SF"):

**Tabla 64.** Presupuesto referencial de la alternativa 3 (HAFS<sub>v</sub>V “SF”) de tratamiento secundario

Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$)	Precio total (\$)
1	REPLANTEO Y NIVELACIÓN PARA ALCANTARILLADO SANITARIO (EQUIPO TOPOGRÁFICO)	m <sup>2</sup>	2420.00	1.50	3630.00
2	EXCAVACIÓN DE ZANJA CON MÁQUINA EN TIERRA CON ALTURAS VARIABLES DESDE H= 0m a H= 2,0m	m <sup>3</sup>	3070.62	3.27	10056.11
3	COMPACTACIÓN MECÁNICA	m <sup>2</sup>	2666.85	5.00	13334.25
4	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOMEMBRANA HDPE E=1MM	m <sup>2</sup>	3126.85	4.90	15321.57
5	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL 1600 NT	m <sup>2</sup>	3126.85	3.00	9380.55
6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC CORRUGADA PARA ALCANTARILLADO D=160mm	m	400.00	12.00	4800.00
7	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TEE PVC-D Ø=160mm	u	52.00	2.00	104.00
8	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm * 45°	u	100.00	5.00	500.00
9	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE CODO PVC-D Ø=160mm*90°	u	8.00	5.00	40.00
10	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (GRAVA 2-6mm)	m <sup>3</sup>	630.50	15.00	9457.50
11	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (ARENA)	m <sup>3</sup>	420.33	11.00	4623.67
12	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (GRAVA DE 3 - 20 mm)	m <sup>3</sup>	295.52	15.00	4432.84
13	MATERIAL DEL MEDIO FILTRANTE (GRAVA 20 - 60mm)	m <sup>3</sup>	564.59	15.00	8468.78
14	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE PLANTAS CARRIZO COMÚN (PHRAGMITES AUSTRALIS SP.)	m <sup>3</sup>	23814.00	0.25	5953.50
15	SIFONES	u	2.00	756.42	1512.84
16	ARQUETAS DE DISTRIBUCIÓN DE H.S. 1,00*1,00*1,00 (m). (INCLUYE TAPA)	u	3.00	250.00	750.00
17	DESALOJO DE MATERIAL SOBRANTE	m <sup>3</sup>	3067.00	2.45	7514.15
<b>TOTAL</b>					<b>\$99,879.76</b>

Fuente: Elaboración propia

## 6.2. Variables a considerar

Las variables a considerar para seleccionar una de las alternativas de tratamiento secundario que se plantearon en el diseño de la EDAR se detallan a continuación:

- Superficie necesaria
- Pretratamiento
- Tratamiento primario
- Era de secado
- Complejidad del sistema de distribución de agua
- Número de celdas de humedal
- Profundidad de excavación



- Remoción de DQO
- Remoción de  $\text{DBO}_5$
- Remoción de SS
- Remoción de  $\text{N}_T$
- Remoción de  $\text{P}_T$
- Tratamiento adicional para eliminación de fósforo
- Costo de implantación
- Complejidad de explotación y mantenimiento

Estas variables servirán como base fundamental para determinar cuál es la alternativa que mejor se ajusta a las necesidades de la comunidad La Victoria para la cual se realizó el diseño de la estación depuradora de aguas residuales.

### **6.3. Selección de alternativa**

Una vez determinadas todas las variables a considerar para la selección de la mejor alternativa, se procede a realizar el análisis y evaluación de cada una de las alternativas planteadas en base a dichas variables, para lo cual se elabora la tabla 66 que se muestra a continuación:

