

Trabajo Fin de Máster

DISEÑO DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE ALACAO, PROVINCIA DE CHIMBORAZO, ECUADOR.

Intensificación: *TRATAMIENTO DE AGUAS*

Autor:

Cristian Ernesto Basantes Cascante

Tutor:

Dr. Miguel Martín Monerris

Cotutor/es:

Dra. Carmen Hernández Crespo



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Datos del proyecto

Título del TFM en español: DISEÑO DE UN SISTEMA DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA COMUNIDAD DE ALACAO, PROVINCIA DE CHIMBORAZO, ECUADOR

Título del TFM en inglés: DESIGN OF A CONSTRUCTED WETLAND SYSTEM FOR THE TREATMENT OF WASTEWATER IN THE COMMUNITY OF ALACAO, PROVINCE OF CHIMBORAZO, ECUADOR

Título del TFM en Valenciano: DISSENY D'UN SISTEMA D'AIGUAMOLLS ARTIFICIALS PER AL TRACTAMENT D'AIGÜES RESIDUALS A LA COMUNITAT DE ALACAO, PROVÍNCIA DE CHIMBORAZO, EQUADOR

Alumno: CRISTIAN ERNESTO BASANTES CASCANTE

Tutor: DR. MIGUEL MARTÍN MONERRIS

Cotutor/es: DRA. CARMEN HERNÁNDEZ CRESPO

Fecha de Lectura: <MES, AÑO>

Resumen

Alacao, es una comunidad ubicada en el cantón Guano, provincia Chimborazo con una población de 955 habitantes y una superficie de 672.07 hectáreas; donde la inadecuada gestión de sus aguas residuales de origen doméstico, agrícola e industrial generan un impacto negativo sobre el ambiente y la salud de sus habitantes, esto debido a que no se dispone de un sistema de tratamiento de agua residual y la descarga se realiza directamente a los cuerpos de agua en especial al río Guano, alterando la composición natural del agua, por lo cual, el principal objeto de este trabajo es diseñar un sistema de tratamiento basado en humedales artificiales para depurar las aguas residuales generadas en la comunidad y cumplir con los límites de vertido establecidos por la normativa ecuatoriana y española.

La propuesta de tratar las aguas residuales mediante humedales artificiales es una alternativa viable para zonas rurales como es la comunidad de Alacao, debido a que presentan ventajas económicas y gran integración paisajística.

El desarrollo del proyecto consistirá en el diseño de tres sistemas diferentes de humedales artificiales: sistema subsuperficial horizontal, sistema subsuperficial vertical y sistema "francés", de los cuales se seleccionará la alternativa más

favorable para la zona.

La selección final del tratamiento responderá al resultado de la evaluación económica y de la realidad social de la zona.

También se realizará una propuesta de tipo cualitativo para la gestión de las aguas pluviales. En el caso de que la eliminación de fósforo sea un requisito importante para la protección del medio receptor, se estudiará la posibilidad de instalar humedales con sustrato activo.

Resum

Alacao, és una comunitat situada en el cantó Guano, província Chimborazo amb una població de 955 habitants i una superfície de 672.07 hectàrees; on la inadequada gestió de les seues aigües residuals d'origen domèstic, agrícola i industrial generen un impacte negatiu sobre l'ambient i la salut dels seus habitants, això pel fet que no es disposa d'un sistema de tractament d'aigua residual i la descàrrega es realitza directament als cossos d'aigua especialment al riu *Guano, alterant la composició natural de l'aigua, per la qual cosa, el principal objecte d'aquest treball és dissenyar un sistema de tractament basat en aiguamolls artificials per a depurar les aigües residuals generades en la comunitat i complir amb els límits d'abocament establits per la normativa equatoriana i espanyola.

La proposta de tractar les aigües residuals mitjançant aiguamolls artificials és una alternativa viable per a zones rurals com és la comunitat de *Alacao, pel fet que presenten avantatges econòmics i gran integració paisatgística.

El desenvolupament del projecte consistirà en el disseny de tres sistemes diferents d'aiguamolls artificials: sistema subsuperficial horitzontal, sistema subsuperficial vertical i sistema "francés", dels quals se seleccionerà l'alternativa més favorable per a la zona.

La selecció final del tractament respondrà al resultat de l'avaluació econòmica i de la realitat social de la zona.

També es realitzarà una proposta de tipus qualitatiu per a la gestió de les aigües pluvials. En el cas que l'eliminació de fòsfor siga un requisit important per a la protecció del mitjà receptor, s'estudiarà la possibilitat d'instal·lar aiguamolls amb substrat actiu.

Summary

Alacao, is a community located in the guano canton, Chimborazo province with a population of 955 inhabitants and an area of 672.07 hectares; where the inadequate management of its wastewater of domestic, agricultural and industrial origin generate a negative impact on the environment and the health of its inhabitants, this is due to the fact that a wastewater treatment system is not available and the discharge is made directly to the bodies of water in particular to the Guano River, altering the natural composition of water, which is why, the main object of this work is to design a treatment system based on artificial wetlands to purify wastewater generated in the community and comply with the discharge limits established by Ecuadorian and Spanish regulations.

The proposal to treat wastewater through artificial wetlands is a viable alternative for rural areas such as the community of Alacao, because they have economic advantages and great landscape integration.

The development of the project will consist of the design of three different artificial wetland systems: horizontal subsurface system, vertical subsurface system and "French" system, from which the most favourable alternative for the area will be selected.

The final selection of treatment will respond to the result of the economic assessment and the social reality of the area.

A qualitative proposal for rainwater management will also be made. In the event that the removal of phosphorus is an important requirement for the protection of the receiving environment, consideration will be given to installing wetlands with active substrate.

Palabras clave español (máximo 5): tratamiento, aguas, residual, humedales artificiales.

Palabras clave valenciano (máximo 5): tractament, aigües, residual, aiguamolls artificials.

Palabras clave inglés (máximo 5): treatment, water, waste, artificial wetlands.

ÍNDICE GENERAL

1.	Introducción	1
2.	Objetivos	3
2.1.	Objetivo General	3
2.2.	Objetivos Específicos.....	3
3.	Marco Teórico	4
3.1.	Aguas residuales Urbanas	4
3.2.	Características de las aguas residuales	4
3.3.	Tratamiento de aguas residuales	7
3.3.1.	Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales	7
3.3.1.1.	Pretratamiento.....	8
3.3.1.2.	Tratamiento Primario.....	8
3.3.1.3.	Tratamiento Secundario	9
3.3.1.4.	Tratamiento Terciario	9
3.4.	Humedales Artificiales	10
3.4.1.	Aplicaciones	11
3.4.2.	Mecanismos de eliminación de los contaminantes	12
3.4.2.1.	Sólidos en Suspensión	14
3.4.2.2.	Materia Orgánica	15
3.4.2.3.	Nitrógeno	16
3.4.2.4.	Fósforo	18
3.4.2.5.	Metales Pesados	19
3.4.2.6.	Patógenos	19
3.4.3.	Tipo de flora utilizada en los humedales artificiales.....	20
3.4.4.	Tipos de Humedales artificiales	22
3.4.4.1.	Humedales de flujo superficial.....	23
3.4.4.2.	Humedales de flujo subsuperficial	24
3.4.4.2.1.	Humedales subsuperficiales de flujo horizontal	25
3.4.4.2.2.	Humedales de flujo subsuperficial vertical	27
3.4.4.2.3.	Humedales de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés”	28
4.	Caso de estudio	31
4.1.	Datos Generales	31

4.1.1.	Ubicación Geográfica.....	31
4.1.2.	Geología.....	32
4.1.3.	Demografía	32
4.1.4.	Clima y Temperatura	33
4.1.5.	Hidrografía.....	34
4.1.6.	Socioeconomía	35
4.1.7.	Agua de Riego	36
4.1.8.	Agua potable.....	37
4.1.9.	Saneamiento Ambiental	37
4.2.	Población de diseño	38
4.2.1.	Población actual	38
4.2.2.	Población de diseño.....	38
4.3.	Parámetros de diseño	39
4.3.1.	Determinación de caudales	39
4.3.2.	Dotación de Agua	40
4.3.3.	Coeficiente de retorno	40
4.4.	Caracterización del agua residual	45
5.	Diseño del sistema de depuración	49
5.1.	Pretratamiento.....	49
5.1.1.	Aliviadero Lateral.....	49
5.1.2.	Sistema de Rejillas	53
5.2.	Tratamiento Primario.....	59
5.2.1.	Tanque Imhoff	59
5.2.2.	Sistema de tratamiento de fangos.....	73
5.2.3.	Calidad del agua a la salida del tratamiento primario	75
5.3.	Tratamiento Secundario	76
5.3.1.	Dimensionamiento de humedal artificial horizontal de flujo Subsuperficial.....	76
5.3.2.	Dimensionamiento de humedal artificial vertical de flujo Subsuperficial	86
5.3.3.	Dimensionamiento de humedal artificial vertical de flujo Subsuperficial “Sistema Frances”	93
5.4.	Diseño de la celda con sustrato activo para la remoción de fósforo a la salida de los humedales.....	102
5.5.	Evaluación de costos de implementación de los sistemas de depuración.....	107
5.6.	Selección de la alternativa	109

5.7.	Ubicación	110
5.8.	Construcción	111
5.9.	Impermeabilización.....	111
5.10.	Sistema de distribución y recogida.....	111
5.11.	Medio granular.....	112
5.12.	Plantación.....	112
5.13.	Puesta en marcha.....	112
5.14.	Mantenimiento	113
6.	Propuesta cualitativa para la gestión de las aguas pluviales producidas en la Comunidad de Alcaeo.	114
7.	Resumen y Conclusiones.....	117
8.	Bibliografía	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Composición típica de un agua residual urbana (Metcalf & Eddy, 2000).	6
Tabla 2. Valores pluviométricos mensuales Cantón Guano (INAMHI).....	33
Tabla 3. Valores recomendados para coeficientes punta en pequeñas comunidades.....	42
Tabla 4. Resumen de caudales calculados para el diseño del sistema de depuración	45
Tabla 5. Valores típicos de velocidades de emisión másica unitaria (VEMU) para pequeñas comunidades (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	45
Tabla 6. Valores de concentración del influente y límites máximos permisibles de la normativa ecuatoriana y española para vertidos de agua residual a cuerpos de agua dulce.	47
Tabla 7. Relación entre parámetros DBO y DQO (Martínez, 2010).	48
Tabla 8. Valores recomendados para el diseño del canal de desbaste y sistema de rejas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).	54
Tabla 9. Valores de diseño para rejas gruesas.....	54
Tabla 10. Valores de diseño para rejas finas.	56
Tabla 11. Valores recomendados de los parámetros para el dimensionamiento de un tanque Imhoff.....	60
Tabla 12. Resultados de remoción de contaminantes a la salida del tratamiento primario.....	75
Tabla 13. Valores de P para humedales HF y VF (Kadlec & Wallace, 2009).	77
Tabla 14. Valores de factores de corrección de temperatura.....	77
Tabla 15. Valores de concentración de fondo (mg/L) para HF y VF.....	78
Tabla 16. Valores de conductividad hidráulica en función del tipo de material del sustrato utilizado en la construcción de un humedal de flujo subsuperficial.....	80
Tabla 17. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente según la eficiencia de remoción en humedales artificiales subsuperficiales de flujo horizontal.	85
Tabla 18. Parámetros de diseño según el tipo de sustrato en humedales verticales (IWA, 2017).....	86
Tabla 19. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente según la eficiencia de remoción en humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical.....	91
Tabla 20. Cargas máximas para el diseño de humedales VF francés en clima seco (IWA, 2017).	93
Tabla 21. Resultados de las superficies calculadas para cada uno de los contaminantes.	94

Tabla 22. Especificaciones del medio filtrante para el diseño de humedal VF francés (IWA, 2017).....	95
Tabla 23. Características del efluente de la primera etapa.....	99
Tabla 24. Características del efluente de la segunda etapa	100
Tabla 25. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente del humedal artificial subsuperficiales de flujo vertical "Sistema Francés".	101
Tabla 26. Resumen de los valores obtenidos partir de los cálculos del dimensionamiento de la celda de material de absorción de fósforo.....	106
Tabla 27. Estimación aproximada de costos de implantación de sistemas de depuración por humedales artificiales.	107
Tabla 28. Resumen Comparativo de alternativas de tratamiento.....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Etapas de una planta de tratamiento de aguas residuales (Romero et al., 2017).	7
Figura 2. Mecanismos abióticos que tratan compuestos orgánicos en sistemas de tratamiento de humedales (ITCR, 2003).	13
Figura 3. Mecanismos bióticos que tratan compuestos orgánicos en sistemas de tratamiento de humedales (ITCR, 2003).	14
Figura 4. Mecanismos de eliminación y generación de sólidos suspendidos en humedales artificiales de flujo superficial (Oliver, 2017; Adaptado de Kadlec & Wallace, 2009).	14
Figura 5. Diagrama del metabolismo del nitrógeno (Delgadillo et al., 2010).	17
Figura 6. Macrófitas dominantes en humedales artificiales (Adaptado de Kadlec & Wallace, 2009).	21
Figura 7. Esquema de clasificación de humedales artificiales (Delgadillo et al., 2010).	23
Figura 8. Componentes básicos de humedal de flujo superficial (Kadlec & Wallace, 2009).	24
Figura 9. Esquema típico de un humedal de flujo subsuperficial de flujo horizontal (Kadlec & Wallace, 2009).	26
Figura 10. Esquema típico de un humedal de flujo subsuperficial vertical en Europa (IWA, 2017).	27
Figura 11. Esquema de diseño para un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés” (IWA, 2017).	29
Figura 12. Esquema de operación de la primera etapa de un Sistema Francés (Dotro et al., 2017).	30
Figura 13. Esquema del diseño del sistema de depuración	49
Figura 14. Dimensionamiento de rejas gruesas (izquierda) y rejas finas (derecha).	57
Figura 15. Esquema de la sección de un tanque Imhoff (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).	60
Figura 16. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).	64
Figura 17. Tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).	69
Figura 18. Ubicación del humedal artificial con respecto a la Comunidad y perfil de elevación de la zona.	110

Figura 19. Sistema de tuberías de drenaje para la evacuación de los efluentes depurados en un humedal vertical (CENTA, 2008).112

Figura 20. Conexión de las tuberías de drenaje con la arqueta de salida (CENTA, 2008).112

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Ubicación Geográfica de la provincia de Chimborazo.....	31
Ilustración 2. Ubicación Geográfica del cantón Guano (Parroquia la Matriz).	31
Ilustración 3. Ubicación Geográfica de la Comunidad Alacao	31
Ilustración 4. Inundaciones en el Cantón Guano 20 de noviembre del 2018.	115
Ilustración 5. Parterre ubicado en la avenida 20 de diciembre, Guano.....	116

1. Introducción

El agua es el elemento más vital de los recursos naturales, dado que es fundamental para la supervivencia de todos los organismos vivos incluido el ser humano, la producción de alimentos y el desarrollo económico. Actualmente, varias ciudades alrededor del mundo se enfrentan a una grave escasez de agua, asimismo cerca del 40% del suministro de alimentos a nivel mundial se cultiva bajo riego y una amplia gama de procesos industriales dependen del agua. El medio ambiente, el crecimiento económico y el desarrollo en general están altamente influenciados por el agua: su disponibilidad regional y estacional y la calidad de las aguas superficiales y subterráneas. Sin embargo, la calidad del agua se ve afectada por las actividades humanas y disminuye en consecuencia de crecimiento poblacional que conlleva un aumento de áreas urbanizadas, la producción industrial, el cambio climático y otros factores (Nizel & Nazrul, 2015).

El agua puede considerarse contaminada cuando su calidad o composición ha sido modificada, ya sea de forma natural o como resultado de las actividades humanas; de esta manera se vuelve menos apta para el consumo y el desarrollo de la vida silvestre, así como para su uso doméstico, agrícola, industrial y recreativo (Goel, 2006).

Por lo que resulta imprescindible implementar y desarrollar técnicas para prevenir la contaminación del agua. El tratamiento adecuado de aguas residuales antes de su descarga es una forma de promover la prevención de la contaminación del agua (Inyinbor et al., 2018).

Las poblaciones rurales en el Ecuador debido a sus bajos recursos económicos carecen de infraestructuras adecuadas para gestionar los residuos generados por la actividad humana; como es el caso de las aguas residuales producidas tanto por el uso doméstico como por las actividades agroindustriales que se desarrollan en estas zonas.

Las descargas de agua residual sin un tratamiento previo sobre los cuerpos de aguas provocan impactos negativos a corto y a largo plazo sobre el medio ambiente y a la salud de los habitantes. Esta problemática se presenta en una comunidad de la Parroquia la Matriz.

La Matriz es una parroquia que pertenece al cantón Guano, provincia de Chimborazo; esta parroquia posee 12 barrios y 12 comunidades; entre ellas se encuentra la comunidad de Alacao que es el objeto de estudio de este trabajo.

La comunidad de Alacao pertenece al sector Guano Rural, tiene aproximadamente 3 kilómetros de ancho, colinda con el Cerro Igualata y el Volcán Tungurahua; posee un clima templado con temporadas secas, lluviosas y un verano frío; de acuerdo con su clasificación respectiva el subtipo climático que corresponde a esta comunidad es templado-lluvioso. La temperatura al igual que en todo el cantón Guano, oscila entre un rango de 16 a 18 grados centígrados durante todo el año, mientras que la humedad relativa de la zona oscila entre 66 y 77% en todo el año. Estas características climáticas ayudan al desarrollo de las actividades agrícolas y ganaderas, lo que permite la activación de la economía en la comunidad.

Esta comunidad carece de un sistema de tratamiento para las aguas residuales urbanas, por lo cual, las descargas son realizadas de manera directa sobre el río Guano, afectando a la calidad de aguas abajo, que son utilizadas por Parroquias como La Providencia y otras comunidades para la agricultura y otros usos; perjudicando a la salud de los consumidores.

Una alternativa viable para depurar de aguas residuales en pequeñas poblaciones son los tratamientos no convencionales como son los sistemas de humedales artificiales, que son tecnologías de bajo coste de instalación y mantenimiento, y poseen una gran integración paisajística.

Por lo tanto, en este trabajo de fin de máster se diseñará 3 sistemas diferentes de humedales artificiales, con la finalidad de seleccionar el más adecuado que se ajuste a la realidad social y económica de la zona.

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

El objetivo del presente trabajo de fin de master es proponer una alternativa viable para gestionar las aguas residuales urbanas de la comunidad de Alacao, Provincia de Chimborazo, Ecuador. La misma que se ajuste a la realidad social y económica de la población, por lo cual se considera factible la aplicación de tecnologías extensivas mediante un sistema de humedales artificiales, debido a sus ventajas y su gran integración en el ecosistema.

2.2. Objetivos Específicos

- Diseñar tres alternativas de sistemas de humedales artificiales para el tratamiento de las aguas residuales urbanas generadas en la Comunidad de Alacao, con la finalidad de cumplir con los estándares de calidad de agua expuestos en la normativa vigente en Ecuador sobre los límites máximos permisibles de vertidos en cuerpos de agua dulce, tomando en cuenta también la normativa española.
- Realizar una estimación económica de los costos de implementación de cada uno de los humedales artificiales propuestos.
- Seleccionar el sistema de humedal artificial que se ajuste al resultado de la valoración económica y a la realidad social de la zona.
- Realizar una propuesta de tipo cualitativa para gestionar de manera adecuada las aguas pluviales de la zona.

3. Marco Teórico

3.1. Aguas residuales Urbanas

Trapote (2013) comenta que las aguas residuales de origen urbano son aguas naturales que han sido contaminadas por sustancias de tipo orgánico e inorgánico y microorganismos aportados por las actividades realizadas en las zonas urbanas, junto con las aguas procedentes del drenaje pluvial.

Cuenca (2015) define a las aguas residuales urbanas como “vertidos que se generan en los núcleos de población urbana, como consecuencia de las actividades propias de estos.” Adicionalmente señala cuales son las principales contribuciones para la formación de este tipo de agua residual, que se enlistan a continuación.

- Aguas negras o fecales: Son aguas que contienen los desechos del metabolismo humano.
- Aguas de lavado doméstico: Son aguas resultantes del uso doméstico que no se han mezclado con aguas negras.
- Aguas de drenaje de calles
- Agua de lluvia y lixiviados

Además, Trapote (2013) señala que las aguas residuales urbanas están compuestas principalmente por aguas residuales domésticas mismas que contiene mayoritariamente contaminantes orgánicos. En consecuencia las aguas residuales urbanas son biodegradables, esto quiere decir que pueden ser purificadas por medio de tratamientos biológicos. También señala que las aguas residuales urbanas reciben un cierto volumen de aguas residuales industriales, que comúnmente no alteran su composición general. Sin embargo, cuando las aguas residuales industriales alteran de forma relevante la composición de la mezcla, pasan a llamarse aguas residuales mixtas, que son comparables a las aguas residuales industriales.

3.2. Características de las aguas residuales

Cada agua residual tiene características únicas puesto que dependen del tamaño de la población, del sistema de alcantarillado, el nivel de industrialización y la intensidad y

regularidad de lluvias en la zona. Considerando estos parámetros es posible determinar rangos de variación, tanto para caudales como para las características fisicoquímicas de las aguas residuales (Martín et al., 2016).

A continuación, se describen las características físicas, químicas y biológicas más importantes de las aguas residuales urbanas (Martín et al., 2016).

Características físicas

- Color: La coloración permite determinar de forma cualitativa el tiempo del agua residual. Un color beige claro indica que el agua es reciente, conforme pasa el tiempo esta se oscurece hasta un color gris o negro.
- Olor: Generado por los productos de la descomposición anaerobia de la materia orgánica como ácido sulfhídrico, indol, mercaptanos y otras sustancias volátiles.
- Temperatura: Fluctúa entre 15 Y 20 °C, que favorece el crecimiento microbiano.
- Sólidos en general

Características químicas

- Componentes orgánicos: Sustancias de origen vegetal, animal o sintético. Por ejemplo, proteínas, carbohidratos, grasas, aceites y agentes tensoactivos.
- Compuestos inorgánicos: Sólidos de origen mineral, como arcilla, lodo, arena y grava, además de compuestos como sulfatos y carbonatos.
- Componentes gaseosos: Se incluye el oxígeno disuelto, ácido sulfhídrico, dióxido de carbono metal, entre los más importantes.

Características biológicas

- Comprende organismos como algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, larvas, etc.

Para el diseño y operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales es necesario evaluar la calidad del agua residual. Los principales parámetros que son analizados son los siguientes (Rojas, 2002):

- Sólidos suspendidos totales (STT): Son partículas orgánicas o inorgánicas que se separan de manera sencilla del agua residual por sedimentación o filtración.

- Demanda química de oxígeno (DQO): Es la cantidad de oxígeno requerida para la oxidación química de la materia orgánica. Es una medida indirecta de la concentración de materia orgánica.
- Demanda bioquímica de oxígeno en cinco días (DBO₅): Responde a la cantidad de oxígeno requerido para oxidar de forma biológica la materia orgánica.
- Contenido de nutrientes: Concentración de nitrógeno y fósforo en el agua residual.
- Microorganismos: Se determina la presencia de microorganismos en el agua residual utilizando como indicador a los coliformes fecales.

En la Tabla 1 se indica la composición típica de un agua residual urbana según la concentración de los distintos parámetros indicadores de calidad.

Tabla 1. Composición típica de un agua residual urbana (Metcalf & Eddy, 2000).

Parámetro	Concentración (mg/L)		
	Fuerte	Media	Débil
Sólidos totales (ST)	1200	700	350
Fijos	600	350	175
Volátiles	600	350	175
Sólidos en suspensión (SS)	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
SS sedimentables (SSs)	20	10	5
SS coloidales (SSc)	330	190	95
Sólidos disueltos (SD)	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Demanda Bioquímica de Oxígeno 5 (DBO₅)	400	220	110
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	1000	500	250
Carbono Orgánico Total (COT)	290	160	80
Nitrógeno Total	85	40	20
Nitrógeno Total Kjeldahl	85	40	20
Nitrógeno orgánico	35	15	8
Nitrógeno Amoniacal	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo total	15	8	4
Fósforo orgánico	5	3	1
Fósforo inorgánico	10	5	3
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad	200	100	50
Grasas	150	100	50

3.3. Tratamiento de aguas residuales

La gestión de aguas residuales se ha convertido en un desafío en muchos países, debido en parte a que el desarrollo de la infraestructura y las regulaciones no han ido al mismo ritmo que el crecimiento de la población y la urbanización (Gatidoua et al., 2019)

La finalidad del tratamiento de aguas residuales es evitar la contaminación de los cursos y cuerpos de agua receptores. De esta manera se impide el daño a abastecimientos, públicos, privados e industriales de suministro de agua; el deterioro de cuerpos de agua con fin recreacional y esparcimiento, perjuicio a las actividades acuícolas y agrícolas, además del impacto a nivel ecológico (Rojas, 2002).

El tratamiento de aguas residuales consiste en una combinación de procesos y operaciones físicas, químicas y biológicas con la finalidad de remover sólidos, materia orgánica y, en ciertos casos hasta nutrientes de las aguas residuales (Sonune & Ghate, 2004).

3.3.1. Etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales

Las plantas de tratamiento de aguas residuales se centran, entre otros, en cuestiones de sostenibilidad a través de la recuperación de energía y nutrientes de las aguas residuales. Para este proceso existen diferentes etapas, las cuales están pensadas con el objetivo de garantizar la mayor depuración posible de los contaminantes (Romero et al., 2017).

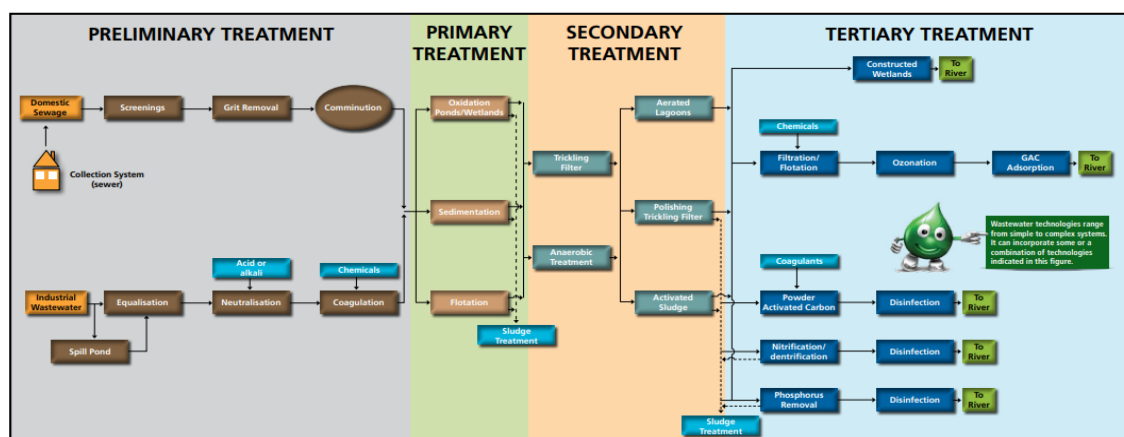


Figura 1. Etapas de una planta de tratamiento de aguas residuales (Romero et al., 2017).

Las etapas de un sistema de tratamiento de aguas residuales se agrupan bajo la denominación de tratamiento preliminar, primario, secundario y terciario (Figura 1). El

tratamiento preliminar conlleva un procedimiento de tipo físico, el primario tratamientos físicos y químicos, el secundario ejecuta procesos biológicos de asimilación de materia orgánica y el terciario emplea mecanismos para remover los contaminantes remanentes de las etapas anteriores (Rojas, 2002).

3.3.1.1. Pretratamiento

El objetivo es la eliminación de sólidos gruesos y otros materiales grandes que a menudo se encuentran en las aguas residuales crudas. Es necesario para mejorar el funcionamiento y el mantenimiento de las unidades de tratamiento posteriores. Las operaciones de tratamiento preliminar generalmente incluyen un cribado grueso, remoción de arena y, en algunos casos, trituración de objetos grandes. En las cámaras de arena, la velocidad del agua a través de la cámara se mantiene lo suficientemente alta, o se usa aire para evitar la sedimentación de la mayoría de los sólidos orgánicos. La eliminación de arenilla no se incluye como un paso de tratamiento preliminar en la mayoría de las plantas pequeñas de tratamiento de aguas residuales. En ocasiones, se adoptan trituradores para complementar el cribado grueso y sirven para reducir el tamaño de las partículas grandes para que sean eliminadas en forma de lodo en los procesos de tratamiento posteriores (Güven et al., 2018).

3.3.1.2. Tratamiento Primario

El tratamiento primario es diseñado para eliminar sólidos orgánicos e inorgánicos a través de procesos físicos de sedimentación, coagulación y flotación. Alrededor del 25-50% de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) entrante, el 50-70% del total de sólidos suspendidos (SS) y el 65% de aceite y grasa se remueven del agua mediante el tratamiento primario. Una fracción del nitrógeno orgánico, fósforo orgánico y metales pesados asociados con los sólidos también se eliminan a lo largo de la sedimentación primaria, aunque los constituyentes coloidales y disueltos no son afectados (Sonune & Ghate, 2004).

Los tratamientos comúnmente utilizados en el caso aglomeraciones urbanas pequeñas son:

- Fosas sépticas
- Tanques Imhoff
- Decantadores primarios

3.3.1.3. *Tratamiento Secundario*

Durante el tratamiento secundario la degradación de los compuestos orgánicos existentes en el agua residual procedente del tratamiento primario es efectuado únicamente por procesos biológicos. Por medio de los cuales la materia orgánica finamente seccionada y/o disuelta se transforma en sólidos sedimentables floculantes que pueden ser removidos por sedimentación en tanques de decantación. Estos tratamientos biológicos tienen una eficiencia de remoción del DBO del 85% al 95% (Rojas, 2002). Los tratamientos secundarios pueden clasificarse en extensivos e intensivos.

Tratamientos secundarios extensivos: Se caracterizan por imitar los procesos naturales de depuración de los suelos y cuerpos de agua. Necesitan de grandes superficies para ser establecidos y comúnmente no requieren energía adicional. Se incluye a los siguientes tratamientos (Ortega de Miguel et al., 2013).

- *Zanjas filtrantes y Filtros verdes* que utilizan el suelo como elemento depurador.
- *Humedales artificiales* imitan las características de los humedales naturales.
- *Lagunaje* simula los mecanismos naturales de purificación de ríos y lagos.
- *Filtros de turba o arena y sistemas de Infiltración-Percolación que se basan en la filtración del agua en el ambiente.*

Tratamientos secundarios intensivos: Se distinguen por utilizar un suministro externo de energía para agilizar la depuración, razón lo la cual requieren superficies pequeñas para ser implementados. Se incluye a los siguientes tratamientos (Ortega de Miguel et al., 2013).

- *Sistemas de cultivo en suspensión: Aireación prolongada y reactores secuenciales.*
- *Sistemas de biopelícula: Lechos bacterianos, contactores biológicos rotativos y sistemas de biopelícula sobre lecho móvil.*

3.3.1.4. *Tratamiento Terciario*

El tratamiento primario y secundario elimina la mayoría del DBO y de los sólidos en suspensión que se encuentran en las aguas residuales. Sin embargo, en varios casos estos tratamientos no han sido suficientes para proteger las aguas receptoras o para proporcionar agua reutilizable para el reciclaje industrial y/o doméstico. Debido a lo cual, se han adicionado tratamientos adicionales a las plantas de tratamiento de aguas residuales para

aumentar la eliminación de sólidos y orgánicos o para mejorar la remoción de nutrientes y/o materiales tóxicos (Sonune & Ghate, 2004).

Como ya se mencionó el objetivo de un tratamiento terciario es mejorar la calidad del efluente, comúnmente los procesos utilizados son la desinfección química y la eliminación biológica de nutrientes orgánicos (N, P). Las aguas residuales industriales pueden someterse a procesos especiales destinados a la eliminación de metales u otros iones por medio de métodos específicos como osmosis inversa, electrodiálisis o ultrafiltración, así como eliminación de compuestos orgánicos por adsorción en carbón activado (Beiras, 2018).

3.4. Humedales Artificiales

ITCR (2003) define a los humedales artificiales como "sistemas de ingeniería, diseñados y construidos para utilizar las funciones naturales de los humedales, de la vegetación, los suelos y de sus poblaciones microbianas para el tratamiento de contaminantes en aguas residuales". Los humedales artificiales consisten en celdas impermeables que cuentan con estructuras específicas para controlar la dirección, tiempo de retención y nivel del agua a tratar (US EPA, 2000).

Los constituyentes principales de un humedal artificial son las plantas acuáticas (macrófitas), los microorganismos y el material de relleno o soporte conformado por agregados pétreos. El funcionamiento de los humedales artificiales se basa en la actividad bioquímica de los microorganismos; la contribución de oxígeno por parte de las plantas en interacción con el material de relleno, que sirve de soporte para los microorganismos y las plantas, además de operar como material filtrante. Conjuntamente estos factores eliminan materiales disueltos y suspendidos en aguas residuales, y biodegradan la materia orgánica hasta su mineralización (Luna & Aburto, 2014).

Los humedales artificiales son sistemas de ingeniería diseñados para optimizar procesos naturales, debido a lo cual son considerados como opciones sostenibles y respetuosas con el medio ambiente para el tratamiento de aguas residuales. En contraste con otros sistemas de tratamiento de aguas residuales, los humedales artificiales requieren una mayor superficie de terreno para ser desplegados, pero menos energía externa y requerimientos de operación y mantenimiento (IWA, 2017).

Además, su rendimiento es menos susceptible a variaciones en la concentración y flujo de entrada. Los humedales artificiales pueden tratar eficientemente aguas residuales que presenten tratamiento primario, secundario o terciario, y muchas variedades de aguas residuales de origen agrícola e industrial (IWA, 2017).

A más de depurar aguas residuales, las humedades artificiales contribuyen de forma positiva al medio ambiente ya que mejoran la calidad ambiental, instauran y recuperan nichos ecológicos, mejoran el entorno paisajístico y colaboran en el desencadenamiento de zonas de amortiguamiento ante la crecida de ríos. Asimismo, los humedales artificiales son considerados como fuentes de agua durante la reutilización de aguas residuales destinadas para el riego, y proporcionan beneficios en distintas actividades de índole recreativo y económico (Arias & Brix, 2003).

3.4.1. Aplicaciones

Las aplicaciones para los humedales artificiales son variadas e incluyen el tratamiento de aguas residuales de origen diverso. ITCR (2003) destaca las siguientes aplicaciones para los humedales artificiales.

- Pueden tratar la escorrentía de aguas pluviales mediante retención, asentamiento y absorción biológica de contaminantes.
- Pueden ser diseñados para reducir las descargas de tormentas grandes y poco frecuentes para reducir la ocurrencia de inundaciones río abajo.
- Son un excelente amortiguador entre las fuentes contaminantes y aguas receptoras.
- Son utilizados para el tratamiento de aguas residuales domésticas y urbanas. Construidas con la finalidad de eliminar sólidos en suspensión, DBO, compuestos orgánicos, metales y nutrientes.
- Aunque la calidad de las aguas residuales industriales es variable, los humedales artificiales pueden ser utilizadas para su tratamiento. Sin embargo, debido a las altas concentraciones de contaminantes en las aguas residuales industriales crudas, en ciertos casos es necesario un tratamiento previo antes de la descarga a un humedal artificial.
- Pueden ser utilizadas como un tratamiento terciario/avanzado en aguas residuales generadas en fábricas de papel y celulosa.

- Se los puede emplear como tratamiento secundario/terciario para aguas residuales de refinerías.
- Para el tratamiento de lixiviados. Los humedales artificiales pueden tratar pulsos pequeños e irregulares de lixiviados provenientes de rellenos sanitarios.
- Pueden tratar o mitigar el impacto de las aguas residuales agrícolas, por medio del control de nutrientes y pesticidas.
- Sistemas On-site de humedales artificiales de flujo subsuperficial brindan un tratamiento óptimo a los efluentes de tanques sépticos. Estos sistemas se utilizan comúnmente para viviendas unifamiliares, instalaciones públicas y parques.

Además, Delgadillo et al. (2010) expresa que los humedales artificiales pueden ser utilizados para el tratamiento de fangos de depuradoras convencionales, situándolos en sistemas de humedales de flujo subsuperficial donde inicialmente se deshidrataran para su posterior mineralización.

3.4.2. Mecanismos de eliminación de los contaminantes

ITCR (2003) manifiesta que los procesos para la eliminación de contaminantes en un humedal artificial pueden ser abiótico (físico/químico) o biótico (microbiano/fitológico). Los procesos abióticos primarios responsables de la remoción de los contaminantes presentes en aguas residuales tratadas en humedales artificiales (Figura 2), se enlistan a continuación:

- Asentamiento y sedimentación: Permite la eliminación eficiente de partículas y sólidos suspendidos.
- Sorción: Procesos de adsorción y absorción en la superficie de plantas, sustrato y sedimento posibilitan la retención a corto plazo o la inmovilización a largo plazo de los contaminantes.
- Oxidación/reducción/precipitación química: Propicia la conversión de metales en la corriente, por medio del contacto del agua con el sustrato y hojarasca, a una forma sólida insoluble que se asienta en el fondo del humedal.
- Fotodegradación/oxidación: Degradación/oxidación de compuestos en presencia de luz solar.
- Volatilización: Proceso que ocurre cuando compuestos con presiones de vapor significativas se dividen al estado gaseoso.

Además de los procesos abióticos ITCR (2003) señala que, procesos bióticos como la biodegradación y la adsorción de las plantas son considerados como los principales responsables de la remoción de contaminantes (Figura 3). A continuación, se describen algunos procesos microbianos y fitológicos que se desarrollan en un humedal.

- Procesos metabólicos de microorganismos: Cumplen un rol importante en la eliminación de compuestos orgánicos en ambientes aeróbicos /anaeróbicos de humedales.
- Fitodegradación: Degradación de contaminantes (orgánicos e inorgánicos) por medio de enzimas producidas por las plantas, para su posterior ingreso en la planta durante la transpiración.
- Fitoacumulación: Captación y acumulación de compuestos inorgánicos en las plantas.
- Rizodegradación: Las plantas generan exudados que mejoran la degradación de compuestos por parte de microorganismos.
- Fitoestabilización: Inmovilización de compuestos inorgánicos en la raíz.
- Fitovolatilización: Captación y posterior transpiración de compuestos volátiles a través de las hojas de la planta.

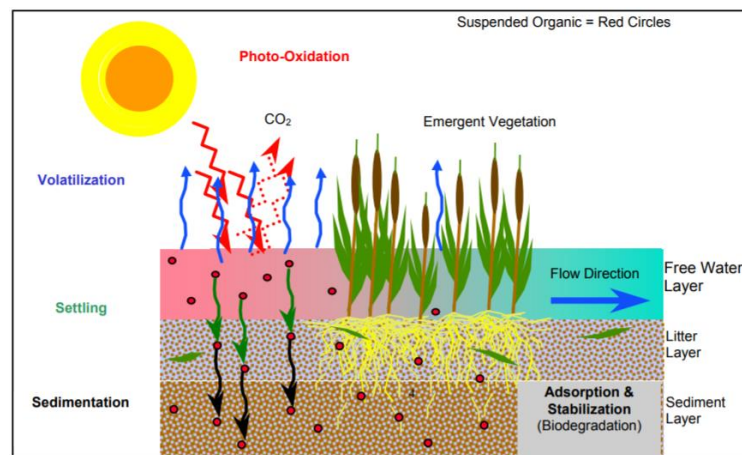


Figura 2. Mecanismos abióticos que tratan compuestos orgánicos en sistemas de tratamiento de humedales (ITCR, 2003).

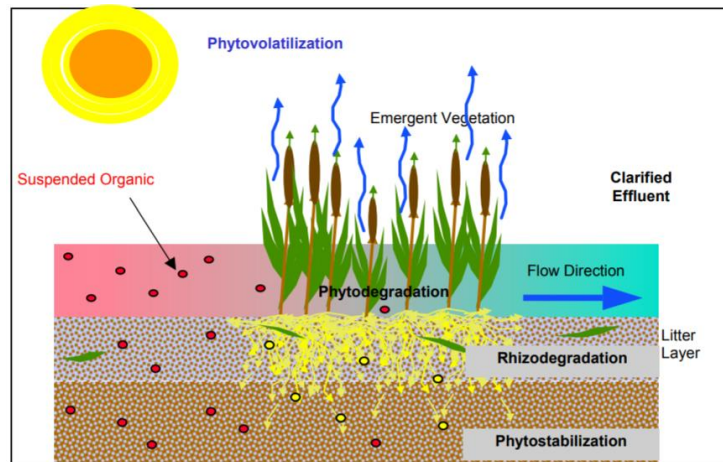


Figura 3. Mecanismos bióticos que tratan compuestos orgánicos en sistemas de tratamiento de humedales (ITCR, 2003).

3.4.2.1. Sólidos en Suspensión

Los sólidos en suspensión se eliminan y producen mediante procesos naturales en los humedales. Los principales mecanismos físicos para la remoción de sólidos en suspensión son la floculación/sedimentación y la filtración/intercepción. En cambio, la producción de sólidos en suspensión en el humedal puede ocurrir a causa de la muerte de invertebrados, fragmentación de detritos de plantas, producción de plancton y microorganismos, y formación de precipitados químicos como el sulfuro de hierro. La resuspensión de sólidos puede generarse principalmente por turbulencias creadas por animales, fuertes afluencias o vientos (Figura 4) (US EPA, 2000).

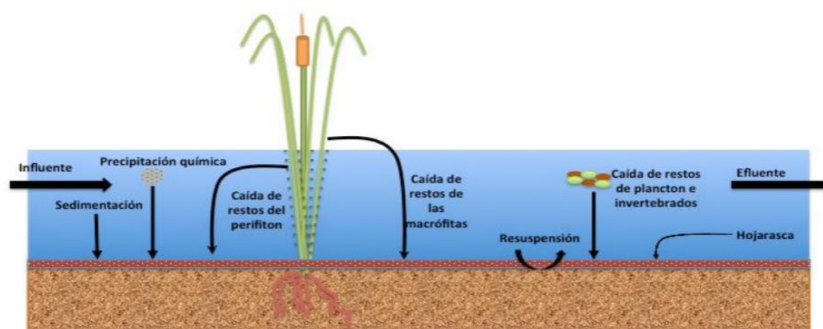


Figura 4. Mecanismos de eliminación y generación de sólidos suspendidos en humedales artificiales de flujo superficial (Oliver, 2017; Adaptado de Kadlec & Wallace, 2009).

Adicionalmente la producción de oxígeno, metano, dióxido de carbono durante la fotosíntesis y la descomposición de la materia orgánica puede resuspender los sólidos por la elevación estos gases (ITRC, 2003).

La eficiencia de la remoción de los sólidos en suspensión es proporcional a la velocidad de sedimentación de las partículas y la longitud del humedal. Los humedales promueven la sedimentación mediante la disminución de la velocidad del agua y el efecto de filtrado por parte de los tallos y hojas de las plantas (ITRC, 2003).

García y Corzo (2009) manifiestan que en humedales de flujo horizontal la eliminación de los sólidos en suspensión se da mayoritariamente cerca de la zona de entrada y que su concentración decrece siguiendo una tendencia casi exponencial a lo largo del lecho. Normalmente, los sólidos en suspensión son eliminados en $\frac{1}{4}$ - $\frac{1}{3}$ de la longitud total del humedal. En humedales de flujo vertical los sólidos en suspensión son retenidos en los centímetros iniciales del medio filtrante, su concentración se reduce de manera análoga a la registrada en los humedales horizontales, pero en sentido vertical. El rendimiento de remoción de sólidos en suspensión para estos humedales es comúnmente del 90% generando efluentes con concentraciones menores de 20 mg/L (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.4.2.2. Materia Orgánica

Los mecanismos de eliminación de materia orgánica particulada y soluble varían y dependen del diseño del humedal artificial. Por lo regular la demanda química de oxígeno (DQO) es empleada como el principal método analítico para medir la materia orgánica (IWA, 2017).

La materia orgánica particulada que ingresa al sistema es retenida principalmente por procesos físicos como filtración y sedimentación. Las partículas retenidas pueden acumularse y posteriormente hidrolizarse generando así una carga adicional de materia orgánica soluble que pueden hidrolizarse aún más o degradarse dentro del lecho del sistema. El crecimiento de biopelículas y la acumulación de detritos vegetales y microbianos son otras fuentes de materia orgánica particulada (IWA, 2017).

La degradación microbiana de la materia orgánica soluble suele efectuarse tanto por vía aeróbica como anaeróbica. Los microorganismos pueden estar adheridos a la vegetación

(particularmente a las raíces) o en la superficie del lecho (Delgadillo et al., 2010). Los microorganismos originan una reacción química en la que los electrones son transferidos desde la materia orgánica (donante) a un compuesto específico (aceptor), dicho proceso permite la liberación de energía para el desarrollo celular. Las principales vías para la eliminación de materia orgánica solubles en un humedal artificial son (IWA, 2017):

- Respiración aeróbica: El oxígeno es el aceptor y el dióxido de carbono es el principal.
- Desnitrificación: El nitrato y nitrito son los aceptores y el gas nitrógeno junto con el dióxido de carbono son los productos principales.
- Reducción de sulfato: El sulfato es el aceptor y el sulfuro y dióxido de carbono son los productos principales.
- Metanogénesis: La materia orgánica es aceptor y donante, mientras que el metano y dióxido de carbono son los productos principales.

3.4.2.3. Nitrógeno

El nitrógeno es el componente principal de las aguas residuales municipales, de la escorrentía de aguas pluviales y de aguas residuales industriales, se lo considera potencialmente tóxico para los organismos acuáticos y cumple un papel importante en los procesos de eutrofización (ITRC, 2003).

El ciclo biogeoquímico del nitrógeno es complejo con múltiples transformaciones bióticas/abióticas. Los compuestos inorgánicos más importantes en un humedal son: amonio, nitrito y nitrato. Además, el nitrógeno en forma gaseosa puede existir como nitrógeno molecular, óxido nitroso, óxido nítrico y amoníaco. Las distintas formas de nitrógeno sufren constantemente transformaciones químicas de compuestos inorgánicos a orgánicos y viceversa (Figura 5). Sin embargo, no todos estos procesos eliminan el nitrógeno presente en aguas residuales (Vymazal, 2007).

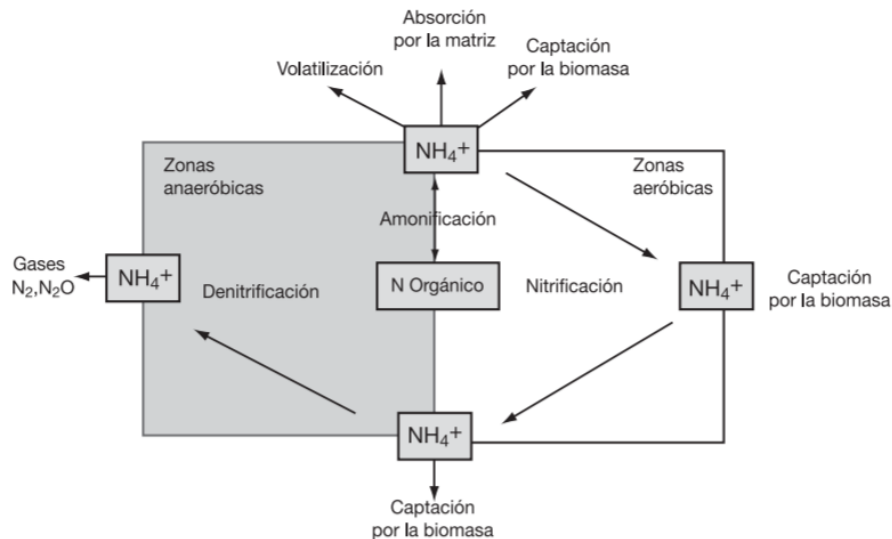


Figura 5. Diagrama del metabolismo del nitrógeno (Delgadillo et al., 2010).

Los mecanismos que eliminan el nitrógeno de las aguas residuales son la volatilización de amoníaco, la desnitrificación, absorción de plantas (con recolección de biomasa), adsorción de amoníaco y oxidación anaeróbica de amonio. Otros procesos como la amonificación o nitrificación solo convierten el nitrógeno en otras formas, más no lo eliminan del agua residual (Vymazal, 2007).

En los humedales la principal vía de eliminación de nitrógeno es por acción de microorganismos que realizan los procesos de nitrificación y desnitrificación. Bacterias autótrofas aeróbicas son las encargadas de realizar la nitrificación, empleando el poder reductor del amonio para convertirlo en nitrato. Los humedales horizontales al no poseer una transferencia de oxígeno alta y presentar pocas zonas aeróbicas, la nitrificación es limitada y el rendimiento de eliminación de amonio no supera el 30%. Por el contrario, en humedales verticales debido a su aireación constante, la nitrificación es completa y la conversión de amonio a nitrato es alta (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

La desnitrificación es realizada por bacterias heterotróficas bajo condiciones anóxicas, este proceso elimina el nitrato generado anteriormente por la nitrificación, al transformarlo en nitrógeno gas. En consecuencia, ya que los humedales verticales presentan dificultad para eliminar el nitrato, se opta por implementar una serie de humedales horizontales consecutivos donde se pueda realizar la desnitrificación. Simplemente se debe garantizar la presencia de materia orgánica en el sistema (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Las plantas contribuyen con la eliminación de nitrógeno por medio de la asimilación de amonio y nitrato. El nitrógeno comúnmente es asimilado en forma de amonio, ya que es el compuesto más abundante en los humedales, es agregado a la biomasa y en consecuencia removido del agua. No obstante, se deben cosechar o podar las plantas, porque al caer el tejido vegetal muerto el nitrógeno se liberará del tejido vegetal durante su descomposición (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.4.2.4. Fósforo

El fósforo en los humedales se encuentra en forma de fosfato en compuestos orgánicos e inorgánicos. El ortofosfato libre es la única forma de fósforo que se cree es utilizada por algas y macrófitas, por lo tanto, representa un vínculo importante entre el ciclo del fósforo orgánico e inorgánico en los humedales.

Las transformaciones que sufre el fósforo en los humedales son: acreción de turba y suelo, adsorción/desorción, precipitación/disolución, absorción por plantas y microorganismos, fragmentación, lixiviación y mineralización. Los procesos que controlan la remoción de fósforo a largo plazo en los humedales son la adsorción en suelo y la acreción de turba. Sin embargo, la sorción y el almacenamiento en biomasa son procesos saturables, por lo que no contribuyen a la eliminación de fósforo a largo plazo (Vymazal, 2007).

La sedimentación es eficaz en humedales artificiales con una alta producción de biomasa como es el caso de los humedales de flujo superficial. La adsorción y precipitación es efectiva en humedales donde el agua residual está en contacto con un sustrato filtrante, es así como los humedales de flujo subsuperficial tienen mayor potencial de remoción con estos mecanismos (Vymazal, 2007). Pero la tasa de eliminación tiende a descender una vez que se satura la capacidad de adsorción del medio filtrante. Una opción para mejorar la eliminación de fósforo en estos sistemas es añadir otro lecho filtrante sin plantar, que pueda ser reemplazado periódicamente cuando se sature (IWA, 2017).

La absorción de fósforo por plantas es relevante en sistemas con macrófitas de flotación libre. No obstante, se debe desarrollar una frecuencia de recolección de las plantas para mantenerlas en una etapa de crecimiento óptima. La captación de fósforo por microorganismos es considerada solo como un almacenamiento temporal (Vymazal, 2007).

En ciertos casos se dosifica sales químicas a base de hierro o aluminio para que reaccionen con el fósforo aguas arriba del humedal artificial y utilizar el sistema como medio de retención de los sólidos precipitados residuales (IWA, 2017).

3.4.2.5. Metales Pesados

Los metales que ingresan a los humedales artificiales como sólidos suspendidos insolubles se separan de la columna de agua de forma similar a los sólidos suspendidos. En función del pH y potencial redox, estas especies insolubles pueden solubilizarse y retornar a la fase líquida. Los principales mecanismos para la eliminación o remoción de metales son el intercambio catiónico y la quelación con suelos y sedimentos de los humedales, la unión con materiales húmicos, la precipitación como sales insolubles de sulfuros, carbonatos y oxihidróxidos, la fitorremediación y absorción en algas y bacterias (US EPA, 2000).

Los metales químicamente unidos eventualmente pueden quedar enterrados en los sedimentos anóxicos del humedal; con frecuencia no están biodisponibles y permanecen aislados del sistema. No obstante, si los sedimentos se desplazan o resuspenden provocando el desplazamiento de las regiones oxigenadas, los metales secuestrados pueden resolubilizarse (US EPA, 2000).

3.4.2.6. Patógenos

La eliminación de patógenos en humedales artificiales es altamente compleja en virtud de los distintos procesos que pueden provocar la destrucción o inactivación de bacterias, virus, protozoos o parásitos. Los humedales artificiales proporcionan una serie de mecanismos físicos, químicos, biológicos que permiten la supresión de organismos patógenos (IWA, 2017). Para valorar la eficiencia de los humedales en la eliminación de patógenos se analiza la presencia de microorganismos indicadores de contaminación fecal, como son los coliformes fecales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los factores físicos que contribuyen a la eliminación de patógenos son la filtración y sedimentación, mientras que los químicos son la oxidación y la adsorción a materia orgánica. Los mecanismos de eliminación biológica comprenden la liberación de oxígeno y la actividad bacteriana a nivel de la raíz, al igual que la agregación celular y retención en biopelículas,

muerte natural, depredación y competencia por nutrientes (IWA, 2017). Los patógenos también pueden eliminarse por acción de la radiación UV, cuando se encuentran cerca de la superficie (US EPA, 2000).

La eficiencia de remoción de patógenos en humedales está sujeta al tipo de humedal seleccionado, las condiciones operativas y a las características del agua residual a tratar (IWA, 2017). Por ejemplo, García & Corzo (2008) mencionan que en humedales de flujo subsuperficial horizontales y verticales la eliminación de patógenos depende del tiempo de permanencia y del medio filtrante. A menor diámetro de las partículas del medio filtrante, mayor será la eliminación de patógenos.

Sin embargo, es poco probable que los humedales artificiales cumplan con los niveles máximos de coliformes fecales en sus efluentes. Por esta razón, antes de su descarga los efluentes son sometidos a tratamientos adicionales de desinfección (US EPA, 2000).

3.4.3. Tipo de flora utilizada en los humedales artificiales

Las plantas macrófitas son esenciales para la implementación de humedales. Se denomina macrófitas a aquellas plantas visibles que pueden desarrollarse en suelos inundados. El término incluye a plantas vasculares acuáticas (angiospermas y helechos), musgos acuáticos y a ciertas algas grandes que son fácilmente visibles (Brix, 1997).