**Tabla 65.** Evaluación de las distintas alternativas planteadas como tratamiento secundario en el diseño de la EDAR

VARIABLE	ALTERNATIVAS PLANTEADAS COMO TRATAMIENTO SECUNDARIO DE LA EDAR						EVALUACIÓN			
	ALTERNATIVA 1 (HAFSsH)		ALTERNATIVA 2 (HAFSsV)		ALTERNATIVA 3 (HAFSsV "Sistema Francés")					
	Valor/Denominación	Evaluación	Valor/Denominación	Evaluación	Valor/Denominación	Evaluación				
Superficie necesaria (m <sup>2</sup> )	6655.50	1	1140.75	3	1º + 2º etapa= 1531.25	2	Alta= 1	Media= 2	Baja= 3	
Pretratamiento	Si	1	Si	1	Si	1	Si= 1	No= 2	-	
Tratamiento primario	Si	1	Si	1	No	2	Si= 1	No= 2	-	
Era de secado	Si	1	Si	1	No	2	Si= 1	No= 2	-	
Sistema de distribución de agua	Gravedad	5	Sifón de descarga controlada	1	Sifón de descarga controlada	1	Gravedad= 5	Sifón de descarga controlada= 1	-	
Nro. de celdas de humedal (u)	9	1	3	3	1º + 2º etapa= 5	2	Alta= 1	Media= 2	Baja= 3	
Profundidad de excavación (m)	0.5	5	1	3	Primera etapa	1.45	1	Alta= 1	Media= 3	Baja= 5
					Segunda etapa	1.45				
Remoción de DQO (%)	85 (Media)	2	85 (Media)	2	95 (Alta)	3	Alta= 3	Media= 2	Baja= 1	
Remoción de DBO <sub>5</sub> (%)	90 (Alta)	3	95 (Alta)	3	98 (Alta)	3	Alta= 3	Media= 2	Baja= 1	
Remoción de SS (%)	90 (Alta)	3	95 (Alta)	3	98 (Alta)	3	Alta= 3	Media= 2	Baja= 1	
Remoción de N <sub>T</sub> (%)	30 (Baja)	1	65 (media)	2	95 (Alta)	3	Alta= 3	Media= 2	Baja= 1	
Remoción de P <sub>T</sub> (%)	20 (Baja)	1	25 (Baja)	1	20 (Baja)	1	Alta= 3	Media= 2	Baja= 1	
Tratamiento adicional para la eliminación de fósforo	Si	1	Si	1	Si	1	Si= 1	No= 2	-	
Coste de implantación (\$)	211796.89	1	50806.4	5	99879.76	3	Alta= 1	Media= 3	Baja= 5	
Complejidad y coste de explotación y mantenimiento	Baja	5	Alta	1	Alta	1	Alta= 1	Media= 3	Baja= 5	
<b>TOTAL</b>	<b>32</b>		<b>31</b>		<b>29</b>					

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la información y resultados de evaluación de las 3 alternativas propuestas para el tratamiento secundario de la EDAR diseñada, se escoge la alternativa 1 (HAFS<sub>3</sub>H) como la más viable y apropiada, ya que es la que mejor se ajusta a las necesidades y realidad económica y social de la comunidad La Victoria y por lo tanto es considerada la mejor opción para ser implementada.

Cabe mencionar que entre las razones primordiales consideradas en la selección de la alternativa 1, se destacan su facilidad de construcción, baja complejidad de distribución del agua y bajo coste de operación y mantenimiento, lo que conlleva a que el nivel de complejidad de su explotación sea bajo. Además, cabe mencionar que dicha alternativa cumple satisfactoriamente con la mayoría de los límites de vertido establecidos para los diferentes contaminantes del agua residual en las normativas ambientales vigentes, lo que conlleva a que su efluente de agua residual pueda ser vertido para su disposición final sin provocar daños al medio ambiente o a su vez pueda ser aprovechado en las actividades agrícolas que desarrollan los habitantes de la comunidad La Victoria.

Finalmente, se menciona que la alternativa 1 correspondiente a la implementación de un humedal artificial de flujo subsuperficial horizontal, a pesar que es la que mayor extensión de superficie requiere (6655.50 m<sup>2</sup>), con respecto a la alternativa 2 (1140.75 m<sup>2</sup>) y a la alternativa 3 (1531.25 m<sup>2</sup>), fue considerada aceptable ya que la zona de estudio donde se plantea construir la EDAR, cuenta con grandes áreas disponibles de terreno, debido a que se encuentra ubicada en una zona rural montañosa, donde no existen actividades industriales, comerciales, sociales o semejantes que puedan ocasionar que el espacio sea más limitado o que lo pueda ser en un futuro, por lo que esto no representa un inconveniente para su implementación.

## 7. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- En el presente trabajo se diseñó una EDAR basada en un sistema de humedales artificiales para las etapas de tratamiento secundario y terciario, ya que estos sistemas presentan una gran integración visual, paisajística y amigable con el medio ambiente, además que son considerados económicos por su sencilla construcción, operación y mantenimiento, lo que conlleva a que en la actualidad tengan una gran aceptación social. Por ello, se puede concluir que el haber adoptado en el diseño de la EDAR un sistema de tratamiento basado en humedales artificiales, por las ventajas que éste presenta, es la opción más adecuada y viable para la depuración de las aguas residuales generadas en la comunidad La Victoria.
- Uno de los puntos más importantes considerados antes de iniciar con el diseño de la EDAR propuesta, fue el tipo de agua residual que se genera en la comunidad La Victoria, para lo cual se realizó una inspección de campo a la zona de estudio y se verificó las actividades que se desarrollan en la comunidad y además si estas están relacionadas con actividades industriales, lo que daría lugar a que en la comunidad o en sus alrededores existan industrias que pudieran verter sus aguas residuales al sistema de alcantarillado público. Por

otra parte, se recibió de manera formal información sobre las actividades que se desarrollan en la zona de estudio por parte de las autoridades cantonales (anexo 1) y parroquiales (anexo 2) con las que se pudo confirmar que el agua residual generada en la comunidad La Victoria es netamente urbana de origen doméstico, ya que no existe ninguna industria o similar en su territorio y la actividad principal que realizan sus habitantes está relacionada con la agricultura.

- Los factores climáticos y poblacionales son uno de los parámetros que también deben ser analizados antes del diseño, por lo que de igual manera se hizo un análisis de campo e investigativo de la zona de estudio y además se recibió información por parte de las autoridades cantonales (anexo 1) y parroquiales (anexo 2) con las que se pudo confirmar que en la comunidad La Victoria no existen variaciones estacionales ni poblacionales a lo largo del año, siendo su temperatura promedio igual a 19 °C y su población actual de 860 habitantes.
- De las 3 alternativas diseñadas como tratamiento secundario para la EDAR propuesta, se concluye que la alternativa 1 es la que mejor se ajusta a los requerimientos técnicos y necesidades sociales y económicas de la comunidad La Victoria, ya que cumple satisfactoriamente con la mayoría de los límites de vertido establecidos para los diferentes contaminantes del agua residual en las normativas ambientales vigentes y además presenta una mayor facilidad de construcción, distribución de agua (a gravedad) y bajo coste de operación y mantenimiento, lo que conlleva a que el nivel de complejidad de su explotación sea bajo. Su coste de construcción es significativamente superior al de las otras dos alternativas, sin embargo, el criterio de simplicidad de explotación compensa esta mayor inversión inicial.
- Al realizar el diseño de la EDAR, se ha logrado cumplir con todos los objetivos de aprendizaje planteados en este trabajo, ya que al diseñar todos los elementos que forman parte de las distintas etapas de tratamiento, se han podido conocer sus principales parámetros de diseño, limitaciones y además sus principales ventajas e inconvenientes.

## 8. RECOMENDACIONES

- La EDAR diseñada está configurada para que su funcionamiento hidráulico se lleve a cabo de manera automática (a gravedad), pero al existir elementos que requieren de una limpieza periódica y manual, es recomendable que se realicen inspecciones rutinarias y de mantenimiento al menos 2 veces por semana, para con ello constatar y asegurar el correcto funcionamiento de cada uno de los elementos que forman parte de las etapas de tratamiento (pretratamiento, tratamiento primario, secundario y terciario).
- En el diseño del canal de desbaste se debe analizar y comparar la altura de la lámina de agua cuando las rejillas se encuentren con el grado de colmatación establecido y la altura de la lámina de agua de ingreso a la EDAR calculada en base al caudal máximo instantáneo, ya

que suele suceder que esta última es menor que la que se genera cuando las rejillas se encuentran colmatadas y si no se considera su solución esto tiene como consecuencia que al momento que las rejillas se encuentren colmatadas, el nivel de agua aumente y todo el excedente de la diferencia de éstas dos alturas detalladas sea vertido por el aliviadero sin recibir ningún tratamiento y con ello se provoquen considerables impactos ambientales.