En el siguiente apartado, se exponen diferentes tipos de macrófitas que son utilizadas en la construcción de humedales artificiales:

- *Macrófitas emergentes*: Crecen en suelos saturados de agua o sumergidos donde el nivel freático se sitúa a aproximadamente 0.5 m por debajo de la superficie del suelo. Ej. *Acorus calamus*, *Carex rostrata*, *Phragmites australis*, *Schoenoplectus lacustris* y *Typha latifolia* (Kadlec & Wallace, 2009).
- *Macrófitas de hojas flotantes*: Se caracterizan por que sus raíces están incorporadas en sedimentos sumergidos en profundidades de agua de alrededor 0.5 – 3 m. Además, poseen hojas flotantes o ligeramente aéreas. Ej. *Nymphaea odorata* y *Nuphar luteum* (Kadlec & Wallace, 2009).
- *Macrófitas sumergidas*: Se desarrollan en la zona fótica. Las angiospermas vasculares habitan solo hasta aproximadamente 10 m de profundidad, por ejemplo, *Myriophyllum*

spicatum y *Ceratophyllum demersum* (Kadlec & Wallace, 2009). Sus órganos reproductores pueden ser aéreos, flotantes o sumergidos (Delgadillo et al., 2010). En el caso de las macroalgas no vasculares se desarrollan hasta el límite inferior de la zona fótica, como las Rhodophyceae (Kadlec & Wallace, 2009).

- Macrófitas flotantes libres: No están enraizadas al sustrato por lo tanto flotan libremente sobre el agua. Ej. *Lemna minor*, *Spirodella polyrhiza* y *Eichhornia crassipes* (Kadlec & Wallace, 2009).

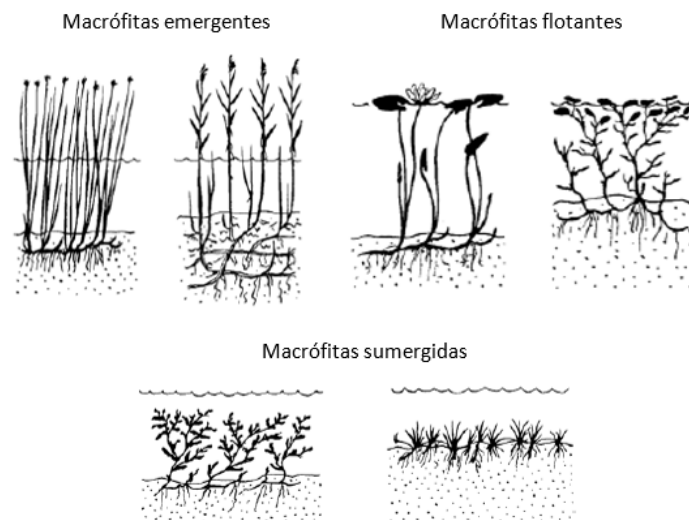


Figura 6. Macrófitas dominantes en humedales artificiales (Adaptado de Kadlec & Wallace, 2009).

Brix (1997) destaca la influencia de las macrófitas en los procesos que surgen en los humedales artificiales por su presencia física y por su metabolismo. A continuación, se detalla las funciones principales que cumple cada parte de las macrófitas en los tratamientos con humedales artificiales.

- Tejido vegetal aéreo: Atenúa la luz, disminuyendo el crecimiento de fitoplancton. Mitiga la velocidad del viento, minimizando el riesgo de resuspensión. Almacena nutrientes y provee una apariencia estética agradable al humedal.
- Tejido vegetal sumergido: Filtra los desechos grandes y capta nutrientes. Disminuye la velocidad de corriente, favoreciendo la sedimentación y minimiza el riesgo de resuspensión. Permite la formación de biopelículas adheridas. Difunde oxígeno fotosintético, beneficiando la degradación aerobia.

- Raíces y rizomas en el sedimento: Estabilizan la superficie del sedimento. Previene la obstrucción de los humedales de flujo vertical. Liberan oxígeno promoviendo los procesos aerobios y captan nutrientes.

Para seleccionar las especies vegetales que se utilizarán en un humedal artificial se debe considerar las características del lugar donde se implementará el sistema. También las especies deben cumplir con características como: ser colonizadoras activas, tener sistemas de rizomas de fácil extensión, poder alcanzar un nivel de biomasa alto por unidad de superficie para favorecer la asimilación de nutrientes, poseer un sistema eficiente de transporte de oxígeno hacia el fondo del lecho fomentando los procesos aeróbicos, ser especies que puedan adaptarse fácilmente en el ambiente donde se implementará el sistema, poseer una alta productividad y tolerar diferentes tipos de contaminantes (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

3.4.4. Tipos de Humedales artificiales

Delgadillo et al. (2010) manifiesta que los humedales artificiales se clasifican en función de las características de las plantas incluidas en su sistema, y por el nivel y patrón de flujo del agua residual (Figura 7). Según las macrófitas utilizadas en el sistema, los humedales artificiales se clasifican en:

- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas de hojas flotantes
- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas sumergidas
- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas enraizadas emergentes

Los sistemas de tratamiento basados en macrófitas enraizadas emergentes pueden clasificarse según el nivel y patrón de flujo del agua residual los humedales artificiales en:

- Humedales de flujo superficial
- Humedales de flujo subsuperficial
 - Humedales de flujo subsuperficial horizontal
 - Humedales de flujo subsuperficial vertical

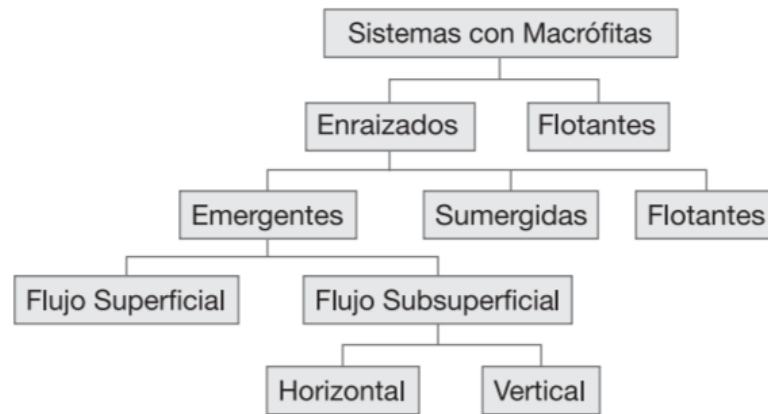


Figura 7. Esquema de clasificación de humedales artificiales (Delgadillo et al., 2010).

3.4.4.1. Humedales de flujo superficial

Los humedales de flujo superficial asemejan los atributos y apariencia de los humedales naturales. Se caracterizan porque el agua se encuentra directamente expuesta a la atmósfera y fluye preferentemente por medio de los tallos y hojas de las plantas. Se la puede considerar como una modificación de una laguna natural, que presenta una lámina de agua de entre 0.3 – 0.4 m, y con vegetación (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Las plantas de humedales de flujo superficial son capaces de soportar condiciones de suelo continuamente saturadas, así como suelos anaeróbicos. Este tipo de humedales tienen niveles de oxígeno variables según la difusión atmosférica, acción del viento y la cantidad de algas o macrófitas disponibles para introducir aire al sistema. Los niveles de oxígeno se encuentran en su nivel más alto en la interfaz aire/agua y decrecen hacia el fondo del humedal, en función de la profundidad del agua y su quietud puede generarse un ambiente anaeróbico solo unos pocos milímetros por debajo de la interfaz agua/sedimento (ITRC, 2003).

Conforme las aguas residuales circulan por el humedal artificial, son tratadas por medio de procesos de sedimentación, filtración, oxidación, reducción, adsorción y precipitación. En la Figura 8 se muestran los componentes característicos de un humedal de flujo superficial (Kadlec & Wallace, 2009).

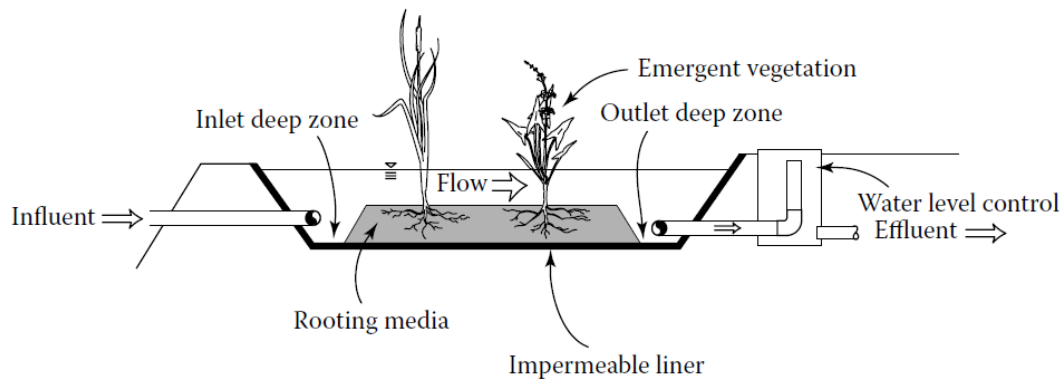


Figura 8. Componentes básicos de humedal de flujo superficial (Kadlec & Wallace, 2009).

Debido a que los humedales artificiales de flujo superficial imitan a los humedales naturales, estos atraen una gran variedad de vida silvestre como insectos, moluscos, peces, anfibios, reptiles, aves y mamíferos. Igualmente, debido a la potencial exposición humana a patógenos, los humedales de flujo superficial rara vez son empleados como tratamiento secundario de aguas residuales, en cambio son frecuentemente utilizados como tratamiento avanzado de efluentes provenientes de tratamientos secundarios o terciarios como lagunas, filtros de goteo, sistemas de lodos activados entre otros (Kadlec & Wallace, 2009).

Los humedales de flujo superficial son por lo general los menos costosos de construir, los más simples de diseñar y generan un tipo de hábitat valioso. Además, ofrecen un mayor control de flujo y diversidad de diseño (ITRC, 2003).

3.4.4.2. Humedales de flujo subsuperficial

Los humedales de flujo subsuperficial presentan un flujo de agua subterráneo dentro de una cuenca llena con algún tipo de material filtrante (sustrato), generalmente arena o grava, y plantado con vegetación que tolera condiciones de saturación. La grava o arena empleada en este tipo de humedal asiste en los procesos de tratamiento de aguas residuales al proporcionar una superficie para el crecimiento de microorganismos y colaborando en los procesos de adsorción y filtración. Esto da como resultado una menor demanda de área y un mayor rendimiento por área para los humedales de flujo subsuperficial en comparación con los humedales de flujo superficial (US EPA, 2000).

La formación de zonas aeróbicas y anaeróbicas en el humedal mejora el tratamiento de aguas residuales. La vegetación emergente suministra oxígeno al sustrato y permite que el crecimiento biológico se acumule en sus raíces. Mientras que las bacterias y hongos se desarrollan en el sustrato como una biopelícula adherida al mismo, conllevando a un aumento en la degradación de los compuestos orgánicos. El flujo se mantiene por medio de un fondo inclinado y/o una estructura de salida ajustable que permite bajar el nivel del agua al final del lecho. La profundidad del lecho es generalmente inferior a 0.6 m (Halverson, 2004).

Oliver (2017) manifiesta que la principal dificultad que manejan los humedales de flujo subsuperficial cuando son utilizados para el tratamiento de aguas residuales urbanas es la colmatación. Es decir, la disminución de la capacidad infiltrante en la superficie del sustrato, ocasionando la reducción de la dotación de oxígeno y afectando los resultados del tratamiento. La colmatación del sustrato puede generarse por la acumulación de sólidos en suspensión, crecimiento y muerte del biofilm/rizomas/raíces de las plantas y la acumulación de precipitados químicos. Para controlar y prevenir la colmatación es recomendable realizar un tratamiento previo al agua residual antes de ingresarla al humedal, se pueden utilizar fosas sépticas o tanques Imhoff con la finalidad de disminuir los sólidos en suspensión.

A pesar del riesgo de colmatación y de los costos elevados para su construcción, los humedales de flujo subsuperficial ofrecen ventajas como mayor eficiencia de tratamiento, menos problemas de plagas, menor riesgo de exposición a los seres humanos o vida silvestre a sustancias tóxicas y mayor accesibilidad para el mantenimiento (ITRC, 2003).

Los humedales de flujo subsuperficial se clasifican en función de la dirección del flujo, en horizontales y verticales.

3.4.4.2.1. Humedales subsuperficiales de flujo horizontal

En un humedal subsuperficial de flujo horizontal el agua ingresa al sistema por un extremo, fluye a través del medio filtrante y se recolecta en el extremo opuesto del lecho antes de ser descargada. Un tubo vertical se encuentra ubicado fuera del lecho del humedal para controlar el nivel de agua dentro del medio filtrante. Todo el lecho filtrante se encuentra

aislado del terreno circundante por medio de una capa de plástico o membrana geotextil (IWA, 2017).

Delgadillo et al. (2010) señala que el agua residual no accede de forma directa al medio filtrante principal (grava), sino que primero pasa por una zona de amortiguación conformada por grava de mayor tamaño. De igual manera en la zona de recolección se sitúa grava de igual tamaño que la empleada al inicio del sistema. La profundidad del lecho puede variar entre 0.45 - 1 m y es fundamental que el agua residual en el sistema mantenga un nivel inferior a la superficie (5 - 10 cm). García & Corzo (2008) agregan que el sistema trabaja continuamente inundado y con cargas de aproximadamente 6 g DBO/m². día.

Típicamente los humedales subsuperficiales de flujo horizontal están conformados por: tuberías de entrada, un revestimiento, medio filtrante, vegetación emergente, bermas y tuberías de salida con control de nivel de agua (Kadlec & Wallace, 2009). En la Figura 9 se muestra un esquema típico para este tipo de humedal artificial.

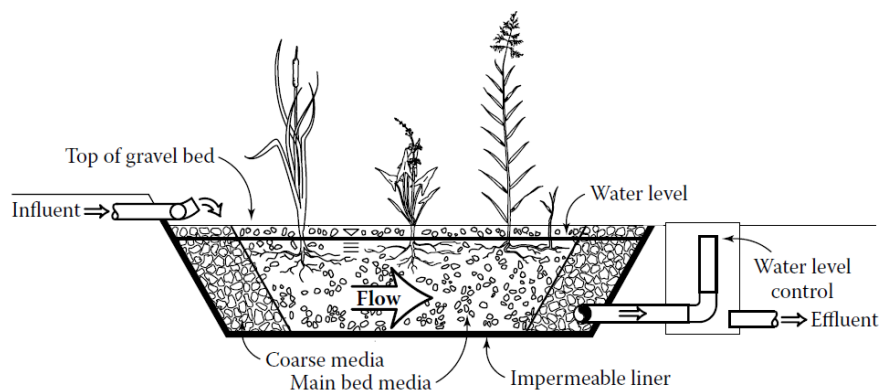


Figura 9. Esquema típico de un humedal de flujo subsuperficial de flujo horizontal (Kadlec & Wallace, 2009).

Este tipo de humedales son una opción viable para el tratamiento de aguas residuales cuyo objetivo principal sea la remoción de sólidos suspendidos y materia orgánica, puesto que registran altas tasas de eliminación para dichos compuestos. Por el contrario, la eliminación de nutrientes como nitrógeno y fósforo es baja. En el caso del nitrógeno, la nitrificación se encuentra restringida por el escaso oxígeno disuelto en el sustrato, limitando las vías de eliminación del nitrógeno. Mientras que la eliminación del fósforo está reducida por la baja capacidad de adsorción de los componentes del medio (Oliver, 2017).

3.4.4.2.2. Humedales de flujo subsuperficial vertical

En humedales de flujo subsuperficial vertical las aguas residuales se vierten o dosifican sobre la superficie del medio filtrante mediante un sistema de dosificación mecánico. El agua fluye verticalmente de manera descendente a través del sustrato filtrante hasta el fondo del humedal donde se la recoge en una tubería de drenaje. La diferencia con el humedal de flujo subsuperficial horizontal no solo radica en la dirección del flujo, sino más bien en las condiciones aeróbicas que se generan en el humedal de flujo subsuperficial vertical (Tilley et al., 2014). Así mismo, García Serrano & Corzo Hernández (2008) señalan que estos sistemas trabajan con cargas de aproximadamente 20 g DBO/m². día.

Al dosificar el humedal de manera intermitente (4 – 10 veces al día), el medio filtrante atraviesa etapas de saturación e instauración, en consecuencia, se generan distintas fases de condiciones aeróbicas y anaeróbicas. Durante una dosificación, las aguas residuales atraviesan el medio filtrante insaturado. A medida que se drena el lecho, el aire ingresa y el oxígeno tiene tiempo para difundirse a través del medio filtrante, manteniendo los procesos microbianos aeróbicos. Además, se obliga a los organismos a entrar en fase de inanición entre las fases de dosificación, con lo cual se reduce el crecimiento excesivo de biomasa y aumenta la porosidad (Tilley et al., 2014).

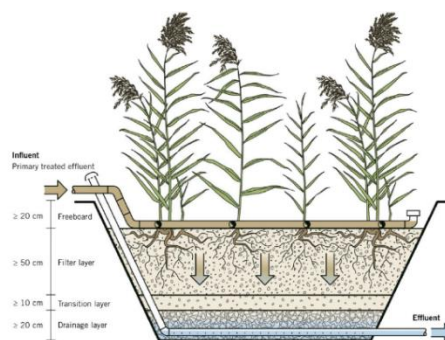


Figura 10. Esquema típico de un humedal de flujo subsuperficial vertical en Europa (IWA, 2017).

Al igual que los humedales de flujo horizontal, los humedales de flujo vertical cuentan con estructuras para la entrada del efluente, revestimiento para impermeabilizar, medio filtrante, vegetación emergente y estructuras de salida. Complementariamente en los humedales de flujo vertical se suele instalar tuberías de aireación (García Serrano & Corzo

Hernández, 2008). En la Figura 10 se muestra el esquema típico de un humedal de flujo subsuperficial vertical en Europa.

La distribución y recolección del agua debe ser homogénea en todo el sistema, por lo tanto, la distribución se realiza por medio de redes de tuberías en forma radial o a lo largo de la superficie del lecho. Para la recolección de agua se utiliza una serie de redes de tuberías perforadas colocadas en el fondo del lecho. Los humedales de flujo subsuperficial vertical también se caracterizan por utilizar un medio filtrante heterogéneo acomodado en tres capas horizontales de diferente granulometría, misma que aumenta hacia la base del humedal. De esta manera el flujo del agua por el medio filtrante no es demasiado apresurado o lento (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los humedales de flujo vertical son altamente eficientes en la remoción de carbono orgánico (DBO₅ o DQO), en virtud de las condiciones oxidantes que se generan en su lecho. De igual forma son apropiados para procesos que requieran condiciones aeróbicas como la nitrificación. Debido a lo ya mencionado, los humedales de flujo vertical se emplean regularmente como tratamiento secundario y terciario de aguas residuales domésticas. También son utilizados para tratar lixiviados de rellenos sanitarios y aguas residuales de procesamiento de alimentos, cuya composición habitualmente presenta altos niveles de nitrógeno amoniacal y/o carbono orgánico (IWA, 2017).

3.4.4.2.3. Humedales de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés”

El denominado “Sistema Francés” es un tratamiento especial de humedales de flujo subsuperficial vertical desarrollado para tratar aguas residuales crudas, fue creado en Francia en la década de 1990. Se caracteriza por poseer un pretratamiento que no genera lodos primarios, emisiones de biogás o costos extras para su mantenimiento. El Sistema Francés se compone de dos etapas que utilizan humedales de flujo subsuperficial vertical (Hoffmann et al., 2011).

En la primera etapa del Sistema Francés se utiliza un humedal de flujo subsuperficial vertical, cuyo medio filtrante es grava, es diseñado para actuar como pretratamiento del agua residual cruda. Previo al ingreso al sistema, las aguas residuales pueden o no atravesar cribas o rejas para remover los sólidos más grandes, para posteriormente ser vertidas en la

superficie del primer humedal. El líquido filtrado del primer humedal pasa a la segunda etapa que corresponde a un humedal de flujo subsuperficial vertical con arena gruesa como medio filtrante. En Francia comúnmente el *Phragmites australis* o carrizo es plantado en estos sistemas (Molle et al., 2005).

Durante la primera etapa se realiza el tratamiento de lodos, eliminación parcial de la materia orgánica y la nitrificación. En la segunda etapa, se produce la eliminación final de la materia orgánica y se completa la nitrificación (IWA, 2017).

Molle et al. (2005) sugiere dividir la superficie del humedal de la primera etapa en tres secciones independientes o implementar tres humedales por separado. De igual manera para la segunda etapa, construir dos humedales separados o dividir la superficie del humedal en dos secciones independientes. En la Figura 11 se exhibe un esquema de diseño del denominado “Sistema Francés”.

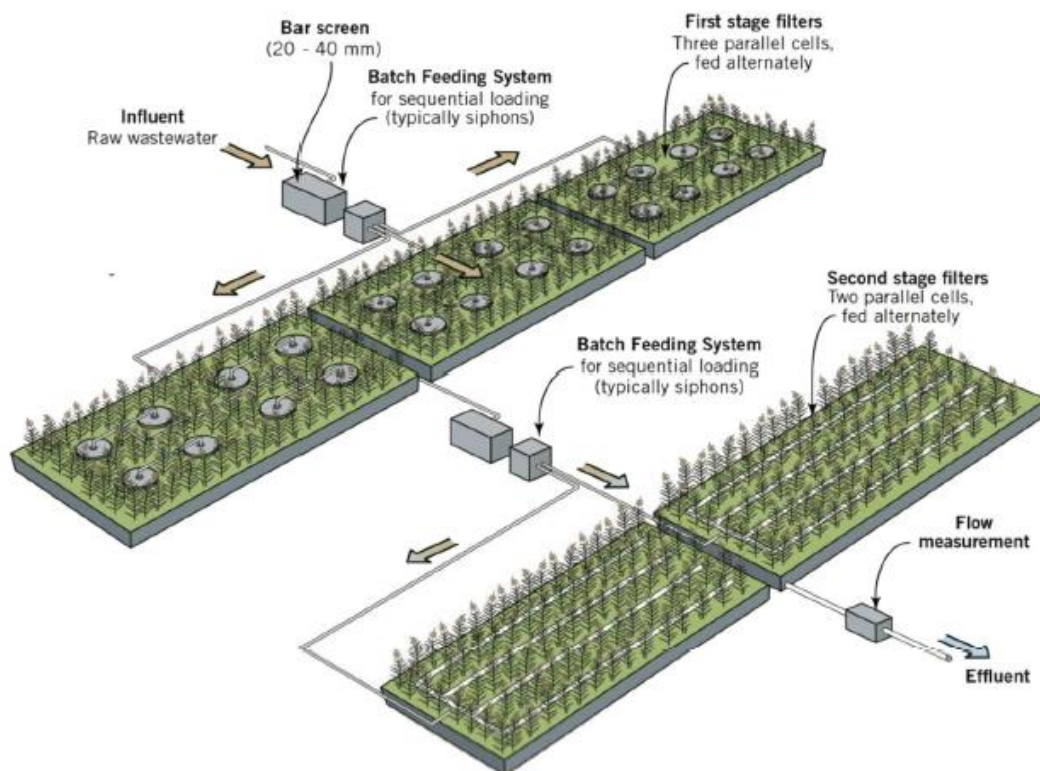


Figura 11. Esquema de diseño para un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical “Sistema Francés” (IWA, 2017).

Las tres secciones o humedales de la primera etapa trabajan de forma alternada, de esta forma se controla el desarrollo de la biomasa, se asegura oxigenación del lecho y posibilita el secado del lodo. Cada sección o humedal recibe todo el flujo de aguas residuales por 3 – 4

días, para después descansar por 6 – 8 días, en tanto que uno de las secciones o humedales restantes es utilizado. Los humedales de la segunda etapa pueden ser utilizados en paralelo o alternar su uso (Molle et al., 2005). En la Figura 12 se presenta el esquema de operación para la primera etapa de un sistema francés con humedales. En el cual cada cama recibe aguas residuales por 3.5 días y descansa por 7 días, generando un ciclo de dosificación de 10.5 días (IWA, 2017).

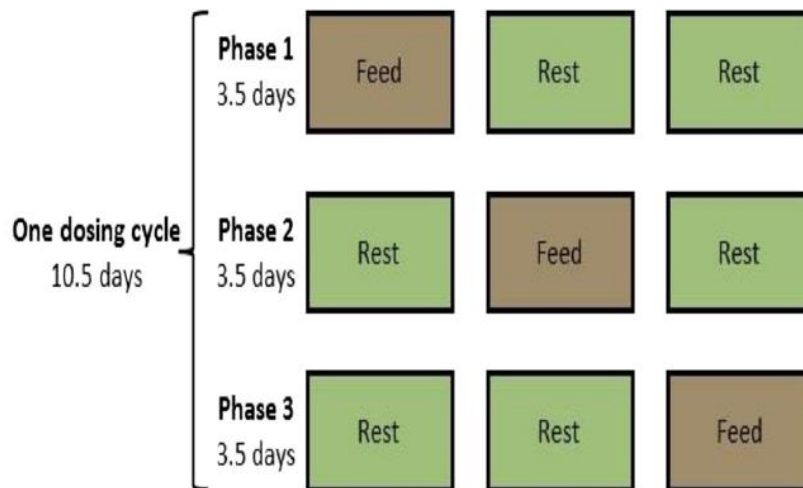


Figura 12. Esquema de operación de la primera etapa de un Sistema Francés (Dotro et al., 2017).

El lodo generado en la primera etapa crece aproximadamente 1.5 cm por año. La utilización alternada de las unidades en la primera etapa permite el secado y mineralización del lodo. El lodo acumulado deberá ser retirado después de 10 – 15 años y puede ser utilizado como abono, en función de la concentración de metales pesados que presenten las aguas residuales (Molle et al., 2005).

3.5. Reutilización de aguas residuales

El incremento constante de la demanda de agua a nivel mundial, el cambio climático, el desarrollo urbano entre otros factores hacen que los recursos hídricos convencionales no sean suficientes para satisfacer las necesidades de suministro de agua a la población; esta problemática crea la necesidad de utilizar las fuentes no convencionales como son las aguas de lluvia, manantiales de bajo rendimiento, escorrentía, pozos, aguas pluviales y residuales para suplir esta demanda. Sin embargo, para lograr un desarrollo adecuado y sostenible es

necesario incorporar en la sociedad una mentalidad de recuperación y reutilización del recurso hídrico, generado así beneficios económicos, sociales y ambientales.

La gestión del recurso hídrico como el tratamiento de las aguas residuales y su reutilización generan una economía circular; no solo por la recuperación del recurso, sino también por la recuperación de nutrientes, energía y subproductos (Jiménez, 2020).

4. Caso de estudio

4.1. Datos Generales

4.1.1. Ubicación Geográfica

El presente estudio se llevará a cabo para la comunidad de Alacao que se encuentra ubicada a 10 km al norte de Riobamba, pertenece a la Parroquia “La Matriz” en el Cantón Guano que posee una superficie de 47330 Ha que representa aproximadamente el 7% de la provincia de Chimborazo.



Ilustración 2. Ubicación Geográfica de la provincia de Chimborazo.

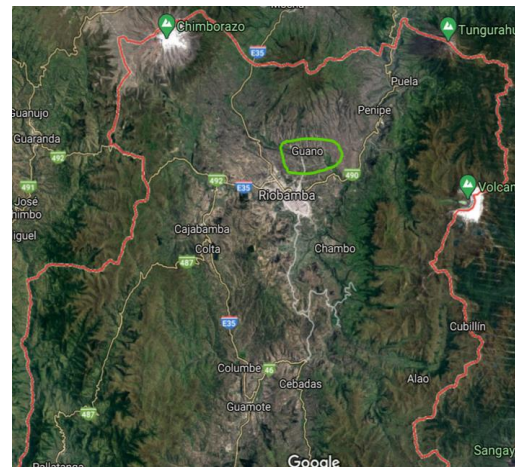


Ilustración 1. Ubicación Geográfica del cantón Guano (Parroquia la Matriz).

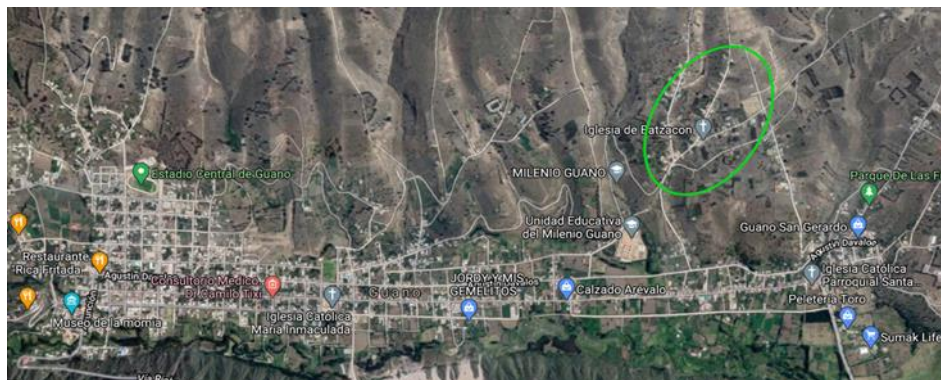


Ilustración 3. Ubicación Geográfica de la Comunidad Alacao

La comunidad Alacao tiene una superficie de 672.07 ha, colinda con el Cerro Igualata y el Volcán Tungurahua.

La comunidad posee un clima templado con temporadas secas, lluviosas y un verano frío; de acuerdo con su clasificación respectiva, el subtipo climático que corresponde a esta comunidad es templado-lluvioso, con una estación seca y verano frío.

La temperatura al igual que en todo el cantón Guano, oscila entre un rango de 16 a 18 °C durante todo el año, mientras que la humedad relativa de la zona oscila entre 66 y 77% en todo el año.

4.1.2. Geología

La Provincia de Chimborazo se encuentra ubicada en la zona central del Ecuador, específicamente en la parte central del callejón interandino. Limita al norte con la provincia de Tungurahua, al sur con las provincias de Guayas y Cañar, al este con la provincia de Morona Santiago y al oeste con la provincia de Bolívar.

Tiene una superficie territorial de 6569.3 Km² con una población total de 432.711 habitantes; está conformada por 10 cantones y 61 parroquias.

La Matriz es una parroquia que pertenece al cantón Guano el cual tiene 42715 habitantes, de la provincia de Chimborazo; esta parroquia posee 12 barrios y 12 comunidades; entre ellas se encuentra la comunidad de Alacao que es el objeto de estudio de este trabajo.

4.1.3. Demografía

Alacao es una comunidad que pertenece al sector Guano Rural; en este sector existen 8759 habitantes de los cuales 3654 hombres y 4191 mujeres con un total de 2348 hogares; de todos estos en la comunidad de Alacao según el censo realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) en el año 2010 existen 995 habitantes.

El índice de pobreza en la comunidad de Alacao es elevado por lo cual la calidad de vida de sus habitantes es media baja, por consecuencia los habitantes han migrado.

4.1.4. Clima y Temperatura

El cantón Guano cuenta con cuatro pisos climáticos que varían según la altitud a la que se encuentren; las características de estos se las detalla a continuación según la información recopilada por el GADM del Cantón Guano:

Nivel frio seco de alta montaña: Este tipo de clima se encuentra a una altitud de 4000 msnm, con una temperatura media anual inferior a los 4 °C y con precipitaciones por encima de los 2000 mm.

Ecuatorial de alta montaña: Este clima se encuentra a altitudes por debajo de los 4000 msnm, posee aproximadamente temperaturas menores a los 12 °C y presenta precipitaciones por encima de los 750 mm.

Ecuatorial mesotérmico semihúmedo: este ambiente está sobre los 3000 m de altura, con temperaturas medias anuales que oscilan entre 10 y 12 °C, con las precipitaciones anuales entre 500 a 2000 mm.

Ecuatorial mesotérmico seco: este clima se encuentra específicamente en el valle del canto Guano, presenta precipitaciones anuales inferiores a los 500 mm y su temperatura oscila entre 12 y 22 °C.

La comunidad de Alacao posee un clima templado con temporadas secas y lluviosas en invierno y un verano frio; de acuerdo con su clasificación respectiva, el subtipo climático que corresponde a esta comunidad es templado-lluvioso, con una estación seca y verano frío. A continuación, en la tabla 2 se muestran valores pluviométricos mensuales desde el año 2004 al 2013 apostados por el INAMHI:

Tabla 2. Valores pluviométricos mensuales Cantón Guano (INAMHI).

Año	Precipitación (mm)											
	Meses (enero-diciembre)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2004	13.3	64	22.1	56.1	39.5	0	4.5	9	3.6	48.8	88.2	14.1
2005	9.9	35.7	64.1	34.6	25.6	38.1	6.5	0	0	85.7	10.5	91.2
2006	0	31.7	60.4	85.4	4.1	42.2	0	14.2	11.8	32.1	76.6	39.6
2007	20.6	21	55.1	123.3	45.9	50.4	7.8	60.8	0	51.1	52.2	0
2008	49.8	79.1	131	94.3	79.4	0	16.5	27.3	2	82.3	66.3	62.5
2009	51.7	55.5	24.5	17.8	14.3	56.3	5.3	3.2	5.2	34.1	13.9	28.1
2010	2.5	17.7	19.3	52.6	85	46.8	33.2	13.5	25.6	39.7	100.5	91.6
2011	42.1	83.1	41.3	131.3	33.7	14.1	7.9	6.7	33.6	41.7	96.1	59.7

2012	36.4	31.1	30.5	54.3	3.5	12.3	5.6	8.8	0	67	47.1	0
2013	18.3	69.8	31.8	8.7	52.2	19.1	6.2	0	3.6	46.3	6.5	0.9
PM	24.46	48.87	48.01	65.84	38.32	27.93	9.35	14.35	8.54	52.88	55.79	38.77

Elaborado por: Cristian Basantes

PM: Promedio mensual

La zona en donde se encuentra ubicada la comunidad de Alacao presenta dos épocas de lluvia, la primera se da entre los meses de febrero a mayo, mientras que la segunda en los meses de octubre y noviembre; la precipitación media anual según los datos del 2004 al 2013 es de 433.1 mm, la temperatura media al igual que en todo el cantón Guano, oscila entre un rango de 16 a 18 °C durante todo el año, mientras que la humedad relativa de la zona se encuentra entre 66 y 77% en todo el año. Estos parámetros en los últimos años se han ido modificando debido a los cambios climáticos que sufre el planeta.

4.1.5. Hidrografía

La comunidad de Alacao se encuentra ubicada dentro de la subcuenca del Río Chambo la cual posee dos microcuencas principales siendo estas la Microcuenca del Río Guano ubicada al noreste del Cantón, con un recorrido de 18.8 kilómetros y Microcuenca de la Quebrada Guilles la cual tiene su origen muy cerca de la montaña Igualata, con un recorrido de 1.15 kilómetros aproximadamente.

El río Guano se origina en las faldas del nevado Chimborazo y de los algunos drenajes hidrográficos en su parte alta como son las quebradas de Cascajal, Abras, Chuquipogio, Puluchaca, Patulú, Igualata y Asaco las cuales forman un drenaje de tipo dendrítico; a su vez el río atraviesa microcuencas como las Quebradas de Balsacón, Miraflores, Macaqui, Chocón y algunos drenajes menores; todos estos son los afluentes que alimentan al río en su recorrido medio y en su zona baja.

Un problema que avanza con el paso del tiempo debido al cambio climático es la disminución del recurso hídrico y la calidad su agua; esto se origina por diferentes factores como es la pérdida de la cobertura glaciaria del nevado Chimborazo que se ha reducido un 72,45 % entre 1962 y 2016, este derretimiento de los glaciares reduce el caudal en los ríos que nacen en este nevado (Cáceres, 2017).

El incremento progresivo de la temperatura ha disminuido las precipitaciones en la zona en los últimos 30 años, lo cual también reduce el caudal en los ríos; mientras que la calidad del agua se ve afectada debido a la actividad antrópica y la mala gestión de las aguas residuales producidas en dichas actividades.

Por lo tanto, todos estos impactos sobre el recurso hídrico han provocado la reducción del agua disponible para la población.

4.1.6. Socioeconomía

La calidad de vida de los habitantes de la comunidad es media baja por lo cual el índice de pobreza es alto, afectando al 83,4% de su población, la situación económica es inestable lo que ha generado que sus habitantes migren. (D. Cruz & V. Chimbo, 2015)

La situación socioeconomía de los sectores rurales en la sierra ecuatoriana está basada en diferentes actividades agropecuarias, entre otras, tal es el caso en la comunidad "Alcao" en la cual sus habitantes se dedican a las siguientes actividades:

- Actividades Agroindustriales
- Industrias Manufactureras
- Ganadería
- Curtición
- Producción artesanal de ponchos, chalinas, cobijas, zapatos y artículos de cuero.

Actividad Agrícola:

Guano a pesar de que en el sector socioeconómico que se caracteriza por fabricación de productos artesanales, existe de hace años atrás algunas comunidades pertenecientes a la parroquia "La Matriz " como una de ellas Alcao que se dedica a la actividad agrícola.

El 15% de la población se dedica a las actividades agrícolas en la cual los productos que más se cosechan son la papa, cebolla, zambo, capulíes, habas, cebada y tomate riñón.

Sin embargo, existe poca diversidad de cultivos debido a la contaminación en suelos y en el agua que ocupan para el riego de los cultivos, de esta manera la Agro producción no alcanza los rendimientos adecuados en la parroquia.

Ganadería:

Otra de las actividades comunes en la Parroquia es la producción de ganado vacuno y ovino y la obtención de sus derivados como leche, carne y huevos. No obstante, esta actividad genera residuos de origen animal están conformados por excrementos sólidos, semisólidos y líquidos, purines, cadáveres, desechos de faena, restos de leche y suero, entre otros.

Estos poseen contenidos elevados de elementos minerales y de materia orgánica, así como también porciones poco relevantes de contaminantes como metales pesados, restos de antibióticos y compuestos orgánicos, además presentan una elevada actividad biológica y concentraciones de fósforo y especialmente nitrógeno.

Industrias Manufactureras:

El 8.2 % de la población del cantón Guano se dedica a la manufactura con lana, cuero-cazado, artesanías de cuero y textiles que es otra de las principales actividades del sector económico; no obstante, esta actividad genera descargas de tinturas y químicos utilizados en las labores de curtiembre y tinturado de hilo, las cuales al no tener un tratamiento previo de depuración contaminan los suelos y el recurso agua.

Mientras que en la Comunidad de Alacao el 65% de los habitantes se dedican a la elaboración de forros para asientos de autos y un 20% se dedica a la elaboración de zapatos y chompas de cuero.

4.1.7. Agua de Riego

La parroquia tiene una superficie productiva de 95 hectáreas, donde la mayor parte cuenta con agua de riego que proviene del valle de Guano hasta el río Chambo que tiene abundante agua de vertientes naturales, esta parroquia es atravesada por el sistema de riego Chambo-Guano lo que permite que la actividad agropecuaria en sus comunidades sea destinada al autoconsumo.

No obstante, en la actividad agrícola los inadecuados sistemas de riego, el uso de aditivos químicos como fertilizantes e insecticidas que contienen concentraciones de compuestos químicos con altas concentraciones de nitrógeno y compuestos que contienen fósforo; los mismo que a través de los caudales de escorrentía llegan al río Guano causando problemas

de contaminación, así como también la eutrofización de lagos y humedales naturales presentes en el Cantón.

De acuerdo con la matriz de problemas, la actividad de agro producción poseen una prioridad muy alta debido al agua de riego utilizada que tiene altos niveles de contaminación lo cual no permite la variabilidad de productos en la zona y violenta contra la salud de los habitantes; por lo cual un tratamiento de aguas es esencial para el desarrollo correcto de esta actividad.

4.1.8. Agua potable

El recurso hídrico es uno de los servicios más demandados por el Cantón Guano, debido a que el mismo es destinado para el consumo doméstico y el riego, sus parroquias tienen una cobertura entre un 43 y 77% de cobertura, mientras que la dotación de agua potable en las comunidades es muy desigual.

Según el Censo realizado en el año 2010 solo el 17.5% de las viviendas posee agua de red pública, mientras que el 82.5% de la población no tiene acceso al servicio de agua potable principalmente en el sector rural, lo que causa continuas enfermedades en la población.

4.1.9. Saneamiento Ambiental

En el Cantón Guano la eliminación de desechos líquidos se realiza a través de una red mixta; dicho sistema está conformado por 8 descargas directas al río Guano; la red de tuberías de alcantarillado tiene una longitud de 22,8 Km, con tuberías de 200 a 250 mm de diámetro en ramales y diámetros de 300, 350, 400, 600 y 700 en colectores.

El sistema de alcantarillado que actualmente posee el cantón Guano tiene una cobertura del 42.64%, el cual presenta una serie de problemas en la recolección, conducción y disposición final de las aguas servidas.

En el cantón Guano las disposiciones de las aguas grises solo el 22.5% de las viviendas cuenta con el servicio eliminación de las aguas servidas y el 56.7% cuenta con pozo séptico u otras formas de eliminación.

Otra manera de desalojo de aguas servidas en la parroquia la Matriz se realiza mediante descargas directas en quebradas o cuerpos de aguas cercanos a la población.

La gestión de las aguas pluviales en el cantón Guano se las realiza mediante drenajes en calzada; se cuenta con aproximadamente 325 sumideros de calzada; de los cuales solo el 78% están en servicio; estos sumideros de calzada dirigen el agua a la red de recolección pluvial con descarga directa al río Guano.

En la comunidad de Alacao existen solo 3 sumideros de calzada para recoger las aguas lluvia, sin embargo, las quebradas aledañas en las épocas de lluvia descargan grandes cantidades de agua y lodo, lo que genera el rápido deterioro de la infraestructura.

Sumando a estas problemáticas, el déficit de sistemas de tratamiento de aguas residuales que existe en varias comunidades de las Parroquias del cantón, como es el caso de la Comunidad Alacao obliga a descargar las aguas servidas de manera directa sobre el medio receptor, alterando la calidad del agua del río, la misma que es usada en el riego de parcelas agrícolas y abrevadero de ganado lo que provoca un impacto negativo en el ambiente y salud de los consumidores.

4.2. Población de diseño

4.2.1. Población actual

Según los datos obtenidos por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) realizado en el Ecuador en el último censo de población y vivienda en el año 2010 y de la Oficina de Turismo Descentralizada del Cantón Guano dio como resultados que en la Comunidad de Alacao existe un total de 955 habitantes.

4.2.2. Población de diseño

Uno de los parámetros principales para el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales es la población futura, considerando así un periodo de diseño entre 20 a 30 años, según indica la Norma CPE INEN 5 Parte 9, con una tasa de crecimiento poblacional para la provincia de Chimborazo del 1,4% según el Censo 2010 de población y vivienda en el Ecuador.

El periodo de diseño recomendado para tratamiento de aguas residuales mediante humedales artificiales es de 25 años. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Por lo tanto, el cálculo de la población futura se realizará para un periodo de diseño de 25 años; mediante el método geométrico establecido por la norma INEN de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural:

$$Pf = Pa * (1 + r)^n \quad (1)$$

Donde:

Pf: Población futura

Pa: Población actual

r: Tasa de crecimiento poblacional

n: Periodo de diseño

- Cálculo de la población futura en 25 años:

$$Pf = 955 \text{ hab} * \left(1 + \left(\frac{1,4}{100}\right)\right)^{25}$$

$$Pf = 1352 \text{ habitantes}$$

Mediante esta fórmula se estima que para el año 2065 existirá una población de 1352 habitantes para la cual se realizará el diseño del sistema de humedales artificiales.

4.3. Parámetros de diseño

4.3.1. Determinación de caudales

El caudal de las aguas residuales de la Parroquia La Matriz, está formada por aguas de origen doméstico, aguas residuales de la actividad agropecuaria y pluviales.

Para diseñar de manera correcta un sistema de tratamiento de aguas es importante determinar los caudales de agua residual que se eliminan en la población y que van a ingresar al sistema de depuración. Según García y Corzo (2008), para conocer el caudal de agua a tratar existen diferentes maneras de estimarlo, como pueden ser mediante aforos o a partir de los datos de consumo de agua de abastecimiento. No obstante, en aquellos casos en los que no se dispone de datos, sean estos escasos o inexistentes, se los puede estimar partiendo de otras fuentes de información como puede ser la dotación de agua potable suministrada a una determinada población. (Metcalf and Eddy, 1995).

El cálculo de los caudales se los realiza mediante las expresiones matemáticas descritas en la “Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial” elaboradas por García Serrano & Corzo Hernández (2008).

4.3.2. Dotación de Agua

El valor promedio obtenido de consumos de agua de abastecimiento de acuerdo a los registros mensuales del año 2019 para la comunidad Alacao, parroquia la Matriz fue de 137 l/hab.día; dato de dotación suministrado por el Departamento de Agua Potable del GADM del cantón Guano, mismo que serán utilizado en este trabajo para el diseño de los humedales artificiales.

4.3.3. Coeficiente de retorno

El coeficiente de retorno es la relación que existe entre el caudal de aguas residuales e producidas y el caudal medio de agua que consume la población. (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).

Según Zambrano (2015), especifica que el coeficiente de retorno es una fracción de la cantidad de agua usada en las actividades domésticas que termina en la red de colectores, esto quiere decir que no toda el agua potable que se consume en las actividades domésticas ingresa al sistema de alcantarillado. De acuerdo con López (2006) este coeficiente oscila en un rango de 65 y 85%. (Granja Villacís & Nuñez Enriquez, 2016).

- Caudal medio diario suministrado de agua potable

$$Q_{med. d} = \frac{D \times P}{1000} \quad (2)$$

Donde:

Q_{med.d (AP)}: Caudal medio diario de agua potable (m³/d)

P: Población (hab)

D: Dotación (l/hab.día)

$$Q_{med. d (AP)} = \frac{P \times D}{1000}$$

$$Q_{med. d (AP)} = \frac{1352 \text{ hab} \times 137 \text{ l/hab. día}}{1000}$$

$$Q_{med. d (AP)} = 185.22 \frac{m^3}{d}$$

- Caudal medio diario de agua residual

En este trabajo se tomará como valor para el coeficiente de retorno de aguas servidas domesticas el 80%, recomendado por la Norma de diseño de sistemas de alcantarillados por la EMAAP-Q.

$$Q_{med. d} = \frac{P \times D \times C_r}{1000} \quad (3)$$

Donde:

Q_{med.d (AR)}: Caudal medio diario de agua residual (m³/d)

P: Población (hab)

D: Dotación (l/hab.día)

C_r: Coeficiente de retorno de agua residual (adimensional)

$$Q_{med.d} (AR) = \frac{1352 \text{ hab} \times 137 \text{ l/hab.día} \times 0.8}{1000}$$

$$Q_{med.d} (AR) = 148.18 \frac{m^3}{d}$$

- Caudal medio horario

Se determina mediante la relación entre el caudal medio diario de agua residual para las 24 horas del día.

$$Q_{med.h} = \frac{Q_{med.d} (AR)}{24} \quad (4)$$

$$Q_{med.h} = \frac{148.18 \frac{m^3}{d}}{24 \text{ h}}$$

$$Q_{med.h} = 6.17 \frac{m^3}{h}$$

- Caudal punta diario

Este caudal se obtiene del producto del caudal medio diario por el coeficiente punta. Los valores recomendados para el coeficiente punta en pequeñas comunidades según García Serrano y Corzo Hernández se expresan en la Tabla 3, de la cual se tomará el valor típico de 1.7 para determinar el caudal punta diario.

Tabla 3. Valores recomendados para coeficientes punta en pequeñas comunidades

Parámetros	Intervalo	Valor Típico
Coeficiente punta diario	1.2 -2.0	1.7
Coeficiente punta mensual	1.0 – 1.5	1.2

$$Q_{punta.d} = Q_{med.d} (AR) * C_{pd} \quad (5)$$

Donde:

$Q_{punta.d}$: Caudal punta diario (m^3/d)

$Q_{med.d} (AR)$: Caudal medio diario de agua residual (m^3/d)

Cpd: Coeficiente punta diario (adimensional)

$$Q_{punta.d} = 148.18 \frac{m^3}{d} * 1.7$$

$$Q_{punta.d} = 251.91 \frac{m^3}{d}$$

- Caudal punta horario

Para su cálculo es necesario determinar en primera instancia el coeficiente punta horario; el cual se obtiene mediante la expresión de Mara (1988). (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Coeficiente punta horario

$$C_{ph} = \frac{5}{P^{1/6}} \quad (6)$$

$$C_{ph} = \frac{5}{(1,352)^{1/6}}$$

$$C_{ph} = 4.75$$

Donde:

C_{ph} : Coeficiente punta horario

P: Población en miles de habitantes

Una vez determinado el coeficiente punta procede a calcular el caudal punta horario:

$$Q_{punta.h} = Q_{med.h} * C_{ph} \quad (7)$$

$$Q_{punta.h} = 6.17 \frac{m^3}{h} * 4.75$$

$$Q_{punta.h} = 29.31 \frac{m^3}{h}$$

- Caudal máximo diario

Se considera como el doble del caudal punta diario según García Serrano & Corzo Hernández (2008).

$$Q_{max.d} = Q_{punta.d} * 2 \quad (8)$$

$$Q_{max.d} = 251.91 \frac{m^3}{d} * 2$$

$$Q_{max.d} = 503.82 \frac{m^3}{d}$$

- Caudal máximo instantáneo

Es necesario para el diseño del aliviadero; el cual es tres veces el caudal medio diario.

$$Q_{max.i} = Q_{med.d} * 3 \quad (9)$$

$$Q_{max.i} = 148.18 \frac{m^3}{d} * 3$$

$$Q_{max.i} = 444.54 \frac{m^3}{d}$$

- Caudal mínimo diario

Corresponde al 30% del caudal medio diario. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$Q_{min.d} = Q_{med.d} * 30\% \quad (10)$$

$$Q_{min.d} = 148.18 \frac{m^3}{d} * \frac{30}{100}$$

$$Q_{min.d} = 44.48 \frac{m^3}{d}$$

A continuación, en la tabla 4 se detallan los caudales que se utilizarán para el diseño de los sistemas de depuración.

Tabla 4. Resumen de caudales calculados para el diseño del sistema de depuración

Caudal	Valor	Unidades
Caudal medio diario de agua potable $Q_{med.d}$ (AP)	185.22	m ³ /d
Caudal medio horario $Q_{med.h}$	6.17	m ³ /h
Caudal medio diario de agua residual $Q_{med.d}$ (AR)	148.18	m ³ /d
Caudal punta diario $Q_{punta.d}$	251.91	m ³ /d
Caudal punta horario $Q_{punta.h}$	29.31	m ³ /h
Caudal máximo diario $Q_{max.d}$	503.82	m ³ /d
Caudal máximo instantáneo $Q_{max.inst}$	444.54	m ³ /d
Caudal mínimo diario $Q_{min.d}$	44.45	m ³ /d
Caudal de paso Q_{paso}	0.0058	m ³ /s

4.4. Caracterización del agua residual

Debido a que no se dispone de información de las características fisicoquímicas, químicas y biológicas de las aguas residuales de la comunidad de Alacao, en este trabajo de fin de máster se utilizarán valores de emisión másica unitaria (VEMU) recomendados por García Serrano & Corzo Hernández (2008) para pequeñas comunidades, representados en la tabla 5.

Tabla 5. Valores típicos de velocidades de emisión másica unitaria (VEMU) para pequeñas comunidades (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Parámetros	VEMU (g/hab.día)
MES o SS	30
DBO ₅	40
DQO	85

Nitrógeno Total	7.5
Fósforo	1.7

*MES: Materia en suspensión o solidos suspendidos (SS).

- Cálculo de las concentraciones de los parámetros del agua residual

La concentración de los parámetros del agua residual se determinará mediante la siguiente expresión, en la que se utilizará la dotación de agua residual en la comunidad de Alacao.

$$C = \frac{VEMU * 1000}{\beta * D} \quad (11)$$

Donde:

C: Concentración del contaminante (mg/L)

VEMU: Velocidad de emisión másica unitaria (g/hab.día)

D: Dotación (L/hab.día)

β : Porcentaje de agua de abastecimiento que se convierte en agua residual (%)

✚ Demanda Química e Oxígeno (DQO)

$$DQO = \frac{85 \text{ g/hab. día} * 1000}{0.8 * 137 \text{ l/hab. día}}$$

$$DQO = 775.55 \text{ mg/l}$$

✚ Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)

$$DBO_5 = \frac{40 \text{ g/hab. día} * 1000}{0.8 * 137 \text{ l/hab. día}}$$

$$DBO_5 = 364.96 \text{ mg/l}$$

✚ Nitrógeno Total (N_T)

$$N_T = \frac{7.5 \text{ g/hab. día} * 1000}{0.8 * 137 \text{ l/hab. día}}$$

$$N_T = 68.43 \text{ mg/l}$$

✚ Fósforo Total (P_T)

$$P_T = \frac{1.7 \text{ g/hab. día} * 1000}{0.8 * 137 \text{ l/hab. día}}$$

$$P_T = 15.51 \text{ mg/l}$$

✚ Solidos Suspendidos (SS)

$$SS = \frac{30 \text{ g/hab. día} * 1000}{0.8 * 137 \text{ l/hab. día}}$$

$$SS = 273.72 \text{ mg/l}$$

A continuación, en la tabla 6 se describe un resumen de las concentraciones de los parámetros del agua residual calculados con la expresión (11); así como los límites máximos permisibles que se deben cumplir en Ecuador para vertidos a cuerpos de agua dulce descritos en el “TULSMA” (Texto Unificado de Legislación Secundaria de Medio Ambiente) y la normativa española.

Tabla 6. Valores de concentración del influente y límites máximos permisibles de la normativa ecuatoriana y española para vertidos de agua residual a cuerpos de agua dulce.

Parámetros	Concentración del influente (mg/l)	Límites máximos permisibles Ecuador, TULSMA (mg/l)	Límites máximos permisibles España, DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	775.55	200	125
DBO5	364.96	100	25
Nitrógeno Total	68.43	50	15
Fósforo Total	15.51	10	2
Solidos Suspendidos	273.72	130	35

- Índice de Biodegradabilidad de la materia orgánica

Se lo obtiene a partir de la relación entre parámetros DBO y DQO; en la tabla 7 de muestran los rangos biodegradabilidad de la materia orgánica.

Tabla 7. Relación entre parámetros DBO y DQO (Martínez, 2010).

$\frac{DBO_5}{DQO}$	Poco Biodegradable	Biodegradable	Altamente Biodegradable
	< 0,2	0.2-0.4	>0.4

El valor obtenido de la relación DBO_5/DQO es de 0.47 lo que indica que el agua residual de la Comunidad de Alacao es altamente biodegradable por lo cual es factible emplear un sistema de depuración por humedales artificiales para el tratamiento de sus aguas.

En este trabajo de fin de máster se va a tomar como referencia para el diseño de los sistemas de depuración la normativa española; debido a que esta es más exigente en los límites máximos permisibles de vertidos de agua residual a cuerpos de agua dulce.

5. Diseño del sistema de depuración

El sistema de depuración que se diseñó para la Comunidad de Alacao consta de diferentes etapas en las cuales suceden diferentes procesos; las cuales son: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario. En la figura 13 se muestra un esquema general de las etapas de depuración del agua residual que se va a diseñar en este trabajo.