- Cuando el tratamiento primario de una EDAR esté conformado por 2 o más elementos de tratamiento (para este caso 2 tanques Imhoff), se recomienda por temas de operación y mantenimiento que dichos elementos sean ubicados de forma paralela, ya que si en algún momento uno de ellos presenta daños o requiere de algún tipo de mantenimiento, los demás elementos puedan seguir operando con normalidad y con ello se pueda garantizar un adecuado funcionamiento de la EDAR.
- El fango que se obtiene del tratamiento primario ya se encuentra digerido al momento de ser retirado del tanque Imhoff para su posterior deshidratación, por lo que a su vez al deshidratarlo en la era de secado, éste se encontraría en condiciones óptimas para su disposición final. Por ello, se recomienda que el fango resultante de la era de secado sea aprovechado en las actividades de agricultura que se desarrollan en la comunidad La Victoria, ya que al ser rico en nutrientes podría ser de gran ayuda para el mejoramiento de las condiciones y productividad de la tierra.
- Las tres alternativas diseñadas para el tratamiento secundario de la EDAR son adecuadas y eficientes en lo que respecta a la remoción de la mayoría de las concentraciones de los distintos contaminantes del agua residual, sin embargo, presentan dificultad para remover el fósforo presente en el agua residual, por lo que se recomienda que si el vertido final del efluente de la EDAR se va a realizar a una zona sensible o si las necesidades, requerimientos y/o normativas ambientales vigentes del país donde se encuentre ubicado el proyecto requieren valores bajos de concentraciones de fósforo en el efluente de la EDAR, se diseñe un elemento adicional destinado a la remoción de fósforo y con ello se pueda cumplir con los límites de vertido establecidos para este contaminante.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

- Real Decreto-ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas, (1995). <https://www.boe.es/eli/es/rdl/1995/12/28/11/con>
- Alianza por el Agua. (2008). *Manual de depuración de aguas residuales urbanas* (Ideasamares (ed.)). Alianza por el Agua.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L. F., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Centro Andino para la Gestión y Uso del Agua (Centro AGUA).
- Dotro, G., Langergraber, G., Molle, P., Nivala, J., Puigagut, J., Stein, O., & von Sperling, M. (2017). *Treatment Wetlands* (Vol. 7). IWA.
- El País. (2017). *Aguas residuales, un problema mundial que aumenta la brecha entre ricos y pobres*. Foro Ambiental. <https://www.foroambiental.net/archivo/noticias-ambientales/recursosnaturales/2099-aguas-residuales-un-problema-mundial-que-tambien-aumenta-labrecha-entre-ricos-y-pobres>
- Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable (EMAAP-Q). (2009). *Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EMAAP-Q* (Primera ed). Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable (EMAAP-Q).
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2005). *Tratamientos físicos y químicos de aguas residuales*. Universitat Politècnica de València.
- GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas. (2015). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia Pablo Arenas (PDOT)*. GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas.
- García Serrano, J., & Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial*. Universidad Politècnica de Catalunya.
- Hernández Crespo, C., & Martín Moneris, M. (2023). *Guía didáctica para el diseño de humedales artificiales*. Universitat Politècnica de València.
- Huertas, R., Marcos, C., Iburguren, N., & Ordás, S. (2013). *Guía práctica para la depuración de aguas residuales en pequeñas poblaciones*. Confederación Hidrográfica del Duero (CHD).
- iAgua. (2021). *Las aguas residuales y sus efectos contaminantes* | iAgua. <https://www.iagua.es/blogs/hector-rodriguez-pimentel/aguas-residuales-y-efectos-contaminantes>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN). (1997). *Código de práctica para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. CPE INEN 5, parte 9.2* (Primera ed). Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN).
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). (2010). *Información Censal - Tabulados*

- Censales*. Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC).  
<https://www.ecuadorencifras.gob.ec/informacion-censal-cantonal/>
- Kadlec, R. H., & Wallace, S. D. (2009). *Treatment Wetlands* (Second ed). CRC Press.  
<https://doi.org/10.1201/9781420012514>
- Martín, I., Betancort, J. R., Salas, J. J., Peñate, B., Pidre, J. R., & Sardón, N. (2006). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*.
- Metcalf, & Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización* (Tercera ed). McGraw-Hill.
- Ministerio de Obras Públicas; Transportes y Medio Ambiente. (1996). Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del Real Decreto-Ley 11/1995, de 28 de diciembre, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. In *Boletín Oficial del Estado*. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.
- Ministerio del Ambiente Agua y Transición Ecológica. (2015). *Registro Oficial - Edición Especial Nº 387 de 04 de noviembre de 2015* (Edición es). Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica.
- Organización Panamericana de la Salud (OPS). (2005). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización*. Organización Panamericana de la Salud.
- Ortega de Miguel, E., Ferrer, Y., Salas, J. J., Aragón, C., & Real, Á. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- Salas Rodríguez, J. J., Pidre Bocado, J. R., & Sánchez Fernández, L. (2007). *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. Capítulo IV: Humedales artificiales* [Book]. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA).
- Seoánez Calvo, M. (1999). *Aguas residuales: Tratamiento por humedales artificiales. Fundamentos científicos. Tecnologías. Diseño*. Ediciones Mundi-Prensa.
- Trapote Jaume, A. (2011). *Infraestructuras hidráulico-sanitarias II. Saneamiento y drenaje urbano*. Universidad de Alicante.
- Trapote Jaume, A. (2016). *Depuración y regeneración de aguas residuales urbanas* (Segunda ed). Universitat d'Alacant.