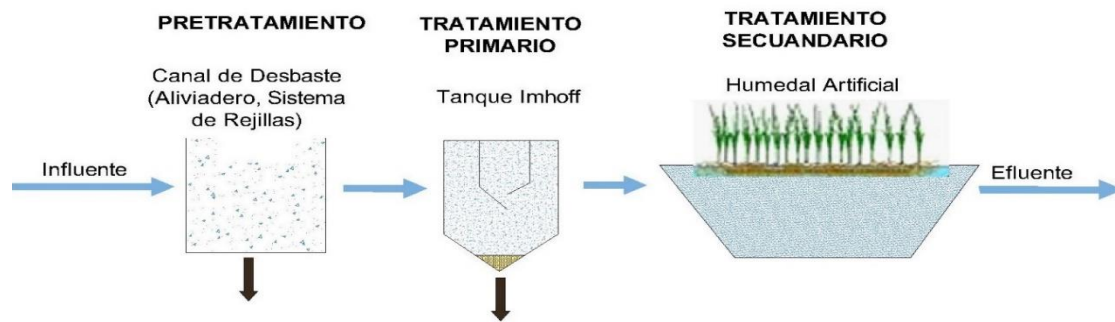


Figura 13. Esquema del diseño del sistema de depuración
Elaborado por: Cristian Basantes Cascante

Es importante mencionar que la construcción de la red de saneamiento debe ser construida de forma paralela al sistema de depuración, es decir que deben ser diseñadas e implementadas al mismo tiempo para garantizar un correcto funcionamiento del sistema.

5.1. Pretratamiento

El objetivo del pretratamiento es eliminar del agua residual los sólidos de gran tamaño, que pueden afectar a los siguientes procesos en el sistema de depuración.

Para el diseño del sistema de depuración para la comunidad de Alacao, esta etapa constara con un canal de desbaste el cual es el primero proceso unitario por el que pasa el agua al llegar a la depuradora; este canal está conformado por un aliviadero lateral, un sistema de rejillas y un proceso de desarenado.

5.1.1. Aliviadero Lateral

Es importante construir un aliviadero de entrada en la depuradora de agua residual para evacuar el exceso de caudal generado por eventos de lluvia y así regular el caudal de entrada.

García Serrano y Corzo Hernández (2008) indican que el dimensionamiento del aliviadero está basado en que el agua residual excedente está tan diluida que la concentración de los contaminantes sea similar a la que tendría si fuese tratada; por esta razón el aliviadero se diseña para que empiece actuar cuando se supere 10 veces el caudal medio horario; sin embargo, para pequeñas poblaciones se recomienda un factor comprendido entre 2 y 5 veces el caudal medio diario. Para este caso se ha fijado un factor de 3.

- Cálculo del caudal de vertido a aliviar

El caudal aliviar se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_v = Q_{lluv} - 3 Q_{med.d (AR)} \quad (12)$$

Donde:

Q_v: Caudal de vertido que debe evacuar el aliviadero (m³/s)

Q_{lluv}: Caudal de lluvia + Caudal de agua residual que llega a la depuradora (m³/s)

Q_{med.d}: Caudal medio de agua residual (m³/s)

3: factor de dilución

Para determinar el caudal de las aguas lluvia de escurrimiento superficial que llegara a la depuradora es necesario conocer los episodios de precipitación en la zona (tabla 2), intensidad de lluvia, el coeficiente de infiltración y el área de aportación que genera escorrentía.

$$Q_{lluv} = C \cdot I \cdot S \quad (13)$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de lluvia, (mm/hora)

S: Área de aportación

El valor precipitación correspondiente al mes más lluvioso es de 65.84 mm/mes con una la intensidad en el día más lluvioso de 10.7 mm/hora (0.0107 m/h) y el área de aportación de esorrentía es de 7 he, mientras que la Norma CPE INEN 5 Parte 9 determinan un coeficiente de escurrimiento para zonas residenciales de baja densidad entre 0.35 – 0.55, para este caso fijaremos un valor de 0.45; establecidos estos valores procedemos a determinar el Q_{lluv} .

$$Q_{lluv} = 0.00437 \cdot 70000$$

$$Q_{lluv} = 305.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{lluv} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sin embargo, según García Serrano y Corzo Hernández (2008) para pequeñas poblaciones se puede considerar un valor de lluvia máximo de 0.1 m^3/s , el cual es mayor al calculado; por lo tanto para estar del lado de la seguridad se utilizará para el diseño este valor bibliográfico.

Por lo tanto, se obtiene un caudal de vertido de:

$$Q_v = 0.1 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - \left(\frac{3 * 148.18 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{86400 \text{ s}} \right)$$

$$Q_v = 0.0949 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_v = 94.9 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Siendo así el caudal para evacuar por el aliviadero lateral es de 94.9 l/s.

Una vez hallado el caudal aliviar es posible determinar la longitud del aliviadero mediante la fórmula establecida por Francis, la misma que permite calcular el caudal a través del vertedero:

$$Q_L = 1.83 * (1 - (0.2 * H)) * (H)^{1.5} \quad (14)$$

Donde:

Q_L: Caudal evacuado por metro lineal de vertedero, (m³/m*s).

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

Es necesario hallar previamente la altura de la lámina del agua sobre el vertedero (H) y velocidad.

Para ello se determinan las alturas tanto para la caudal lluvia (0.1 m³/s) como para el caudal máximo aceptado por la depuradora (0.00515 m³/s) mediante aproximaciones utilizando la ecuación de Manning en la que se establecen las siguientes características del canal:

Pendiente (I): de 0.001 m/m

Ancho (w): 0.35 m

Rugosidad (n): 0.013

$$Q = \frac{\left(\frac{1}{n}\right) \cdot \left(\frac{h}{w}\right)^{5/3} \cdot I}{(w + 2 \cdot h)^{2/3}} \quad (15)$$

Por lo tanto, la altura necesaria calculada para la caudal lluvia es de 0.5 m lo cual permite una velocidad de 0.61 m/s; mientras que para el caudal máximo aceptado es de 0.052 m y velocidad de 0.28 m/s, esta última es menor a la recomendada en bibliografía de 0.6 m/s para evitar la sedimentación en el canal; esto sucede cuando se trabaja en pequeñas poblaciones con caudales bajos, en estos casos la sedimentación no se puede evitar, por lo que habrá que prestar especial atención al momento de realizar el mantenimiento.

Determinados los valores de las alturas del agua sobre el canal es posible calcular la altura de la lámina sobre el vertedero (H), misma que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$H = H_{Q_{lluv}} - H_{Q_{aceptado}} \quad (16)$$

$$H = 0.5\text{m} - 0.052\text{ m}$$

$$H = 0.45 \text{ m}$$

Calculado el valor de H lo reemplazamos en la ecuación 13 para obtener el caudal por metro lineal de vertedero.

$$Q_L = 1.83 * (1 - (0.2 * 0.45)) * (0.45)^{1.5}$$
$$Q_L = 0.5 \frac{\text{m}^3}{\text{m} * \text{s}}$$

Finalmente hallamos la longitud del vertedero dividiendo el caudal de vertido entre el caudal por metro lineal de vertedero:

$$L = \frac{Q_v}{Q_L} \quad (17)$$

$$L = \frac{0.0949}{0.5} = 0.19 \text{ m}$$

Consideramos para estar por el lado de la seguridad una longitud de vertedero de 0.30 m

Al finalizar el canal es importante colocar una reja de finos de limpieza manual con separación entre barrotes de 100 mm con la finalidad de reducción la cantidad de solidos previos al tratamiento primario (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

5.1.2. Sistema de Rejillas

Es un sistema que está formado por rejillas gruesas con un espacio entre barrotes de 5 a 10 cm y rejillas finas con separación entre barrotes de 2 a 3 cm; se las coloca a la entrada de la depuradora con la finalidad de evitar la entrada de solidos gruesos (rejillas gruesas) y solidos suspendidos (rejillas finas) al tratamiento primario. Para poblaciones con más de 500 habitantes se recomienda utilizar sistemas de rejillas de limpieza automática (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

A continuación, se describe en la tabla 8 los criterios de diseño y valores recomendados por García Serrano y Corzo Hernández (2008) para el dimensionamiento del canal de desbaste y el sistema de rejillas.

Tabla 8. Valores recomendados para el diseño del canal de desbaste y sistema de rejas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Características	Reja de Gruesos	Reja de Finos
Funcionamiento (mm)	Manual	Automático
Espesor de Barrotes (mm)	>12	<6
Luz o separación entre barrotes (mm)	50 - 100	10 – 25
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 – 45	
Velocidad de paso (m/s)	0.3 - 0.6	
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

El parámetro principal para el diseño del sistema de rejas es la velocidad de paso a través de las rejas; debido a que si esta es muy lenta los sólidos en suspensión pueden llegar a sedimentar en el canal.

❖ Diseño Rejas Gruesas

En la table 9 se describen los valores considerados para el dimensionamiento de las rejas gruesas.

Tabla 9. Valores de diseño para rejas gruesas.

Características	Valor Adoptado
Espesor de barrotes (mm)	15
Luz o separación entre barrotes (mm)	50
Colmatación (%)	30
Pendiente	45
Ancho del canal (ancho del aliviadero) (m)	0.35
Velocidad de aproximación (m/s)	0.4

Fijados los valores calculamos el número de barrotes que se lo determina a partir del ancho del canal de llegada, su espesor de barrotes y la luz entre barrotes mediante la siguiente ecuación:

$$A_c = n_e \cdot a + n_b \cdot e \quad (18)$$

Donde:

A_c: Ancho del canal (m)

n_e: Número de espacios (adim)

a: Luz o separación entre barrotes (m)

n_b Número de barras (adim)

e: Espesor de barras (m)

Despejamos de la ecuación 17 la incógnita “n_e” que representa el número de espacios y obtenemos posteriormente el número de barras restando uno a este valor.

$$n_e = \frac{A_c + e}{a + e} \quad (19)$$

$$n_e = \frac{0.35 \text{ m} + 0.015 \text{ m}}{0.05 \text{ m} + 0.015 \text{ m}}$$

$$n = 6$$

Por lo tanto, el número de barrotes que necesitamos es 5. Posteriormente con estos datos ya calculados determinamos el ancho útil de paso con la siguiente expresión:

$$W_u = (A_c - n_b \cdot A_b) \cdot \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (20)$$

Donde:

W_u: ancho útil de paso, (m).

A_c: ancho del canal, (m).

n: número de barrotes, (adim).

A_b: Ancho o Espesor (e) de barras, (m).

G: Grado de colmatación (%).

$$W_u = (0.35 \text{ m} - 5 \cdot 0.015 \text{ m}) \cdot \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0.19 \text{ m}$$

❖ Diseño Rejas Finas

En la tabla 10 se describen los valores a considerar para el dimensionamiento de las rejas finas.

Tabla 10. Valores de diseño para rejas finas.

Características	Valor Adoptado
Ancho útil (m)	0.19
Colmatación (%)	30
Ancho del canal (ancho del vertedero) (m)	0.35
Espesor de barrotes (mm)	5
Luz o separación entre barrotes (mm)	20

Determinamos el número de espacios con la siguiente expresión:

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

Donde:

A_c: Ancho del canal (m)

n: Número de espacios (adim)

a: Luz o separación entre barrotes (m)

e: Espesor de barras (m)

$$n = \frac{0.35 \text{ m} + 0.005\text{m}}{0.020 + 0.005\text{m}}$$

$$n = 14$$

Por lo tanto, el número de barrotes necesarios para la reja de finos es 13.

Posteriormente se determina el calado del canal en el que va a ser instalado el sistema de rejillas; mismo que viene dado por el caudal pluvial debido a que se pretende que el agua de

lluvia pase por un desbaste antes de que sea aliviada al medio receptor; por lo tanto, la altura necesaria para dicho caudal es de 0.47 m, mismo que se determinó mediante la expresión de Manning.

Sumamos a este calado un valor de resguardo de 0.3 a 0.5 metros sugeridos por García Serrano y Corzo Hernández (2008); para este diseño se designará un resguardo de 0.3 metros. Por lo tanto, el calado de diseño $h_{\text{diseño}}$ es $0.77\text{m} \cong 0.8 \text{ m}$.

Finalmente se calcula la longitud del canal con la siguiente expresión; en la cual se emplea un tiempo de retención hidráulico entre el rango de 5 a 15 segundos recomendado por recomendados por García Serrano y Corzo Hernández (2008).

$$L = T_H \times v \quad (22)$$

Donde:

L: Largo del canal (m)

T_H: Tiempo de retención hidráulico (s)

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

$$L = 10 \text{ s} \times 0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$L = 10 \text{ s} \times 0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

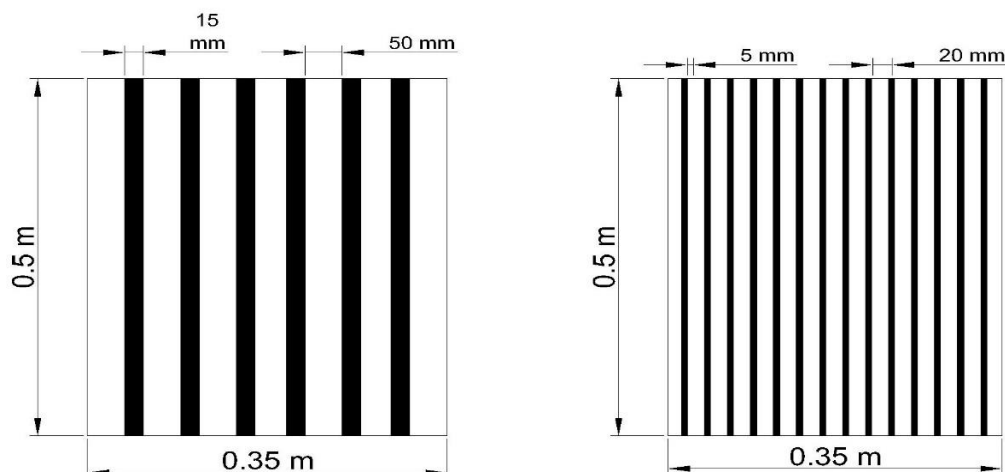


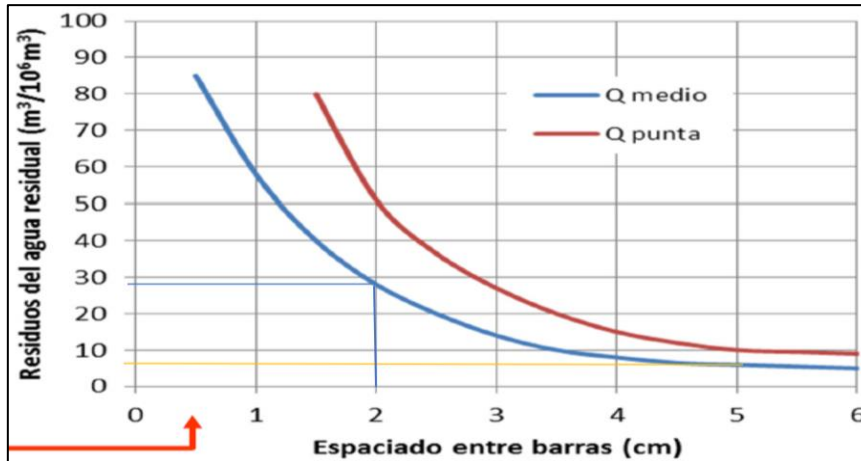
Figura 14. Dimensionamiento de rejas gruesas (izquierda) y rejas finas (derecha).

Elaborado por: Cristian Basantes Cascante

❖ Volumen de sólidos recogidos por las rejillas

El volumen de sólidos recogidos depende del tipo y diseño de las rejillas y se los determina mediante la siguiente gráfica 1 y con la siguiente expresión:

$$\text{Sólidos} = Q_{\text{med. d}} (AR) (m^3/d) \times \text{Sólidos retenidos} (m^3/10^6 m^3) \quad (23)$$



Gráfica 1. Obtención de los residuos del agua residual en función del espacio de barra (Ferrer Polo & Seco Torrecillas, 2005).

Sólidos totales

$$ST = 148.18 (m^3/d) \times 28 (m^3/10^6 m^3)$$

$$ST = 4.15 \text{ l/d}$$

Sólidos en rejillas gruesas

$$\text{Sólidos} = 148.18 (m^3/d) \times 8 (m^3/10^6 m^3)$$

$$\text{Sólidos} = 1.19 \text{ l/d}$$

Sólidos en rejillas finas

Se determinan mediante la diferencia entre los sólidos totales y los sólidos recogidos en las rejillas gruesas.

$$\text{Sólidos} = (4.15 - 1.19) \text{ l/d}$$

$$\text{Sólidos} = 2.96 \text{ l/d}$$

Debido a que la velocidad de paso en este tipo de instalaciones está por debajo de la recomendada para que se produzca la sedimentación de arenas, no es factible implementar en el sistema de depuración un desarenador; sin embargo, es importante evitar que entre el sistema de rejillas y el tratamiento primario existan elementos mecánicos que puedan sufrir problemas, ya que dicha sedimentación se producirá en estos tratamientos.

5.2. Tratamiento Primario

Uno de los problemas que presentan los humedales artificiales, es el taponamiento y colmatación del medio filtrante, lo cual sucede cuando el tratamiento primario es diseñado y construido de manera deficiente; por lo tanto, para garantizar el buen funcionamiento de un humedal artificial es importante implementar tanques sépticos, Imhoff o algún otro tratamiento primario con el objetivo de reducir los sólidos en suspensión del efluente y así evitar estos problemas en el humedal artificial (Alarcón et al., 2018).

5.2.1. Tanque Imhoff

La alternativa elegida para este tratamiento es el tanque Imhoff rectangular, son una modificación de la fosa séptica, su finalidad es la remoción de sólidos en suspensión, su operación es muy simple y no requiere de partes mecánicas; cuentan con una zona de decantación en la parte superior y una zona de digestión en la parte inferior.

Durante la operación el agua residual pasa por la cámara de sedimentación en la cual se produce la remoción de sólidos sedimentables, los cuales resbalan por las paredes inclinadas hacia la zona de digestión. El tanque Imhoff tiene un diseño que impide que los gases generados por la digestión interfieran en el proceso de sedimentación (OPS/CEPIS, 2005).

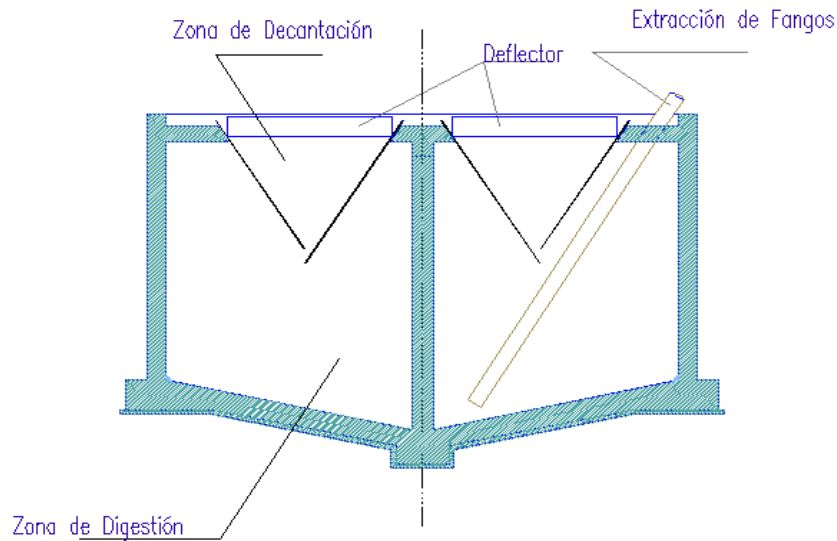


Figura 15. Esquema de la sección de un tanque Imhoff (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Para este estudio se diseñará dos tanques Imhoff rectangulares con iguales criterios de diseño, para la mitad de la población cada uno, con la finalidad de disminuir los costes de implantación.

❖ Diseño del tanque Imhoff rectangular

Para el dimensionamiento del tanque Imhoff se utilizará los valores que se muestran en la tabla 11 recomendados por (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Tabla 11. Valores recomendados de los parámetros para el dimensionamiento de un tanque Imhoff.

Parámetro	Unidades	Rango	Valor típico
Zona de decantación			
Carga hidráulica superficial punta diaria	m ³ /m ² ·d	24-40	32
Tiempo de retención a Q _{med}	h	2-4	3
Tiempo de retención a Q _{punta horario}	h	-	1
Velocidad horizontal punta horaria	m/min	-	<0.3
Relación longitud /ancho	-	2/1-5/1	3/1
Pendiente de la cámara de decantación	-	1.25:1.0 – 1.75:1.0	1.5:1.0
Obertura inferior	m	0.15 - 0.3	0.25
Pestaña Inferior	m	0.15 - 0.3	0.25

Deflector debajo de la superficie	m	0.25 – 0.4	0.3
Deflector encima de la superficie	m	0.3	0.3
Resguardo	m	0.45 – 0.6	0.6
Zona de escape de gases			
Área (superficie total)	%	15 - 30	20
Anchura	m	0.45 - 0.75	0.60
Zona de digestión			
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.

Para el diseño del tanque Imhoff se debe considerar por separado las zonas de decantación y de digestión.

❖ Zona de decantación

Esta zona nos determina la superficie del tanque y se la establece mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{punta.d}}{C_{Hpunta.d}} \quad (24)$$

Donde:

S: Superficie de la zona de decantación, (m²).

Q_{punta.d}: Caudal punta diario, (m³/d).

C_{Hpunta.d}: Carga hidráulica superficial punta diaria, (m³/m²·d).

Tomado para la carga hidráulica superficial un valor de $24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ determinamos la superficie de la zona de decantación; debido a que son dos tanques Imhoff la caudal punta diario debe ser dividido en dos.

$$S = \frac{125.96 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}}$$

$$S = 5 \text{ m}^2$$

Geometría de la zona de decantación

Una vez calculada la superficie de la zona de decantación determinamos sus dimensiones tomando en cuenta la relación longitud/ancho ($L/W = 2/1$) según los valores recomendados en la tabla 10, mediante la siguiente expresión:

$$S = L \times W \quad (25)$$

Donde:

S: Superficie de la zona de decantación

L: Longitud del tanque

W: Ancho de decantación

Se obtiene como resultado una longitud de 3.16 m y un ancho 1.58 m. Sin embargo, con estas dimensiones se comprobó posteriormente que no se cumplen los criterios de diseño como son la velocidad horizontal punta horaria y el tiempo de retención hidráulica; por lo tanto, es necesario sobredimensionar el tanque, para esto se disminuyó la carga hidráulica superficial a $10.5 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ obteniéndose las siguientes dimensiones:

Longitud: 4.9 m

Ancho: 2.45 m

Por lo tanto, la superficie de la zona de decantación "S" sería 12 m^2 .

Posteriormente se determina la profundidad de la zona de decantación, fijando valores para la longitud de obertura inferior de 0.30 m y para la pendiente de las paredes de la zona de decantación de 1.75:1; se la calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \cdot p \quad (26)$$

Donde:

P: profundidad de la zona de decantación, (m).

W: Ancho de decantación, (m).

O_i: longitud de la abertura inferior, (m).

p: Pendiente de la zona de decantación, (m/m).

$$P = \left[\frac{(24.5 \text{ m} - 0.3 \text{ m})}{2} \right] \cdot 1.75 \text{ m/m}$$

$$P = 1.88 \text{ m}$$

Calculada la profundidad determinamos las áreas A_1 , A_e , A_T :

Superficie del triángulo

$$A_1 = \left[\frac{(W - O_i)}{2} \right] \times \frac{P}{2} \quad (27)$$

Donde:

A₁: Superficie del triángulo, (m²)

$$A_1 = \left[\frac{(2.45 \text{ m} - 0.3)}{2} \right] \times \frac{1.88 \text{ m}}{2}$$

$$A_1 = 1.01 \text{ m}^2$$

Superficie del rectángulo

$$A_e = O_i \cdot P \quad (28)$$

Donde:

A_e : Superficie del rectángulo, (m^2).

$$A_e = 0.30 \text{ m} \cdot 1.88 \text{ m}$$

$$A_e = 0.56 \text{ m}^2$$

Superficie total

$$A_T = 2 \cdot A_1 + A_e \quad (29)$$

Donde:

A_T : Superficie total

$$A_T = 2 \cdot 1.01 \text{ m}^2 + 0.56 \text{ m}^2$$

$$A_T = 2.58 \text{ m}^2$$

Volumen de la zona de decantación

Una vez calculada la superficie total procedemos a determinar el volumen de la zona de decantación la cual hacer referencia a la de un prisma (figura 16) y se lo determina mediante la siguiente expresión:

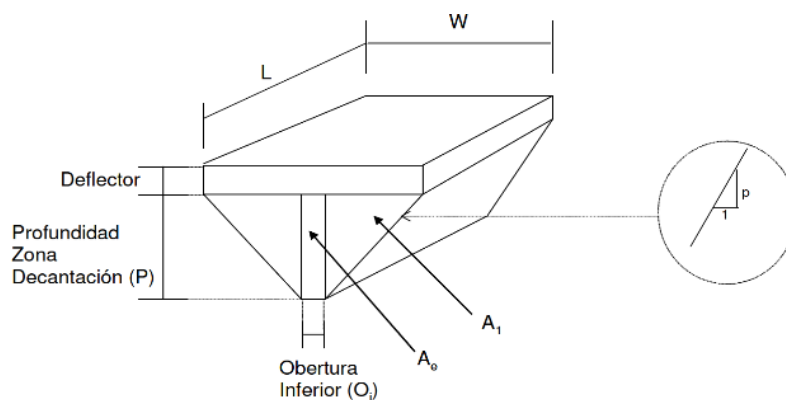


Figura 16. Esquema de la zona de decantación de un tanque Imhoff rectangular (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$V_{dec} = (h_{deflector} \cdot S) + (A_T \cdot L) \quad (30)$$

Donde:

V_{dec}: Volumen de la zona de decantación, (m³).

h_{deflector}: Altura de la zona sumergida del deflector, (m).

Para el cálculo del V_{dec} se ha fijado una altura de la zona del deflector de 0.30 m de acuerdo con los valores recomendados en la tabla 10.

$$V_{dec} = (0.3 \text{ m} \cdot 12 \text{ m}^2) + (2.58 \text{ m}^2 \cdot 4.9 \text{ m})$$

$$V_{dec} = 16.24 \text{ m}^3$$

Finalmente comprobamos que se cumplan los criterios de la velocidad horizontal punta horaria y los tiempos de retención hidráulicos con las siguientes expresiones:

Velocidad horizontal punta horaria:

$$V_{punta\ horaria} = \frac{Q_{punta\ horaria}}{A_T \cdot 60} < 0.3 \quad (31)$$

Donde:

V_{punta horaria}: Velocidad horizontal punta horaria, (m/min).

Q_{punta horaria}: Caudal punta horario, (m³/h).

$$V_{punta\ horaria} = \frac{29.31}{2} \text{ m}^3/\text{h} < 0.3$$

$$V_{punta\ horaria} = 0.09 \text{ m/min} \quad \text{CUMPLE}$$

Tiempo de retención a caudal medio:

$$2 < T_H = \frac{V_{dec} \cdot 24}{Q_{med.d} (AR)} < 4 \quad (32)$$

Donde:

V_{dec} : Volumen de la zona de decantación, (m³).

T_{Hm} : Tiempo de retención a caudal medio, (h).

Q_m : Caudal medio, (m³/día).

$$T_{Hm} = \frac{16.24 \text{ m}^3 \cdot 24}{\left(\frac{148.18 \text{ m}^3/d}{2}\right)}$$

$$T_{Hm} = 5.26 \text{ horas } \text{ NO CUMPLE}$$

Tiempo de retención a caudal punta:

$$T_{Hp} = \frac{V_{dec}}{Q_{punta.h}} \geq 1 \quad (33)$$

Donde:

T_{Hp} : Tiempo de retención a caudal punta, (h).

$Q_{punta.h}$: Caudal punta horario, (m³/h).

$$T_{Hp} = \frac{16.24 \text{ m}^3}{14.66}$$

$$T_{Hp} = 1.11 \text{ horas } \geq 1 \text{ CUMPLE}$$

De los tres parámetros comprobados, solo el tiempo de retención hidráulica a caudal medio no cumple con el criterio establecido, ya que sobrepasa el rango recomendado por 1.26 horas; sin embargo, no es un inconveniente, simplemente esto implica que dispone de mayor tiempo de retención para sedimentar.

❖ Zona de digestión

Superficie total del tanque

La superficie total de la zona de digestión corresponde con la superficie total del tanque, se la determina fijando un porcentaje para la superficie de la zona de gases respecto a la superficie total; el valor tomado para el cálculo es el 20% del total y se la calcula con la siguiente expresión:

$$S_t = (1 + \%S_{gas}) \cdot S_{dec} \quad (34)$$

Donde:

S_t : Superficie total del tanque, (m^2).

$\%S_{gas}$: Porcentaje de la superficie de la zona de escape de gases respecto a la superficie total, en tanto por uno.

S_{dec} : Superficie de la zona de decantación, (m^2).

$$S_t = \left(1 + \frac{20}{100}\right) \cdot 12 \text{ m}^2$$

$$S_t = 14.4 \text{ m}^2$$

Ancho total del tanque Imhoff

Se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$W_T = W_{dec} + W_{gas} \quad (35)$$

Donde:

W_t : Ancho total del tanque, (m).

W_{dec} : Ancho de la zona de decantación, (m).

W_{gas} : Ancho de la zona de escape de gases, (m).

Para determinar el ancho total del tanque fijamos un valor de 0.5 m para la W_{gas} , según la tabla 10.

$$W_t = 2.45m + 0.50 m$$

$$W_t = 2.95m$$

Longitud total del tanque Imhoff

Se la determina mediante la siguiente expresión:

$$L_t = \frac{S_t}{W_t} \quad (36)$$

Donde:

L_t: Longitud total del tanque

S_t: Superficie total del tanque

$$L_t = \frac{14.4 m^2}{2.95 m}$$

$$L_t = 4.88 m$$

A estas dimensiones tenemos que sumarles un valor de 0.15 m considerado para el espesor de la pared, por lo tanto, las nuevas dimensiones será las siguientes:

W_t: 3.25 m (sumado el espesor de pared)

L_t: 5.18 m (sumado el espesor de pared)

S_t: 16.84 m²

Volumen necesario para almacenamiento de lodos

Para su determinación se debe considerar la geometría de la cámara de digestión, la cual consta de diferentes alturas, tal como se muestra en la figura 17; dichas alturas se las calculará posteriormente.

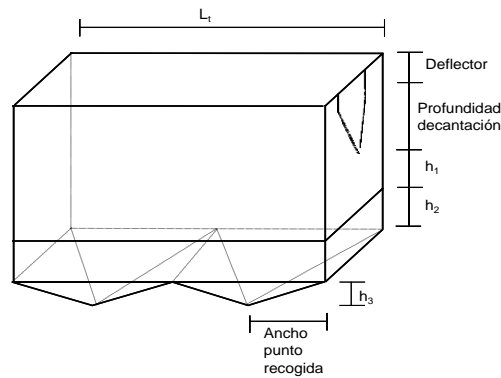


Figura 17. Tanque Imhoff rectangular con dos puntos de recogida de lodos (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Según García Serrano & Corzo Hernández (2008) para su cálculo es necesario considerar un valor de velocidad de emisión de 100 l/hab.año, dicho volumen se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$V_{lodos} = \frac{VEU \cdot T_d \cdot N}{1000} \quad (37)$$

Donde:

V_{lodos}: Volumen ocupado por los lodos, (m³).

VEU: Velocidad de emisión unitaria de lodos, (l/hab. año).

T_d: Tiempo de digestión, (años).

N: Número de habitantes.

El tiempo de digestión de lodos fijado será de 6 meses.

$$V_{lodos} = \frac{(100 \text{ l/hab} \cdot \text{año}) \cdot 0.5 \text{ años} \cdot \frac{1352 \text{ hab}}{2}}{1000}$$

$$V_{lodos} = 33.8 \text{ m}^3$$

Altura del fondo de forma piramidal

Para su cálculo se considera dos puntos de extracción y una inclinación de las paredes entre un rango de (30° - 45°); se la determina mediante la siguiente expresión:

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{L_t}{n} \right)}{2} \right] \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (38)$$

Donde:

h₃: altura del fondo en la zona piramidal, (m).

L_t: Longitud total del tanque (sin espesor de pared), (m).

n: número de puntos de recogida de lodos, (m).

α: Inclinación de las paredes, (°).

$$h_3 = \left[\frac{\left(\frac{4.88 \text{ m}}{2} \right)}{2} \right] \cdot \operatorname{tg} 45^\circ$$

$$h_3 = 1.22 \text{ m}$$

Altura ocupada por los lodos

Para su cálculo se considera el volumen necesario de almacenamiento de lodos y se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$h_2 = \frac{V_{\text{lodos}} - \left(\frac{1}{3} \cdot L_t \cdot W_t \cdot h_3 \right)}{L_t \cdot W_t} \quad (39)$$

Donde:

h₂: Altura de lodos, (m).

V_{lodos}: Volumen ocupado por los lodos, (m³).

L_t: Longitud total del tanque, (m).

W_t: Ancho total del tanque, (m).

h₃: altura del fondo en la zona piramidal, (m).

$$h_2 = \frac{33.8 \text{ m}^3 - \left(\frac{1}{3} \cdot 4.88 \text{ m} \cdot 2.95 \text{ m} \cdot 1.22 \text{ m}\right)}{4.88 \text{ m} \cdot 2.95 \text{ m}}$$

$$h_2 = 1.94 \text{ m}$$

Profundidad y Volumen total del tanque Imhoff

Finalmente se puede calcular la profundidad total del tanque Imhoff, mediante la siguiente forma; considerando una profundidad de la zona de resguardo de 0.50 m, una distancia entre la abertura inferior con la superficie del lodo acumulado de 0.50 m y una profundidad de la zona sumergida del deflector de 0.3 m.

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3 \quad (40)$$

Donde:

h_t: Profundidad total del tanque imhoff, (m).

h_{resguardo}: Profundidad de la zona de resguardo, (m).

h_{deflector}: Profundidad de la zona sumergida del deflector, (m).

P: Profundidad de la zona de decantación, (m).

h₁: Distancia entre la abertura inferior con la superficie del lodo acumulado, (m).

h₂: Altura de lodos, (m).

h₃: altura del fondo en la zona piramidal, (m).

$$h_t = h_{resguardo} + h_{deflector} + P + h_1 + h_2 + h_3$$

$$h_t = (0.5 + 0.30 + 1.88 + 0.5 + 1.94 + 1.22)m$$

$$h_t = 6.34 \text{ m}$$

Volumen total del tanque Imhoff

Se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$V = V_{resguardo} + V_{dec} + V_{lodos} + (h_1 \cdot L_t \cdot W_t) \quad (41)$$

Donde:

V: Volumen total del tanque, (m³).

V_{resguardo}: Volumen de resguardo, (m³).

V_{dec}: Volumen de la zona de decantación, (m³).

h₁: Distancia entre la abertura inferior con la superficie del lodo acumulado, (m).

L_t: Longitud total del tanque, (m).

W_t: Ancho total del tanque, (m).

Previamente calculamos el volumen de resguardo mediante la siguiente expresión:

$$V_{resguardo} = h_{resguardo} \cdot S_t \quad (42)$$

$$V_{resguardo} = 0.50 \text{ m} * 14.4 \text{ m}^2$$

$$V_{resguardo} = 7.2 \text{ m}^3$$

Una vez calculado el volumen de resguardo procedemos a determinar el volumen total del tanque Imhoff mediante la expresión 41.

$$V = 7.2 \text{ m}^3 + 16.24 \text{ m}^3 + 33.8 \text{ m}^3 + (0.5 \text{ m} \cdot 4.88 \text{ m} \cdot 2.95 \text{ m})$$

$$V = 64.44 \text{ m}^3$$

5.2.2. Sistema de tratamiento de fangos

Los lodos primarios que son resultantes de los procesos de sedimentación o decantación primaria se los tienen que espesar, deshidratar y estabilizar previo a su reutilización o disposición final; para ello existen diversas operaciones que tienen como objetivo reducir la cantidad de agua y aumentar a concentración de sólidos totales, disminuyendo de esta manera la concentración de sólidos volátiles, estabilizar el fango, disminuir el volumen total de lodos y así disminuir el costo de manejo.

Los lodos generados en el tanque Imhoff serán tratados mediante una era de secado y posteriormente se los puede utilizar como compost en la actividad agrícola de la comunidad de Alacao.

❖ Eras de Secado

Es uno de los métodos más utilizados en las plantas de tratamiento en pequeñas poblaciones para la deshidratación de fangos debido a su bajo costo.

Superficie de la era de secado

Según Ferrer Polo & Seco Torrecillas (2005), en las eras de secado los fangos se los deshidrata extendiéndolos en la superficie con un espesor de capa de 20 a 30 cm y dejándolos secar de manera natural.

Se ha optado por diseñar dos eras de secado con la finalidad de no interrumpir el proceso en las etapas de mantenimiento; lo que me permite mantener siempre una unidad de secado operativa.

Para su diseño se considera el volumen de lodos generados cada seis meses en los tanques Imhoff; el volumen de lodos generados será el volumen de diseño, este último me permite determinar la superficie de la era de secado mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{V_{lodos}}{h} \quad (43)$$

Donde:

S: Superficie de la era de secado, (m²).

V_{lodos}: Volumen de lodos, (m³).

h: espesor de la capa de lodos, (m).

Se considera para el diseño un espesor de capa de fango de 30 cm.

$$S = \frac{33.8 \text{ m}^3}{0.3 \text{ m}}$$

$$S = 112,67 \text{ m}^2$$

Dimensiones

Según Ferrer Polo & Seco Torrecillas (2005), la superficie de una era de secado se divide en eras individuales con un ancho aproximado de 6 m y una longitud 6 a 30 m.

Para su dimensionamiento se considera un ancho de 6 m y longitud de 19 m. Es importante en su diseño incorporar una altura de resguardo, siendo en este caso una altura de 15 cm.

Debido a que la depuradora no se encuentra muy alejada del núcleo de la población se propone utilizar cubiertas de plástico reforzado, esto también evitará que el proceso de deshidratación sea afectado por las condiciones climáticas.

Las eras de secado dispondrán de diferentes tipos de capas las cuales son:

Una capa de soporte de 15 cm formada por ladrillos con separación de 2 a 3 cm. Posteriormente una capa de arena de tamaño efectivo entre 0.30 mm a 1.30 mm y un coeficiente de uniformidad no mayor a 4. Finalmente, en la parte inferior una capa de grava de 75 a 150 mm.

5.2.3. Calidad del agua a la salida del tratamiento primario

Para determinar la concentración de los contaminantes a la salida del tratamiento primario se utilizará los valores de porcentajes de remoción recomendados en el “Manual para la implantación de sistemas de depuración para pequeñas poblaciones” del CEDEX (Ortega et al., 2010).

Tabla 12. Resultados de remoción de contaminantes a la salida del tratamiento primario.

Parámetros	Concentración del afluente (mg/l)	Porcentaje de remoción en el tratamiento primario (%)	Concentración de los contaminantes a la salida del tratamiento primario	Límites máximos permisibles Ecuador, TULSMA (mg/l)	Límites máximos permisibles España, DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	775.55	25	581.66	200	125
DBO₅	364.96	40	218.98	100	25
Nitrógeno Total	68.43	10	61.59	50	15
Fósforo Total	15.51	10	13.96	10	2
Sólidos Suspendidos	273.72	55	123.17	130	25

5.3. Tratamiento Secundario

En este trabajo se ha diseñado tres tipos de humedales artificiales con la finalidad de escoger cuál de ellos se ajusta a la realidad social y económica de la comunidad.

5.3.1. Dimensionamiento de humedal artificial horizontal de flujo Subsuperficial

Según García Serrano & Corzo Hernández (2008), su dimensionamiento consta de dos etapas; en la primera determinamos la superficie necesaria para el Dimensionamiento biológico y la segunda etapa se realiza el dimensionamiento hidráulico.

Dimensionamiento Biológico

En primera instancia para el diseño de un humedal artificial se calcula la superficie necesaria que garantice la eliminación de los contaminantes hasta cumplir con los límites de vertido; esta se la determina mediante la siguiente expresión detallada por IWA (2017).

$$S = \frac{P \cdot Q}{k_A} \left(\left(\frac{C_i - C^*}{C_0 - C^*} \right)^{\frac{1}{P}} - 1 \right) \quad (44)$$

Donde:

S: Superficie de humedal, (m²).

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

Q: Caudal medio diario de agua residual, (m³/día).

K_A: Constante cinética de primer orden, (m/día).

C_i: Concentración inicial del contaminante, (mg/l).

C_o: Concentración final del contaminante, (mg/l)

C*: Concentración de fondo, (mg/l).

El valor de K_A depende del contaminante que se desea eliminar, en este caso se va a dimensionar en base a la concentración de DBO para lo que se emplea un valor de K_A de 0.08 a 0.12 m/día; el diseño de este tipo de humedal aparte de reducir la DBO es altamente eficiente en eliminar la materia en suspensión y la concentración de nitrógeno en un rango

de 30 a 60%. Para que esto sea posible el diseño del humedal debe tener una profundidad media de la lámina de agua de 0.3 m (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Es importante mencionar que este valor de K_A solo es válido, si la concentración de DBO del agua residual que llega al humedal no supera los 250 mg/l, ya que para concentraciones más elevadas se recomienda disminuir dicho valor en un 20%. En este caso se utilizará el valor 0.08 m/día ya que dicha concentración no supera este límite (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Para obtener valores más exactos a realidad se sugiere corregir los valores de K_A por efecto de la temperatura de la zona (IWA, 2017) mediante la siguiente expresión:

$$K_{AT} = K_{20}\theta^{T-20} \quad (45)$$

Donde:

K_{AT} : Valor del parámetro en función de su temperatura.

K_{20} : Valor del parámetro a 20 °C.

Θ : Variable que depende del proceso.

T: Temperatura del agua, (°C). (en la zona de estudio la temperatura promedio del agua es de 13 °C).

Según IWA (2017), en su publicación de humedales artificiales describe valores recomendados para (P) y para Θ ; los cuales se describen en la siguiente tabla 13 y 14 respectivamente:

Tabla 13. Valores de P para humedales HF y VF (Kadlec & Wallace, 2009).

Parámetro	HF	VF
DBO ₅	3	2
N _T	6	-

Tabla 14. Valores de factores de corrección de temperatura

Parámetro	HF
DBO ₅	0.981
Nitrógeno	1.005

Concentración de fondo

La concentración de fondo es la concentración del efluente, resultado de un proceso biogeoquímico que sucede en el interior de los humedales; en la tabla 15 se detallan las concentraciones de fondo para humedales utilizados como tratamiento secundario en aguas residuales de origen doméstico (IWA, 2017).

Tabla 15. Valores de concentración de fondo (mg/L) para HF y VF

Parámetros	HF	VF
DBO ₅	10	2
N _T	0	0

Corrección de K_{AT} por temperatura

DBO₅:

$$K_{AT} = 0.08 \cdot 0.981^{(13-20)^{\circ}}$$

$$K_{AT} = 0.091 \text{ m/día}$$

Cálculo de la superficie necesaria:

$$S = \frac{3 \cdot 148.18}{0.091} \left(\left(\frac{218.98 - 10}{25 - 10} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right)$$

$$S = 6870 \text{ m}^2$$

Posteriormente se verifica que la carga orgánica superficial se menor a 6 g DBO₅/m²·día, con dicho valor se garantiza la remoción necesaria de materia orgánica; caso contrario se debe aumentar la superficie del humedal hasta cumplir con dicho criterio.

$$C_s = \frac{Q_{med.d} \cdot C_i}{S} \quad (46)$$

Donde:

C_s: Carga orgánica superficial, (g DBO₅/m²·día).

Q_{med.d}: Caudal medio diario, (m³/d).

C_i: Concentración inicial de DBO (mg/l).

$$C_s = \frac{148.18 \cdot 218.98}{6870}$$

$$C_s = 4.72 \text{ g DBO}_5 / \text{m}^2 \cdot \text{día} \quad \text{CUMPLE}$$

También es necesaria verificar que la carga hidráulica se encuentre en el rango de 20 a 40 l/m²·día; se la calcula mediante la siguiente expresión:

$$Ch = \frac{Q_{med.d} * 1000}{S} \quad (47)$$

$$Ch = \frac{148.18 * 1000}{6870}$$

$$Ch = 21.57 \frac{l}{m^2 \cdot dia} \quad \text{CUMPLE}$$

Dimensionamiento Hidráulico

Una vez determinada la superficie del humedal se puede calcular las dimensiones del mismo por medio de la Ley d Darcy, que describe el régimen de flujo en medio subterráneos saturados, como los humedales (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

$$Q = K_s * A_s * s \quad (48)$$

Donde:

Q: Caudal de agua residual, (m³/día).

K_s: Conductividad hidráulica del medio en unidad de sección perpendicular a la dirección de flujo, m³/m²·día.

A_s : Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, (m^2).

s : Gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), (m/m).

Según García Serrano y Corzo Hernández (2008) para asegurar que el sistema funcione correctamente recomiendan usar el caudal máximo diario para el dimensionamiento hidráulico.

Los valores para la conductividad hidráulica en función del tipo de sustrato a utilizar en los humedales se describen en la siguiente tabla:

Tabla 16. Valores de conductividad hidráulica en función del tipo de material del sustrato utilizado en la construcción de un humedal de flujo subsuperficial.

Tipo de Substrato	Tamaño Efectivo D_{10} (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica K_s ($m^3/m^2 \cdot día$)
Arenas graduadas	2	28-32	100-1000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5000
Gravas Finas	16	35-38	1000-10000
Gravas medias	32	36-40	10000-50000
Rocas Pequeñas	128	38-45	50000-250000

Debido a que la conductividad hidráulica con el transcurrir del tiempo disminuye por efecto de la retención de sólidos, García Serrano y Corzo Hernández (2008) recomiendan emplear un factor de seguridad para K_s mínimo de 7 y una pendiente entre 0.01 a 0.02 m/m .

Área del humedal perpendicular a la dirección el flujo

Posteriormente determinamos el área de la sección perpendicular y para ello se escoge el tipo de sustrato a utilizar; en este caso se optó por arenas gravosas con un tamaño efectivo de 8 mm, porosidad de 30%, una conductividad hidráulica de 2700 $m^3/m^2 \cdot día$ y una pendiente de 0.01 m/m .

Despejando A_s de la ecuación 52 y considerando el factor de seguridad obtenemos la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Q_{m\acute{a}x.d\acute{a}a}}{\frac{K_s}{f_s} \cdot s} \quad (49)$$

Donde:

A_s: Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, (m²).

K_s: Conductividad hidráulica del medio en unidad de sección perpendicular a la dirección de flujo, m³/m²·día.

Q_{máx.d}: Caudal máximo diario de agua residual, (m³/día).

f_s: Factor de seguridad

s: Gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL), (m/m).

$$A_s = \frac{503.82}{\frac{2700}{7} \cdot 0.01}$$

$$A_s = 130.62 \text{ m}^2$$

Ancho y Longitud del humedal

Para el cálculo del ancho del humedal fijamos en primera instancia se fija la profundidad del agua, generalmente se encuentra en un rango de a 0.40 a 60 m según CEDEX (Ortega et al., 2010).

En este caso la profundidad fijada es de 0.5 m, establecida esta se determina el ancho mediante a siguiente expresión:

$$W = \frac{A_s}{h} \quad (50)$$

Donde:

W: Ancho del humedal, (m).

A_s: Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo, (m²).

h: Profundidad del agua, (m).

$$W = \frac{130.62}{0.5}$$

$$W = 261.24 \text{ m}$$

Mientras que la longitud se la determina con la siguiente expresión:

$$L = \frac{S}{W} \quad (51)$$

Donde:

S: Superficie del humedal, (m²).

L: Longitud del humedal, (m).

$$L = \frac{6870}{261.24}$$

$$L = 26.3 \text{ m}$$

Para garantizar el buen funcionamiento del humedal artificial se recomienda una anchura de 25 a 30 m por lo cual, es conveniente dividir el humedal en celdas (IWA, 2017).

Número de celdas

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{W}{L} \quad (52)$$

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{261.24}{26.3}$$

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = 10$$

Ancho de celdas

$$W_{\text{celdas}} = \frac{W}{N^{\circ} \text{ de celdas}} \quad (53)$$

$$W_{celdas} = \frac{261.24}{10}$$

$$W_{celdas} = 26.12$$

Para trabajar con valores más exactos redondeamos estas dimensiones a:

Longitud de humedal: 26.5 m

Ancho de celda: 26.5 m

Obteniendo así una superficie total del humedal igual a 7022.5 m²

Con estas dimensiones se cumple la relación de longitud y ancho de 1:1 que recomienda (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

A continuación, es necesario calcular la carga orgánica sobre la sección transversal, tiene que ser menor a 250 g DBO5/m²·día para que garantice que el material de sustrato utilizado en el humedal artificial no se va a colmatar a mediano plazo; caso contrario se tiene que recalculer el área transversal.

Área Transversal

$$A_t = N^{\circ} \text{ de celdas} \cdot W_{celdas} \cdot h \quad (54)$$

$$A_t = 10 \cdot 26.5 \cdot 0.5$$

$$A_t = 132.5 \text{ m}^2$$

Carga orgánica superficial

$$C_s = \frac{Q_{med.d} \cdot C_i}{A_t} \quad (55)$$

$$C_s = \frac{148.18 \cdot 218.98}{132.5}$$

$$C_s = 244.89 \text{ g DBO}_5/\text{m}^2 \cdot \text{día} \quad \text{CUMPLE}$$

Tiempo de retención hidráulico

Se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$TRH = \frac{n \cdot S \cdot h}{Q_{med.d}} \quad (56)$$

Donde:

TRH: tiempo de retención hidráulico, (días)

n: porosidad, (%).

S: Superficie del humedal, (m²).

h: Profundidad del agua, (m).

Q_{med.d}: Caudal medio diario de agua residual, (m³/día).

$$TRH = \frac{0.3 \cdot 7022.5 \cdot 0.5}{148.18}$$

$$TRH = 7 \text{ días}$$

Volumen de humedal

$$V_{humedal} = S \cdot h \quad (57)$$

$$V_{humedal} = 7022.5 \cdot 0.5$$

$$V_{humedal} = 3511.25 \text{ m}^3$$

Volumen de agua en el humedal

$$V_{agua} = V_{humedal} \cdot n \quad (58)$$

$$V_{agua} = 3511.25 \cdot \% 30$$

$$V_{agua} = 1053.38 \text{ m}^3$$

Resultados de remoción de contaminantes

Una vez determinadas las dimensiones biológicas e hidráulicas se calculó las concentraciones finales de los contaminantes según los porcentajes de rendimientos establecidos por el “Manual de depuración de aguas urbanas” CENTA (2008) y la IWA (2017) .

Tabla 17. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente según la eficiencia de remoción en humedales artificiales subsuperficiales de flujo horizontal.

Parámetros	Concentración de los contaminantes a la salida del tratamiento primario (entrada al humedal) (mg/l)	Porcentaje de remoción (%)	Concentración de los contaminantes a la salida del humedal (mg/l)	Límites máximos permisibles Ecuador, TULSMA (mg/l)	Límites máximos permisibles España, DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	581.66	90	58.17	200	125
DBO ⁵	218.98	95	10.95	100	25
Nitrógeno Total	61.59	50	30.8	50	15
Fósforo Total	13.96	20	11.17	10	2
Sólidos Suspendidos	123.17	90	12.32	130	35

En la tabla 17 se muestra los resultados finales de las concentraciones de los contaminantes tras su paso por el sistema de depuración; las cuales encuentran dentro de los límites máximos permisibles a excepción del nitrógeno y el fósforo.

En el caso del nitrógeno, si se desea potencial la eliminación de este contaminante lo más recomendable es hacer pasar el agua residual en primera instancia por un humedal de flujo vertical, ya que este es óptimo para el proceso de nitrificación y posteriormente por el humedal horizontal subsuperficial para que se produzca la desnitrificación.

Mientras que para cumplir con los límites máximos permisibles de vertido de fósforo total se planea colocar una celda con sustrato activo (material absorbente) a la salida del humedal artificial, esta alternativa se la describirá de manera detallada posteriormente.

5.3.2. Dimensionamiento de humedal artificial vertical de flujo Subsuperficial

Para el dimensionamiento de este tipo de humedal artificial se va a utilizar los criterios propuestos en el manual IWA (2017). En dicho manual se muestran dos maneras diferentes de diseño de humedales artificiales verticales de flujo subsuperficial; en el primero se utiliza arena con un tamaño de grano de 0.06 a 4 mm y el segundo con arena gruesa de 2 a 3 mm como material filtrante (capa filtrante); en la tabla 18 se muestran los parámetros de diseño para los dos tipos de sustratos en humedales verticales:

Tabla 18. Parámetros de diseño según el tipo de sustrato en humedales verticales (IWA, 2017).

Capa Principal	Arena fina (0.06 - 4 mm)	Arena Gruesa (2 - 3 mm)
Área Superficial		
Carga orgánica por unidad de superficie (g DQO/m ² ·día)	20	80
Carga Orgánica (g DQO/día) ^a	4000	4000
Área requerida (m ²) ^b	200	50
Configuración de celdas (m)	10 x 20	5 x 10
Carga Intermitente		
Intervalo de dosis (horas)	6	2
Volumen por dosis (m ³) ^c	1.875	0.625
Superficie del tanque dosificador (m ²) ^d	0.875	0.875
Diferencia de altura tanque-humedal (m) ^e	2.2	0.7
Tuberías de distribución		
Apertura mínima (ap/m ²)	2	1
Concentraciones esperadas del efluente (mg/l)		
DBO ₅	< 3	30 – 40
DQO	< 20	80 – 100
SS	< 5	10 – 20
NH ₄ -N	< 1	10 – 20

^a Carga Orgánica: $Q_{med,d}$ Concentración de DQO en el efluente del tanque Imhoff

^b Área de superficie requerida: Carga orgánica/ Máxima tasa de carga orgánica del área

^c Cantidad de una sola carga: $Q_{med,d}/$ (24 horas/intervalo de cargas)

^d Superficie del tanque de carga intermitente: $Q_{med,d}/$ (24 horas/intervalo de cargas)

^e Diferencia de altura en el tanque de carga intermitente: Volumen de una dosis única/área de superficie de la cámara de dosificación.

^f Langergraber y col. (2007) para la capa principal de área con un tamaño de grano de 0.06 – 4 mm y Langergraber y col. (2008) para la capa principal de área gruesa con un tamaño de grano de 2 – 3 mm.

Superficie necesaria

Basándonos en los parámetros de diseño según el tipo de sustrato filtrante a utilizar descritos en la tabla 18 procedemos a determinar la superficie necesaria, esta se calcula a partir de la carga orgánica superficial mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Q_{med.d} \cdot C_{i(\text{efluente tanque Imhoff})}}{C_{org.s}} \quad (59)$$

Donde:

S: Superficie del humedal, (m²).

Q_{med.d}: Caudal medio diario, (m³/día).

C_{i (efluente tanque Imhoff)}: Concentración DQO del efluente del tanque Imhoff, (mg/l).

C_{org.s}: Carga orgánica por unidad de superficie, (g DQO/m²·día).

Para el diseño se utilizará como sustrato área fina; debido a que el rendimiento de este tipo de humedal aumenta mientras menor sea el diámetro del material filtrante, esto permite obtener una mayor remoción de contaminantes en el efluente.