## 10. ANEXOS

**Anexo 1.** Oficio recibido por parte del GAD Municipal de San Miguel de Urququí con la información solicitada para la elaboración del TFM



GOBIERNO AUTÓNOMO  
DESCENTRALIZADO MUNICIPAL  
SAN MIGUEL DE URQUQUÍ



### JEFATURA DE ALCANTARILLADO MEMORANDO N° 080-JA-GADMU-2022

**DE:** Ing. Civil Andrés Cevallos Escalante  
**JEFE DE ALCANTARILLADO (E)**  
**PARA:** Ing. Civil Juan De Dios Dávila  
**DIRECTOR DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO**  
**ASUNTO:** TRÁMITE N° 28179-2022  
**FECHA:** Noviembre 07, 2022

En atención a la sumilla inserta en el trámite N° 28179-2022, ingresado por el Ing. Civil Jeanpierre Palacios, solicitando información referente a los sistemas de tratamiento de aguas residuales de la comunidad La Victoria, parroquia Pablo Arenas, con la finalidad de dar inicio al trabajo de fin de master denominado **“DISEÑO DE UNA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS RESIDUALES BASADA EN HUMEDALES ARTIFICIALES PARA LA COMUNIDAD LA VICTORIA UBICADA EN LA PARROQUIA RURAL DE PABLO ARENAS – ECUADOR”**.

Luego de revisar los archivos de la D.A.P.A., referentes a los sistemas de tratamiento de aguas residuales de la comunidad La Victoria – Pablo Arenas, debo manifestar lo siguiente:

- En una reunión con las J.A.A.P., de las comunidades rurales del cantón, se tuvo la participación de los representantes de la comunidad La Victoria, en donde se realizó una encuesta solicitando información referente a los servicios de agua potable y alcantarillado, obteniendo que existen un total de 205 acometidas de agua potable y alcantarillado.
- En la comunidad existen 2 sistemas de tratamiento de aguas residuales, en los cuales cada uno consta de 1 fosa séptica que realiza únicamente un tratamiento primario previo a la descarga.
- En la comunidad existe 1 descarga a cielo abierto sin ningún tratamiento.
- La mayoría de las aguas residuales generadas en la comunidad son conducidas hacia las fosas sépticas y posterior a su tratamiento son descargadas hacia una quebrada seca y hacia un canal, para su posterior uso en riego agrícola.
- Los sistemas de tratamiento existentes en la comunidad se los ha clasificado como La Victoria 1 (San Martín) y La Victoria 2 (El Alpargate), a continuación, se presenta una imagen que refleja la ubicación de los mismos:

DIRECCIÓN: Calle Guzmán SN 11-04 y Antonio Ante (esq) / CONTACTOS: (06) 2 939 125 (06) 2 939 211  
E-MAIL: [municipiourcuqui@andinanet.net](mailto:municipiourcuqui@andinanet.net) / [www.urcuqui.gob.ec](http://www.urcuqui.gob.ec)  
IMBABURA - ECUADOR



**Imagen N° 01: “Ubicación de las Fosas Sépticas y Descarga a cielo abierto de la comunidad La Victoria – Pablo Arenas, Imbabura”**



El año e construcción de estas fosas sépticas son La Victoria 1 en 1990 y La Victoria 2 en el año 1992, a su vez sus coordenadas de ubicación son:

PTAR	Norte	Este	Elevación
<b>La Victoria 1</b>	10055899.00	816462.00	1762 m.s.n.m.
<b>La Victoria 2</b>	10056948.00	816547.00	1797 m.s.n.m.
Descarga a Cielo Abierto	Norte	Este	Elevación
<b>El Rancho</b>	10057240.00	815902.00	1854 m.s.n.m.