Elegida la arena fina como sustrato filtrante, se fijó una carga orgánica por unidad de superficie de 20 g DQO/m²·día, resultando una superficie total igual a:

$$S = \frac{148.18 \cdot 581.66}{20}$$

$$S = 4310 \text{ m}^2$$

Posteriormente comprobamos la carga hidráulica, la cual debe ser menor a 60 l/m²·día:

$$C_h = \frac{Q_{med.d} * 1000}{S} \quad (60)$$

$$C_h = \frac{148.18 * 1000}{4310}$$

$$C_h = 34.38 \frac{l}{m^2 \cdot día} \quad \text{CUMPLE}$$

IWA (2017) sugiere que para garantizar que todas las superficies sean alimentadas de manera uniforme cuando estas son dosificadas por gravedad (tipo de dosificación propuesto en este estudio), no superen los 400 m²; por lo cual es necesario dividir la superficie total en celdas.

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{S}{S_{celda}} \quad (61)$$

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = \frac{4310}{400}$$

$$N^{\circ} \text{ de celdas} = 10.76 \cong 11$$

Por lo tanto, la superficie total se va a dividir en 11 unidades de 20 x 20m, dando como resultado una superficie por celda de 400 m² y una total de 4400 m², así mismo obteniendo una nueva carga hidráulica de 33.68 l/m²·día.

Profundidad del humedal

Está relacionada con la profundidad del medio granular que debe tener aproximadamente 1m de espesor; constituida por una capa de material filtrante de al menos 0.5 m, una capa de transición ≥ 0.10 cm, una de drenaje ≥ 0.2 m y resguardo ≥ 0.2 m (IWA, 2017).

Por lo tanto, la profundidad del humedal se la determina mediante la suma de estas capas:

$$H = h_{res} + h_{fl} + h_{trans} + h_{dr} \quad (62)$$

Donde:

H: Profundidad del humedal, (m).

h_{res}: Altura de resguardo, (m).

h_{fl}: altura de capa filtrante, (m).

h_{trans}: Altura de capa de transición, (m).

h_{dr}: Altura de capa de drenaje, (m).

Fijando valores según lo recomendado por el manual (IWA, 2017) se obtiene la siguiente profundidad:

$$H = 0.25 + 0.6 + 0.2 + 0.25$$

$$H = 1.3 \text{ m}$$

Una vez calculada la superficie y profundidad del humedal, procedemos a determinar su volumen:

$$V = S \cdot H \quad (63)$$

Donde:

V: Volumen del humedal, (m³).

S: Superficie del humedal, (m²).

H: Profundidad del humedal, (m).

$$V = 4332 \cdot 1.3 = 5720 \text{ m}^3$$

Sistema de reparto de agua

La dosificación del agua residual en este tipo de humedales se 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 objeto almacenar el agua residual

proveniente del tratamiento primario el tiempo que sea necesario hasta su dosificación al humedal.

Dimensiones del tanque dosificador

Volumen

Su volumen está relacionado con el número de ciclos diarios, estos ciclos dependen del tipo de sustrato filtrante colocado en el humedal, que en este caso es arena fina.

El intervalo de dosificación recomendado según la (IWA 2017) para arenas finas es de 6 horas, dando como resultado un número de ciclos diarios igual 4.

Determinado este valor calculamos el volumen del tanque dosificador mediante la siguiente expresión:

$$V_{Td} = \frac{Q_{med. d}}{N^{\circ} \text{ ciclos diarios}} \quad (64)$$

Donde:

V_{Td} : Volumen del tanque dosificador, (m³).

$$V_{Td} = \frac{148.18}{4}$$

$$V_{Td} = 37.05 \text{ m}^3$$

Fijando una profundidad de 1 metro para el tanque dosificador obtenemos una superficie de 37.05 m².

Para que el sistema de distribución mediante gravedad funcione correctamente debe existir suficiente diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal artificial, la cual la determinamos mediante la siguiente expresión:

$$h = \frac{V_{Td}}{S_{Td}} \quad (65)$$

Donde:

h: Diferencia de altura entre el tanque dosificador y el humedal, (m).

S_{Td}: Superficie del tanque dosificador, (m²).

$$h = \frac{37.05}{(37.05)}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

Resultados de remoción de contaminantes

Finalmente, para determinar las concentraciones finales de los contaminantes a la salida del humedal, se utilizó como referencia los porcentajes de rendimientos establecidos por la IWA (2017).

Tabla 19. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente según la eficiencia de remoción en humedales artificiales subsuperficiales de flujo vertical.

Parámetros	Concentración de los contaminantes a la salida del tratamiento primario (entrada al humedal) (mg/l)	Porcentaje de remoción (%)	Concentración de los contaminantes a la salida del humedal (mg/l)	Límites máximos permisibles Ecuador, TULSMA (mg/l)	Límites máximos permisibles España, DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	581.66	95	29.08	200	125
DBO ₅	218.98	95	10.95	100	25
Nitrógeno Total	61.59	20	49.27	50	15
Fósforo Total	13.96	20	11.17	10	2
Solidos Suspendidos	123.17	95	6.16	130	35

En la tabla 19 se muestra los resultados finales de las concentraciones de los contaminantes a la salida del humedal vertical; las cuales se encuentran dentro de los límites máximos permisibles a excepción del nitrógeno y el fósforo.

La transformación de nitrógeno amoniacal a nitratos en este tipo de humedal va a ser casi completa; sin embargo, para mejorar el rendimiento de eliminación de nitrógeno total se han considerado dos alternativas:

1. Según la IWA (2017) si se utiliza como capa principal arena gruesa, se puede lograr una remoción de N_T de hasta 70% mediante la saturación parcial del humedal; esta eliminación se la puede alcanzar cuando la capa superior de una celda esta insaturada y la capa inferior está saturada.

La capa insaturada permanecerá en condiciones aerobias lo que permitirá el proceso de nitrificación, para garantizar esta transformación a nitratos se recomienda aumentar el espesor de la capa filtrante aproximadamente un 30% adicional; mientras que en la capa saturada se producirá la desnitrificación siempre que prevalezca las condiciones anóxicas y disponibilidad de materia orgánica.

2. Implementar a la salida del humedal vertical un humedal artificial horizontal, sea este de flujo subsuperficial o superficial, siendo este último el más recomendable si se lo dispone con una alta densidad de vegetación, ya que su descomposición irá aportando el carbono necesario para que se produzca el proceso de desnitrificación. Esta combinación permite mejorar la eficiencia de eliminación de nitrógeno, al favorecerse en el primer humedal el proceso de nitrificación gracias a la reaireación del lecho filtrante en cada ciclo de alimentación y en el segundo humedal el proceso de desnitrificación; eliminando así el nitrógeno en forma gaseosa hacia la atmósfera.

5.3.3. Dimensionamiento de humedal artificial vertical de flujo Subsuperficial “Sistema Frances”

Como se mencionó anteriormente, este tipo de humedales fue desarrollado en Francia para tratar de manera directa las aguas residuales crudas, sin la necesidad de que exista previamente un tratamiento primario; pero si es necesario un desbaste de gruesos como tratamiento preliminar. Este sistema está compuesto por dos etapas en las que se trata fango y el agua residual de manera simultánea, la primera etapa consta de tres lechos y la segunda de dos, en cada etapa los lechos se alimentan de forma secuencial y operan en paralelo (Alarcón et al., 2018).

Durante la primera etapa se realiza el tratamiento de lodos, eliminación parcial de la materia orgánica y la nitrificación. En la segunda etapa, se produce la eliminación final de la materia orgánica y se completa la nitrificación (IWA, 2017).

“El dimensionamiento de estos sistemas está basando en la carga orgánica aplicable en términos del área requerida por habitante equivalente” (Alarcón et al., 2018).

- *Diseño de la primera etapa*

Superficie necesaria

Se la determina a partir de la carga hidráulica y las cargas contaminantes de cada uno de los parámetros, con la finalidad de seleccionar la mayor de ellas para el diseño. En la tabla 20 se muestra la tasa de carga hidráulica y las cargas contaminantes.

Tabla 20. Cargas máximas para el diseño de humedales VF francés en clima seco (IWA, 2017).

Etapa de tratamiento	Carga Hidráulica (m ³ /m ² .día)	DQO (g/m ² .día)	DBO ₅ (g/m ² .día)	SST (g/m ² .día)	NKT (g/m ² .día)
1ra Etapa	0.37	350	150	150	30
Remoción		0.80 x M _i	0.90 x M _i	0.90 x M _i	1.1128 x M _i ^{0.8126}
2da Etapa	0.37	70	20	30	15
Remoción		0.75 x M _i	0.80 x M _i	0.80 x M _i	1.194 x M _i ^{0.8622}

La superficie de un filtro con respecto a la tasa de carga hidráulica se la calcula mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{med.d}}{C_h} \quad (66)$$

Donde:

S: Superficie de un filtro, (m²).

Q_{med.d}: Caudal medio diario, (m³/día).

C_h: Carga hidráulica, (m³/m².día).

$$S = \frac{148.18}{0.37}$$

$$S = 400.5 \text{ m}^2$$

Posteriormente determinamos las superficies para cada uno de parámetros según su carga contaminante, mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{Q_{med.d} \cdot C_i}{M_i} \quad (67)$$

Donde:

C_i: Concentración inicial del contaminante (influyente), (mg/l).

M_i: Carga de contaminante, (g/m².día).

A continuación, en la tabla 21 se muestran los resultados del cálculo de las superficies de un filtro para cada uno de los parámetros:

Tabla 21. Resultados de las superficies calculadas para cada uno de los parámetros.

Parámetro (mg/l)	M _i (g/m ² .día)	Superficie (m ²)
Carga Hidráulica	-	400.5
DQO	350	328.35
DBO ₅	150	360.53
Solidos Totales	150	270.4
Nitrógeno total	30	338.00

Obtenidos los valores de superficie para cada uno de los parámetros, seleccionamos la de mayor tamaño, que es de 400.5 m² con respecto a la carga hidráulica. Utilizando una relación L/W de 1:1 debido a que las celdas son cuadradas, obtenemos una dimensión por lado de 20.01 m. Para estar por lado de la seguridad trabajaremos con unas dimensiones por celda de 20.5 x 20.5 m, resultado una superficie total de 420.25 m².

Debido a que la primera etapa del sistema francés está formada por 3 celdas la superficie total de la primera etapa es 1260.75 m².

La IWA (2017) establece una superficie por habitante equivalente para la primera etapa mínima de 1.2 m²/hab-eq, en este caso el número de habitantes equivalentes es de 901 lo que corresponde a 1.4 m²/hab-eq, por lo cual se cumple con dicho criterio de diseño.

Características de las capas del filtro

Para determinar las características de cada capa del filtro se seguirán las especificaciones descritas en la siguiente tabla:

Tabla 22. Especificaciones del medio filtrante para el diseño de humedal VF francés (IWA, 2017).

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	20 a 30 cm	20 – 60 mm grava

Características de las capas del filtro de la primera etapa

Por lo tanto, fijando valores medios para cada capa, el perfil de celda de arriba hacia abajo para la primera etapa sería el siguiente:

- Resguardo: 0.50 m

- Capa principal: 0.50 m
- Capa de transición: 0.15 m
- Capa de drenaje: 0.25 m

La altura total del filtro sería la suma de espesor de todas sus capas, la cual es de 1.40 m.

Distribución del agua residual

Según IWA (2017) para garantizar que se inunde toda la superficie del humedal, las descargas de agua deben ser intermitentes y muy intensas; por lo cual la altura de inundación por cada descarga debe estar entre 2 a 5 cm; para este estudio se tomara un valor de 3 cm.

Establecido el valor de inundación procedemos a determinar el volumen por descarga mediante la siguiente expresión:

$$V_d = S_{celda} \cdot h_i \quad (68)$$

Donde:

V_d: Volumen por descarga, (m³).

S_{celda}: Superficie de la celda, (m²).

h_i: altura de inundación, (m).

$$V_d = 1260.75 \cdot 0.03$$

$$V_d = 12.61 \frac{m^3}{descarga}$$

El número de descargas diarias requeridas lo calculamos mediante la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ descargas} = \frac{Q_{med. d}}{V_d} \quad (69)$$

$$N^{\circ} \text{ descargas} = \frac{148.18}{12.61}$$

$$N^{\circ} \text{descargas} = 12 \text{ descargas/día}$$

Posteriormente determinamos el caudal horario de agua residual en cada descarga, el cual se lo calcula considerando una carga hidráulica mínima de $0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$.

$$Q_{h.d} = S_{celda} \cdot HLR \quad (70)$$

Donde:

$Q_{h.d}$: Caudal horario de agua residual en cada descarga, (m^3/h).

HLR: carga hidráulica mínima por celda filtrante, ($\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$).

S_{celda} : Superficie de celda filtrante, (m^2).

$$Q_{h.d} = 420.25 \cdot 0.5$$

$$Q_{h.d} = 210.13 \text{ m}^3/\text{h}$$

Finalmente se determina la duración del pulso de agua con la siguiente expresión:

$$t_{pulso} = \frac{V_d}{Q_{h.d}} \quad (71)$$

Donde:

t_{pulso} : Duración de cada impulso, (min).

$$t_{pulso} = \frac{12.61}{3.51}$$

$$t_{pulso} = 3.6 \text{ m}$$

- *Diseño de la segunda etapa*

Para realizar el diseño de la segunda etapa es necesario calcular las concentraciones del afluente que es el efluente proveniente de la primera etapa; para la cual se tomará como referencia los porcentajes de remoción de contaminantes en primera etapa descritos en la tabla 20.

Es necesario previamente calcular la carga orgánica generada en la primera etapa para cada contaminante mediante la siguiente expresión:

$$C_{org\ 1^{\circ}\ etapa} = \frac{C_i \cdot Q_{med.d}}{S_{celda}} \quad (72)$$

Donde:

$C_{org\ 1^{\circ}\ etapa}$: carga orgánica generada en la primera etapa, (g/m²·d).

C_i : Concentración de inicial del contaminante (afluente en primera etapa), (mg/l).

$Q_{med.d}$: Caudal medio diario, (m³/día).

S_{celda} : Superficie de celda filtrante, (m²).

Posteriormente determinamos la carga eliminada en la primera etapa para cada contaminante, la calculamos mediante la siguiente expresión:

$$C_{elim} = C_{org\ 1^{\circ}\ etapa} \cdot \text{Remoción } 1^{\circ}\ etapa \quad (73)$$

Donde:

C_{elim} : Carga eliminada en la primera etapa, (g/m²·d).

Remoción 1^o etapa: Porcentaje de reducción de contaminantes en la primera etapa.

Por lo tanto, la carga diaria de contaminante en el efluente de la primera etapa es la diferencia entre la carga orgánica generada y la carga orgánica eliminada.

$$C_{diaria} = C_{org\ 1^{\circ}\ etapa} - C_{elim} \quad (74)$$

Donde:

C_{diaria} : Carga diaria en el efluente de la primera etapa, (g/m²·d).

Finalmente determinamos la concentración de los contaminantes del efluente de la primera etapa mediante la siguiente expresión:

$$C_f = \frac{S_{celda} \cdot C_{diaria}}{Q_{med.d}} \quad (75)$$

Donde:

C_f: Concentración de contaminantes en el efluente de la primera etapa, (mg/l).

A continuación, en la tabla 23 se detallan los resultados de los cálculos de las características del efluente de la primera etapa.

Tabla 23. Características del efluente de la primera etapa

Variable	DQO	DBO5	SST	NT
Concentración de contaminantes en el afluente (mg/l) y Flujo (m ³ /día)	775.55	364.96	273.72	68.43
Carga orgánica generada afluente 1ra etapa (g/m ² .día)	273.46	128.68	96.51	24.13
Carga eliminada 1ra Etapa (g/m ² . día)	218.77	115.81	86.86	14.79
Carga diaria en el efluente de la 1ra Etapa (g/m ² .día)	54.69	12.87	9.65	9.34
Concentración de contaminantes en el efluente de la 1ra etapa	155.11	36.5	27.37	26.49

Determinados los parámetros de la primera etapa procedemos a dimensionar la segunda, la cual está compuesta por dos celdas en paralelo que trabajan de forma alternada cada 3.5 días. Su superficie se la determinada de la misma manera que en la primera etapa, tomando siempre el valor superior, resultando así una superficie por celda de 400.5 m², para estar por el lado de la seguridad se aumentará la superficie al igual que la primera etapa a un valor de 420.25 m² con dimensiones de 20.5 x 20.5 m, lo que genera una superficie total de 840.5 m².

Comprobamos que la superficie por habitante equivalente, que según la IWA (2017) en la segunda etapa debe ser como mínimo 0.8 m²/hab-eq, en este estudio se obtuvo un valor de 0.93 m²/hab-eq, por lo tanto, se cumple con dicho criterio de diseño.

Características de las capas del filtro de la segunda etapa

Los espesores de la capa de filtro para la segunda etapa se establecerán de acuerdo con la tabla 22; por lo tanto, la configuración del perfil de celda de arriba hacia abajo es la siguiente:

- Resguardo: 0.25 m
- Capa principal: 0.50 m
- Capa de transición: 0.15 m
- Capa de drenaje: 0.25 m
- Altura total del filtro: 1.15 m.

Características del efluente de la segunda etapa

Posteriormente determinamos las concentraciones finales en el efluente en base a los porcentajes de remoción establecidos para la segunda etapa detallados en la tabla 24, utilizando las concentraciones del efluente de la primera etapa.

El procedimiento de cálculo es igual al de la primera etapa.

Tabla 24. Características del efluente de la segunda etapa

Variable	DQO	DBO⁵	SST	NT
Concentración de contaminantes en el efluente de la primera etapa (mg/l) y Flujo (m ³ /día)	155.11	36.5	27.37	26.49
Carga orgánica generada afluente 2da etapa (g/m ² .día)	54.69	12.87	9.65	9.34
Carga eliminada 2da Etapa (g/m ² .día)	41.02	10.3	7.72	8.2
Carga diaria en el efluente de la 2da Etapa (g/m ² .día)	13.67	2.57	1.93	1.14
Concentración de contaminantes en el efluente de la 2da etapa	38.77	7.29	5.47	3.23

Resultados de remoción de contaminantes

Para determinar la concentración final del fósforo en el efluente, se utilizó como referencia el porcentaje rendimiento establecido por la IWA (2017) para humedales "Sistema Frances". A continuación, en la tabla 25 se detallan las concentraciones finales del efluente, los porcentajes de remoción alcanzados y los límites máximos permisibles para la descarga de aguas residuales establecidos por la normativa ecuatoriana y española:

Tabla 25. Valores de concentración final de contaminantes en el efluente del humedal artificial subsuperficiales de flujo vertical "Sistema Francés".

Parámetros	Concentración de los contaminantes en el afluente (mg/l)	Concentración de los contaminantes en el efluente (mg/l)	Porcentaje de remoción (%)	Límites máximos permisibles Ecuador, TULSMA (mg/l)	Límites máximos permisibles España, DE 91/271/CEE (mg/l)
DQO	775.55	38.77	95	200	125
DBO5	364.96	7.29	98	100	25
Nitrógeno Total	68.43	3.23	95.28	50	15
Fósforo Total	15.51	12.41	20	10	2
Sólidos Suspendidos	273.72	5.47	98	130	35

En la tabla 25 se puede observar la calidad del agua a la salida del humedal artificial cumple con los límites permisibles para su descarga a un cuerpo receptor a excepción del fósforo.

5.4. Diseño de la celda con sustrato activo para la remoción de fósforo a la salida de los humedales.

En todas las alternativas propuestas en este estudio, la concentración del fósforo está por encima de los límites máximos permisibles; por lo cual para alcanzar el límite máximo de vertido se propone implementar a la salida de los humedales artificiales una celda con sustrato activo para reducir la concentración de fósforo hasta alcanzar los niveles deseables.

Esta celda está constituida por un lodo (sustrato activo) generado en el proceso de potabilización de agua en una Estación de tratamiento de agua potable (ETAP), el cual está compuesto por sólidos en suspensión y restos de coagulante (policloruro de aluminio); la capacidad máxima de adsorción que presenta este lodo es de 13.8 g P/kg fango, el cual a su vez posee una conductividad hidráulica alta, lo que permite utilizarlo de forma directa sin la necesidad de mezclarlo (Naranjo, 2017).

La capacidad de absorción del material disminuye a lo largo del tiempo conforme este se va saturando, por lo tanto, se diseñará para un periodo de 5 años; posterior a esto es necesario reemplazarlo por un nuevo material para garantizar el proceso de absorción del fósforo.

Dimensionamiento de Celda Absorbente para efluente del HAHFSs.

En primera instancia debemos determinar el caudal necesario para la remoción de fósforo que debe ingresar a la celda de material absorbente, este se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_1 = Q_T - Q_2 \quad (76)$$

Donde:

Q₁: Caudal del afluente de la celda de material absorbente, (m³/día).

Q_T: Caudal del efluente del humedal (caudal medio diario), (m³/día).

Q₂: Caudal de salida del humedal sin remoción, (m³/día).

El Q₂ lo determinamos mediante la siguiente fórmula:

$$C_f = \frac{Q_1 \cdot C_1 + Q_2 \cdot C_2}{Q_T} \quad (77)$$

Donde:

C_f: Concentración final de fósforo en el efluente, (mg/l).

C₁: Concentración de fosforo deseada a la salida de la celda, (mg/l).

C₂: Concentración de fosforo en el efluente del humedal, (mg/l).

A la salida de la celda de material absorbente se espera obtener una concentración de fósforo total que irá aumentando desde 0 mgP/l al principio del proceso, hasta valores iguales a la concentración de entrada cuando se haya saturado. Este humedal se va a diseñar de manera que se considerará agotado cuando la concentración de fósforo a la salida sea de 1 mg P/l. La concentración final de PT a la salida de la EDAR será el límite máximo permisible establecido por la normativa española de 2 mgP/l. Bajo estas premisas, no hace falta que todo el caudal, Q_T, que es tratado circule por este humedal de afino, sino solo una fracción de él, Q₁. Aplicando un balance de materia:

$$Q_1 = \frac{Q_T \cdot (C_2 - C_f)}{(C_2 - C_1)} \quad (78)$$

$$Q_1 = \frac{148.18 \cdot (11.17 - 2)}{(11.17 - 1)}$$

$$Q_1 = 133.61 \frac{m^3}{día}$$

Por lo tanto, el caudal (Q₁) que entra a la celda de absorción es 133.61 m³/día.

Posteriormente se determina la cantidad de fósforo de puede ser absorbida para el periodo de diseño de 5 años mediante la siguiente expresión:

$$m_p = (Q_1 \cdot 365) \cdot (C_2 - 0.5) \cdot 5 \text{ años} \quad (79)$$

Donde:

m_p: Cantidad de fósforo a ser absorbido, (kg P).

$$m_p = (133.61 \cdot 365) \cdot (11.17 - 0.5) \cdot 5$$

$$m_p = 2601.75 \text{ kg P}$$

Naranjo (2017) en su trabajo de investigación manifiesta que cuando el material alcanza el 80% de saturación, la reducción del fósforo solo será del 40% en relación con su concentración inicial; sin embargo en este caso, para cumplir con los límites de descarga es necesario mantener una remoción de fósforo del 82%, por lo cual vamos a considerar que esta reducción se mantiene hasta el 40% de saturación; establecido este criterio se debe calcular la cantidad de lodo necesario para su máxima capacidad de absorción.

$$m_l = \frac{m_p}{q_{max} \cdot 40\%} \quad (80)$$

Donde:

m_l : Cantidad de fango necesario, (kg fango).

$q_{m\acute{a}x}$: Capacidad máxima de absorción de fósforo, (g P/kg fango).

$$m_l = \frac{2601750}{13.80 \cdot 40\%}$$

$$m_l = 471331.52 \text{ Kg fango}$$

El volumen del fango necesario se lo determina en base a la densidad aparente del material absorbente de 690 kg/m³ (Naranjo, 2017).

$$V = \frac{m_l}{\rho_a} \quad (81)$$

Donde:

V : Volumen de fango, (m³).

ρ_a : densidad aparente del fango, kg/m³

$$V = \frac{471331.52}{690 \text{ kg/m}^3}$$

$$V = 683.09 \text{ m}^3$$

A continuación, se determina las dimensiones de la celda; para ello ha considerado previamente una profundidad de 0.50 m, generando una superficie total de:

$$S = \frac{V}{H} \quad (82)$$

Donde:

S: Superficie de la celda, (m²).

H: Profundidad de la celda, (m).

$$S = \frac{683.09}{0.80}$$

$$S = 854 \text{ m}^2$$

Debido al proceso de mantenimiento es recomendable disponer de dos celdas con una relación L:W igual a 1; de esta manera obtenemos las siguientes dimensiones para cada celda:

Longitud: 21 m

Ancho: 21 m

Posteriormente se determina el volumen de agua presente en la celda, para lo cual se considera una porosidad del fango de 30%.

$$V_{\text{útil}} = V \cdot \emptyset \quad (83)$$

Donde:

V_{útil}: Volumen de agua presente en la celda, (m³).

∅: Porosidad del fango (%).

$$V_{\text{útil}} = 683.09 \cdot 0.3$$

$$V_{\text{útil}} = 205 \text{ m}^3$$

Finalmente es necesario implementar a la salida del humedal una arqueta de reparto de agua para los dos caudales, en la misma se debe colocar una válvula que regule el caudal a dosificar a la celda de absorción.

El sistema de reparto de agua del humedal a la celda de material absorbente será por gravedad, por lo tanto, es necesario que exista la suficiente diferencia de cota entre la arqueta y los humedales. El diseño de la celda de material absorbente para la remoción del fósforo presente en el efluente del humedal artificial vertical de flujo subsuperficial es exactamente igual que el del humedal horizontal; debido a que la concentración final de fósforo en sus efluentes es la misma.

Mientras tanto, para realizar el dimensionamiento de la celda de material absorbente para el efluente del humedal artificial vertical de flujo subsuperficial "Sistema Francés" se repite es mismo procedimiento, pero utilizando la concentración de fósforo de su efluente y estableciendo esta vez una remoción del fósforo de 84% por lo cual vamos a considerar que esta reducción se mantiene hasta el 38% de la saturación de material absorbente.

A continuación, se presenta una tabla resumen del dimensionamiento de la celda de material absorbente para la remoción del fósforo en efluente de los tres tipos de humedales propuestos.

Tabla 26. Resumen de los valores obtenidos partir de los cálculos del dimensionamiento de la celda de material de absorción de fósforo.

DIMENSIONAMIENTO DE LA CELDA DE MATERIAL ABSORBENTE PARA LA REMOCION DE FÓSFORO			
Parámetro	HAHFSs	HAVFSs	HAVFSs "Sistema Francés"
Periodo de diseño (años).	5	5	5
Superficie total de la celda (m ²)	854	854	1015
Número de celdas	2	2	2
Superficie por celda (m ²)	427	427	507.5
Profundidad de la celda (m)	0.5	0.5	0.5
Largo (m)	21	21	23
Ancho (m)	21	21	23
Caudal de entrada a la celda (m ³ /día)	133.61	133.61	135.19
Cantidad de fósforo que debe ser absorbido (kg P)	2601.75	2601.75	2938.46
Cantidad de fango necesario para la absorción (kg fango)	471331.52	471331.52	560347.06
Volumen de fango (m ³)	683.09	683.09	812.1

5.5. Evaluación de costos de implementación de los sistemas de depuración

Debido a la falta de recursos económicos que presenta las zonas rurales en el Ecuador, las tecnologías no convencionales son una alternativa viable para el tratamiento de sus aguas residuales; ya que los costes asociados con el consumo energético pueden ser nulos o muy reducidos, presentan un menor coste de implementación, explotación y mantenimiento en comparación a los sistemas de tratamiento convencionales (CENTA, 2008).

En la tabla 27 se presenta la evaluación económica para las diferentes alternativas de depuración propuestas en este estudio.

Para la estimación de costes unitarios se tomó como referencia el proyecto “Planta de tratamiento de agua residual doméstica” realizado por el Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Guano y el estudio “Diseño de un sistema de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales en la comunidad del Tabacay, Cantón Azogues, provincia del Cañar” realizado por (García y Luizaca, 2017).