- Para el sitio propuesto en el proyecto, luego de realizar un recorrido, se identificó la zona adecuada de implantación de una sola PTAR, la misma que podrá recibir el agua de toda la comunidad y realizar el tratamiento y una disposición final hacia una quebrada seca, sin generar contaminación ambiental y beneficiar con el agua tratada adecuadamente para que pueda ésta ser utilizada para riego agrícola. El sitio se encuentra en las siguientes coordenadas y se muestra en la imagen anexa:



GOBIERNO AUTÓNOMO  
DESCENTRALIZADO MUNICIPAL  
SAN MIGUEL DE URQUQUÍ



ADMINISTRACIÓN  
2019 - 2023

**Imagen N° 02: "Sitio de ubicación de la nueva PTAR propuesta, comunidad La Victoria – Pablo Arenas, Imbabura"**



PTAR	Norte	Este	Elevación
<b>Nueva PTAR La Victoria</b>	10055882.49	816856.88	1751 m.s.n.m.

Finalmente se adjunta una fotografía del sitio adecuado donde se determinó la ubicación de la nueva PTAR, en un previo recorrido y de igual manera se puede ver en la imagen N°02, obtenida de Google Earth.

**Fotografía N° 01: "Sitio de ubicación de la nueva PTAR propuesta"**



Particular que informo para los fines pertinentes

Atentamente,

Ing. Civil Andrés Cevallos Escalante  
**JEFE DE ALCANTARILLADO (E)**

Adj/  
C.c/ Archivo  
af.



DIRECCIÓN: Calle Guzmán SN 11-04 y Antonio Ante (esq) / CONTACTOS: (06) 2 939 125 (06) 2 939 211  
E-MAIL: [municipiourcuqui@andinanet.net](mailto:municipiourcuqui@andinanet.net) / [www.uruqui.gob.ec](http://www.uruqui.gob.ec)

IMBABURA - ECUADOR

**Anexo 2.** Oficio recibido por parte del GAD Parroquial Rural de Pablo Arenas con la información solicitada para la elaboración del TFM



**GAD PARROQUIAL RURAL  
PABLO ARENAS**  
Administración 2019- 2023

**OFICIO Nº GADPRPA – 156 - 2022**  
Pablo Arenas, 10 de noviembre de 2022

Ingeniero  
**JEANPIERRE PALACIOS L.**  
Presente.-

De mi consideración:

Reciba un cordial y atento saludo de quienes conformamos el Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural Pablo Arenas, deseando éxitos en las funciones encomendadas.

Dando contestación al oficio con fecha 14 de octubre de 2022 en el cual solicita información referente a la comunidad La Victoria perteneciente a la Parroquia Pablo Arenas, al respecto me permito entregar la siguiente información:

**-Número de habitantes de la comunidad:**  
860 habitantes

**- Actividad principal de los habitantes de la comunidad:**  
El 95% se dedica al corte de la caña de azúcar y un 5% trabajan en las haciendas.

**-Año de construcción de los sistemas actuales de tratamiento de aguas residuales (fosas sépticas):**  
Entre el año 1990 y 1992

**-Ubicación y fotografía del lugar donde se ha propuesto la construcción de una PTAR:**  
Coordenadas: Este 816856.88, Norte 10055882.49  
Altitud: 1751 m.s.n.m.



**RUC:** 1060021180001  
**Teléfono:** 062683151/153  
**Dirección:** Bolívar y Modesto Larrea  
**Correo:** presidentep2014@gmail.com  
**Página web:** www.pabloarenas.gob.ec



**GAD PARROQUIAL RURAL  
PABLO ARENAS**  
Administración 2019-2023



**-Variación estacional y poblacional de la comunidad:**

No existe variación estacional ya que la temperatura se mantiene casi constante todo el año, esto debido a que en Ecuador prácticamente no están marcadas las 4 estaciones del año. La temperatura promedio en la comunidad es: 19°C.

No existe variación poblacional ya que en la comunidad no existen actividades turísticas que pudieran hacer que la población varíe en ciertas épocas del año, con lo que la población de la comunidad prácticamente se mantiene constante durante todo el año.

**-Industrias que pudieran descargar sus aguas residuales a la red de alcantarillado comunitario:**

En la comunidad no existe ningún tipo de industria.

Sin otro particular me anticipo en agradecerle, dejando constancia de los más altos sentimientos de consideración y estima.

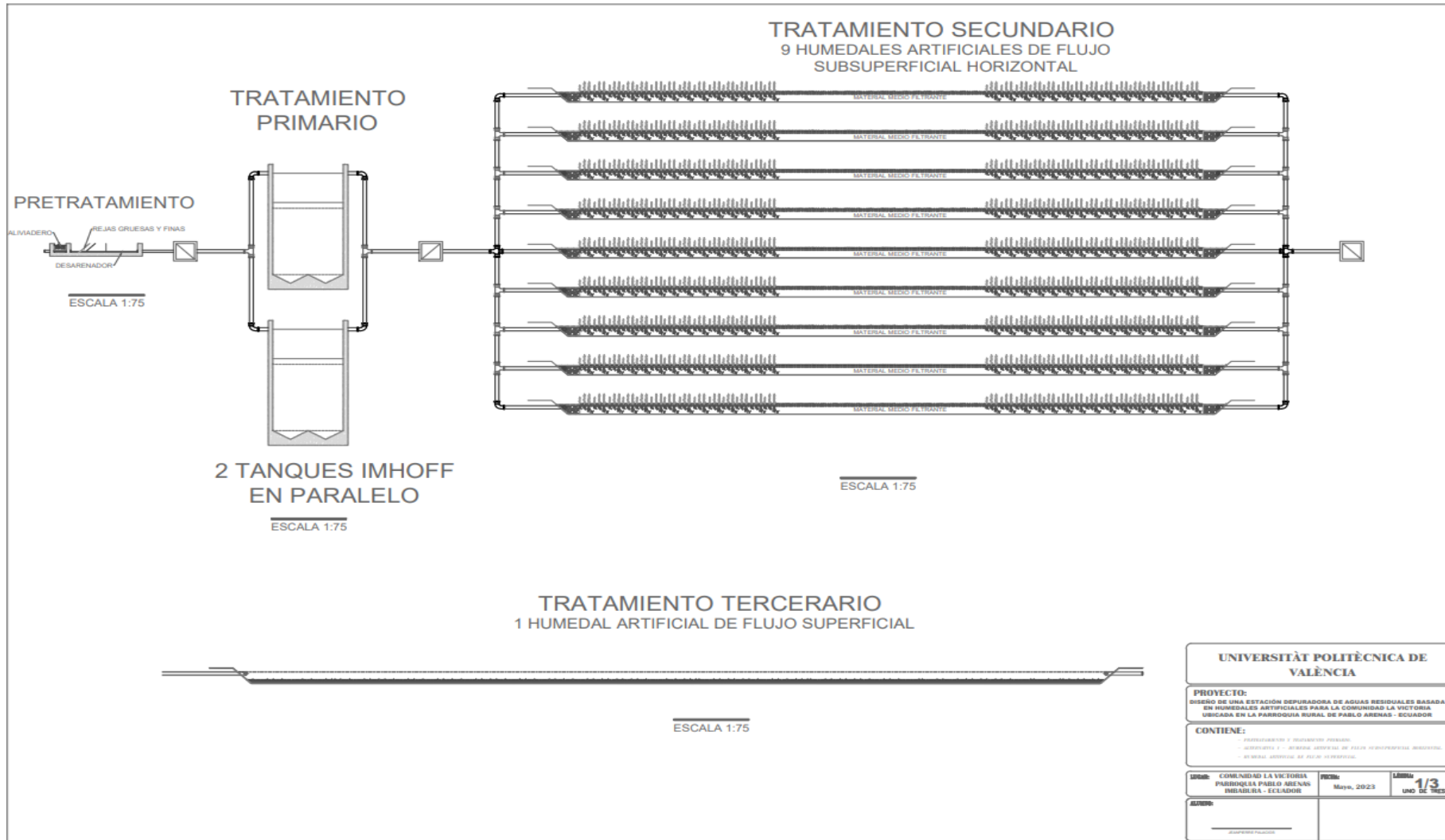
Atentamente,



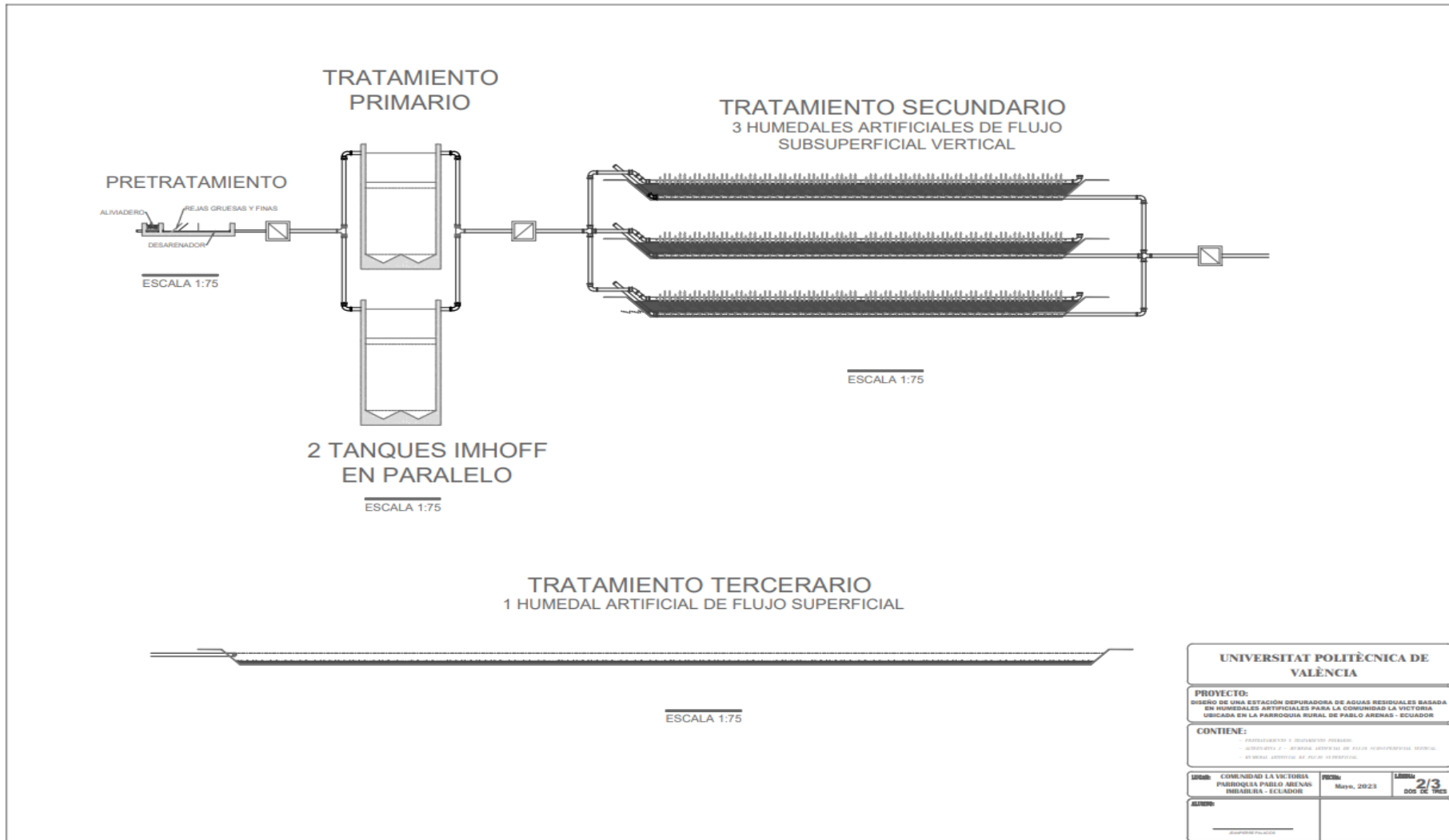
  
Sr. Martín Maldonado  
**PRESIDENTE DEL GAD PARROQUIAL  
RURAL PABLO ARENAS**  
CC: 1002538211

RUC: 1060021180001  
Teléfono: 062683151/153  
Dirección: Bolívar y Modesto Larrea  
Correo: presidentep2014@gmail.com  
Página web: www.pabloarenas.gob.ec

**Anexo 3. Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 1 para el tratamiento secundario**



Anexo 4. Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 2 para el tratamiento secundario



**Anexo 5. Esquema de la EDAR diseñada considerando la alternativa 3 para el tratamiento secundario**