Tabla 27. Estimación aproximada de costos de implantación de sistemas de depuración por humedales artificiales.

Evaluación Económica				
Costos de Implantación de un humedal artificial horizontal de flujo subsuperficial				
Rubro/Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario (\$)	Precio Global (\$)
Replanteo y nivelación	9137.725	m ²	2.02	18458.2
Limpieza y desbroce	9137.725	m ²	1.92	17544.43
Excavación y Movimiento de la tierra	3511.25	m ³	2.7	9480.38
Compactación Mecánica	9137.725	m ²	1.34	12244.55
Pretratamiento y Tratamiento Primario	1	Unidad	7974.65	7974.65
Impermeabilización del humedal con geomembranas	8082.5	m ²	4.9	39604.25
Capa geotextil 1600 NT	8082.5	m ²	1.6	12932
Cantidad de arena	1038.43	m ³	12	12461.16
Plantas	20637	Unidad	0.25	5159.25
Plantación	20637	Unidad	0.25	5159.25
Suministro e instalación de Tuberías de distribución	6890	m	9.17	63181.3
Sub Total				204199.42
Total + 12 % IVA				228703.35

Costos de Implantación de un humedal artificial vertical de flujo subsuperficial				
Rubro/Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario (\$)	Precio Global (\$)
Replanteo y nivelación	6515.225	m ²	2.02	13160.75
Limpieza y desbroce	6515.225	m ²	1.92	12509.23
Excavación y Movimiento de la tierra	5720	m ³	2.7	15444
Compactación Mecánica	6515.225	m ²	1.34	8730.4
Pretratamiento y Tratamiento Primario	1	Unidad	7974.65	7974.65
Impermeabilización del humedal con geomembranas	5984	m ²	4.9	29321.6
Capa geotextil 1600 NT	5984	m ²	1.6	9574.4
Cantidad de arena	775.8	m ³	12	9309.6
Capa granular de transición (grava fina)	334.4	m ³	19.5	6520.8
Capa granular de drenaje (grava gruesa)	440	m ³	19.5	8580
Plantas	13217	Unidad	0.25	3304.25
Plantación	13217	Unidad	0.25	3304.25
Suministro e instalación de Tuberías de distribución	4400	m	9.17	40348
Arquetas de distribución de caudal	1	Unidad	400	400
Sifones de descarga controlada	1	Unidad	525	525
Arquetas de salida del humedal	1	Unidad	400	400
Sub Total				169406.93
Total + 12 % IVA				189735.76
Costos de Implantación de un humedal artificial vertical de flujo subsuperficial "Sistema Francés"				
Rubro/Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario (\$)	Precio Global (\$)
Replanteo y nivelación	3101.25	m ²	2.02	6264.53
Limpieza y desbroce	3101.25	m ²	1.92	5954.4
Excavación y Movimiento de la tierra	2941.75	m ³	2.7	7942.73
Compactación Mecánica	3101.25	m ²	1.34	4155.68
Impermeabilización del humedal con geomembranas	2634.25	m ²	4.9	12907.83
Capa geotextil 1600 NT	2634.25	m ²	1.6	4214.8
Cantidad de arena	315.1875	m ³	12	3782.25
Capa granular de transición (grava fina)	119.77	m ³	19.5	2335.52
Capa granular de drenaje (grava gruesa)	199.62	m ³	19.5	3892.59
Plantas	6312	Unidad	0.25	1578
Plantación	6312	Unidad	0.25	1578
Suministro e instalación de Tuberías de distribución	2152.5	m	9.17	19738.43
Arquetas de distribución de caudal	2	Unidad	400	800
Sifones de descarga controlada	2	Unidad	525	1050
Arquetas de salida del humedal	1	Unidad	400	400
Sub Total				76594.76
Total + 12 % IVA				85786.13

5.6. Selección de la alternativa

La selección del sistema de depuración para la comunidad de Alacao está relacionada con los costes de implementación (tabla 27), el sistema de reparto de agua, la superficie requerida y eficiencia de remoción de contaminantes.

A continuación, se describe una tabla comparativa de las diferentes alternativas planteadas.

Tabla 28. Resumen Comparativo de alternativas de tratamiento.

Parámetros	Alternativas de Tratamiento		
	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
	HAHFSs	HAVFSs	HAVFSs "Sistema Francés"
Superficie necesaria (m ²)	7022.5	4400	2101.25
Pretratamiento	Sí	Sí	No
Tratamiento Primario	Sí	Sí	No
Sistema de reparto de agua	Por gravedad	Por gravedad mediante sifones de descarga controlada	Por gravedad mediante sifones de descarga controlada
Remoción de DQO (%)	90	95	95
Remoción de DBO5 (%)	95	95	98
Remoción de N _T (%)	50	20	95.28
Remoción de P _T (%)	20	20	20
Remoción de SST (%)	90	95	98
Tratamiento extra para remoción de P _T	Sí	Sí	Sí
Coste de implantación (\$)	228703.35	189735.76	85786.13

Analizando los resultados de las diferentes alternativas de tratamiento planteadas en este estudio para la depuración de aguas residuales de la comunidad de Alacao, se ha elegido como la más viable de acuerdo con las realidad económica y social de la zona la alternativa 3.

Dicha alternativa fue elegida debido a las siguientes razones:

- Presenta eficiencias de remoción de contaminantes superiores en comparación a las alternativas 1 y 2.

- Al igual que en las otras alternativas, el sistema de reparto de agua se lo puede realizar por gravedad, esto debido a que existe suficiente diferencia de cota entre la población y el terreno donde se plantea ubicar el sistema de depuración.
- No necesitan un tratamiento primario, ni de eras de secado para la gestión de los fangos primarios.
- Requiere una menor superficie para su implementación.
- Requiere una menor inversión económica para su implementación.

5.7. Ubicación

García Serrano & Corzo Hernández (2008) señalan que los humedales artificiales deben ser ubicados en zonas con poca pendiente, con la finalidad que el agua pueda circular por el sistema de depuración mediante gravedad.

El sistema de humedales artificiales estaría ubicado a un kilómetro de la Comunidad de Alacao, el terreno disponible tiene de una superficie de aproximadamente 1.5 hectáreas, presenta una latitud de 1°36'15.69"S y longitud de 78°36'50.21"O con una elevación de 2680 m.s.n.m, mientras que la población se encuentra a una elevación de 2728 m.s.n.m, esta diferencia de cota permite que el sistema de depuración funcione por gravedad.

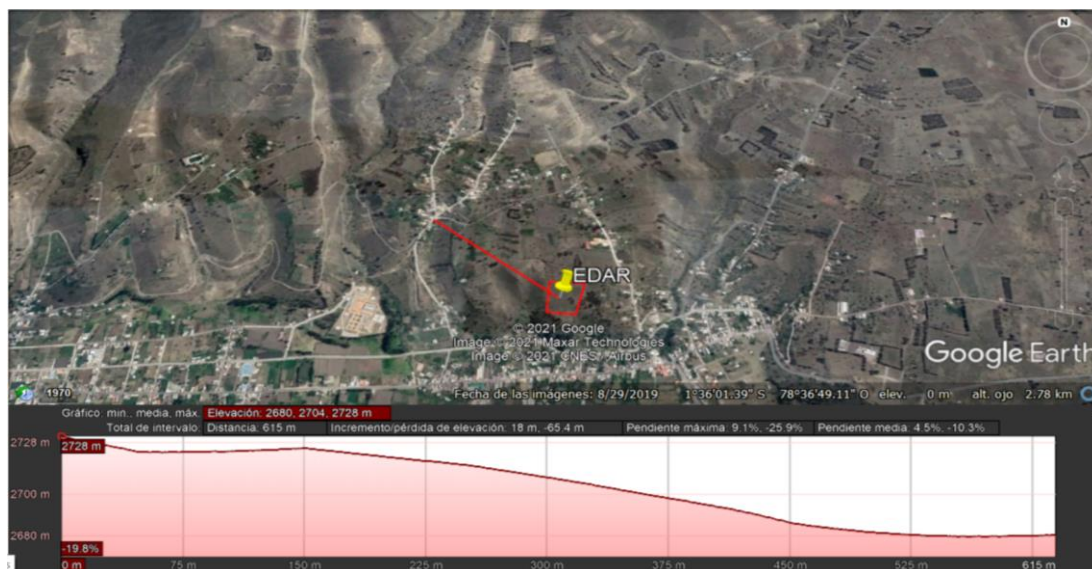


Figura 18. Ubicación del humedal artificial con respecto a la Comunidad y perfil de elevación de la zona.

5.8. Construcción

El proceso de implementación del humedal artificial empieza con el levantamiento topográfico de la zona, su vez con la limpieza, nivelación y excavación del terreno, en el cual debe existir una pendiente del orden del 1% en dirección entrada-salida, con una inclinación en sus taludes de 45° y una relación largo ancho igual a 1. Si es necesario realizar procesos de relleno, se utiliza el material resultante de la excavación, esto con la finalidad de ahorrar costes de construcción (CENTA, 2008).

5.9. Impermeabilización

Para evitar la contaminación del subsuelo por la infiltración del agua residual presente en el humedal artificial se debe impermeabilizar su superficie con una capa de geomembrana; para evitar posibles perforaciones producidas por el sustrato filtrante se recomienda colocar por debajo y por encima de la geomembrana, una lámina de geotextil (CENTA, 2008).

Para la colocación de la geomembrana y las capas de geotextil se recomienda contar en el personal calificado, debido a que debe controlarse exhaustivamente la soldadura entre capas y el buen anclaje de las láminas al terreno para evitar la infiltración al suelo y contaminación de las aguas subterráneas.

5.10. Sistema de distribución y recogida

El agua es dosificada a través de la superficie del humedal por medio de un sistema de distribución que consta de una arqueta de entrada que se encarga de dividir el caudal de manera equitativa y distribuirlo a las celdas del humedal; el agua percola a través del sustrato filtrante de manera vertical hasta el fondo del humedal donde se encuentra un conjunto de tuberías de drenaje que dirigen el agua hacia la arqueta de salida. Estas tuberías se encuentran cubiertas por una capa de grava de unos 25 a 40 mm de diámetro (CENTA, 2008).

A la salida de las arquetas de distribución se debe colocar una válvula para cerrar las conducciones cuando se realicen las operaciones de mantenimiento (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).



Figura 19. Sistema de tuberías de drenaje para la evacuación de los efluentes depurados en un humedal vertical (CENTA, 2008).



Figura 20. Conexión de las tuberías de drenaje con la arqueta de salida (CENTA, 2008).

5.11. Medio granular

El material seleccionado como sustrato filtrante debe ser lo suficientemente homogéneo en forma y tamaño, y sin presencia de finos para evitar la colmatación del sustrato, todo esto para alargar la vida útil del sistema. A la hora de colocar el sustrato en el interior del humedal de debe procurar no afectar las láminas impermeables colocadas anteriormente, al igual que los sistemas de drenaje y ventilación (CENTA, 2008).

5.12. Plantación

Una vez colocado el sustrato filtrante se procede a implantar la vegetación, siendo recomendado un número de 3 plantas por metro cuadrado; el tipo de planta a colorar en este estudio sería el carrizo (*Phragmites australis*) ya que procede de la misma zona; este tipo de vegetación tiene una perfecta adaptación a las condiciones hídricas de explotación de los humedales, una buena transferencia de oxígeno, se adapta a diferentes condiciones climáticas y es resistente los periodos de alimentación y reposo (CENTA, 2008).

5.13. Puesta en marcha

Previo a la puesta en marcha del sistema de humedales artificiales se debe comprobar el correcto funcionamiento del pretratamiento, tratamiento primario, sistemas de reparto de caudal, válvulas, sistema de tuberías, etc.

Posteriormente la alimentación a los humedales se realizará una vez finalizado el desarrollo de la plantación, el cual suele durar aproximadamente un año; este periodo garantiza que la vegetación este bien consolidada y el desarrollo de la biomasa bacteriana.

Durante los periodos de puesta en operación de los humedales se debe retirar cualquier vegetación que pueda competir con la especie implantada (CENTA, 2008).

5.14. Mantenimiento

A continuación, se detallan las operaciones que se deben realizar en el proceso de mantenimiento del humedal vertical “Sistema Francés”

- Verificar el correcto funcionamiento del sistema de alimentación por lotes, que según IWA (2017) recomienda realizarlo cada 3.5 días.
- Realizar cada dos meses la limpieza y mantenimiento de los sistemas de tuberías, arquetas y sifones.
- Evitar el ingreso a las instalaciones del humedal de animales que puedan utilizar la vegetación implantada como su alimento.
- Evitar el ingreso de personas o maquinaria pesada que pueda compactar el sustrato filtrante, ya que si esto sucede, la conductividad hidráulica disminuiría (CENTA, 2008).
- Realizar cuando sea necesario la poda de vegetación muerta, de manera manual o mecánica, para evitar que la biomasa vegetal se integre nuevamente al sustrato liberando los nutrientes retenidos; esta cosecha permite la limpieza de las celdas y la revisión de los sistemas de alimentación y distribución.
- Realizar el mantenimiento y control de la permeabilidad del sustrato filtrante cada 6 meses.
- Periódicamente se debe controlar la aparición de enfermedades en la vegetación, si este sucede, es necesario realizar un proceso de tratamiento de acuerdo a las indicaciones del personal especializado (CENTA, 2008).

6. Propuesta cualitativa para la gestión de las aguas pluviales producidas en la Comunidad de Alacao.

Las aguas de origen pluvial son las más olvidadas del ciclo hidrológico debido a la ausencia de planes de manejo o infraestructuras que permitan gestionar de manera adecuada este recurso, generalmente en países en vías de desarrollo o en pequeñas comunidades con en el Cantón Guano, Provincia de Chimborazo.

Las aguas pluviales son el resultado de los episodios de precipitación, los cuales dan lugar a la escorrentía superficial en terrenos en donde la infiltración no es posible o por la ausencia de evaporación; estas al recorrer por superficies impermeables recogen grandes cantidades de contaminantes y al no ser gestionadas adecuadamente pueden provocar inundaciones y un impacto negativo en la calidad de los cuerpos de agua como ríos, lagos, humedales naturales que posee el cantón.

Con el desarrollo poblacional la demanda de agua es cada vez más grande lo que genera una escasez en el agua disponible, a su vez el crecimiento de las zonas urbanizadas ha generado el incremento de las superficies impermeables, lo que provoca un aumento de la escorrentía superficial y su velocidad (Horroch Torrens, 2017).

Adicional a estos problemas, si las aguas pluviales son gestionas mediante una red separativa sin un tratamiento previo, estas serán descargadas directamente a los puntos de vertidos previstos alterando la composición del recurso hídrico; mientras tanto si la red es unitaria pueden generar incrementos de caudal, lo que provocaría el colapso de los sistemas de tratamiento de aguas residuales, modificando el proceso de tratamiento y generando vertidos incorrectamente tratados (Horroch Torrens, 2017)

Este tipo de problemáticas se han evidenciado en algunos sectores del Cantón Guano; que debido a su topografía en forma de valle ha presentado inundaciones e incremento del caudal del río Guano, Chambo y sus quebradas en los episodios de precipitación intensa; lo que ha provocado pérdidas económicas como aquella producida el 20 de noviembre del 2018. Por lo tanto, para solucionar o minimizar la generación de estos impactos, es necesario incorporar alternativas que ayuden a gestionar de manera sostenible las aguas de origen pluvial.



Ilustración 4. Inundaciones en el Cantón Guano 20 de noviembre del 2018.
Fuente: LA PRIMICIA.ec

La gestión sostenible de las aguas pluviales a más de ser considerada como necesaria para la protección del medio ambiente han pasado de manera progresiva a ser tratadas con el objetivo de valorizar y explotar dicho recurso (Sedlak, 2014).

Por la cual, en este trabajo se propone como alternativa de gestión de aguas pluviales la implementación de sistemas de drenaje urbano sostenibles (SUDS).

Estos sistemas por un lado se los utiliza para captar las aguas pluviales con el objetivo de reducir la escorrentía superficial y minimizar el riesgo de inundación en aquellos episodios de precipitación de fuerte intensidad. Por otro lado, consigue disminuir la cantidad de contaminantes presentes en la misma y habilita la posibilidad de almacenamiento y reutilización del recurso hídrico para actividades como riego de áreas verdes, jardines, campos deportivos, parques , actividades industriales y otros usos urbanos (Morote & Hernández, 2017)

Entre los tipos de drenaje urbano sostenible más utilizados están los siguientes (Yang, 2020):

- Jardín Microcuenca
- Cubiertas vegetadas o ecológicas
- Zonas de biorretención
- Superficies permeables
- Franjas y drenajes filtrantes
- Estanques de retención
- Cuneta Verde
- Depósitos de detención y de infiltración

Previamente a la elección del tipo de SDUS es necesario realizar un estudio de los espacios y lugares de la comunidad de Alacao en los que puedan ser adaptados este tipo de sistemas, como por ejemplo estudiar la posibilidad implementar jardines microcuencia en el parterre de la avenida 20 de diciembre del Cantón Guano, reemplazar el empedrado de las calles por superficies permeables.



Ilustración 5. Parterre ubicado en la avenida 20 de diciembre, Guano.

Por lo tanto, con la implementación de esta propuesta, se podrá incrementar la oferta de agua en la comunidad, resolver los problemas de contaminación y minimizar los riesgos de inundación.

7. Resumen y Conclusiones

En el presente trabajo de fin de master se ha diseñado tres alternativas para la depuración de aguas residuales basadas en utilización de humedales artificiales, las cuales, gracias a sus bajos costes de implantación, facilidad de operación, mantenimiento y gran integración paisajística son una opción viable para remediar las aguas residuales en pequeñas poblaciones, como es el caso de la comunidad de Alacao.

Los tres tipos de humedales artificiales diseñados en este trabajo son eficientes para la remoción de concentraciones elevadas de contaminantes; sin embargo, presentan dificultad para remover el fósforo presente en el agua residual, por lo cual, en este estudio se ha diseñado una celda con material absorbente, el cual es un residuo generado en el proceso de potabilización del agua en una ETAP y presenta una excelente capacidad de absorción; de esta manera a más de remover concentraciones de fósforo del agua residual, se estaría dando un uso benéfico a un residuo que por lo general su destino final es un vertedero.

Para el diseño de los humedales se ha tomado en consideración los límites máximos permisibles establecidos por la normativa española, debido a que esta es más exigente que la normativa ecuatoriana, todo esto con la finalidad de mejorar el cuidado del recurso hídrico de la comunidad de Alacao.

Debido a la escasez de recursos económicos que presentan las comunidades rurales en el Ecuador, se realizó una estimación de costos con respecto a la implantación de cada uno de los humedales artificiales, con la finalidad de seleccionar el tratamiento que más se acople a la realidad económica y social de la comunidad. Realizada la evaluación económica se obtuvo un estimado de \$228703.35 para la implementación del humedal horizontal de flujo subsuperficial, \$189735.76 para el humedal vertical y \$85786.13 para el humedal vertical “sistema francés”; la diferencia en sus costos viene dada principalmente por el área necesaria para su implementación.

De las tres alternativas propuestas se puede concluir que el humedal vertical subsuperficial “Sistema Frances” es el sistema de tratamiento más viable, debido a que presenta mayores porcentajes de remoción de contaminantes, sobre todo en lo que se refiere a la eliminación de concentraciones elevadas de nitrógeno, necesita una menor superficie para su

implementación, no requiere de tratamiento primario, ni de un sistema de gestión de lodos primarios y los costos para su implementación son menores.

Adicional a esto, si el agua tratada se desea reutilizar para el riego en la actividad agrícola, espacios verdes, procesos industriales, espacios recreativos o incluso como agua potable el sistema francés es el más conveniente, ya que posee una menor superficie y la pérdida de agua por evapotranspiración es menor en comparación a la alternativa 1 y 2; esto quiere decir que se dispondrá de un mayor volumen de agua para reutilizar.

Finalmente se realizó una propuesta para la gestión de las aguas pluviales generadas en la comunidad de Alacao, la misma que está basada en la implementación de sistemas de drenaje urbano sostenible, los cuales permitirán minimizar los riesgos de inundaciones, reducir la contaminación generada por la escorrentía superficial, recargar los acuíferos subterráneos, reducir el efecto isla de calor, incrementar la oferta de agua y reducir el gasto de agua potable para determinados usos de la comunidad.

8. Bibliografía

- Alarcón, T., Zurita, F., Lara, J. A., & Vidal, G. (2018). Humedales de tratamiento : alternativa de saneamiento de aguas. In *ResearchGate* (Issue June).
- Arias, C., & Brix, H. (2003). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 17-24.
- Beiras, R. (2018). *Marine Pollution: Sources, Fate and Effects of Pollutants in Coastal Ecosystems*. Elsevier.
- Brix, H. (1997). Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? *Water Science and Technology*, 35, 11-17.
- Cáceres, B. (2017). Evolución de los glaciares del Ecuador durante los últimos 60 años y su relación con el cambio climático. *The Role of Geosciences to Societal Development: A German - Latin American Perspective Goal, June*, 135–138.
- CENTA. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. *Centa, Secretariado de Alianza Por El Agua, Ecología y Desarrollo.*, 264.
- Cuenca, M. (2015). *Selección de un sistema de desinfección en proyectos de reutilización de las aguas residuales tratadas*. Valencia: Universitat Politecnica de Valencia.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L., & Andrade, M. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Cochabamba: Centro Andino para la Gestión y Uso del Agua.
- Ferrer Polo, J., & Seco Torrecillas, A. (2005). *TRATAMIENTOS FÍSICOS Y QUÍMICOS DE AGUAS RESIDUALES*. Valencia, España: Universitat Politècnica de Valencia.
- García, J., & Corzo, A. (2008). Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial. *Universidad Politecnica de Cataluña*, 108.
- García , J., & Corzo, A. (2008). *Depuración con Humedales Construidos*. Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya.
- García, A., & Luizaca, W. (2017). *Diseño De Un Sistema De Humedales Artificiales Para El Tratamiento De Las Aguas Residuales En La Comunidad Del Tabacay, Cantón Azogues, Provincia De Cañar*. 194. Titulación.pdf
- Gatidoua, G., Arvaniti, O., & Stasinakis, A. (2019). Review on the occurrence and fate of microplastics in Sewage Treatment Plants . *Journal of Hazardous Materials*, 504-512.
- Goel, P. (2006). *Water Pollution: Causes, Effects and Control*. New Age International.
- Granja Villacís, A. I., & Nuñez Enriquez, D. A. (2016). *Determinación del coeficiente de retorno de aguas servidas para el área de aporte a la planta de tratamiento de aguas residuales de Quitumbe, distrito metropolitano de Quito*.

- Guven, H., Eriksson, O., & Wang, Z. (2018). Life cycle assessment of upgrading options of a preliminary wastewater treatment plant including food waste addition. *Water Research*, 518-530.
- Halverson, N. (2004). *Review of Constructed Subsurface Flow vs. Surface Flow Wetlands*. Aiken: SRS Savannah River Site.
- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M., & Von Muench, E. (2011). *Revisión Técnica de Humedales Artificiales de flujo subsuperficial para el tratamiento de aguas grises y aguas domésticas*. Eschborn: GIZ.
- Horroch Torrens, J. M. (2017). *La gestión de las pluviales: La gran olvidada del ciclo del agua*. Obtenido de [Entrada e blog]: <https://www.iagua.es/blogs/juan-mateo-horrach/gestion-pluviales-gran-olvidada-ciclo-agua>
- Interstate Technology & Regulatory Council (ITRC). (2003). *Technical and Regulatory Guidance Document for Constructed Treatment Wetlands*. Interstate Technology & Regulatory Council.
- Inyinbor, A., Adebisin, O., Oluyori, P., Adelani-Akande, A., & Dada, O. (2018). Water Pollution: Effects, Prevention, and Climatic Impact. En M. Glavan, *Water Challenges of an Urbanizing World*. IntechOpen.
- IWA. (2017). *Treatment Wetlands* (Vol. VII). IWA Publishing.
- Jiménez, A. (2020). Marco Legal. Efecto y minimización de vertidos. *Marco Legal. Efecto y minimización de vertidos*. España: EDITORIAL ELEARNING S.L.
- Kadlec, R. H., & Wallace, S. D. (2009). *Treatment Wetlands. Introduction to treatment wetlands*. 2nd ed.
- Kadlec, R., & Wallace, S. (2009). *Treatment Wetlands* (Segunda ed.). Boca Raton: CRC Press.
- Luna, V., & Aburto, S. (2014). Sistema de humedales artificiales para el control de la eutrofización del lago del Bosque de San Juan de Aragón. *Revista Especializada en Ciencias Químico-Biológicas*, 17, 32-55.
- Martín, I., Betancort, J., Salas, J., Peñate, B., Pidre, J., & Sardón, N. (2016). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*. ITC.
- Mecánica, F. DE, por, P., & Diego Cruz Freire Darwin Vinicio Chimbo Chimbo, J. (2015). *Escuela Superior Politécnica De Chimborazo*.
- Metcalf and Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales. Volumen 1: Tratamiento, vertido y reutilización*.
- Metcalf, & Eddy. (2000). *Wasterwater Engineering. Treatment and Reuse*. New York: McGraw-Hill.
- Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). *Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Pluviales. Reglamento Técnico Del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*, 102.

- Molle, P., Liégnard, A., Boutin, C., Merlin G, & Ivema, A. (2005). How to treat raw sewage with constructed wetlands, an overview of the French system. *Water Science and Technology*, 51, 11-21.
- Morote, Á. F., & Hernández, M. (2017). EL USO DE LAS AGUAS PLUVIALES EN LA CIUDAD DE ALICANTE. DE VIEJAS IDEAS A NUEVOS ENFOQUES.
- Naranjo, Y. (2017). *Estudio para mejorar la eliminación de fósforo en humedales artificiales empleando fangos generados en la potabilización del agua, mediante procesos de adsorción. aplicación a la potabilizadora la presa (Manises, Valencia)*. 100.
- Nizel, J., & Nazrul, M. (2015). Water Pollution and its Impact on the Human Health. *Journal of Environment and Human*, 2(1), 36-46.
- Oliver, N. (2017). *Estudio de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial del Tancat de la Pipa como instrumentos para la restauración ambiental del lago de l'Albufera de València*. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia.
- OPS/CEPIS. (2005). Guía para el diseño de Tanques Sépticos, Tanques Imhoff y lagunas de estabilización. *Publicaciones Estadísticas y Geográficas. SINA*, 40.
- Ortega, E., Ferrer, Y., Sala, J. ., Aragón, C., & Real, Á. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*.
- Ortega de Miguel, E., Ferrer, Y., Salas, J., Aragón, C., & Real, Á. (2013). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- Rojas, R. (2002). *Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales*. CEPIS/OPS-OMS.
- Romero, P., Aragon, C., & Quiroga, J. (2017). Evaluation of a biological wastewater treatment system combining an OSA process with ultrasound for sludge reduction. *Ultrasonics Sonochemistry*, 336-342.
- Sedlak, D. (2014). *Water 4.0: The Past, Present, and Future of the World's Most Vital Resource*.
- Sonune, A., & Ghate, R. (2004). Developments in wastewater treatment methods . *Desalination*, 55-63.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P., & Zurbrügg, C. (2014). *Compendium of Sanitation Systems and Technologies* (Segunda ed.). Duebendorf: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Trapote, A. (2013). *Depuración y regeneración de aguas residuales urbanas*. Alicante: Universidad de Alicante.
- US EPA. (2000). *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. United States Environmental Protection Agency.
- Vymazal, J. (2007). Removal of nutrients in various types of constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, 48-6

Yang, X. (2020). *Sistema de drenaje urbano sostenible (SUDS)*. 3–13.